

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Centre De Thiès



GC.0086

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME :

BARRAGE - PISTE : SOLUTION D'OPPORTUNITE PAR RAPPORT
AUX AUTRES COVRAGES DE FRANCHISSEMENT EN MILIEU
RURAL AU BENIN

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception



REALISE PAR :
Mohamed M. YAYA

SOUS LE DIRECTION DE :
M. Séni TAMBA
M. Ibrahima K. CISSE

ANNEE ACADEMIQUE 2001-2002

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	I
REMERCIEMENTS.....	II
LISTE DES FIGURES.....	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	V
AVANT PROPOS.....	1
INTRODUCTION GENERALE.....	2
CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	3
I PRESENTATION DU CONTEXTE CLIMATOLOGIQUE.....	3
1-1 Zone Nord.....	4
1-2 Zones montagneuses du Nord-Est et du Nord-Ouest (chaine de l'Atacora).....	5
1-3 Zone de transition.....	5
2 - APERÇU SUR LES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT.....	6
2-1 Les différents types d'ouvrages de franchissement.....	6
2-1-1 Les buses.....	6
2-1-2 Les dalots.....	6
2-1-3 Les ponts.....	6
2-1-4 Les ponts submersibles.....	6
2-1-5 les digues – pistes.....	8
2-1-5-1 Les différents types de barrages selon la typologie.....	8
2-1-5-2 Différents types de digues - pistes du point de vue du fonctionnement.....	13
CHAPITRE II : ETUDE COMPARATIVE DE LA DIGUE – PISTE AUX AUTRES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT.....	15
I - FORMULATION DU PROBLEME.....	15
1-1- Analyse des besoins.....	15
1-2-Résumé des besoins sous forme d'objectifs.....	17
1-3-Inventaire des données et des restrictions relatives au projet.....	17
1-3-1 Données.....	17
1-3-2 Restrictions.....	17
1-4 Détermination et pondération des critères d'évaluation.....	17

1-5 Elaboration du barème de prise de décision.....	19
2 - RECHERCHE DE SOLUTIONS.....	21
3 - ETUDES DE FAISABILITE.....	22
3-1 Justification des choix.....	23
4- ETUDE PRELIMINAIRE ET PRISE DE DECISION.....	24
4-1 Analyse en fonction des critères d'évaluation.....	24
4-2- Prise de décision.....	28
CHAPITRE III : REGLES DE CONCEPTION D'UNE DIGUE - PISTE	30
1- CHOIX DU SITE.....	30
2- ETUDES TECHNIQUES PRELIMINAIRES.....	32
2-1 Etudes topographiques.....	32
2-2 Etudes géologiques et géotechniques.....	32
2-3 Etudes hydrologiques.....	34
2-3-1 Recherche de données.....	34
2-3-2 Repérage du site de l'ouvrage et délimitation du bassin versant.....	35
2-3-3 Détermination des caractéristiques physiographiques du bassin versant.....	36
2-3-4 Analyse de la pluviométrie sur le bassin versant.....	36
2-3-5 Calcul des apports.....	37
2-3-6 Capacité de la retenue courbes hauteur - volume - surface.....	37
2-3-7 Détermination des débits de crues.....	38
2-3-7-1 Méthode Rodier- Auvrey.....	39
2-3-7-2 Méthodes du CIEH (Comité Inter africain d'Etudes Hydrauliques).....	40
2-3-7-3 Méthode ALE – LEBARBE.....	40
3- DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE – PISTE.....	41
3-1 Dimensionnement de la digue.....	41
3-1-1 le Remblai.....	42
3-1-1-1 Choix de matériaux.....	42
3-1-1-2 Hauteur du remblai.....	43
3-1-1-3 Plan d'eau normal (PEN).....	43
3-1-1-4 Niveau des plus hautes eaux (PHE).....	44
3-1-1-5 Revanche (R).....	44
3-1-2 La Crête (Lc).....	45

3-1-2-1 Largeur en crête.....	45
3-1-2-2 Epaisseur de la couche de couronnement.....	45
3-1-3 Les Talus.....	46
3-1-3-1 Pentes des Talus.....	46
3-1-3-2 Protection des Talus.....	46
3-1-4 Protection contre les infiltrations.....	49
3-1-4-1 Dimensions du drain tapis	51
3-1-4-2 Drain vertical.....	52
3-1-4-3 Tranchée d'ancrage.....	53
3-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	53
3-2-1 Le Déversoir.....	55
3-2-1-1 Laminage de la crue de projet.....	56
3-2-1-2 Calcul hydraulique du déversoir.....	56
3-2-1-3 Calcul de structure.....	60
3-2-2 Le parement aval de l'évacuateur de crue.....	62
3-2-2-1 Calcul du tirant d'eau dans le coursier.....	62
3-2-2-2 Calcul de la revanche pour le coursier.....	63
3-2-3 Bassin de dissipation.....	63
3-2-3-1 Détermination des caractéristiques du ressaut.....	64
en fonction du nombre de Froude.....	70
3-2-3-2 Longueur de protection après le bassin de dissipation.....	70
3-2-4 Ouvrage annexe et dispositions constructives.....	71
3-2-4-1 Ouvrage de vidange.....	72

CHAPITRE IV : ETUDES TECHNICO - ECONOMIQUES DE CAS.....74

1 - DONNEES DE BASES.....	74
1-1 Caractéristiques du pont de référence.....	74
1-2 Caractéristiques du site.....	75
1-3 Comptage routier sur l'axe.....	76
2 - ETUDE DE LA DIGUE – PISTE.....	76
2-1 Calcul du débit décennal (Méthodes du CIEH).....	76
2-2 Dimensionnement de la digue.....	78
2-2-1 Le Remblai.....	78
2-2-1-1 Choix du matériau.....	78
2-2-1-2 Plan d'eau normal.....	78
2-2-1-3 Revanche et Hauteur du remblai.....	78
2-2-2 La crête.....	78
2-2-2-1 Largeur en crête (Lc).....	78
2-2-2-2 Couche de roulement (couronnement).....	79
2-2-3 Les talus.....	79
2-2-3-1 Pentes des talus.....	79

2-2-3-2 Protection des talus.....	80
2-2-4 Protection contre les infiltrations.....	80
2-2-4-1 Dimension du drain horizontal.....	81
2-2-4-2 Tranchée d'ancrage.....	83
2-2-5 Stabilité par rapport à la portance du sol.....	83
2-3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	84
2-3-1 Courbe hauteur – surface.....	84
2-3-2 Laminage de la crue de projet.....	86
2-3-3 Calcul hydraulique du déversoir.....	87
2-3-4 Calcul du tirant d'eau dans le coursier.....	87
2-3-5 Calcul hydraulique du bassin de dissipation.....	88
2-3-5-1 Détermination du tirant d'eau aval(ya).....	89
2-3-5-2 Détermination de D, F et y_2	89
2-3-5-3 Revanche dans le bassin de dissipation.....	91
2-3-5-4 Protection aval du bassin de dissipation.....	91
2-4 Dispositions constructives et de sécurité.....	92
2-5 Documents graphiques.....	92
3- ESTIMATION DES QUANTITES DE MATERIAUX.....	93
4 - EVALUATION FINANCIERE.....	95
CHAPITRE V : ANALYSE ET SYNTHESE DES RESULTATS.....	97
CONCLUSION	101
BIBLIOGRAPHIE.....	103
ANNEXES.....	105
Annexe 3-1 : Différentes parties d'une digue – piste busée	105
Annexe 3-2 : Tableau de normales de pluie	106
Annexe 3-3 : Courbes hauteur – durée – fréquence (HDF).....	107
Annexe 3-4 : Exemple de courbe hauteur-volume-surface.....	108
Annexe 3-5 : Abaques relatifs a la méthode ORSTOM.....	109
Annexe 3-5 bis : Abaques relatifs a la méthode du CIEH.....	110
Annexe 3-6 : extrait de plans de ferrailage de buse et dalot.....	111
Annexes 3-8 ; 3-9 ; 3-10 ; 3-11 : Abaques pour bassin de dissipation type I, type II, type III.....	112
Annexe 4-1 : Carte géotechnique du Bénin.....	113
Annexe 4-2 : Valeur du coefficient n de l'équation de Manning.....	114
Annexe 4-3 : Détail du calcul quantitatif de la digue –piste a dalot conçue..	115

Annexe – graphique 1 : Documents graphiques relatifs a la conception de la digue - piste a dalot.....	116
Annexe – graphique 2 : Plan type de digue – piste munie d'un évacuateur de crue sous forme de radier submersible.....	117

DEDICACES

Nous dédions ce travail :

➤ *Au monde rural*

- *Que ceci soit perçu comme notre modeste contribution, aux côtés de tous ceux qui œuvrent pour le bien être des populations les plus démunies.*

➤ *A nos enfants Nimath YAYA et Moussiliou YAYA et leurs cousins et cousines*

- *Faites de ce travail un repère que vous devez atteindre et dépasser, afin que vous puissiez être la fierté de votre adorable Maman Raflatou IBIKANMI YAYA.*

➤ *Aux enfants Skevie, Kaka, Mimi, Chègoun, fils de Gilbert AHOANSOUN*

- *Votre Papa a été un infatigable artisan pour l'aboutissement de ce travail. Faites de cela un point de votre trajectoire scolaire et universitaire que vous devez envisager bien long.*

➤ *A nos camarades et amis de la 3^{ème} promotion de l'ESP*

- *En souvenir des temps passés ensemble*

REMERCIEMENTS

L'inspiration des réalités vécues dans le cadre professionnel devrait nous faire penser au thème développé dans ce document.

A ce titre nous sommes profondément redevables, à Monsieur Ibrahima K. CISSE, Docteur, Professeur titulaire, ancien Chef de département et Monsieur Séni TAMBA, Docteur, Ingénieur Polytechnicien, Professeur à l'Ecole Supérieure Polytechnique (ESP), pour nous avoir encouragés à en faire un sujet de Projet de Fin d'Etudes.

C'est le lieu de leur exprimer toutes nos gratitude, pour avoir accepté de codiriger les travaux dans une ambiance empreinte de fraternité, de rigueur dans les analyses, de générosité dans la transmission du savoir et de recherche de la perfection.

En particulier pour Monsieur CISSE les mots nous manquent pour lui exprimer à juste titre, nos sentiments de reconnaissance pour tout ce qu'il a pu faire pour nous, non seulement pour notre encadrement, mais aussi durant toute la durée de notre formation.

Qu'il accepte simplement que nous lui disions « DIEUREDIEUF », qui traduit un merci plein de sens.

Le document a été revu par Monsieur Ismaïla GUEYE, Docteur, Ingénieur Polytechnicien, professeur à l'ESP. C'est le lieu de lui exprimer nos remerciements pour ses utiles directives et précieux conseils.

Une partie du manuscrit a été revue avec beaucoup d'intérêt par Monsieur Mamadou Salle GUEYE, professeur à l'ESP, et Monsieur Gérard André Robert SOUMA, Docteur ès sciences en Hydrogéologie, Chef de Projet REGEFOR, qui y ont fait de nombreuses observations intéressantes. Nous tenons ici à leur exprimer toutes nos gratitude.

Nos remerciements à l'égard de tous nos professeurs de l'Ecole Supérieure Polytechnique, pour la qualité de la formation que nous avons reçue et dont ils sont les infatigables artisans. En particulier à Monsieur Bamba DIAW qui n'a ménagé aucun effort pour mettre à notre disposition les documents dont nous avons besoin.

Monsieur Hervé HOUEDRAOGO, Directeur du bureau Burkinabais d'Etudes et de Contrôle (AGEIM) ; qu'il trouve ici l'expression de notre gratitude

Monsieur KOSSOU Claude, Responsable Technique du Projet d'Hydraulique Pastorale et Agricole au Bénin: sincères remerciements.

Nos remerciements à Madame Astou CISSE, Chef du Service de la Scolarité pour sa disponibilité et son soutien moral.

Notre profonde gratitude à l'endroit de messieurs Chououdi YAYA et Moudjibou YAYA et leurs épouses pour le soutien moral et matériel qu'ils n'ont cessé de nous apporter et pour la sollicitude constante dont nous bénéficions de leur part.

Nos remerciements à Monsieur Barthélemy ZEGUE, pour son soutien moral et matériel.

A Madame Francine C. ADJANOHOUN, pour son soutien et son dévouement à notre cause ; nous lui exprimons ici toute notre affection.

A Madame Kudia NIANG YAYA, pour son dévouement à notre cause ; qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude et de notre sympathie.

A Madame Mariam AROUNA, pour son soutien moral et son dévouement à notre cause ; nous lui exprimons toute notre gratitude.

A tout le personnel du Département de Génie Civil et de la Bibliothèque, en particulier à Madame Khady DIOUF et Monsieur Mbaye NDIAYE : sincères reconnaissances.

A tout le personnel de la Direction des Routes et Ouvrages d'Art et de la Direction des Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics et des Transports du BENIN : notre sincère reconnaissance.

A tous ceux qui d'une manière ou d'une autre, ont contribué à la réalisation pratique de ce document : sincères remerciements.

LISTE DES FIGURES

pages

fig n° 1-0 : Carte du Bénin avec la zone d'étude en rouge	3
fig n° 1-1 : Carte de normale pluviométrie (mm)	8
fig n° 1-2 : coupe transversale courante d'un barrage homogène	10
fig.n° 1-3 : Barrage homogène avec aménagement spécial pour le drain	10
fig n° 1-4 : Exemple de barrage à zone avec noyau central	11
fig n° 1-5 : Barrage à zone à noyau amont	11
fig n° 1-6 : Exemple de barrage en remblai non étanche	12
fig.n° 1-7 : Barrage à massif aval totalement gabionné	13
fig.n° 1-8 : Barrage à parement aval en gradin de gabions	13
fig.n° 1-9 : Barrage à parement aval incliné	14
fig n° 3-1 : Profil en travers courant de la digue – piste busée (annexe)	105
fig n° 3-2 : Profil en travers de l'évacuateur de crue de la digue – piste busée (annexe)	105
fig. n°3-3 : Abaque de chaussée en terre	46
fig. : n°3-6* Protection de talus amont en sol – ciment	48
fig. n°3-7 : Drain horizontal	49
fig. n°3-8 : Drain vertical	50
fig. n°3-9 : Détail de drain vertical	53
fig. n°3-10 : ligne de saturation dans le cas d'un barrage à zone	53
fig. n°3-11 : Ancrage de la digue dans la fondation	54
fig n° 3-13 Coupe en travers d'un évacuateur de crue	55
fig. n°3-14 : Débit laminé ; cas d'une crue à hydrogramme pointu	58
fig. n°3-15 : Débit laminé ; cas d'une crue à hydrogramme arrondi	59
fig. n°3-16 : Coefficient de débit d'un déversoir	61
fig n° 3-17 Conditions de seuil noyé ou dénoyé	61
fig. n°3-19 : effet de la courbure sur le coursier	64
fig n° 3-20 : Paramètres de calcul du bassin à ressaut	65
fig n° 3-21 : Aménagement spécial de l'aval du bassin	66
fig n° 3-22 : Profondeur du bassin en fonction du tirant d'eau aval et de la lame d'eau au-dessus du seuil	67
fig.n° 3-23 : Détermination des caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude	69
fig n° 3-24 Vitesse du début d'entraînement des matériaux d'un sol non cohérent	70
fig n°3-25 Diamètre des enrochements de protection	71
fig. n° 3-26 Ouvrage de vidange	72
fig. n° 4-1 : Drain horizontal	81
fig. n°4-2 : Dimensions maximales de la digue – piste projetée	81
fig. n°4-3 : Courbe hauteur – surface	85
fig. n° 4-4 Coupe en travers d'un évacuateur de crue (schéma type)	88

fig. n° 4-5 Paramètres de calcul du bassin à ressaut	89
fig. n° 4-6 : Conditions de seuil noyé ou dénoyé	91

LISTE DES TABLEAUX**pages**

Tableau n°2-1 : Catégorisation des défauts ou lacunes	16
Tableau n°2-2 : Pondération des critères d'évaluation	18
Tableau n°2-3 : Elaboration du barème de prise de décision	19
Tableau n°2-4 : Elaboration du barème de prise de décision (suite)	20
Tableau n°2-5 : Etude de praticabilité	23
Tableau n°2-6 : Analyse de la solution de pont en fonction des critères d'évaluations	26
Tableau n°2-7 : Analyse de la solution de digue - piste en fonction des critères d'évaluations	28
Tableau n° 2-8: Calcul du volume d'eau dans la retenue	38
Tableau* n°3-5 Epaisseur et diamètre de couche d'engrochement sur talus	47
Tableau n°3-12 : Coefficient de LANE	54
Tableau n° 4-3 bis : Superficie correspondant à chaque cote dans la retenue	84
Tableau n° 4-12 : Devis quantitatif	94
Tableau n° 4-13 : Devis estimatif	96

AVANT PROPOS

A tout problème qui se pose à l'ingénieur, il peut y correspondre plusieurs approches de solutions. Alors, il devient nécessaire de procéder à une analyse multicritère afin de dégager la solution optimale.

Quoique conscient de ce fait, le concepteur est parfois confronté à quelques handicaps pour l'analyse de plusieurs variantes, car l'identification d'une solution optimale est généralement le fruit d'une étude approfondie, demandant parfois des semaines voire des mois. Le caractère urgent de certains projets, doublé de l'insuffisance de documentation, contraignent parfois le projecteur à limiter le nombre de variantes.

Embarrassé donc pour l'identification de la meilleure solution, il fait son choix en fonction des atouts dont il dispose ; solution généralement loin d'être optimale. Cette réalité ne justifie t-elle pas en partie la rareté de la digue - piste au Bénin ?

En effet, une digue-piste est un ouvrage conçu pour faire passer les véhicules et en même temps retenir l'eau pour un usage ultérieur. Or les besoins aussi bien en ouvrages de franchissement, qu'en retenue d'eau, sont très importants dans la région septentrionale du Bénin, drainée par de nombreux ruisseaux dont les crues généralement catastrophiques, détruisent cultures et habitations pendant l'hivernage et qui paradoxalement tarissent complètement pendant la sécheresse.

Face à ce double besoin, une question préoccupe, lorsqu'on sillonne le Nord du Bénin. Cette question est de savoir, pourquoi la préférence n'est - elle pas accordée à une digue-piste, plutôt qu'à un pont, ou un ponceau, au niveau des pistes en milieu rural où l'on souffre cruellement du manque d'eau en saison sèche.

En d'autres termes, cette question pourrait être éclatée comme suit :

- 1) Quelles sont les conditions techniques favorables à la substitution d'une digue-piste aux autres ouvrages de franchissements ?
- 2) Dans quelles conditions une digue-piste s'avère t- elle plus économique par rapport aux autres ouvrages de franchissements ?

C'est pour apporter notre modeste contribution à la résolution de ces différentes questions que nous sommes motivés à établir une comparaison entre la digue-piste et les autres ouvrages de franchissement afin de mettre en exergue l'opportunité du choix de la digue - piste par rapport à ces autres ouvrages de franchissement en milieu rural au Bénin.

INTRODUCTION GENERALE

Rarement, les spécialistes du développement à la base adoptent une même stratégie dans leur combat pour l'amélioration des conditions de vie des populations rurales. Cependant, il existe certains points qui focalisent l'attention de tous. Il s'agit notamment de la mise en place des infrastructures routières et hydrauliques. Ces infrastructures jouent un rôle primordial dans la satisfaction des besoins socio – économiques des populations.

Au Bénin, l'insuffisance et parfois le manque de ces infrastructures place certaines régions dans une situation d'enclavement et/ou de pénurie en eau. Ce phénomène qui ne favorise guère l'épanouissement des populations rurales est beaucoup plus remarquable dans plusieurs localités des départements du Nord. Il devient alors nécessaire de trouver les voies et moyens d'équiper le plus grand nombre de localités de ces infrastructures à peu de frais.

L'ambition de ce Projet de Fin d'Etudes intitulé << Barrage – Piste : Solution d'Opportunité par rapport aux autres Ouvrages de Franchissement en Milieu Rural au BENIN >> est d'encourager la mise en place de la digue-piste par rapport aux autres ouvrages de franchissement couramment exécutés en milieu rural. Ceci, afin de bénéficier de sa deuxième fonction qui est celle de retenue d'eau.

Il s'agira dans un premier temps, de faire une comparaison d'ordre général entre la digue-piste et les autres ouvrages de franchissement, notamment les ponts, les dalots, et les buses. Ensuite à partir d'un cas concret, une comparaison d'ordre financier sera faite entre la digue – piste et un autre ouvrage de franchissement équivalent. Ce qui permettra de faire ressortir les avantages économiques et techniques de cette infrastructure bénéfique dans plusieurs localités du Nord BENIN.

Une synthèse des différentes étapes de la conception d'une digue-piste sera mise en forme et les méthodes de calcul et de dimensionnement concernant les différentes parties de cet ouvrage seront compilées. Ainsi sera comblé, de façon modeste la rareté de documentation spécifique à ce genre d'ouvrage.

L'étude s'articulera autour des points suivants:

- Présentation de la zone d'étude
- Etudes comparatives de la digue – piste aux autres ouvrages de franchissement
- Règles de conception d'une digue-piste
- Etudes technico-économiques de cas
- Analyse et synthèse des résultats

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Après le rappel sommaire des spécificités climatologiques du Bénin dont la partie septentrionale a été retenue pour les études, nous évoquerons sous ce chapitre quelques aspects techniques ayant trait aux ouvrages de franchissement et aux barrages.

1 PRESENTATION DU CONTEXTE CLIMATOLOGIQUE

Ce paragraphe traitera des spécificités du Bénin en général et de sa partie septentrionale en particulier, en matière de climatologie. La zone d'étude est la partie en rouge sur la carte du Bénin de la fig n° 1-0 ci-dessous.



fig n° 1-0 : Carte du Bénin avec la zone d'étude en rouge

Le Bénin est un pays Ouest Africain de la zone tropicale chaude et humide, couvrant une superficie de 112700 Km², avec une population de six (06)

millions d'habitants. Il est situé entre les parallèles 6° et 12° de latitude Nord et les méridiens 0° et 4° de longitude Est.

Lorsqu'on se déplace du Nord au Sud, on passe progressivement du climat tropical continental à une saison des pluies avec des écarts thermiques et hygrométriques importants, au climat subéquatorial à deux maxima pluviométriques séparés par un minimum particulièrement marqué sur le littoral, où la température et l'humidité sont beaucoup moins variables.

Ainsi, on distingue du Nord au Sud, 5 régions de caractères climatiques différents, à savoir une zone Nord, les zones montagneuses du Nord-Est et du Nord-Ouest, une zone de transition, une zone précôtière et une zone côtière.

Les trois zones qui intéressent le présent projet sont : la zone Nord, les zones montagneuses du Nord-Est et du Nord-Ouest et la zone de transition.

1-1 Zone Nord

Elle est limitée au Sud par les régions montagneuses du Nord-Est et du Nord-Ouest (Atakora) où le climat de type continental tropical (soudanien), est caractérisé par la succession dans l'année d'une seule saison sèche de Novembre à Mars et d'une seule saison des pluies (maximum pluviométrique en Août). La hauteur annuelle des précipitations varie en moyenne de 700 mm à 1000 mm du Nord au Sud et se répartit entre 30 et 50 jours environ.

Au cours de la saison sèche, cette région est soumise à l'alizé saharien de Nord-est, chaud et sec (harmattan). On observe de fortes amplitudes diurnes de température (16 à 20° C), des humidités relatives très faibles (15 à 30% début d'après-midi) et des températures très élevées en fin de saison.

Par contre, pendant la saison des pluies (fin avril à octobre), cette région se trouve sous l'influence de la mousson humide du Sud-Ouest. La pluviométrie moyenne est plus forte dans les secteurs topographiquement les plus hauts (partie Sud du massif de l'Atakora) formant la ligne de partage des eaux entre les bassins de l'Ouémé et du Niger. Voisine de 1 300 mm à Natitingou et de 1 200 mm à Nikki, la pluviométrie décroît jusqu'au Niger, 850 mm à Malanville.

Kandi est la localité retenue comme station type pour cette zone Nord.

1-2 *Zones montagneuses du Nord-Est et du Nord-Ouest (chaîne de l'Atacora)*

Ces zones de la chaîne de l'Atacora ont les mêmes caractères climatiques que la zone Nord. Toutefois, le maximum pluviométrique s'établit en Septembre et non en Août et la saison des pluies y est un peu plus longue (fin Mars à début Novembre)

Il y a des différences marquées au début et à la fin de l'hivernage entre la zone Nord-ouest et la zone Nord-Est. Les pluies sont plus précoces au début et plus tardives à la fin dans la zone Nord-Ouest.

Les hauteurs annuelles des précipitations varient entre 1 200 mm et 1406 mm et se répartissent, en moyenne, entre 90 et 110 jours.

Les fortes températures du mois de mars (40°C en moyenne) sont moins marquées que dans la zone Nord tandis que les amplitudes thermiques journalières de la saison sèche s'atténuent.

Natitingou et Parakou sont les localités retenues comme stations types pour cette zone

1-3 *Zone de transition*

Elle est comprise sensiblement entre Djougou et Dassa ; c'est une zone de transition entre le climat tropical des régions précédentes et le climat subéquatorial des régions côtières.

A partir de Djougou (09°42' N - 01°40' E), un minimum pluviométrique s'accroît peu à peu en août séparant deux maxima qui s'établissent en juillet et septembre, celui du mois de septembre étant prépondérant.

Aux latitudes plus basses, le premier maximum l'emporte petit à petit sur le deuxième. Les hauteurs annuelles des précipitations sont moins importantes que dans les zones montagneuses du Nord-est et du Nord-ouest ; elles oscillent entre 1000 mm et 1200 mm et se répartissent, en moyenne, entre 80 et 110 jours.

Savè est la localité retenue comme station type pour cette zone.

La carte de normale pluviométrique du Bénin est représentée à la figure n° 1-1 ci - après et les courbes Hauteur - Durée - Fréquence (H D F) des stations types sont en annexe 3-3.

2 - APERÇU SUR LES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

Définition

Un ouvrage de franchissement est un ouvrage qui permet de rétablir la chaussée au droit d'un obstacle. L'obstacle qui est généralement le lit d'un cours d'eau est franchi soit en laissant passer l'eau sous l'ouvrage soit conçu pour faire passer tout ou partie de l'eau sur l'ouvrage.

2-1 *Les différents types d'ouvrages de franchissement*

Il existe plusieurs types d'ouvrages de franchissement dont les plus usuels sont, les buses, les dalots, les ponts, les ponts submersibles et les digues – pistes.

2-1-1 *Les buses*

Ce sont des conduites en béton armé ou métalliques, à section circulaire, avec un diamètre généralement compris entre 80 et 120 cm, noyées dans les remblais. Elles sont utilisées en cas de faible débit (moins de $2 \text{ m}^3/\text{s}$) ou en cas de fort débit (entre 2 et $5 \text{ m}^3/\text{s}$) lorsque la forme du profil en travers permet d'en disposer plusieurs en parallèle (profil en travers large).

2-1-2 *Les dalots*

Ce sont des ouvrages simples ou multiples, à section rectangulaire ou carrée, noyés en général dans le remblai. Ils peuvent être utilisés au même titre que les buses surtout lorsque l'axe de la chaussée ne permet pas d'avoir une hauteur de remblai suffisante au-dessus de la buse. Leur hauteur atteint rarement 5m.

2-1-3 *Les ponts*

Ce sont des ouvrages pour lesquels le remblai est interrompu de chaque côté, par des culées et la route portée par un tablier reposant sur des appuis appelés piles lorsqu'ils sont intermédiaires ou culées lorsqu'ils sont aux extrémités. Ce qui permet à l'eau de passer sous la route.

Ce type d'ouvrage est souvent choisi lorsque l'encaissement est très marqué (ce qui engendre généralement un fort débit), ou en cas de faible portance du sol.

2-1-4 *Les ponts submersibles*

Ils se distinguent des ponts ordinaires par le fait qu'ils sont conçus pour faire passer éventuellement l'eau au-dessus du tablier en cas de crue.

CARTE DE NORMALE PLUVIOMETRIQUE (mm)

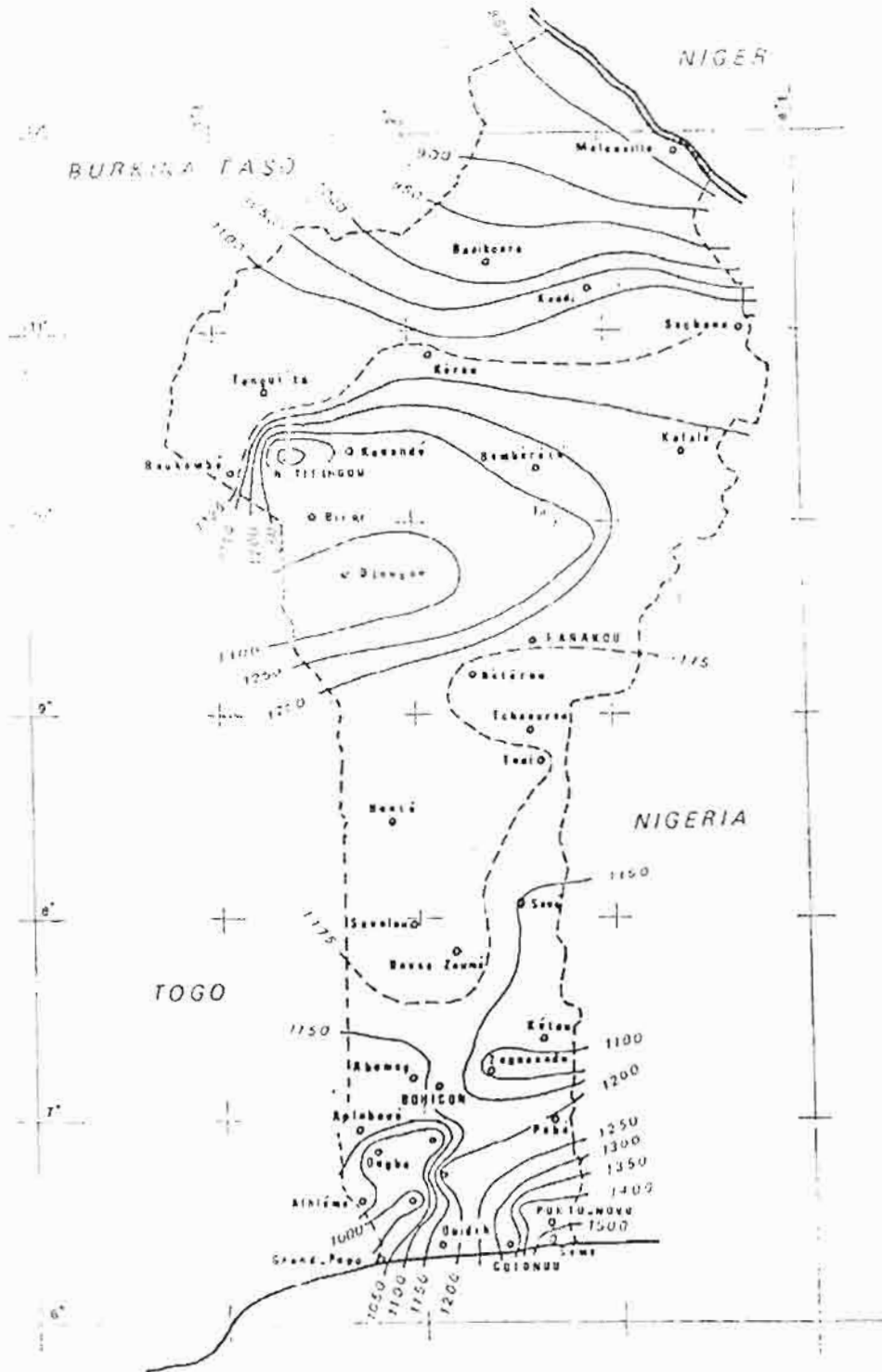


fig n  1-1 : Carte de normale pluviométrie (mm)

En effet, les ponts submersibles laissent sous leur tablier un passage suffisant pour permettre l'écoulement d'un certain débit. Lorsque ce débit est dépassé, le tablier est recouvert par l'eau. Ils sont surtout employés lorsqu'il existe un débit faible mais non nul pendant une grande partie de l'année et un débit très élevé ou de forte crue pendant une courte période.

2-1-5 les digues - pistes

Les digues – pistes sont des barrages généralement en terre aménagés pour permettre le franchissement des rivières en basses eaux ; dans ce cas, ils sont appelés digues de retenue totale. Ils peuvent également être conçus pour être submergés en cas de débit important, ce sont des barrages déversoirs. Ils ont souvent une double fonction, celle de franchissement et celle de retenue d'eau.

Pour assurer efficacement cette fonction de retenue d'eau, du point de vue typologique, plusieurs types de barrages sont envisageables selon la nature des matériaux disponibles.

2-1-5-1 *Les différents types de barrages selon la typologie*

Du point de vue typologique on peut citer les barrages homogènes, les barrages à noyau ou à zone, les barrages à masque amont et les barrages à parement aval en gabions.

- *Barrage homogène*

Le barrage homogène est un barrage en terre constitué d'un même matériau. Il est le type de barrage le plus facile à réaliser lorsque les disponibilités de matériaux le permettent.

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compacté imperméable muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection contre l'effet de battillage (effet des vagues) dans sa partie amont (fig n°1-2). Ce dispositif de drain peut être renforcé lorsque l'étanchéité du matériau n'est pas suffisante (fig n° 1-3)

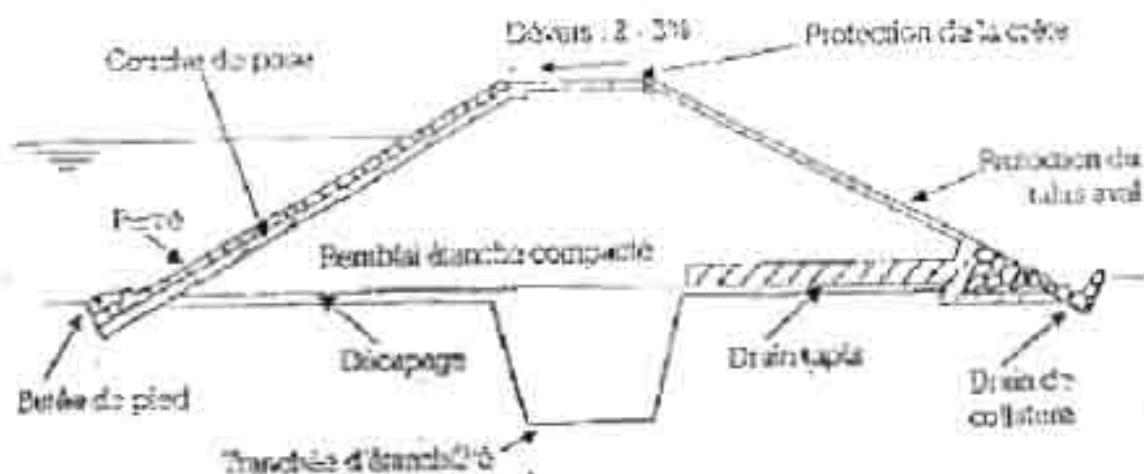


fig n° 1-2 : coupe transversale courante d'un barrage homogène

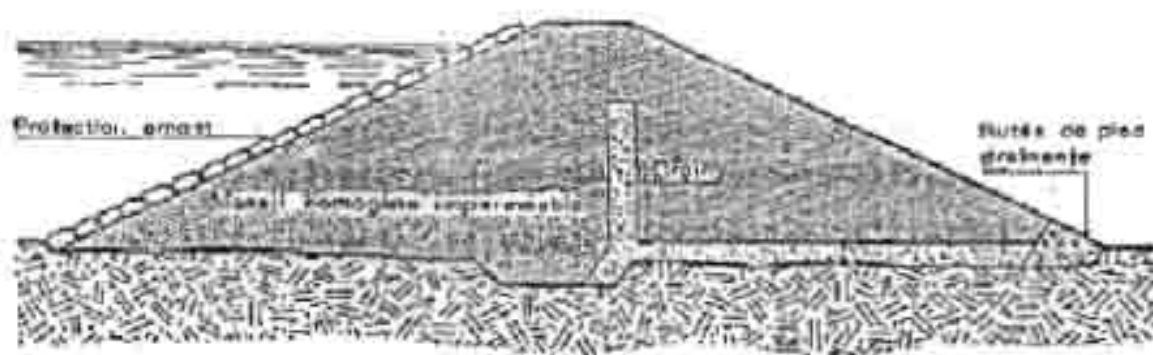


fig n° 1-3 : Barrage homogène avec aménagement spécial pour le drain

- *Barrage à noyau ou à zone*

Il n'est pas toujours possible d'envisager une digue homogène, compte tenu des caractéristiques géotechniques des matériaux disponibles. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être décalé vers l'amont du barrage (fig n° 1-4) ou placé au centre de celui-ci (fig n° 1-5.)

Ce type d'ouvrage permet de réaliser des barrages mixtes en terre et en enrochement.

Dans ce cas, les zones amont et aval sont constituées de gros blocs, ce qui nécessite l'interposition de "filtres" importants entre le noyau et les blocs (fig n° 1- 5)

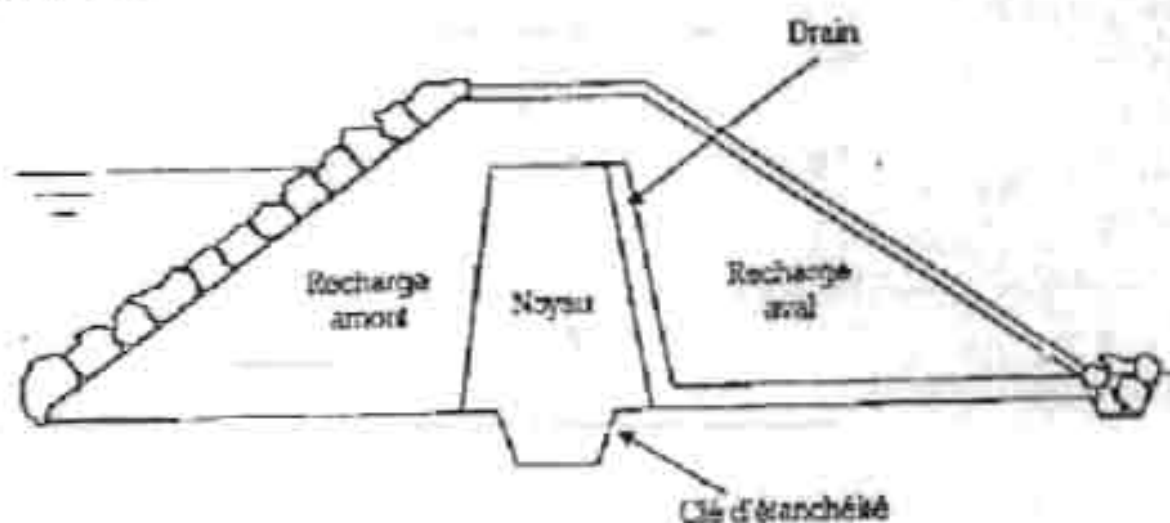


Fig n° 1- 4 : Exemple de barrage à zone avec noyau central

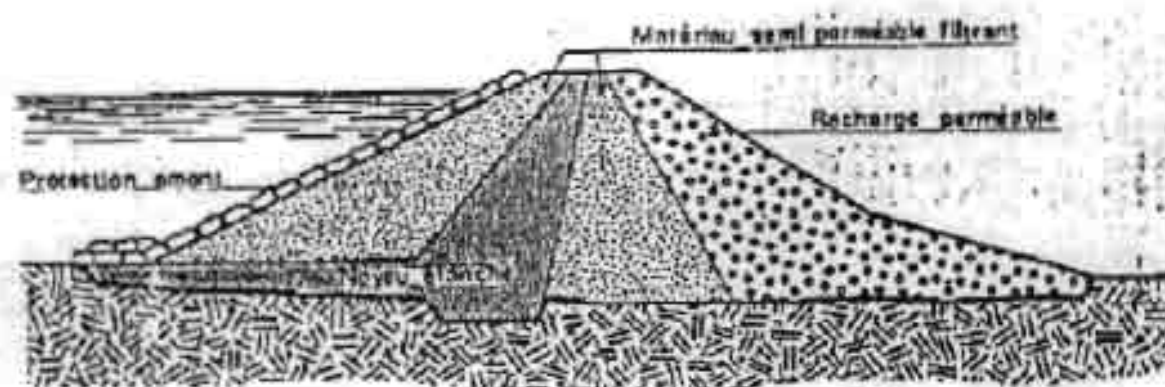


Fig n° 1- 5 : Barrage à zone à noyau amont

- *Barrage à masque amont*

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre etc.; on devra alors comparer cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Ce masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe plusieurs sortes de masque étanche, tel que le béton de ciment ou bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples etc.

Le masque amont repose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peut nécessiter, selon sa nature, une couche de protection (fig n° 1-6)

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé aux agressions extérieures (mécaniques, thermiques, etc....) et il est par conséquent plus fragile que le noyau. Le masque amont doit être prolongé au besoin, par une coupure étanche dans les fondations du barrage.

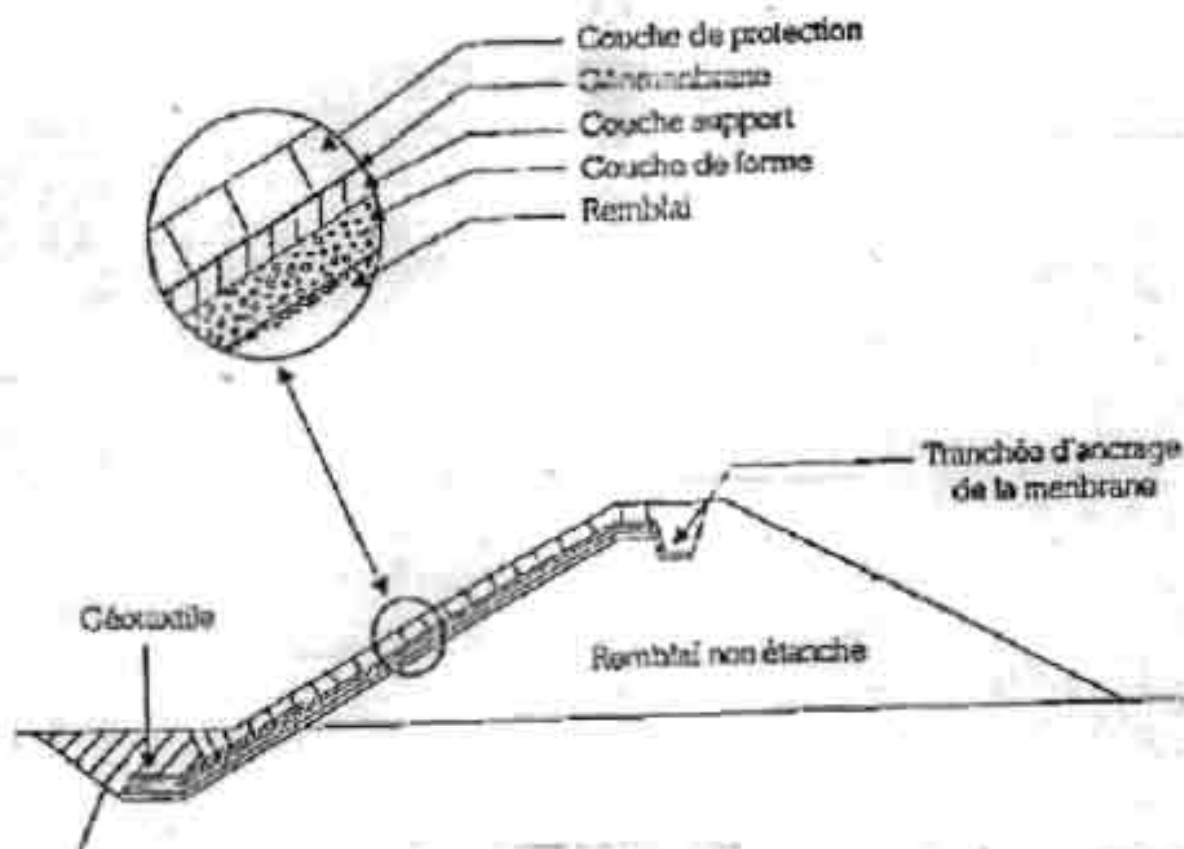


Fig n° 1-6 : Exemple de barrage en remblai non étanche muni d'un dispositif d'étanchéité par géomembrane avec ancrage au pied dans une clef d'étanchéité

- *Barrage à parement aval en gabions*

Il peut être parfois intéressant d'envisager pour la digue – piste un barrage en gabions compte tenu de la disponibilité de cailloux dans les environs immédiats du lieu de mise en œuvre.

Le barrage en gabions est un massif constitué de cages métalliques remplies de pierres (gabions) et muni d'un dispositif d'étanchéité constitué de matériaux argileux dans sa partie amont.

On distingue différents types de barrage en gabions dont quelques-uns sont représentées par les figures n^{os} 1-7, 1-8, 1-9 ci - après :

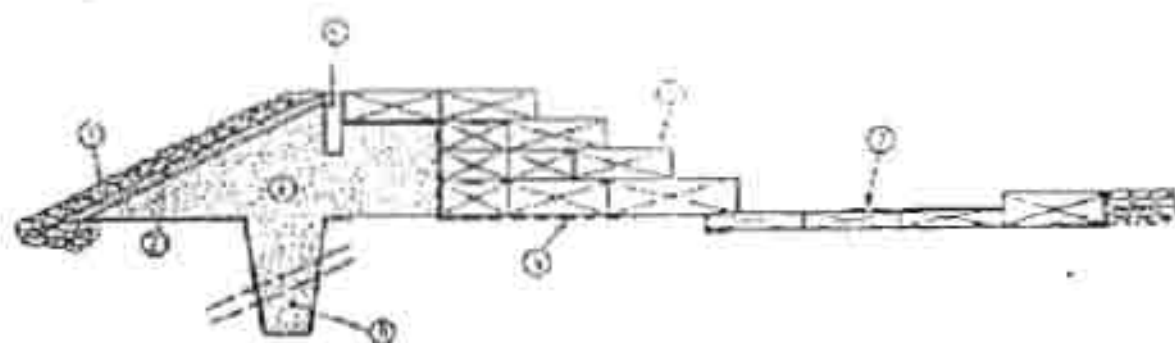


Fig. n° 1-7 - Barrage à massif aval totalement gabionné

- 1 Enrochements
- 2 Couche de Pose
- 3 Massif amont en matériaux argileux
- 4 Murette d'étanchéité en béton
- 5 : Géotextile ou filtre
- 6 : Massif aval en gradins de gabions
- 7 : Bassin de dissipation en gabions semelles
- 8 : Tranchée d'ancrage

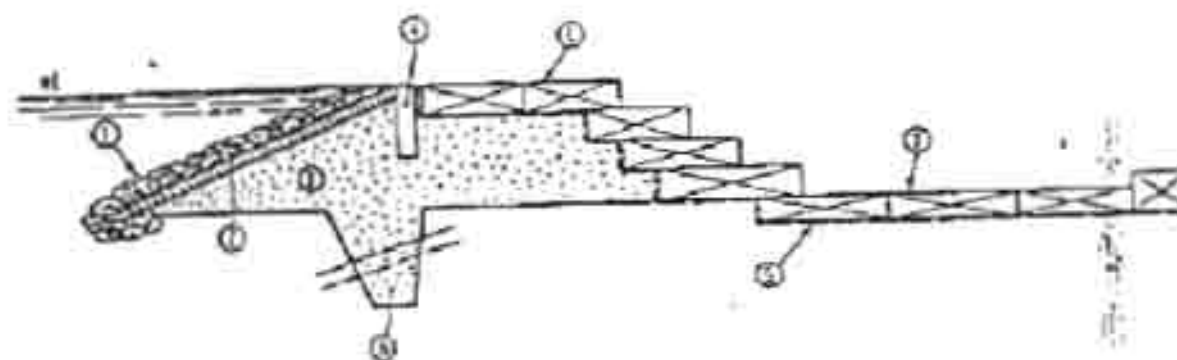


Fig. n° 1-8 : Barrage à parement aval en gradin de gabions

- 1 Enrochements
- 2 Couche de Pose
- 3 Massif amont en matériaux argileux
- 4 Murette d'étanchéité en béton
- 5 : Géotextile ou filtre
- 6 : Massif aval en gradins de gabions
- 7 : Bassin de dissipation en gabions semelles
- 8 : Tranchée d'ancrage

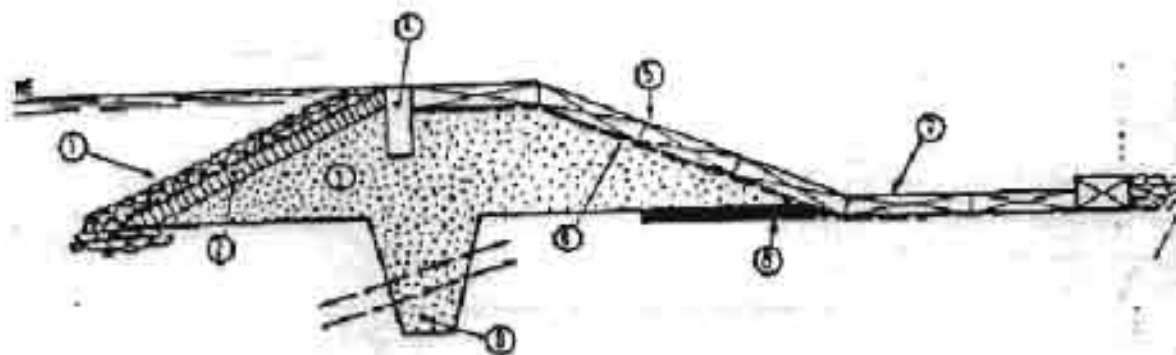


Fig.n° 1- 9 : Barrage à parement aval incliné

- 1 Enrochements
- 2 Couche de Pose
- 3 Massif amont en matériaux argileux
- 4 Murette d'étanchéité en béton
- 5 Pente inclinée en gabion ou matelas Reno
- 6 : Géotextile ou filtre
- 7 : Bassin de dissipation en gabions semelles
- 8 : Drain
- 9 : Tranchée d'ancrage

2-1-5-2 Différents types de digues – pistes du point de vue du fonctionnement

Tel qu'il a été spécifié ci – dessus, on peut distinguer plusieurs types de digues – pistes du point de vue typologique, mais du point de vue du fonctionnement on peut les classer en quatre catégories. Il s'agit notamment des digues de retenue totale, des digues avec évacuateur de crue, des digues déversantes et des digues – busées (les digues à dalot, sont aussi des cette catégorie).

- Digue – piste de retenue totale : elle est mise en place lorsque le volume des apports d'eau au niveau de la cuvette ne nécessite pas d'évacuer une partie de celui - ci. Toute l'eau endiguée est donc retenue en amont de l'ouvrage. Ce qui permet le passage des véhicules en toute sécurité et en toute période.
- Digue – piste totalement déversante : c'est une digue - piste aménagée sur toute sa longueur (crête) pour être submergée par l'eau en cas de débit important. On peut les mettre en œuvre surtout pour les barrages en gabions ou pour des digues – pistes de faibles longueurs. Pour garantir le passage des véhicules pendant la crue, la hauteur de la lame d'eau qui doit franchir l'ouvrage ne doit pas dépasser une certaine valeur.
- Digue – piste avec évacuateur de crue : un évacuateur de crue est un ouvrage annexe du barrage, aménagé pour assurer le franchissement de

celle – ci par l'eau, sur une portion donnée. Dans le cas de digue – piste, il a généralement une longueur plus importante que dans le cas de barrage ordinaire car la hauteur de la lame d'eau est très limitée.

- Digue – piste busée : c'est un type spécial de digue – piste avec évacuateur, où le déversoir est constitué d'une batterie de buses. Ce type de digue – piste est préférable lorsque la priorité est donnée à la fonction de franchissement et que l'on cherche à assurer le passage des véhicules en toute période; ou, lorsque la cote de la ligne rouge de la route correspond à un apport d'eau dans la cuvette nettement supérieur aux besoins.

Il peut être parfois préférable de remplacer les buses par des dalots, surtout lorsque le débit à évacuer exige un diamètre de buse supérieur à 1 m ou lorsque le profil du terrain ne permet pas d'avoir suffisamment de remblai au – dessus des buses. L'ouvrage sera alors désigné par le vocable digue – piste à dalot.

CHAPITRE II

**ETUDES COMPARATIVES DE LA DIGUE-PISTE AUX AUTRES
OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT**

CHAPITRE II

ETUDE COMPARATIVE DE LA DIGUE - PISTE AUX AUTRES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

La technique de la « méthodologie du design » sera utilisée pour la comparaison technique de la digue-piste aux autres ouvrages de franchissement et la comparaison financière qui fait l'objet du chapitre IV de ce document se basera sur un cas concret de pont déjà conçu.

En effet, dans le cadre d'un Projet de Fin d'Etudes, il serait pratiquement difficile d'embrasser à la fois la conception d'un pont et celle d'une digue – piste. C'est pour cette raison que dans notre contexte, l'étude et la conception de digue – piste seront faites par rapport à un pont déjà conçu et dont les dossiers d'études et d'évaluation de coût sont disponibles.

La démarche de la « Méthodologie du design » pour la recherche d'une solution d'opportunité passe par cinq (05) étapes essentielles que sont :

- La formulation du problème
- La recherche de solutions
- L'étude de faisabilité
- L'étude préliminaire et la prise de décision
- Le raffinement de la solution

1 – FORMULATION DU PROBLEME

A travers les pages précédentes, notamment dans le chapitre I, le problème est déjà formulé. Cependant, pour des besoins de la cause nous allons reprendre la formulation du problème conformément à la technique de la théorie de la méthodologie du design.

Nous allons donc essayer de formuler de façon classique notre problème en effectuant les opérations successives que sont, l'analyse des besoins, le résumé sous forme d'objectifs desdits besoins, l'inventaire des données et des restrictions relatives au projet, la détermination et la pondération des critères d'évaluation et enfin l'élaboration d'un barème qui servira à la prise de décision.

1-1- Analyse des besoins

Il s'agit ici de résoudre le problème de désenclavement de quelques localités du Nord BENIN, par la mise en place d'ouvrages de franchissement au droit de

cours d'eau. Ces localités étant confrontées à d'autres problèmes tel que le problème d'accès à l'eau, la préoccupation est de décider de l'opportunité de la mise en œuvre d'un seul ouvrage pouvant prendre en compte les deux objectifs, sans engendrer trop de contraintes supplémentaires.

Pour se conformer à la démarche de la Méthodologie du Design, nous allons définir ici les caractéristiques de la solution **I** qui paraît idéale. Au nombre de ces caractéristiques, on peut citer :

- Ouvrage permettant un accès en toute saison de l'année
- Ouvrage permettant l'utilisation au mieux des matériaux locaux
- Site de l'ouvrage choisi pour permettre un accès rapide
- Ouvrage permettant éventuellement l'accès à l'eau

Le problème d'accès à l'eau est considéré comme un avantage supplémentaire dans la conception de l'ouvrage.

Le besoin **B** à combler par rapport aux caractéristiques de la solution idéale **I**, est défini par l'équation $B = I - A$ où **I** est la situation idéale recherchée et **A** la situation actuelle.

Il est donc nécessaire de faire le diagnostic de l'état actuel des localités par rapport au problème à résoudre. La méthode suivie pour déterminer la valeur de **A** consiste à énumérer les défauts ou lacunes observés et les regrouper par catégorie.

Cette catégorisation est consignée dans le tableau n°2-1 ci après :

Catégories des défauts	Défauts ou lacunes
1°) Enclavement de la localité	<ul style="list-style-type: none"> - Absence d'ouvrage de franchissement sur principale piste d'accès - Grand détour pour accès
2°) Indisponibilité de l'eau en toute saison	<ul style="list-style-type: none"> - Marigot qui tarit - Nappe phréatique encore plus profonde en saison sèche.

Tableau n°2-1 : Catégorisation des défauts ou lacunes

1-2-Résumé des besoins sous forme d'objectifs

L'identification des défauts et des lacunes permet de mieux percevoir les éléments décevants de la situation actuelle : donc de mieux résumer sous forme d'objectifs les besoins du projet.

Cette démarche a permis de définir les objectifs à atteindre pour résoudre le problème. Ainsi nous pouvons dire que notre projet consiste à :

- Rendre l'accès possible en toute saison de l'année par un raccourci
- Utiliser au mieux les matériaux locaux
- Permettre éventuellement l'accès à l'eau

1-3-Inventaire des données et des restrictions relatives au projet

Les données et restrictions susceptibles d'influencer le choix de la solution à notre problème sont les suivantes :

1-3-1 Données

- Matériaux locaux de construction disponibles dans les localités
- Détours en général 3 fois plus longs, ou inexistant
- Localités bien arrosées par les pluies
- Chaleur excessive pendant la saison sèche
- Population riveraine essentiellement rurale

1-3-2 Restrictions

- Enveloppe financière limitée
- L'accès à l'eau est un objectif subsidiaire

1-4 Détermination et pondération des critères d'évaluation

Se fondant sur les trois opérations ci-dessus, à savoir la détermination des défauts et des lacunes, la définition des objectifs et l'inventaire des données et des restrictions relatives au projet, on peut retenir les critères d'évaluation et leur pondération ainsi qu'il suit :

Critères	Pondérations	
	Poids relatifs	Pourcentage
Simplicité relative pour les études	30	16%
Facilité de mise en œuvre	40	22%
Sécurité pour les usagers	30	16%
Entretien	20	11%
Coût de l'investissement P M	50	27%
Durée de vie	15	8%
Avantages supplémentaires (accès à l'eau) Pour mémoire	-	
TOTAL	185	100%

Tableau n°2-? : Pondération des critères d'évaluation

Les critères ainsi définis vont permettre de confronter chaque solution à ce groupe de critères communs, pour en déduire la meilleure, plutôt que de les confronter directement les unes aux autres.

Ce stade de pondération est lourd de conséquences sur le choix de la meilleure solution, d'où toute son importance. C'est pourquoi nous avons eu recours à des personnes ressources, pour partager notre point de vue. La démarche suivie pour la pondération consiste à classer d'abord les critères par ordre d'importance. Ainsi, comme on peut le remarquer, les critères ont été classés par ordre décroissant comme suit :

- Coût de l'investissement
- Facilité de mise en œuvre
- Simplicité relative pour les études
- Sécurité pour les usagers
- Entretien
- Durée de vie

En effet, les critères n'ayant pas la même importance, il est nécessaire de les hiérarchiser afin de leur attribuer une pondération chiffrée de façon à traduire notre jugement. La pondération a été d'abord faite sous forme de poids relatifs puis traduite sous forme de pourcentage. Il est à noter que cette pondération met en relief l'importance relative accordée à chacun de ces critères.

1.5 Elaboration du barème de prise de décision

Afin de minimiser les erreurs de subjectivité dans la prise de décision, un barème a été élaboré à la fin de cette étape de formulation du problème. Ce barème est utilisé dans la suite du travail pour attribuer des points à chaque solution par rapport à chaque critère d'évaluation.

Le barème est une échelle basée sur des repères quantitatifs ou qualitatifs mis en rapport avec une échelle de satisfaction pour aboutir à un résultat chiffré. Le repère qualitatif est utilisé pour des critères difficilement quantifiables.

Les critères qui avaient été retenus sont des critères communs à nos solutions et relativement faciles à apprécier. Les critères non quantifiables ont été évités afin de minimiser les erreurs d'appréciation, erreurs de subjectivité inhérentes à de tels critères. Même les critères qui pouvaient paraître à première vue comme des critères non quantifiables ont été positionnés entre les critères quantifiables et non quantifiables par la définition de repères qui bien que qualitatifs sont facilement évaluables. C'est le cas par exemple du critère « sécurité pour les usagers »

Pour ce critère, les repères qualitatifs suivants ont été retenus :

- L'ouvrage est muni de gardes corps ancrés dans le béton
- L'ouvrage est muni de gardes corps ancrés dans le remblai
- L'ouvrage n'est pas équipé de gardes corps

Les résultats sont consignés dans le tableau n°2-3 ci-après :

Critères	Pondération en %		Barème	
	Détaillée	générale	Repère quantitatif ou qualitatif	Resultat chiffré
1) Simplicité relative des études		16%		
1-1) Choix du site	1.5%		-Exigences communes -Une ou 02 exigences supplémentaires. -Plus de 02 exigences supplémentaires.	100 % 75% 50%
1-2) Etudes topographiques	2%		-Exigences communes -Un ou 02 paramètres supplémentaires. -Plus de 02 paramètres supplémentaires.	100 % 75% 50%
1-3) Etudes hydrologiques et hydrauliques	3.5%		-Exigences communes -Un ou 02 paramètres supplémentaires. -Plus de 02 paramètres supplémentaires.	100 % 75% 50%
1-4) Etudes géologiques	1.5%		-Exigences communes -Un ou 02 paramètres supplémentaires. -Plus de 02 paramètres supplémentaires.	100 % 75% 50%
1-5) Etudes géotechniques	2.5%		-Exigences communes -Un ou 02 paramètres supplémentaires. -Plus de 02 paramètres supplémentaires.	100 75% 50%
1-6) Dimensionnement	5%		-Éléments équivalents -Deux éléments supplémentaires. -Quatre éléments supplémentaires. -Plus de 04 éléments supplémentaires.	100 75% 50% 25%
2) Facilité de mise en œuvre		22%		
2-1) Main d'œuvre locale	7%		-Plus de 75% de main d'œuvre locale -Plus de 50% de main d'œuvre locale -Moins de 50% de main d'œuvre locale	100% 75% 50%
2-2) Matériaux locaux	9%		-Plus de 50% de matériaux Locaux -Moins de 50% de matériaux locaux. -Moins de 25% de matériaux locaux.	100% 75% 25%
2-3) Matériel	6%		-100% Matériel courant -Moins de 25% matériel spécifique -Beaucoup de matériel spécifique	100% 50% 25%
3) Sécurité pour les usagers		16%		
3-1) Ouvrage équipé de gardes corps	6%		-Ouvrage muni de gardes corps ancrés dans du béton -Ouvrage muni de gardes corps ancrés dans du remblai	100% 75%
3-2) Insécurité liée au caractère aléatoire de certaines données	10%		-Rupture de l'ouvrage moins probable -Rupture de l'ouvrage plus probable	100% 50%

Tableau n°2-4 : Elaboration du barème de prise de décision

Critères	Pondération en %		Barème Réponse quantitative ou qualitative	Résultat attribué
	Déductible	positive		
4) Entretien		11%		
4.1 Fréquences des opérations d'entretien	2.5%		-Au plus 1 fois après une saison des pluies -Plus d'une fois après saison des pluies	100% 50%
4.2 Facilité de réparation	3.5%		-Plus de 75 % des réparations ne nécessitent pas de main d'œuvre spécialisée ni d'engin lourd -Plus de 50 % des réparations nécessitent une main d'œuvre spécialisée ou d'engin lourd	100% 50 %
4.3 Matériaux	5%		-Plus de 75% de mat locaux -Moins de 75% de mat locaux -Moins de 50% de mat locaux	100% 75% 50%
5) Durée de vie		3%	Supérieure à 30 ans Inférieure à 20 ans	100 % 50 %
6) Coût de l'investissement		2%		
	Pour Moins			

Tableau n°2-4 (suite) : Elaboration du barème de prise de décision

On pourra noter au niveau du tableau que l'échelle de satisfaction est une échelle relative. C'est à dire qu'on identifie d'abord les exigences ou les paramètres communs aux solutions; ou encore les exigences ou les paramètres équivalents. On attribue à ce groupe d'exigences ou de paramètres communs, la totalité des points, c'est à dire 100% et une réduction s'opère par rapport au nombre de paramètres ou d'exigences supplémentaires qui s'ajoutent pour chacune des autres solutions. Ainsi la solution ayant moins d'exigences pour un critère donné se verra attribuer 100% pour ce critère.

2 – RECHERCHE DE SOLUTIONS

La recherche de solutions dans le cadre de la méthodologie du design consiste à inventorier toutes les solutions propres à satisfaire la situation I de l'équation $B = I - A$ dont il est question ci-dessus. Pour les présentes études, rappelons que la Digue – Piste en plus du rôle d'ouvrage de franchissement qu'elle joue au même titre que les buses, dalots, ponceaux, ponts, radiers submersibles etc., peut également jouer convenablement la fonction de retenue d'eau.

L'objectif est donc d'étudier son opportunité dans le cadre de la mise en place d'ouvrage de franchissement sur piste ou sur les routes secondaires, afin de

bénéficier de cette double fonction, aussi subsidiaire que puisse être la fonction de retenue d'eau. Il s'agira alors de la comparer aux autres ouvrages de franchissement couramment réalisés sur piste rurale au BENIN.

Pour cela deux cas seront distingués :

D'abord la comparaison sera faite en considérant la fonction de retenue d'eau comme une fonction subsidiaire ; c'est à dire que la fonction de retenue d'eau sera prise en compte dans les limites de ce qu'offre la Digue – Piste en tant qu'ouvrage de franchissement avec toute la garantie de stabilité. Donc pas de contrainte par rapport au volume d'eau à stocker. C'est le cas qui intéresse les présentes études.

Le second cas est celui où le projeteur décidera de satisfaire les besoins en eau réellement utiles pour la population riveraine. Auquel cas, il serait nécessaire d'accorder toute l'attention requise pour l'estimation des besoins qui dicteront le volume d'eau à stocker. Ce cas ne sera pas pris en compte par les présentes études.

les ouvrages de franchissement qui font l'objet de notre réflexion sont :

- les buses
- les dalots
- les ponts
- les digues – pistes de retenue totale
- les digues – pistes totalement déversantes
- les digues – pistes avec radier submersible
- les digues – pistes busées

Ils sont donc considérés comme des solutions provisoires à notre problème et feront l'objet d'une première étude approfondie au niveau de « l'étude de praticabilité ».

3 - ETUDES DE FAISABILITE

Le but de l'étude de faisabilité est de déterminer sans examen poussé, quelles solutions doivent être rejetées et quelles autres méritent d'être retenues pour le moment et approfondies ultérieurement. Il s'agit ici d'analyser la conformité des solutions avec les objectifs formulés pour la résolution du problème. Cela consiste généralement à analyser chaque solution envisagée par rapport aux aspects physiques, économiques, écologiques, technologique et sociologiques. Le tableau n°2-5 ci-dessous permet d'avoir une vision synoptique du degré de

compatibilité des différentes solutions par rapport à ces différents aspects environnementaux.

A l'issue de cette analyse, certaines solutions se verront retenues pendant que d'autres seront rejetées dépendamment des tests auxquels elles seront soumises.

SOLUTIONS	ENVIRONNEMENT					Décision
	Physique	Ecologique	Sociologique	Technologique	Economique	
Buse	-	++	+	+++	+	Rejetée
Dalot	+	++	+	+++	+	Rejetée
Pont	++	+	+	+	PM	Retenue
Digue – piste de retenue totale	++	-	+	++	+	Retenue
Digue – piste déversante	++	-	+	++	-	Rejetée
Digue – piste avec radier submersible	++	-	+	++	-	Rejetée
Digue – piste busée ou à dalots	++	-	+	++	PM	Retenue

Tableau n°2-5 : Etude de faisabilité

3-1 Justification des choix

Comme il apparaît sur le tableau de synthèse, les solutions de buses et dalots sont rejetées car il ne s'agit pas pour l'instant, de faire une comparaison entre la digue - piste et de petits ouvrages de franchissement.

En effet, la présomption de la digue - piste comme solution d'opportunité réside dans la volonté de pouvoir bénéficier un tant soit peu de sa fonction de retenue d'eau. Or la chaleur dans la région du projet est telle qu'il faut prendre en compte une hauteur d'au moins 2 mètres par an pour les pertes par évaporation. Ce qui ne confère pas toute l'opportunité requise pour le choix d'une digue - piste sur un site dont l'encaissement n'atteint pas 3 mètres. Cet environnement physique n'étant favorable, ni à la buse, ni aux dalots de moins de 3 m de hauteur, ces solutions ont été rejetées. Le dalot aurait pu être retenu s'il n'y avait pas de contrainte de hauteur maximale à respecter pour sa conception.

Concernant les digues déversantes et les digues avec radier submersible, elles doivent être conçues pour respecter les exigences du projet; c'est à dire permettre le passage des véhicules en période de crue comme sur un pont. Ceci amène à une limitation de hauteur de laminage, donc une augmentation de la longueur de l'évacuateur de crue. Toute chose qui engendre une augmentation excessive du coût de l'ouvrage quand on sait que dans les conditions normales, le coût de l'évacuateur de crue représente, à lui seul, près de la moitié du coût de l'ouvrage. Aussi, le sentiment d'insécurité qui anime les usagers obligés à traverser un courant d'eau en période de crue n'est pas favorable pour ces ouvrages.

En définitive, il s'agira de poursuivre l'analyse entre la digue-piste de retenue totale, les ponts, et la digue – piste busée. Toutefois, la poursuite de l'analyse pourra se limiter entre la **digue – piste busée** et le **pont** car les conditions d'exécution de la digue – piste de retenue totale sont rarement réunies.

4- ETUDE PRELIMINAIRE ET PRISE DE DECISION

Cette phase comporte une partie élaboration des solutions qui permet de pousser plus loin la description et de mieux élaborer les composantes des solutions retenues. Ce qui permet de déboucher sur l'évaluation financière. Pour la conception du pont, il n'y a pas d'innovation à faire. Par contre, pour la conception de la digue – piste, il est tout au moins nécessaire de faire une synthèse pour cet ouvrage qui résulte d'un compromis entre les exigences d'un ouvrage de franchissement, d'un barrage et d'une route.

Au regard de l'importance que revêt la conception de la digue – piste dans le cadre de cette étude, nous avons préféré soustraire cette partie et la traiter séparément dans le prochain chapitre. Pour l'évaluation financière, il fait l'objet du chapitre IV de ce document. Ainsi la prise de décision à cette étape sera une prise de décision provisoire en attendant l'évaluation économique.

4-1 Analyse en fonction des critères d'évaluation

C'est ici que chacune des deux (02) solutions retenues à savoir pont et digue – piste busée, sera analysée en fonction des critères d'évaluation formulés plus haut. Chaque solution sera confrontée à ce groupe de critères communs pour recevoir des points et permettre d'en déduire la meilleure.

Comme il a été souligné plus haut, la démarche adoptée pour l'attribution des points est une appréciation relative. Ainsi, pour le choix du site, on peut noter que les exigences supplémentaires dont il faut tenir compte pour une digue-piste

par rapport à celles d'un pont sont des exigences relatives à la route et au barrage ; 100% ont été donc attribués au pont et 75% à la digue – piste.

Pour les études topographiques, quelques opérations supplémentaires de levés topographiques sont nécessaires pour la digue – piste par rapport au pont. En l'occurrence le levé de la cuvette ; donc 100% pour le pont et 75% pour la digue – piste.

Quant aux études géologiques elles sont presque inexistantes pour le pont et ne représentent pas grand chose pour la digue – piste ; donc 100% pour le pont et 75% pour la digue - piste.

Les études géotechniques intéressent une grande profondeur pour les ponts. Ce qui pourrait compenser les études d'étanchéité de la cuvette et du sol de fondation dans le cas de digue – piste (100% contre 100%).

Les études hydrologiques sont presque identiques pour les deux solutions alors que les études hydrauliques sont très consistantes pour le pont ; alors 100% pour digue – piste et 50% pour pont).

Pour les opérations d'entretien, on peut se rendre compte que les matériaux locaux seront utilisés plus fréquemment, notamment le matériau de remblai ou de couche de roulement. Mais lorsqu'on raisonne sur la durée de vie de l'ouvrage, on peut noter qu'une seule opération d'entretien, sur les parties bétonnées, équivaut en terme de coût, à plusieurs actes d'entretien sur le remblai ou sur la couche de roulement. On peut donc attribuer 75% pour chaque solution.

Ces justifications constituent un extrait des arguments qui ont permis d'attribuer les points tel qu'il apparaît dans les tableaux n^{os} 2-6 et 2-7 ci – après :

Solution de pont

Critères	Pondération en %		Barème	
	Détaillée	générale	Repère quantitatif ou qualitatif	Résultat chiffré
1) Simplicité relative des études		16%		
1-1) Choix du site	1.5%		-Exigences communes	100 %
1-2) Etudes topographiques	2%		-Exigences communes	100 %
1-3) Etudes hydrologiques et hydrauliques	3.5%		-Plus de 02 paramètres supplémentaires.	50%
1-4) Etudes géologiques	1.5%		-Exigences communes	100 %
1-5) Etudes géotechniques	2.5%		-Exigences communes	100 %
1-6) Dimensionnement	5%		-Quatre éléments supplémentaires.	75%
2) Facilité de mise en œuvre		22%		
2-1) Main d'œuvre locale	7%		-Moins de 50% de main d'œuvre locale	50%
2-2) Matériaux locaux	9%		-Moins de 25% de matériaux locaux.	25%
2-3) Matériel	6%		-moins de 25% matériel spécifique	50%
3) Sécurité pour les usagers		16%		
3-1) Ouvrage équipé de gardes corps	6%		-Ouvrage muni de gardes corps ancrés dans du béton	100%
3-2) Insécurité liée au caractère aléatoire de certaines données	10%		-Rupture de l'ouvrage moins probable	100%
4) Entretien		11%		
4.1 Fréquences des opérations d'entretien	2.5%		-Plus d'une fois après saison des pluies	50%
4.2 Facilité de réparation	3.5%		-Plus de 50 % des réparations nécessitent une main d'œuvre spécialisée ou d'engin lourd	50 %
4.3 Matériaux	5%		-Moins de 75% de matériaux locaux	75%
5) Durée de vie		8%	-Supérieure à 20 ans	100 %
6) Coût de l'investissement	Mémoire	27%		

Tableau n°2-6 : Analyse de la solution de pont en fonction des critères d'évaluations

Solution de digue – piste

Critères	Pondération en %		Barème	
	Détaillée	générale	Repère quantitatif ou qualitatif	Résultat chiffre
1) Simplicité relative des études		16%		
1-1) Choix du site	1.5%		- Deux exigences supplémentaires	75 %
1-2) Etudes topographiques	2%		- Un ou 02 paramètres supplémentaires	75%
1-3) Etudes hydrologiques et hydrauliques	3.5%		- Exigences communes	100%
1-4) Etudes géologiques	4.5%		- Un ou 02 paramètres supplémentaires	75 %
1-5) Etudes géotechniques	2.5%		- Exigences communes	100
1-6) Dimensionnement	5%		- Eléments équivalents	100%
2) Facilité de mise en œuvre		2%		
2-1) Main d'œuvre locale	7%		- Plus de 75% de main d'œuvre locale	100%
2-2) Matériaux locaux	9%		- Moins de 50% de matériaux locaux	75%
2-3) Matériel	6%		- 100% Matériel courant	100%
3) Sécurité pour les usagers		10%		
3-1) Ouvrage équipé de gardes corps	6%		- Ouvrage muni de gardes corps ancrés dans du remblai	75%
3-2) Insécurité liée au caractère aléatoire de certaines données	10%		- Rupture de l'ouvrage plus probable	50%
4) Entretien		11%		
4.1 Fréquences des opérations d'entretien	2.5%		- Plus d'une fois après sécheresse des pluies	50%
4.2 Facilité de réparation	3.5%		- Plus de 50 % des réparations nécessitent une main d'œuvre spécialisée ou d'engin lourd	50 %
4.3 Matériaux	5%		- Moins de 75% de matériaux locaux	75%
5) Durée de vie		8 %	- Supérieure à 20 ans	100 %
6) Coût de l'investissement	<i>Pour Mémoire</i>			

Tableau n°2-7 : Analyse de la solution de digue - piste en fonction des critères d'évaluations

4-2- Prise de décision

Pour la prise de décision nous avons utilisé la démarche préconisée par Sydney F. Love à travers une matrice de décision qui intègre tous les critères d'évaluation détaillés établis lors de la formulation du problème. Elle intègre également les évaluations obtenues dans l'étude préliminaire.

Le total pondéré des résultats obtenus représente pour chaque solution, le pourcentage global de satisfaction par rapport à l'ensemble des critères. Ce total est l'argument à considérer pour le choix de la meilleure solution. Ainsi, comme on peut le remarquer dans la matrice de décision du tableau 2 – 8 ci - après, la solution de pont totalise 51.5% tandis que la solution de digue – piste busée totalise 58.75%.

En attendant l'évaluation financière qui doit être prise en compte dans la décision finale on peut retenir que la solution de digue – piste busée satisfait mieux à l'ensemble des critères ayant été provisoirement pris en compte. Rappelons que l'ensemble des ces critères provisoires totalisent 73% des points attribués aux critères d'évaluation du projet. Les 27% restants sont réservés pour l'évaluation financière objet du prochain chapitre, à l'issue duquel on pourra tirer une conclusion finale.

Critères d'évaluation détaillés	Choix du site	Etudes topo	Etudes hydrologiques et hydrauliques	Etudes géologiques	Etudes géotechniques	Dimensionnement	Main d'œuvre locale	Matériaux locaux	Matériel	garde corps dans le béton	Probabilité de rupture	Fréquence des opérations d'entretien	Facilité de réparation	Matériaux	Durée de vie	Satisfaction Globale Aux critères (total pondéré en %)
Pondération ($\Sigma P=1,0$)	1.5%	2 %	3.5%	1.5%	2.5%	5%	7%	9%	6%	6%	10%	2.5%	3.5%	5%	8%	
Solution 1																
Pont	100%	100%	75%	100%	100%	50%	50%	25%	50%	100%	100%	50%	50%	75%	100%	52.125%
Solution 2																
Digue – piste busée ou à dalot	75%	75%	100%	75%	100%	100%	100%	75%	100%	75%	50%	50%	50%	75%	100%	58.75%

TABLEAU N°2-8 : MATRICE DE DECISION

CHAPITRE III

REGLES DE CONCEPTION D'UNE DIGUE -PISTE

CHAPITRE III

REGLES DE CONCEPTION D'UNE DIGUE - PISTE

Il s'agit dans ce chapitre, de présenter un travail de synthèse sur les différentes opérations à mener pour la conception d'une digue – piste en général et d'une digue – piste busée en particulier. Les exigences liées à cette conception ainsi que les modes de calcul pour les différentes parties de cet ouvrage seront compilés.

La nécessité de ce travail de synthèse s'est fait ressentir au regard du manque de documentation spécifique à cet ouvrage. Même au Burkina – Faso où ce genre d'ouvrage est couramment exécuté, toutes nos investigations dans le but de retrouver des documents traitant de digue – piste ont été vaines. A partir du recoupement des informations reçues sur place, on peut retenir que la fonction d'ouvrage de franchissement est souvent considérée comme une fonction secondaire par rapport à la fonction de retenue d'eau. L'accent est alors mis sur l'aspect barrage de retenue et des aménagements moins rigoureux sont faits pour prendre en compte la fonction d'ouvrage de franchissement.

Il est important dans le cas de la présente étude, de préciser à nouveau que la fonction principale de la digue – piste projetée est celle de franchissement. L'estimation des besoins en eau n'est donc pas l'élément déterminant pour le calcul de la hauteur du barrage fixée à 10 mètres au maximum afin de pouvoir exploiter valablement les hypothèses de petits barrages.

Il est aussi utile de rappeler que la digue – piste dont il est question est la digue – piste busée ou digue – piste à dalot, tel qu'il ressort de l'étude comparative faite précédemment.

Comme l'on peut déjà s'en douter, la conception d'une digue – piste résulte d'un compromis entre les exigences de conception de trois infrastructures que sont, le barrage, l'ouvrage de franchissement et la route. Elle passe par les différentes étapes que sont : le choix du site, les études techniques préliminaires qui englobent les études géologique, géotechnique, topographique, et hydrologique, puis le dimensionnement.

1- CHOIX DU SITE

Le choix du site d'un ouvrage de franchissement tient compte des exigences de l'ouvrage et celles du tracé.

Les conditions idéales pour l'implantation d'une digue – piste devant jouer pleinement son rôle d'ouvrage de franchissement sont :

- Un lit stable : dans le cas de cours d'eau sinueux, l'implantation doit se faire aux points d'inflexion et non dans les courbes. L'identification d'anciens lits sur les photographies aériennes ou sur le terrain et l'examen des traces d'érosions sur les berges, sont autant d'éléments qui permettent d'avoir une idée sur les risques de divagation du lit.
- Un sol de fondation offrant une assise suffisante au barrage.
- Une brèche aussi rétrécie que possible.
- Un tracé routier perpendiculaire au cours d'eau.
- Des berges constituées de matériaux non compressibles.
- Proximité des matériaux de remblai.
- Bassin versant aussi petit que possible.

Telles sont les conditions idéales dont on doit tenir compte pour le choix du site devant recevoir une digue - piste ayant pour fonction principale celle de franchissement. Toutefois, on essayera dans la mesure du possible, et sans que cela n'engendre trop de frais supplémentaires, de concilier certaines exigences de la digue - piste en tant que retenue d'eau. A titre d'exemple :

- on évitera de choisir un site dont les sols sont trop perméables, les sols rocheux à perméabilité en grand par exemple.
- on évitera de choisir un site ayant des habitations dans les environs immédiats de la cuvette.
- on rapprochera si possible le site de l'ouvrage à une agglomération démunie en eau.

Les conditions idéales énumérées ci-dessus ne sont pas toujours réunies à proximité du tracé envisagé. Si le cours d'eau est de faible importance et que l'essentiel de ces conditions est respecté, il vaut souvent mieux transiger sur certains de ces principes que d'allonger inutilement le tracé car le supplément de coût pour l'amélioration des mauvaises conditions rencontrées étant alors inférieur au coût de l'allongement du tracé.

Dans tous les cas, il convient de comparer la solution consistant à adopter la meilleure implantation pour l'ouvrage à des solutions dans lesquelles on se contenterait d'une implantation moins bonne pour avoir un meilleur tracé. Ces dernières doivent être évaluées en y incluant tous les travaux qui permettront de leur donner la même sécurité que l'implantation la meilleure, afin que le choix puisse être fait entre deux solutions comparables.

2- ETUDES TECHNIQUES PRELIMINAIRES

Lorsqu'un site répondant aux critères essentiels est identifié, il est nécessaire, avant d'aborder le dimensionnement de l'ouvrage, de procéder à un certain nombre d'études préliminaires, notamment dans les domaines, topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Le but de ces études est d'approfondir les caractéristiques examinées grossièrement lors du choix du site, de lever les incertitudes et de fournir les données de bases qui serviront à l'établissement du projet.

2-1 Etudes topographiques

Elles permettent l'établissement du profil en long, base de toute projection. C'est à partir du profil en long de l'axe de l'ouvrage, que l'on pourra opérer le choix définitif du site après étude de plusieurs variantes de calage.

Lorsque les données sur carte sont insuffisantes, on peut aussi citer parmi les objectifs visés par les études topographiques :

- La connaissance de la morphologie du bassin versant.
- L'estimation de la capacité de la retenue et de sa surface en fonction de la cote de l'eau.

Lors de l'exécution des travaux topographiques, il est nécessaire d'établir un réseau de points fixes extérieurs à l'emprise du chantier qui permettra de procéder à l'implantation des travaux, puis ultérieurement aux contrôles périodiques des déplacements superficiels du barrage.

2-2 Etudes géologiques et géotechniques

Les études géologiques ont essentiellement pour but de fournir des renseignements sur :

- La situation des zones d'emprunt (ballastières)
- La détermination des risques de fuites

- La définition du risque d'instabilité des versants
- L'examen des risques d'engravement de la retenue
- La définition des conditions de fondations et d'étanchéité au niveau du site du barrage.

Quant aux études géotechniques, le contenu est le suivant :

Fournir ou définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est à dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables.

Pour cela on effectue des essais de mécanique des sols et des essais hydrauliques soit sur les échantillons en laboratoire soit in situ (directement sur le site). Au nombre de ces essais, figurent :

- Analyses granulométriques (tamisage + sédimentométrie)
- Teneur en eau
- Limites d'Atterberg
- L'essai Proctor (aptitude au compactage)
- Résistance au cisaillement (boîte de CASAGRANDE)
- Consolidation, Tassement, Perméabilité (appareil : oedomètre)

Au point de vue identification des sols, on considère qu'une densité sèche maximale inférieure à $1,6 \text{ t/m}^3$ dans un essai PROCTOR modifié, caractérise un mauvais matériau. Pour un bon matériau on peut obtenir une densité sèche maximale voisine de 2 t/m^3 . De même une teneur en eau optimale supérieure à 20 % est un indice défavorable.

Les matériaux d'emprunts identifiés doivent pouvoir constituer des réserves allant de 1,5 à 2 fois le volume nécessaire pour la réalisation du barrage projeté, afin de prévenir toute surprise désagréable.

On admet que les sols ayant un coefficient de perméabilité inférieur à 5.10^{-4} cm/s constituent une fondation acceptable au point de vue étanchéité.

D'une manière générale on peut retenir que :

- Les fondations sablo-graveleuses ont généralement une bonne résistance mécanique, mais du fait de leur perméabilité, il faut prendre des précautions spéciales pour éviter les fuites.
- Les fondations limono-argileuses ont généralement une étanchéité suffisante, mais il faut vérifier qu'elles peuvent supporter les

contraintes dues au poids du barrage et calculer les tassements qui en résultent.

- Les fondations à alternances de couches sableuses perméables et argileuses imperméables, peuvent être à l'origine de grands désordres. Les passages sableux sont susceptibles de transmettre d'importantes sous-pressions ou d'entraîner des fuites s'ils sont en communication avec la réserve à l'amont. Il faut envisager des dispositifs spéciaux.

- Les vases et tourbes sont, en principe, inaptes à supporter les ouvrages.

Pour les fondations rocheuses, on fera attention aux couches altérées qu'il faudra enlever. Toutes les dispositions devront être prises pour traiter les fissures.

2-3 Etudes hydrologiques

Les études hydrologiques permettent l'estimation des apports d'eau dans la retenue et des débits de crue contre laquelle il faut protéger l'ouvrage. Ces données sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crue. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on applique les méthodes déterministes.

Ces études peuvent être menées en suivant les étapes suivantes :

- Recherche de données sur le terrain et collecte des informations ;
- Repérage du site de l'ouvrage, identifié par son PK sur cartes et délimitation du bassin versant ;
- Détermination et analyse des paramètres physiographiques, pluviométriques et hydrologiques relatifs aux bassins versants ;
- Calcul des apports
- Calcul des débits de crue;
- Evaluation de la capacité de la cuvette

Les définitions des principaux termes, à savoir bassin versant, temps de base, temps de montée, etc., utilisés pour les études hydrologiques figurent en annexe III.

2-3-1 Recherche de données

Avant d'engager les études proprement dites il est nécessaire de rassembler le maximum d'informations relatives au bassin versant, particulièrement à l'écoulement des eaux.

Cette opération peut se mener de la manière suivante :

- Faire une reconnaissance du site pour avoir quelques renseignements tels que les niveaux atteints par les crues, les débouchées des ouvrages d'art s'il en existe.
- Interroger les riverains sur le niveau des plus hautes eaux.
- Observer la couverture végétale du lit et la nature géologique des sols en vue de leurs exploitations pour la détermination du coefficient de ruissellement.
- Examiner les plus gros galets charriés par le cours d'eau, pour estimer grossièrement les plus grandes valeurs du tirant d'eau H_x qui se sont produites par le passé, en s'inspirant de la notion de force tractrice limite :

$$H_x = 0,8 \frac{d}{l}$$

H_x = tirant d'eau maximum, en mètre

l = pente du thalweg au point considéré, en %

d = diamètre des galets, en cm

2-3-2 Repérage du site de l'ouvrage et délimitation du bassin versant

Le choix du site peut se faire sur carte puis localiser sur le terrain, mais plus généralement, pour le cas de digue – piste, il se fait sur le terrain et repéré sur la carte.

L'emplacement de la digue - piste étant donc connu sur le terrain, il est nécessaire de repérer le site ainsi identifié par son point kilométrique (PK), sur une carte. On passe ensuite à une opération importante que constitue la délimitation du bassin versant. Elle se fait à partir de cartes IGN (échelle 1/50000 ou 1/200000) ou à défaut à partir de la restitution de photos aériennes. La connaissance du contour du bassin versant est utile pour la détermination de ses paramètres physiographiques. Ce contour matérialise la ligne reliant tous les points hauts, appelée ligne de partage des eaux. Il est généralement tracé à main levée en joignant les sommets entre deux cours d'eau et à défaut de points marqués comme tel sur la carte, en faisant passer le contour au milieu de deux cours d'eau. C'est à dire entre un cours d'eau qui participe au débit et un autre qui ne participe pas au débit.

La carte à exploiter pour l'étude du bassin versant doit comprendre des courbes de niveau en nombre suffisant : il est souhaitable qu'il y ait au moins une dizaine de courbes de niveau sur le bassin pour en définir le relief avec assez de précision. Le réseau hydrographique doit aussi apparaître clairement.

On peut noter que la délimitation du bassin versant est importante dans la mesure où les méthodes d'estimation de débit, à savoir, méthode RAUDRIER AUVREY (méthode ORSTOM), méthode CIEH, méthode rationnelle etc. sont basées sur les caractéristiques physiographiques du bassin versant.

2-3-3 Détermination des caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques du bassin versant peuvent être déterminés de la façon suivante :

- La longueur du cours d'eau le plus long ainsi que le périmètre (P) du bassin versant peuvent être mesurés au curvimètre et exprimés en kilomètres ;
- La superficie (S) du bassin versant peut être mesurée au planimètre ou évaluée à l'aide de papier calque quadrillé et exprimées en kilomètres carrés (km²)
- la longueur et la largeur du rectangle équivalent sont déterminées à partir des deux équations suivantes :

$$P = 2(L+l) ; S = L * l$$
- l'indice global de pente peut être déterminé approximativement par la formule suivante :

$$I_g = \frac{\Delta H}{L}$$

Avec ΔH , dénivelée obtenue par soustraction des côtes extrêmes des courbes de niveau du bassin versant ; L, longueur du rectangle équivalent ;

- l'indice de compacité I_c peut être calculé par la formule $I_c = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{S}}$, où P est le périmètre du bassin versant, et S la superficie ;
- La pente moyenne est estimée par $I = \frac{d * L}{S}$, avec d = équidistance entre courbes de niveau. Cette pente permet de définir la classe de relief du bassin versant. La classe de perméabilité correspondante peut être définie en tenant compte de la nature des sols, de la géologie et de la couverture végétale.

2-3-4 Analyse de la pluviométrie sur le bassin versant

Nécessaires pour l'estimation des débits de crue, les paramètres climatiques renseignent sur la température, la pluviométrie, l'évaporation et sur les saisons. Ce sont des données qu'on peut recueillir généralement auprès des services

pertes d'eau par évaporation, les pertes d'eau par infiltration ainsi que la pluie annuelle moyenne (Pan). Pour la zone concernée par ce projet, quelques renseignements utiles tels que le tableau de normale pluviométrique et les courbes HDF, figurent en annexe 3-3. Dans le cas de localités où les données hydrométriques sont insuffisantes ou inexistantes on peut, soit avoir recours à des bassins voisins où ces données sont disponibles, soit utiliser les méthodes déterministes, en l'occurrence, celles basées sur l'analyse de la fréquence des pluies. Dans le cas où ces données seraient disponibles et suffisantes ($n > 10$ à 20), on pourra procéder à l'estimation de la crue par les méthodes d'analyse fréquentielle.

Dépendamment de la méthode de calcul utilisée, l'information pluviométrique nécessaire peut être soit la pluie moyenne annuelle soit la pluie journalière de fréquence décennale sur le bassin versant.

2-3-5 Calcul des apports

L'utilité du calcul des apports dans le cas de la construction d'une digue – piste dont la fonction principale est celle de franchissement, peut ne pas paraître évidente. Ce calcul est nécessaire pour vérifier le remplissage ou non de la retenue envisagée car selon que la retenue soit remplie ou pas, on décidera de l'intégration d'un évacuateur de crue à l'ouvrage.

La quantité des apports (quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire de la retenue d'eau) est calculée pour une année considérée à partir de la formule

$$V_p = S \cdot H \cdot K_r \quad \text{Avec}$$

- S = Superficie du bassin versant ;
- H = Hauteur de pluie décennale relevée sur les courbes HDF en annexe 3-3
- K_r = Coefficient de ruissellement

2-3-6 Capacité de la retenue courbes hauteur – volume – surface

La capacité de la retenue est déduite de la courbe hauteur-volume à la cote du plan d'eau normale (PEN).

Les courbes hauteur – volume et hauteur – surface sont caractéristiques de la retenue d'eau et donnent les différents volumes d'eau et les surfaces pour chaque courbe de niveau de la cuvette c'est à dire pour chaque cote..

Le calcul des volumes d'eau stockés peut se faire suivant les méthodes ci - après :

- méthode rapide :

Elle consiste à assimiler la réserve à un cône de hauteur H.

Le plan d'eau ayant une surface S :

$$V = \frac{1}{2.6} H.S$$

- méthode plus rigoureuse :

La loi est dressée à partir du plan en courbes de niveau de la retenue à l'aide du tableau suivant :

COTE (m)	SURFACE (m ²)	Hauteur ou tranche d'eau	VOLUME PARTIELS (m ³)	VOLUME CUMULES (m ³)
C _n	S _n	h = C _(n+1) - C _n	$\Delta v = \frac{S_n + S_{(n+1)}}{2} h$	V _n
C _(n+1)	S _(n+1)			V _(n+1) = V _n + ΔV

Un exemple de courbes Hauteur - Volume, Hauteur - Surface est joint en annexe 3-4.

2-3-7 Détermination des débits de crues

Choisir la valeur du débit de la crue dont on veut protéger un ouvrage c'est choisir la probabilité de fréquence de cette crue. Cette fréquence dépend de l'importance de l'ouvrage envisagé et des risques que sa destruction fait courir.

Lorsqu'on n'a pas d'information relative au débit du cours d'eau que le barrage doit retenir, l'estimation est basée sur l'analyse des pluies.

Dépendamment du type de données physiographiques et pluviométriques disponibles et tenant compte de leur fiabilité, diverses méthodes de calcul peuvent être utilisées pour l'estimation des débits de ruissellement sous la crue du projet. Au nombre de ces méthodes on peut citer la méthode ORSTOM ou

méthode RODIER AUVREY, la méthode CIEH, et la méthode ALE – LEBARBE spécifique au Bénin.

2-3-7-1 Méthode Rodier- Auvrey

La méthode Rodier - Auvrey encore appelée méthode ORSTOM spécifique à l'Afrique de l'Ouest est valable pour les bassins versants dont la superficie ne dépasse pas 200 km². Elle détermine le débit de la crue décennale qui est supposée générée par la pluie journalière de même période de retour T = 10 ans, par la formule :

$$Q_{10} = 10^3 \alpha K.K_r P_{10} \frac{S}{T_b \times 3600}$$

Avec :

Q_{10} = débit de crue décennale (en m³/s)

S = surface du bassin versant (en km²)

P_{10} = hauteur de pluie journalière décennale en mm, relevée sur les courbes HDF en annexe 3-5

K = coefficient de pointe, à prendre dans le tableau 2.10.1D en annexe 3-5

K_r = coefficient de ruissellement, à prendre dans le tableau 2.10.1B en annexe 3-5

T_b = temps de base, à prendre dans le tableau 2.10.1C en annexe 3-5

α = coefficient d'abattement de la pluie, pris sur le tableau 2.10.1A en annexe 3-5

Le coefficient de ruissellement K_r , le temps de base T_b , le rapport K entre le débit de pointe et le débit moyen, dépendent des caractéristiques géomorphologiques des bassins. De ce point de vue, les bassins ont été classés en cinq catégories :

P_1 : bassins rigoureusement imperméables : bassins entièrement rocheux ou argileux

P_2 : bassins imperméables avec quelques zones perméables de faible étendue ou bassins homogènes presque imperméables ;

P_3 : bassins assez imperméables comportant des zones perméables d'étendue notable ou bassins homogènes assez peu perméables

P_4 : bassins assez perméables tel qu'on en rencontre en zone de décomposition granitique avec abondance d'arènes

P_5 : bassins perméables : sables ou carapace latéritique très fissurée.

Les bassins sont également classés selon leur relief, c'est à dire selon leurs

pentcs transversales et longitudinales, à savoir :

- R₁ : correspond à des pentes extrêmement faibles, inférieures à 0,1 et 0,2%
- R₂ : correspond à des pentes faibles, inférieures à 0,5% : ce sont les bassins de plaine
- R₃ : correspond à des pentes modérées comprises entre 0,5 et 1% ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain
- R₄ : correspond à des pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1 et 2%, pentes transversales supérieures à 2%. Zones des ondulations de terrain
- R₅ : correspond à des pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5%, pentes transversales entre 8 et 20%. Région de collines
- R₆ : correspond à des pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5%, pentes transversales supérieures à 20%. Région de montagne

2-3-7-2 Méthodes du CIEH (Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques)

C'est une méthode établie sur la base d'un échantillon de cent soixante deux (162) bassins versants répartis dans l'Afrique Occidentale et centrale. Elle est proposée par Puech et Chabi-Goni en 1984 pour le calcul du débit de la crue décennale. Les bassins versants expérimentés ont une superficie variant de 0.10 à 2500 km²

Elle est fonction des paramètres les plus explicatifs, et basée sur des modèles de régressions multiples dont les résultats sont présentés, soit sous forme d'équations, soit traduits en abaques à points alignés.

$$Q_{10} = f(S, I_g, K_{r10}, P_{an})$$

Les abaques A, B, C, D relatifs à cette méthode sont en annexe 3-5 bis ainsi que les différentes zones définies pour leurs utilisations

Ces abaques sont choisis en fonction des régions concernées et des paramètres disponibles

2-3-7-3 Méthode ALE - LEBARBE

La méthode ALE - LEBARBE est une méthode de détermination de débit, spécifique au Bénin. Elle a été mise au point dans une monographie

hydrologique intitulée « Ressources en eaux superficielles de la République du BENIN », par Messieurs ALE Grégoire du Ministère des Mines de l'Energie et de l'Hydraulique du BENIN et LEBARBE Luc de ORSTOM/France. Elle est applicable aux bassins versants dont les superficies sont supérieures à 100 km². Pour le détail de cette méthode, on peut se référer à la monographie des ressources en eaux superficielles du Bénin).

Le débit qui ressort de ces études permet après étude de laminage, de déduire le débit utile pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue. Mais avant cela il est nécessaire de fixer la période de retour de la pluie du projet.

Le coefficient qui permet de passer du débit décennal au débit centennal est donné par :

$$C = \frac{Q_{100}}{Q_{10}} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \cdot \frac{(T_b)^{1.2}}{K_r}$$

P_{100} = pluie journalière centennale

K_r = coefficient de ruissellement de la crue décennale.

T_b = temps de base

Pour ce coefficient certains auteurs ont proposé des valeurs allant de 1.25 à 2

3- DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE – PISTE

Il s'agit d'une digue – piste busée ou d'une digue – piste à dalot, constituée essentiellement de deux parties principales à savoir, la digue et l'évacuateur de crue.

3-1 Dimensionnement de la digue

Les sept (07) critères suivants, doivent guider dans le dimensionnement de la digue :

1. la digue doit assurer le passage des véhicules en tout temps et en toute sécurité
2. La digue doit être sécurisée vis à vis des crues par l'aménagement d'un évacuateur de crue de capacité suffisante et un ouvrage de vidange rapide dans le cas d'une retenue pérenne.
3. les pentes des talus doivent être stables pendant la construction, pendant la mise en eau et la mise en exploitation de l'ouvrage, ainsi que dans les cas de vidange rapide.

4. La digue devra être conçue de manière à ne pas imposer des pressions excessives sur la fondation.
5. Les infiltrations à travers la digue et le sol de fondation doivent être limitées et contrôlées de façon à éviter le phénomène de renard.
6. la digue doit être sécurisée vis à vis de l'effet des vagues.
7. Le talus amont doit être protégé contre le battillage (pompage des matériaux par l'action des vagues). La crête et le talus aval doivent être protégés contre l'érosion due au vent et au ruissellement des eaux de pluies.

Pour tenir compte de toutes ces exigences, la digue généralement de forme trapézoïdale, comporte de façon classique :

- le remblai qui peut être homogène ou à zones ou à masque amont tel qu'il a été spécifié au chapitre I
- une crête, aménagée pour assurer le passage des véhicules et la protection du remblai contre la dessiccation
- une tranchée d'ancrage réalisée pour assurer une bonne étanchéité au niveau de l'assise
- des talus, amont et aval, aménagés pour assurer la stabilité de la digue et pour lutter contre les érosions diverses
- un "filtre de pied", constitué d'un tapis de sable disposé au pied aval ou un "filtre cheminé" constitué d'une colonne de sable et tuyau d'évacuation.

Les figures n°3-1 et 3-2 en annexe 3-1 montrent les différentes parties d'une digue – piste busée.

3-1-1 le Remblai

3-1-1-1 Choix de matériaux

Les caractéristiques idéales pour un bon matériau de remblai sont :

- une grande résistance
- une grande densité
- une faible compressibilité
- une faible perméabilité

Toutes ces caractéristiques étant difficiles à réunir pour un même sol, la recherche de compromis tout en tenant compte des priorités est alors nécessaire. A cet effet on peut retenir que, toutes choses étant par ailleurs égale :

la *perméabilité* est plus grande :

- pour les terres à gros grains que pour les terres à grains fins,
- pour les terres à granulométrie serrée que pour les terres à granulométrie étalée
- pour les terres légères que pour les terres lourdes.

La *résistance au cisaillement* est plus grande :

- pour les terres à gros grains que pour les terres à grains fins,
- pour les terres à granulométrie étalée que pour les terres à granulométrie serrée.

Le *tassement* est plus grand :

- pour les terres à grains fins que pour les terres à gros grains,
- pour les terres à grains ronds que pour les terres à grains anguleux,
- pour les terres à granulométrie serrée que pour les terres à granulométrie étalée,
- pour les terres légères que pour les terres lourdes.

La *densité* est plus grande

- pour les terres à gros grains que pour les terres à grains fins,
- pour les terres à grains ronds que pour les terres à grains anguleux,
- pour les terres à granulométrie étalée que pour les terres à granulométrie serrée.

La disponibilité de bon matériau détermine le type de remblai à exécuter (remblai homogène ou à noyau).

3-1-1-2 Hauteur du remblai

La hauteur du remblai est dictée par la cote de la ligne rouge de la piste. C'est à dire la cote retenue pour l'axe de la piste et qui tient compte des normes d'alignement, notamment des normes de courbes verticales. Toutefois ces dispositions doivent permettre d'avoir la cote du seuil du déversoir au-dessus de la cote des plus hautes eaux sans l'ouvrage. Dans le cas contraire, c'est cette dernière cote qui dicterait la cote du remblai.

3-1-1-3 Plan d'eau normal (PEN)

Le plan d'eau normal (hauteur de la retenue normale) est déduit de la hauteur de la digue – piste, en prenant en compte, une hauteur de remblai d'au moins 110 centimètres au-dessus de l'ouvrage mis en place pour confectionner le déversoir (buses ou dalots) et en retranchant aussi la hauteur de cet ouvrage. Les 110 centimètres de remblai au-dessus du déversoir, sont nécessaires pour prendre en compte la revanche.

3-1-1-4 Niveau des plus hautes eaux (PHE)

Le niveau des plus hautes eaux (PHE) est égal au niveau de retenue augmenté de la lame d'eau maximale au-dessus du seuil du déversoir. Il coïncide ici avec la partie supérieure des buses ou des dalots et les calculs hydrauliques sont faits avec les hypothèses d'entrée dénoyée.

3-1-1-5 Revanche (R)

Dans le cas d'une digue – piste busée on pourra distinguer deux types de revanches, la revanche réelle (R) et la revanche libre (R'). La revanche réelle serait la tranche supplémentaire prévue au-dessus du PHE qui pourra prendre en compte le débit supplémentaire accidentel que l'on peut éventuellement enregistrer du fait des incertitudes qui caractérisent les études hydrologiques. La revanche libre qui peut parfois s'identifier à la revanche réelle est la tranche effectivement prévue entre le PHE et la crête du barrage. Elle peut dépasser la revanche réelle du fait de la nécessité de respecter une certaine cote de la ligne rouge de la piste.

Dans la pratique, on pourra adopter pour des barrages de moins de 10 m de hauteur une revanche réelle (R) comprise entre 0.50 et 1.50 m. Pour les ouvrages qui retiennent moins de 5m de hauteur d'eau une revanche de 0.50m est raisonnable. Toutefois, on peut retenir que la revanche dépend de la vitesse et de la durée du vent, de la hauteur des vagues qui est fonction du fetch (longueur de plan d'eau exposé au vent). La formule suivante permet de la calculer :

$$R = A \left(h + \frac{V^2}{2g} \right)$$

avec $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f}$ (hauteur des vagues en mètres, f est le fetch en km)

$v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h$ (vitesse de propagation des ondes de hauteur comprises entre 0.5 m et 2 m ; v est en m/s)

A, est coefficient de sécurité compris entre 1 et 2.

3-1-2 La Crête (Lc)

3-1-2-1 Largeur en crête

La largeur en crête est fixée à un minimum de 4 m (3 m de chaussée + 2 * 0.5m d'accotements) pour permettre le passage de véhicule au moins dans un seul sens à la fois. Elle peut être calculée par les formules suivantes :

Formule de KNAPPEN : $L_c = 1.65\sqrt{H}$ (Lc en m)
H est la hauteur totale de la digue en m

Formule de PREECE : $L_c = 1.3\sqrt{H} + 1$ (Lc en m)

Dans le cas où les exigences de la piste recommanderaient une largeur supérieure aux différentes valeurs calculées ci-dessus, c'est la plus grande valeur qui doit être adoptée.

3-1-2-2 Épaisseur de la couche de couronnement

Dans le cas d'espèce, la couche de couronnement correspond à la couche de roulement dont le dimensionnement se fait comme suit :

Il n'existe pas pour le dimensionnement des chaussées en terre des formules mathématiques universellement employées. Le besoin de telles formules ne s'impose pas car à l'inverse des chaussées revêtues, il est très facile de renforcer une chaussée en terre par rechargement ; le danger de sous-dimensionnement est donc réduit. En pratique, on s'inspire le plus souvent de ce qui a été fait sur les chaussées en terre déjà réalisées dans la région considérée et supportant un trafic comparable à celui prévu pour la route à construire. Néanmoins, il existe quelques méthodes de dimensionnement dont la Méthode basée sur les essais CBR.

Principe de la méthode basée sur les essais CBR : L'épaisseur de la couche de base des routes revêtues est fonction de l'indice portant (CBR) de la plate-forme correspondant à un enfoncement de 2,5 mm et du trafic prévu sur la route à construire. N'étant pas revêtues, les couches de base des routes en terre peuvent supporter des déflexions plus importantes. Il n'est donc pas rationnel de les dimensionner en partant du CBR correspondant à 2,5 mm d'enfoncement. Pour ce faire, on prend un CBR correspondant à la rupture, que l'on multiplie par un coefficient de 2 et on détermine l'épaisseur de chaussée à l'aide de l'abaque de chaussée représenté par la figure n°3-3 qui suit :

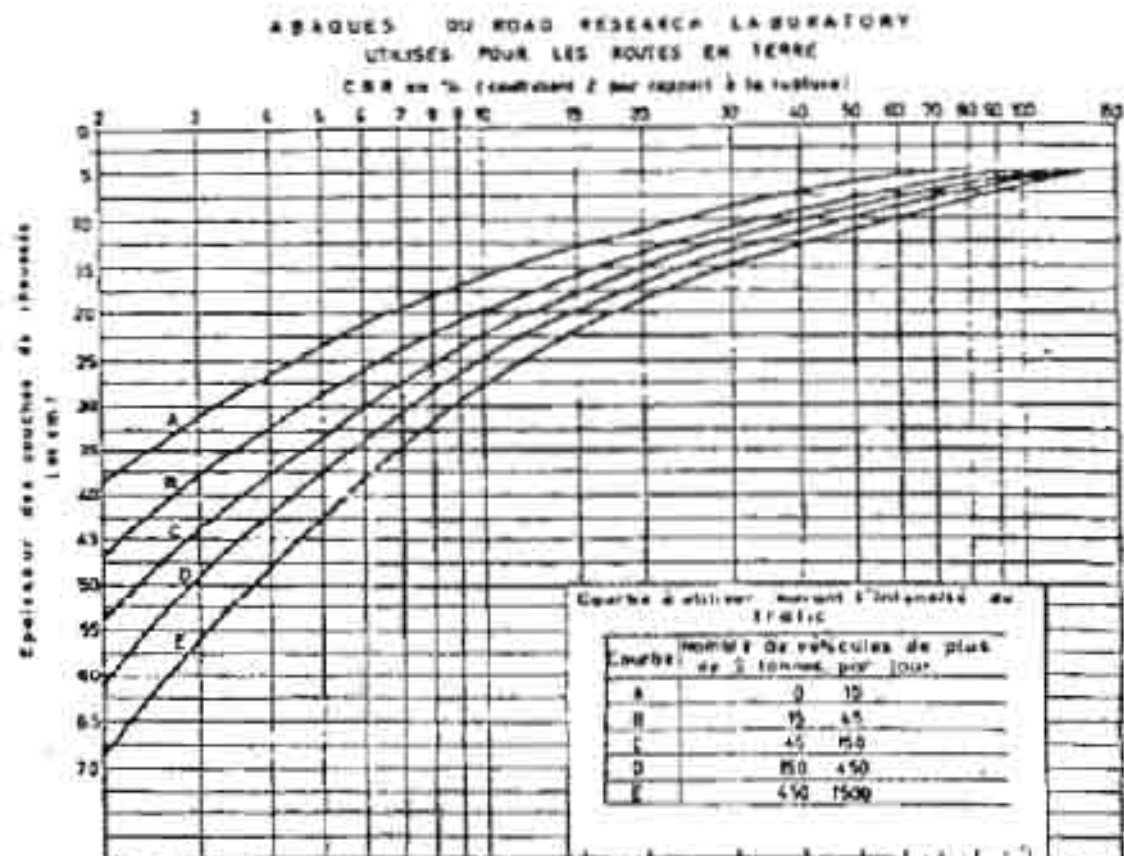


fig. n°3-3 : Abaque de chaussée en terre

Dans tous les cas, un minimum de 20 cm d'épaisseur en matériau graveleux (latérite par exemple) est requis pour assurer la protection de la crête.

3-1-3 Les Talus

3-1-3-1 *Pentes des Talus*

Les pentes des talus sont déterminées en fonction des caractéristiques des matériaux de construction disponibles. Elles sont liées au type et à la hauteur du barrage.

A titre indicatif, le tableau n°3-4 ci-après donne quelques valeurs de dimensionnement qui devront être confirmées par une étude de stabilité. Des logiciels simples (logiciel STAB par exemple) permettent de faire des études de stabilité de talus. Leur emploi est recommandé autant que faire se peut, pour la conception de barrage en terre, même de dimensions modestes.

Hauteur du barrage (en m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	- Homogène	1/2.5	1/2
	- A zones	1/2	1/2
5 à 10 m	- Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.5
	- A zones	1/2	1/2.5

Tableau n°3-4 : Valeurs forfaitaires des pentes de talus

3-1-3-2 Protection des Talus

Talus amont : la protection du talus amont doit être assurée contre l'effet de battillage ou action érosive des vagues par des enrochements en vrac ou rip-rap ou plus généralement par des perrés rangés à la main. Dans ce cas, on utilise des pierres d'épaisseur moyenne 25 à 40 cm qui sont disposées sur une couche de transition en tout venant gravillonnaire 0/25 de 20 cm d'épaisseur environ. Cette couche de transition qui joue le rôle de filtre inverse peut être constituée de gravier et de sable de granulométrie appropriée (cf. paragraphe 3-2-4). Le perré doit être bloqué à sa partie inférieure par une butée de pied amont de façon à écarter toute possibilité de glissement. Cette butée peut être aussi en enrochement. Les pierres sont soigneusement bloquées les unes contre les autres et quelques fois, après exécution, on répand une terre graveleuse sur le talus pour combler les interstices et donner une meilleure résistance à la structure.

Lorsqu'on dispose de renseignement sur la hauteur des vagues, on pourrait exploiter le tableau n°3-5 ci - après :

HAUTEUR DES VAGUES (mètres)	EPAISSEUR minimale de la couche d'enrochement (mètres)	D ₅₀ MINIMUM
0 à 0.30	0.30	0.20
0.30 à 0.60	0.40	0.25
0.60 à 1.20	0.45	0.30
1.20 à 1.80	0.55	0.40
1.80 à 2.40	0.70	0.45
2.40 à 3.00	0.80	0.55

Tableau. n°3-5 Epaisseur et diamètre de couche d'enrochement sur talus

D'autres types de revêtements sont parfois employés sur le *talus amont* lorsqu'aucun enrochement de qualité n'est économiquement disponible (très longues distances de transport).

On ne cherche qu'à protéger le remblai contre l'érosion des vagues, et il faut éviter que ce revêtement soit étanche. Il peut être constitué soit par des dalles préfabriquées, soit par une technique de ciment compacté (sol-ciment). Dans tous les cas, il est nécessaire de disposer sous le revêtement une couche de gravier et sable formant un filtre, d'une épaisseur au moins égale à 20 cm de telle sorte que le revêtement ne soit pas soufflé lors d'une éventuelle vidange rapide, par l'effet de la pression hydrostatique interne. Le revêtement est buté à l'extrémité inférieure par une risberme.

La technique de ciment compacté évoqué ci-dessus consiste en un traitement de la partie supérieure du remblai au ciment sur une épaisseur de 0,6 m à 1 m le long du parement amont. Quoique les dosages en ciment doivent être assez importants (6 à 12 % du poids de terre traitée), cette solution peut se révéler intéressante dans les zones où l'enrochement est cher ou inexistant. On réalise une série de couches horizontales de sol-ciment compacté de 2 à 3 m de large (fig. n° 3-6).

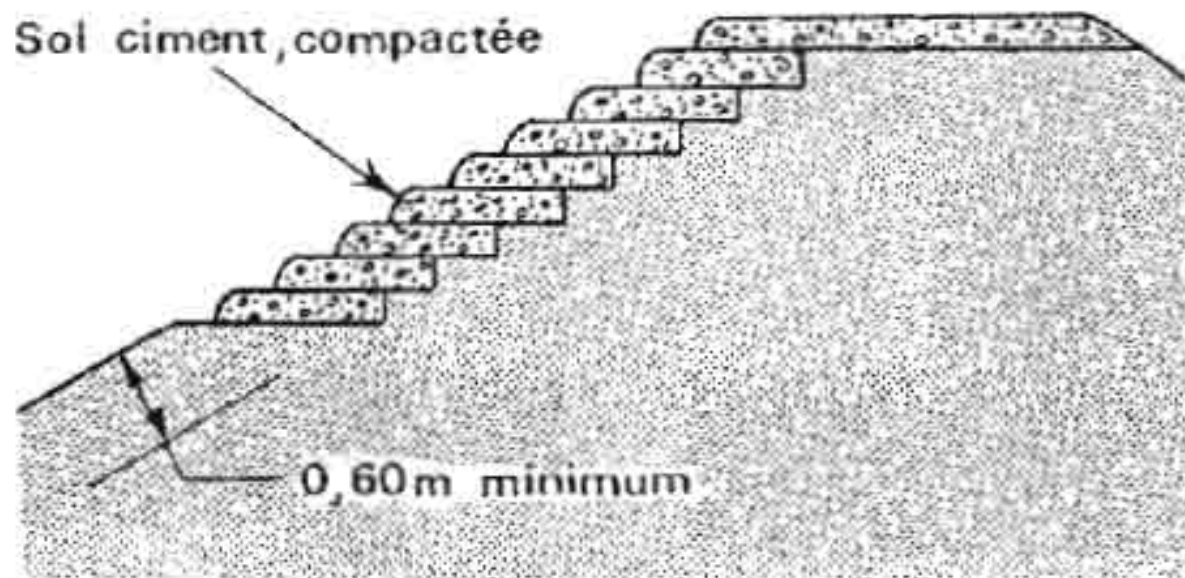


fig : n°3-6 Protection de talus amont en sol - ciment

On utilise parfois des revêtements de protection en béton poreux disposés sur une couche de gravier permettant ainsi un drainage rapide grâce auquel les sous-pressions n'apparaissent pas.

Talus aval : actuellement pour les petits barrages de hauteur superficielle inférieure à 10 m, les matériaux en graveleux latéritiques légèrement tassés sont adoptés pour la protection du talus aval. Une épaisseur de 20 cm est raisonnable. La protection en enherbement est déconseillée surtout dans les zones arides ou semi-arides du fait qu'elle est détruite pendant la saison sèche et attire aussi le bétail.

Un fossé drain pourra être aménagé au pied du talus pour collecter les eaux pluviales et les eaux d'infiltration en provenance du corps de la digue. Il peut être aménagé en enrochement rangé à la main ou maçonné.

3-1-4 Protection contre les infiltrations

Le tracé de la ligne phréatique dans un massif homogène de corps de digue fait ressortir l'existence sur le talus aval d'une ligne de résurgence des eaux d'infiltration ou ligne de suintement.

Ce phénomène est souvent générateur d'érosion régressive surtout lorsque les débits d'infiltration sont importants.

On peut y remédier par la mise en place de deux types de filtres destinés à rabattre la ligne phréatique.

- Filtre (ou drain) de pied aval horizontal ou drain tapis (fig. n°3-7)
- Filtre (ou drain) cheminée (ou vertical), (fig. n°3-8)

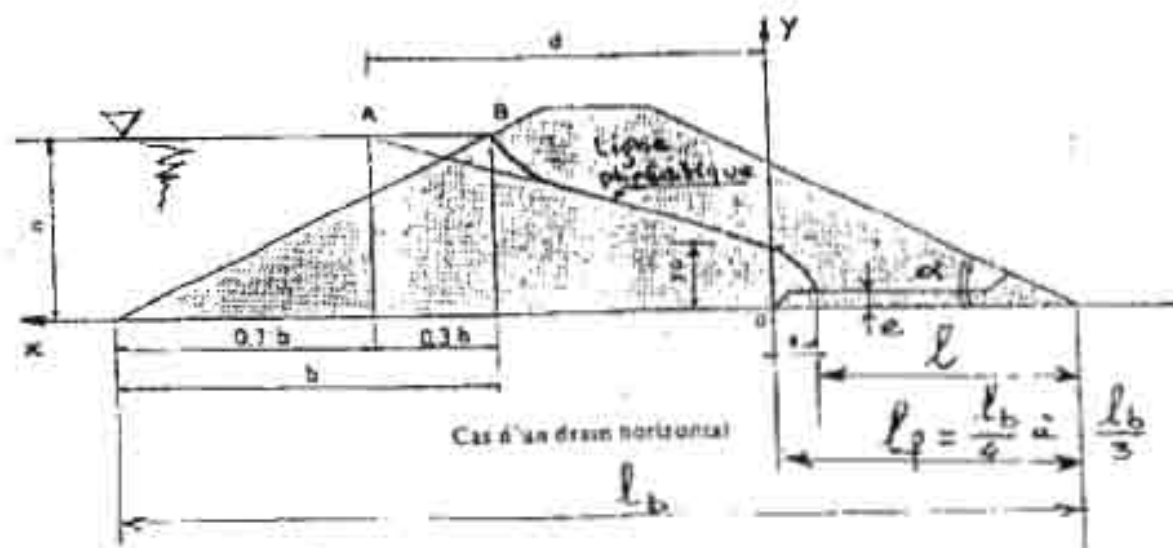
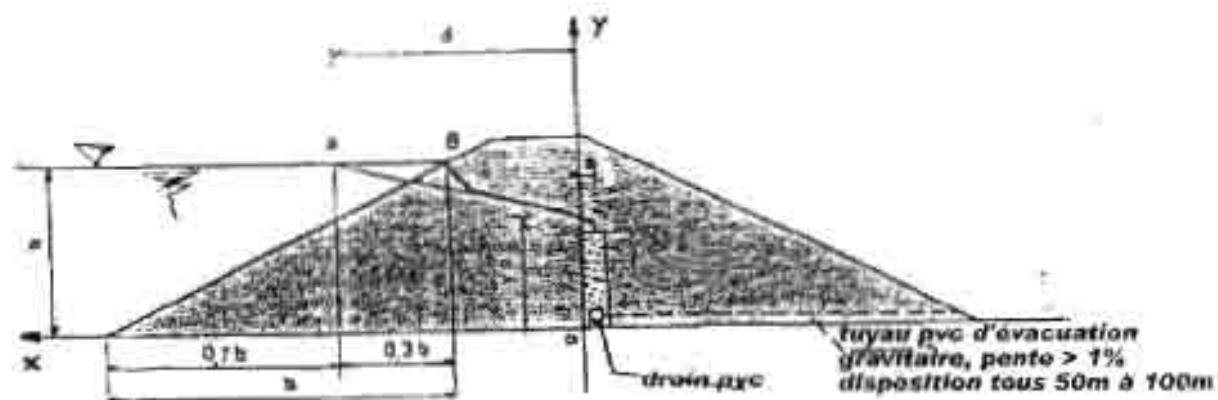


fig. n°3-7 : Drain horizontal



Cas d'un drain vertical

fig. n°3-8 : Drain vertical

En principe, un tel dispositif doit permettre l'écoulement des débits d'infiltration sans entraînement de matériaux; en conséquence, il convient de veiller à ce que les rapports de granulométrie entre le massif et le filtre soient respectés.

En appelant :

- d_i : un diamètre tel qu'il y ait i % en poids de grains du matériau de base, de diamètre inférieur à d_i .

- D_i : un diamètre tel qu'il y ait i % en poids de grains du filtre de diamètre inférieur à D_i .

On doit avoir, selon TERZAGHI

Granulométrie serrée : $5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$

Granulométrie étalée : $\frac{D_{15}}{d_{15}} < 4$ ou 5

$$\frac{D_{85}}{d_{85}} > 4 \text{ ou } 5$$

Pour un filtre, il est aussi conseillé d'utiliser un sable dont le coefficient d'uniformité $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$

Pour respecter ces exigences, un filtre peut être constitué de plusieurs couches dont l'épaisseur minimale est de 20 à 30 cm et dans tous les cas, supérieure à 50 fois le diamètre D_{15} . Dans ce cas, pour chaque couche du filtre, le matériau de base est la couche précédente dans le sens de la circulation de l'eau.

La valeur de la perméabilité d'un filtre est donnée avec une assez bonne précision (50%) par la formule de Hazen pour les matériaux sableux. $K = 100 \cdot (F_{10})^2$ où F_{10} est en cm et K en cm/s.

La perméabilité K varie d'un matériau à un autre. On peut citer les ordres de grandeur suivants :

- K peut être compris entre 10^{-2} et 10^{-6} m/s pour les sols sableux ;
- entre 10^{-5} et 10^{-8} m/s pour les sols limoneux ;
- entre 10^{-8} et 10^{-12} m/s pour les sols argileux ;

3-1-4-1 Dimensions du drain tapis

L'épaisseur théorique du filtre (fig. n°3-7) peut être calculée en fonction du débit de fuite ainsi qu'il suit.

la position de la ligne phréatique (ligne de saturation) dans le corps de digue est assimilée à la parabole de KOZENY, dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{avec } y_0 = \sqrt{(d^2 + h^2)} - d$$

Le débit de fuite par mètre est donné par $q = k_r \sqrt{(d^2 + h^2)} - d$ avec

q : en $m^3/ml.s$,

k_r : perméabilité du remblai de la digue en m/s,

h : la charge en m,

d : largeur en base du barrage, diminuée de $0.7b$ et de la longueur l_f du filtre

b : projection horizontale de la partie mouillée du talus amont, en m

les relations ci- dessus sont valables pour $30^\circ < \alpha < 180^\circ$

Pour $\alpha < 30^\circ$ on applique la relation $q = k_r y_1 \sin^2 \alpha$ avec

$$y_1 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - \sqrt{(d^2 - h^2 \cot^2 \alpha)}$$

Pour un massif anisotrope de perméabilité horizontale k_h et de perméabilité verticale k_v , on prendra $k_r = \sqrt{(k_h \cdot k_v)}$; ce qui est d'ailleurs souvent le cas compte tenu des procédés de construction

L'épaisseur e du drain horizontal est donnée par :

$$e = 2 \sqrt{\frac{ql}{k}} \quad \text{avec}$$

k : perméabilité du matériau filtrant, en m/s

l : longueur totale du tapis filtrant diminuée de la longueur "a" de résurgence

$$a = \frac{q}{k_r}$$

avec a en m, q en $m^3/s.ml$ et k_r perméabilité du remblai du barrage en m/s .
La longueur totale l_f du tapis filtrant est de l'ordre de $l_b/4$ à $l_b/3$. l_b est la largeur en base du barrage (voir fig. n°3-7).

Pour déterminer l , on part de l'égalité : $l_f = l + a$

En pratique, une épaisseur de 0.50 m à 0.60 m, pour des barrages de 3 à 8 m de hauteur, est admise en général.

Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, ce drain interceptera également les infiltrations à travers la fondation. Il doit être alors protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé.

Le drain tapis filtrant (drain horizontal) est efficace dans la mesure où la perméabilité du massif est isotrope. Alors qu'en réalité, il existe une anisotropie assez forte du barrage, du fait de la technique d'exécution qui consiste à compacter la terre par couches horizontales ; la perméabilité verticale étant inférieure à la perméabilité horizontale. De ce fait le drain-tapis est souvent inefficace et on observe des affleurements de nappes sur les talus avals de nombreux barrages munis de drain-tapis. Cependant, ce type de drain est le plus exécuté dans la pratique compte tenu du fait qu'il est relativement facile à mettre en œuvre par rapport au drain vertical qui est plus efficace.

3-1-4-2 Drain vertical

Le drain vertical (fig. n°3-8) placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1 m, en matériau grossier (graviers et sables) dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions de filtre soient réalisées. Ce rideau peut être mis en œuvre par déversement du matériau convenable dans une tranchée d'une profondeur de 1.50 m à 2 m, recreusée dans le massif compacté, au fur et à mesure de l'avancement du terrassement du barrage. Il peut remonter pratiquement jusqu'à la cote moyenne du plan d'eau dans la retenue.

L'eau de percolation interceptée par ce drain filtrant est évacuée, soit par un réseau de tuyaux-drains, soit par un drain-tapis filtrant, s'il est également nécessaire de drainer les fondations.

Le drain vertical peut être constitué uniquement de gravier, le rôle de filtre étant alors assuré par un tapis synthétique non tissé placé en fond de tranchée, le long

de la paroi amont du drain et au-dessus du drain comme l'indique la fig. n°3-9 ci-dessous. Dans ce cas, l'épaisseur du drain pourra être diminuée.

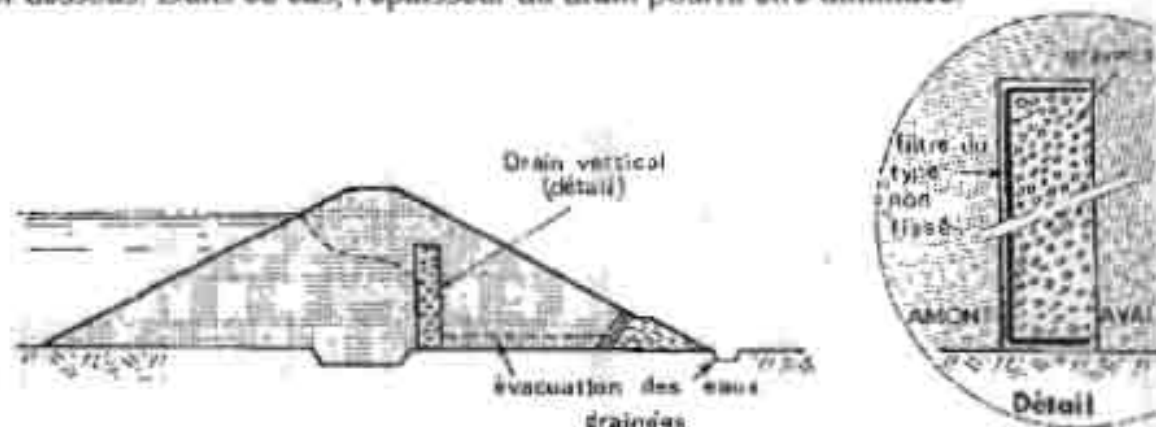


fig. n°3-9 : Détail de drain vertical

Cas d'une digue à zones : dans le cas d'un barrage à zones, la ligne phréatique est construite comme précédemment en considérant la zone imperméable seule, c'est à dire le noyau (fig. n°3-10).

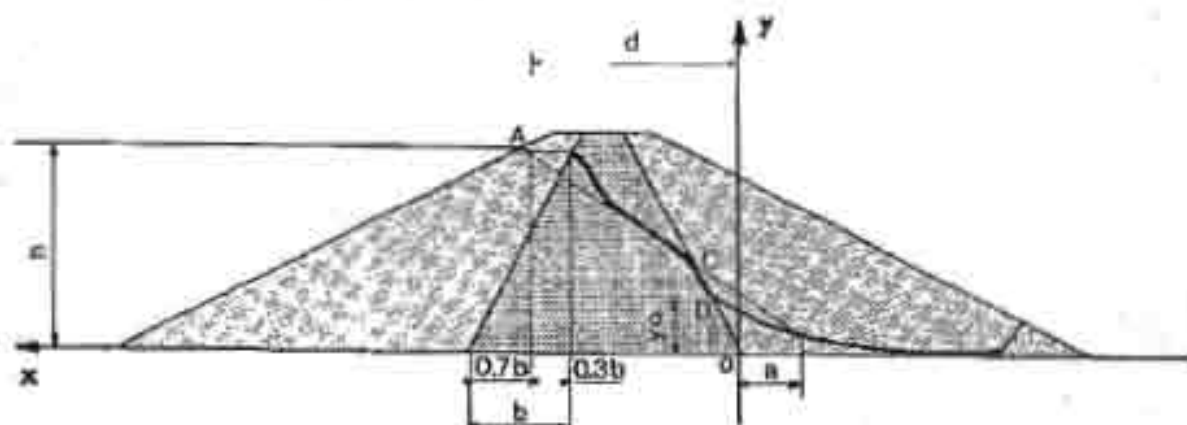


fig. n°3-10 : ligne de saturation dans le cas d'un barrage à zone

3-1-4-3 Tranchée d'ancrage

Le contact ouvrage – sol de fondation est un lieu privilégié où les renards risquent d'avantage de se produire. Il est possible d'obtenir l'allongement de la ligne de courant à ce niveau, afin de diminuer le gradient hydraulique en réalisant un ou plusieurs parafouilles imperméables (fig. n°3-11).



fig. n°3-11 : Ancrage de la digue dans la fondation

LANE propose la formule empirique suivante pour la détermination de la profondeur d'encrage l_v :

$$\frac{\frac{1}{3}L_a + \sum l_v}{H} \geq C$$

Le coefficient C dépend de la nature des terrains. Il est donc nécessaire d'accorder plus d'importance à la nature visuelle des sols de fondation de la digue. Quelques coefficients de C sont donnés dans le tableau n° 3-12 ci-après :

COEFFICIENTS DE LANE

N°	NATURE DU TERRAIN	C
1	Sables fins et limons	8.5
2	Sables fins	7
3	Sables moyens	6
4	Gros sables	5
5	Petits graviers	4
6	Gros graviers	3
7	Mélange de graviers et de gros galets	2.5
8	Argile plastique	3
9	Argile consistante	2
10	Argile dure	1.8

Tableau n°3-12 : Coefficients de LANE

La tranchée d'ancrage (ou les tranchées d'ancrage) doit (doivent) toujours être prévue (s), car en dehors de la protection contre les accidents de soulèvement et de renard, elle assure une bonne liaison entre la digue et la terre d'assise. Elle doit avoir une largeur minimale au plafond qui tient compte de la largeur de l'engin de terrassement utilisé pour son exécution. Elle a généralement la forme trapézoïdale et les fruits de talus dépendent des matériaux de fondation. Ils peuvent être de l'ordre de $3 V / 1 H$

Dans le cas où la digue serait fondée sur le rocher, la protection efficace contre les infiltrations réside dans la construction d'une tranchée d'ancrage en béton ou béton armé ancré assez profondément dans la partie saine du rocher.

L'écran en béton peut avoir une épaisseur de l'ordre du mètre, avec un léger fruit d'environ 0.05 sur les parements. Lorsqu'il est armé, il peut avoir une épaisseur plus faible, de l'ordre de 0.40 à 0.30 m suivant la hauteur. Il est conseillé de prévoir un enduit des faces de l'écran avec un produit bitumineux assurant une liaison souple et imperméable avec la terre du corps de la digue.

3-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

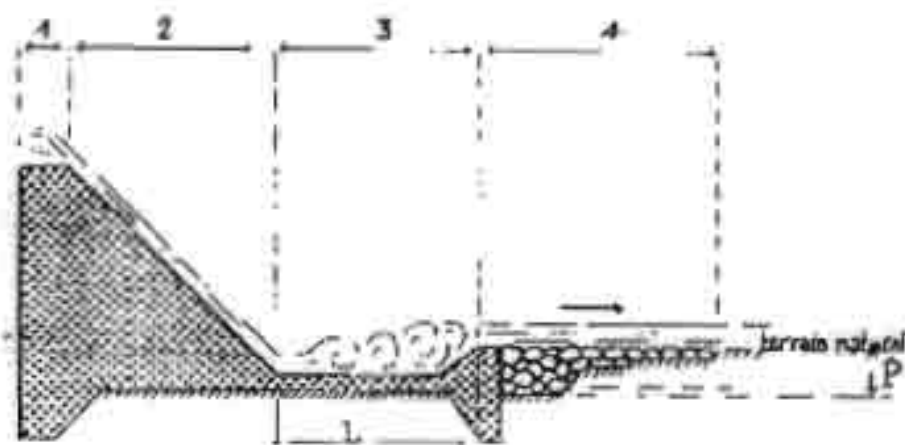


fig n° 3-13 Coupe en travers d'un évacuateur de crue (schéma type)

- 1 – seuil du déversoir
- 2 – talus aval du déversoir
- 3 – bassin de dissipation
- 4 – chenal d'évacuation dans le lit naturel

L'évacuateur de crue est composé essentiellement d'un déversoir, d'un parement aval (coursier), d'un bassin de dissipation et d'un chenal qui conduit l'eau du

bassin de dissipation vers le lit naturel d'écoulement qui existait avant l'aménagement.

3-2-1 Le Déversoir

Tel qu'il ressort de l'étude comparative objet du chapitre II, la digue – piste busée ou à dalot convient mieux lorsque la priorité est donnée à l'aspect franchissement. Ainsi, notre déversoir sera donc constitué de batterie de buses ou de dalots multiples selon le cas. Il doit être dimensionné à partir du débit laminé.

3-2-1-1 *Laminage de la crue de projet*

Par effet de laminage le débit qui passe dans l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue. Dans le cas de retenues d'eau de petite superficie (quelques hectares) l'effet de laminage dans la retenue est négligeable et on considère que le débit Q_e sortant de la retenue par l'évacuateur de crue est égal à celui entrant dans la retenue Q_c . Alors $Q_e = Q_c$. Par contre, dans certains cas l'effet de laminage peut être importante et ne pas le prendre en compte conduit à surestimer Q_e , donc à surdimensionner le déversoir.

Le calcul du laminage se fait à partir de l'équation différentielle suivante :

$$Q_c(t) dt = Q_e(z) dt + A(z) dz$$

Élément de Volume entrant = Élément de volume sortant + variation de volume dans la retenue

t : temps en (s)

z : cote du plan d'eau en (m)

Q_c : débit de crue dans la retenue en (m^3/s)

Q_e : débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue en (m^3/s)

$A(z)$: aire du plan d'eau à la cote z en (m^2)

La résolution de cette équation différentielle peut se faire par des logiciels tel que CERES par exemple, développé par CEMAGREF et qui permet même de visualiser l'effet de laminage. Les données nécessaires sont les caractéristiques de l'évacuateur, 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.)

Plusieurs méthodes de résolution existent aussi, dont la méthode graphique par abaque que nous exposons ci-dessous.

On se fixe à priori une longueur de déversement Z_c et on calcule les termes suivants :

$\frac{A.Z_c}{Q_c.T_m}$ et $\frac{Z_c}{a}$: à partir de ces deux valeurs, on lit le rapport $\frac{Q_e}{Q_c}$ sur l'abaque de la fig. n°3-14 lorsqu'il s'agit d'un hydrogramme pointu et on déduit Q_e . Lorsqu'il s'agit d'un hydrogramme arrondi la lecture se fait sur l'abaque de la fig. n°3-15

A : est la surface du plan d'eau à la cote du plan d'eau normal (PEN) et a est la dénivellée entre la surface A et la surface $2A$, c'est à dire une dénivellée donnant une surface d'eau double de celle correspondant à la cote PEN ; voir abaques fig n°3-14.

On peut aussi se fixer à priori une hauteur de déversement Z_c et exploiter l'abaque correspondant. En général, la hauteur de déversement est fixée entre 0.60 m et 1.50 m.

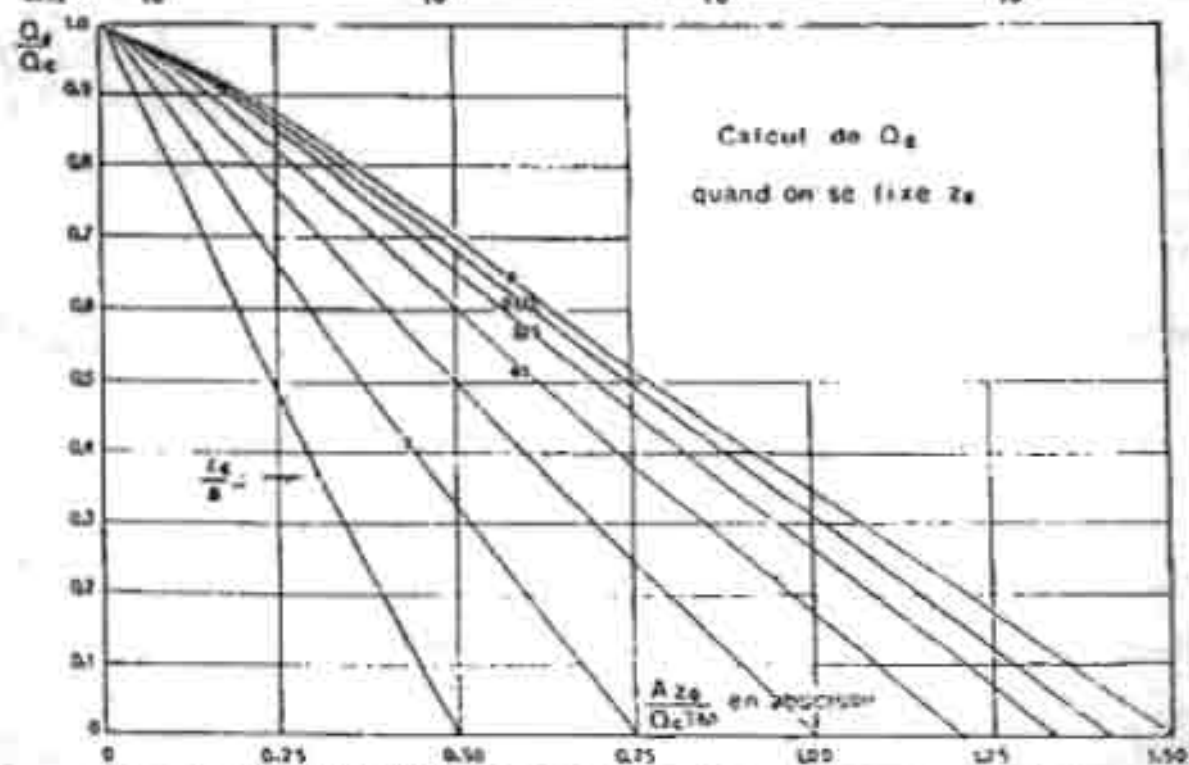
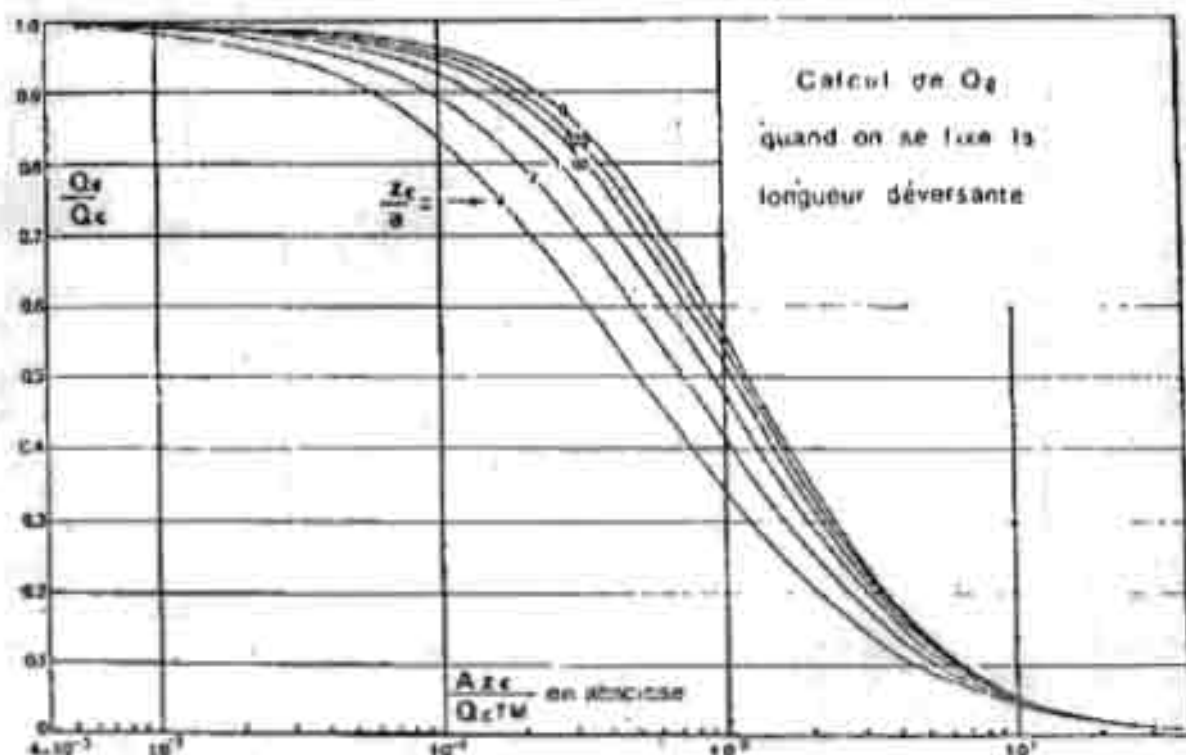
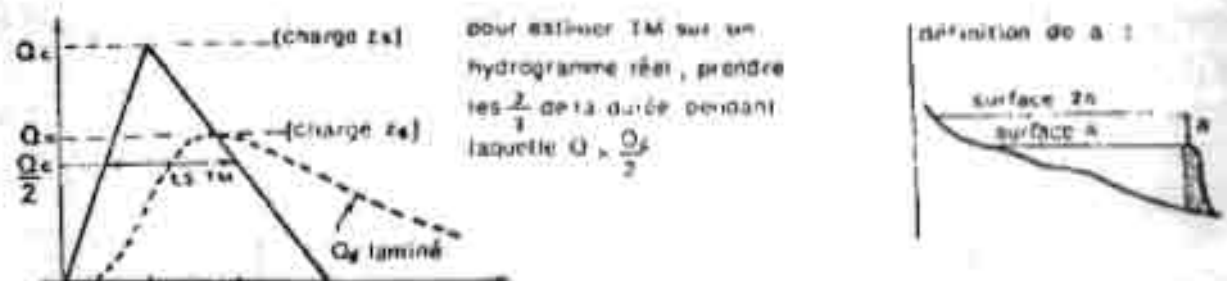


fig. n 3-14 : D bit laminé ; cas d'une crue   hydrogramme pointu

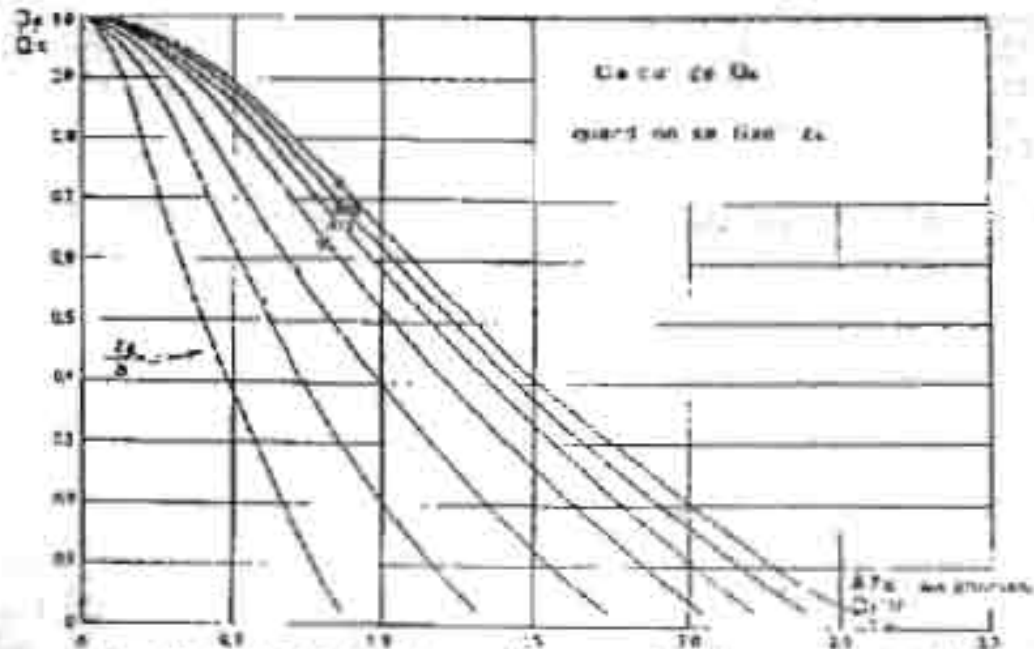
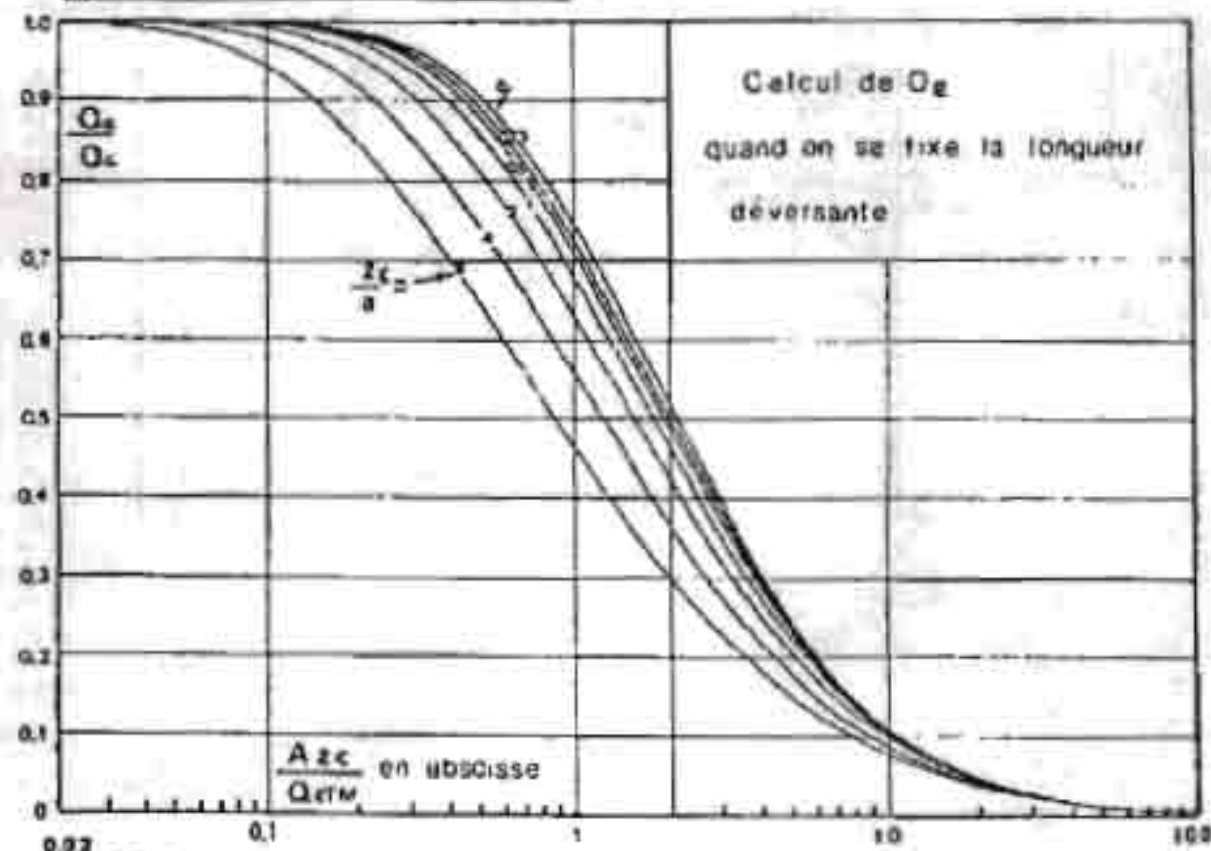
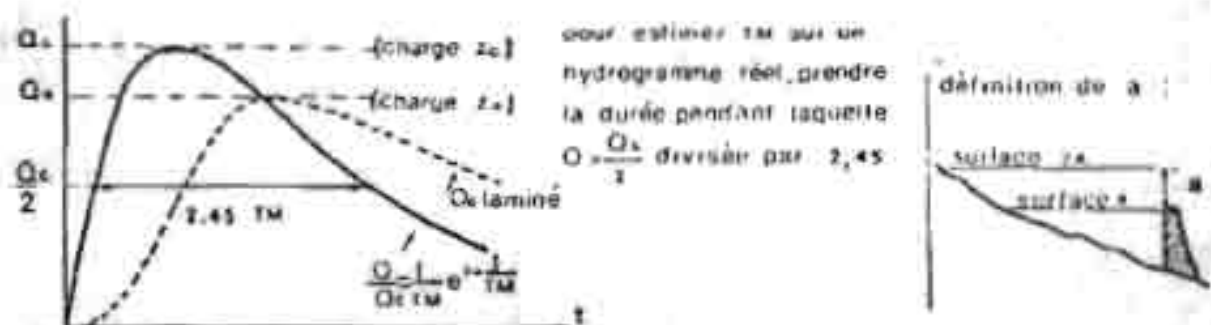


fig. n°3-15 : Débit laminé ; cas d'une crue à hydrogramme arrondi

3-2-1-2 Calcul hydraulique du déversoir

Il est recommandé de concevoir le déversoir de façon à pouvoir le calculer comme un déversoir à seuil dénuyé. Ainsi le débit Q_e étant calculé précédemment en fixant l'une des dimensions du déversoir, l'autre dimension se calcule à partir de la formule suivante :

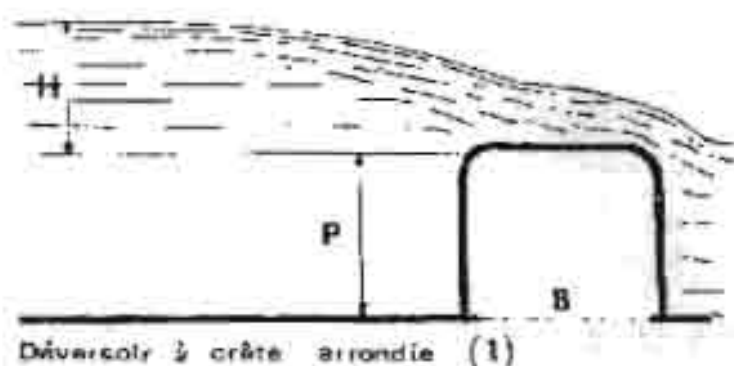
$$Q_e = \mu \cdot L \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad \text{dans laquelle :}$$

μ = coefficient dépendant de la forme du seuil ; voir abaque de la fig n°3-14 ci-dessous

H = hauteur de charge au-dessus du seuil déversant, en mètres.

L = longueur hydraulique du déversoir en mètres ; c'est à dire longueur réelle de débouché des buses ou des dalots, sans tenir compte de l'épaisseur des buses ou des piédroits.

Le déversoir d'une digue – piste est constitué en effet de dalots multiple ou de batterie de buses qui lui confèrent une longueur totale qui prend en compte l'épaisseur des piédroits ou des parois des buses. C'est à dire que la section hydraulique des ouvrages mis en place doit correspondre à la section hydraulique calculée ($L \cdot H$) et la hauteur H obtenue après calcul de laminage doit être respectée.



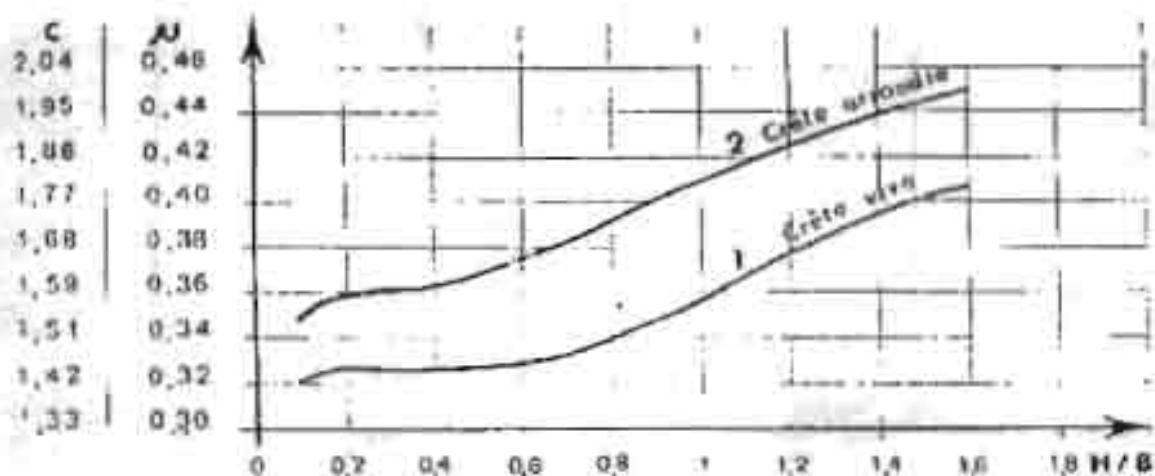


fig. n°3-16 : Coefficient de débit d'un déversoir

Un seuil noyé fonctionne différemment, et on visera toujours à ne pas noyer le seuil. Un seuil est dit noyé ou dénoyé lorsqu'on a les conditions ci - après :

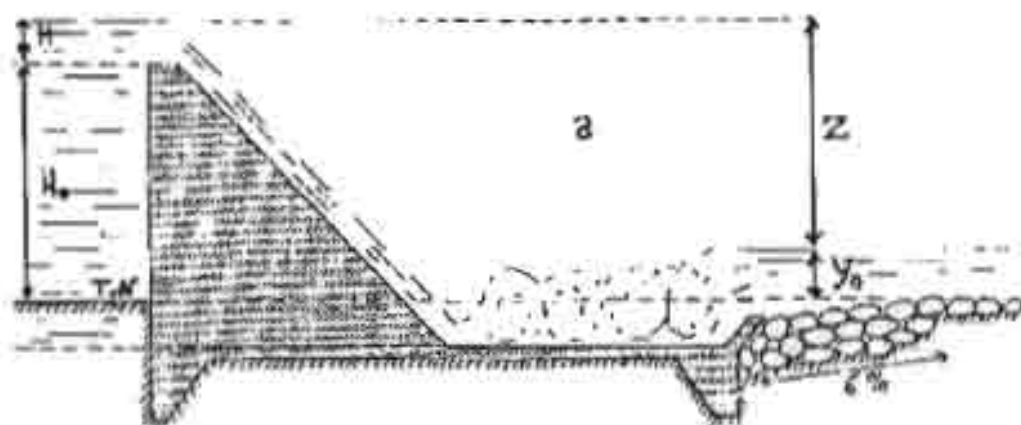


fig n° 3-17 Conditions de seuil noyé ou dénoyé

$Z \geq 0,4 H$: seuil dénoyé

$Z < 0,4 H$: seuil noyé

Pour calculer le débit d'un seuil noyé, on utilise la formule ci – dessus en

prenant un coefficient $m' = m \left(1.05 + \frac{0.21H + H_0}{H} \sqrt{\frac{Z}{H_0}} \right)$

3-2-1-3 Calcul de structure

Le déversoir est constitué de buses ou de dalots en béton armé pour lesquels le calcul de ferrailage ne pose aucun problème en dehors des dispositions constructives d'abouts qu'il faudra respecter. Notamment les murs en retour, les murs en ailes et la parafouille à l'amont. Ainsi que un à trois écrans le long des buses en fonction de la longueur sous remblai.

Pour le ferrailage, des plans standards existent généralement au niveau des services des travaux publics. On peut aussi se référer au Manuel d'Exécution de Petits Ouvrages Routiers en Afrique, édité par le BCEOM pour le compte du Ministère français de la coopération. Un extrait de plan de ferrailage de ce manuel est joint en annexe 3-6.

3-2-2 Le parement aval de l'évacuateur de crue

Le parement aval de l'évacuateur de crue est aussi appelé coursier par d'autres auteurs. Il canalise l'eau vers le bassin de dissipation avec des murets latéraux sur chaque bord, appelés murs bajoyers. Il peut être parfois sous forme d'un convergent permettant ainsi de réduire la longueur du déversoir parfois trop grande. Sa largeur amont est au moins égale à la longueur totale du déversoir et à l'aval il a une largeur qui correspond à la réduction souhaitée lorsque la section n'est pas constante.

3-2-2-1 Calcul du tirant d'eau dans le coursier

L'écoulement doit y être torrentiel et les conditions se vérifient en calculant la profondeur critique y_c .

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c .
Pour un canal rectangulaire :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left[\frac{Q}{L'} \right]^3} = 0.47 * \left[\frac{Q}{L'} \right]^{2/3}, \quad \text{avec}$$

Q = débit retenu après étude du laminage

L' = largeur du parement (dimension transversale)

g = accélérateur de la pesanteur

Le long du coursier $y < y_c$

Le tirant d'eau y et la vitesse V dans une section quelconque s'estiment à partir du système d'équations suivant :

$$V = \sqrt{2g(0.9(Z+h)-y)}$$

$$y = \frac{Q}{L \cdot V}$$

où Z est la profondeur du point considéré par rapport au niveau du seuil du déversoir et h est la charge maximale au-dessus du seuil.

L représente la largeur du coursier.

Il est ainsi possible d'avoir section par section, un ordre de grandeur du tirant d'eau. Dans la pratique, il suffit de calculer y à chaque changement de pente et d'interpoler linéairement entre les sections. L'écoulement est torrentiel si $y < y_c$

3-2-2-2 Calcul de la revanche pour le coursier

Le tirant d'eau calculé ci – dessus doit permettre de fixer la hauteur des murets latéraux du coursier. Cette hauteur doit tenir compte d'une revanche dont la valeur généralement admise pour les petits ouvrages est de l'ordre de 0.50 m. dans le cas général, la revanche nécessaire pour le coursier peut être évaluée par la formule suivante :

$$R = 0.6 + 0.05 v \sqrt{y} \quad \text{avec } R \text{ en (m), } v \text{ en (m/s) et } y \text{ en (m)}$$

Dans le cas où le parement serait prolongé par une partie courbe, il faut prévoir une marge supplémentaire Δh telle que

$$\Delta h = \frac{V^2 l}{gr} \quad \text{avec } r \text{ rayon de courbure et } v \text{ vitesse moyenne de l'eau}$$

A titre d'exemple, pour $v = 10\text{m/s}$, $r = 20\text{m}$, $l = 2\text{m}$, on a $\Delta h = 1\text{m}$; ce qui est bien considérable. Toutefois il est à noter que ces formules empiriques peuvent parfois aboutir à des valeurs peu raisonnables qu'il convient de bien analyser.



fig. n°3-19 : effet de la courbure sur le coursier

3-2-3 Bassin de dissipation

3-2-3-1 Détermination des caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude

Le bassin de dissipation ou bassin à ressaut permet de protéger les berges à l'aval. Il est caractérisé par sa largeur L' , sa longueur L , sa profondeur P ou D et éventuellement les déflecteurs et seuils qui constituent des obstacles pour amortir les vagues en cas de nécessité.

Très simplement la largeur L' doit être au moins égale à la largeur aval du parement. Dans le cas de petits ouvrages la longueur du bassin varie en général entre 1 et 2 fois la hauteur de chute. Pour des calculs plus précis elle dépend du nombre de Froude.

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

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

où V et y sont la vitesse (en m/s) et le tirant d'eau (en m) au pied du coursier. Ils sont calculés en résolvant le Système :

$$V = \sqrt{2g(0.9(H+h)-y)}$$

$$y = \frac{Q}{L'V}$$

L' désigne 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 $Z \leq y_2$, c'est à dire $y_2 - D \leq y_1$, soit $D \geq y_2 - y_1$. Ces grandeurs étant définies sur la figure n° 3-20 ci – dessous.

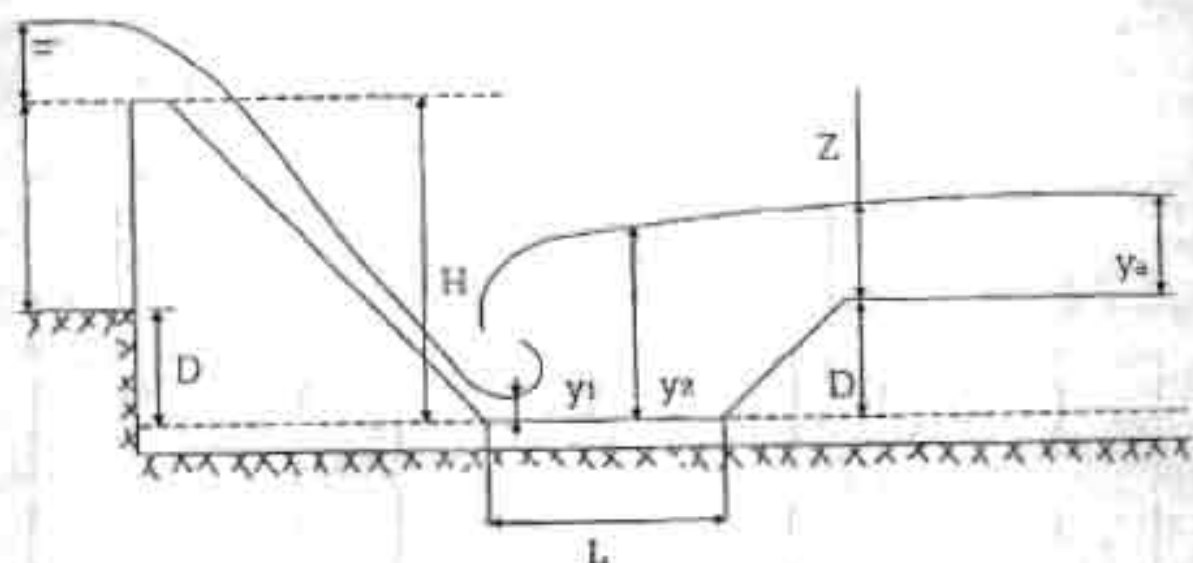


fig n° 3-20 : Paramètres de calcul du bassin à ressaut

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

- Détermination du tirant d'eau aval (y_a)

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.

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.

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

R = rayon hydraulique en m (pour la section rectangulaire $R = \frac{L.y_a}{(L+2y_a)}$)

I = pente du canal en m / m

S = section mouillée = $L \cdot y_a$ (en m^2)

K = coefficient de rugosité (voir annexe 4-2)

Dans le cas contraire, on pourrait aménager à l'aval immédiat du bassin un seuil comme celui représenté sur la figure n° 3-21, ce qui permet de déterminer une valeur simple de y_a .

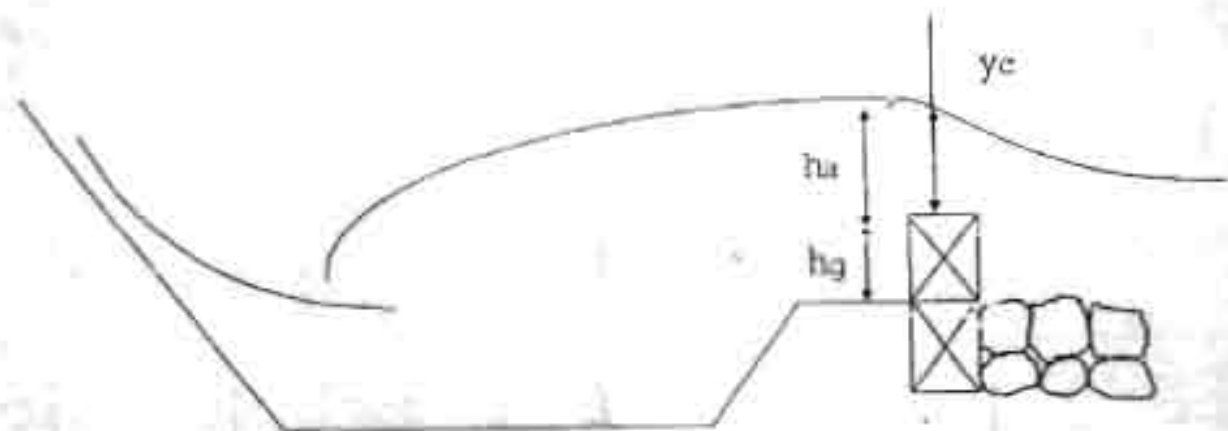


fig n° 3-21 : Aménagement spécial de l'aval du bassin

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

$$Y_a = y_B + 3/2 y_c$$

y_c étant la profondeur critique au passage sur le seuil.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{L}{g} \left[\frac{Q}{L} \right]^3} = 0.47 * \left[\frac{Q}{L} \right]^{2/3} \quad \text{avec}$$

Q = débit du projet

L = largeur du bassin (dimension transversale)

g = accélérateur de la pesanteur

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.

- Détermination de D , F et y_2

Pour un déversoir comme celui représenté à la figure.... ci - dessus, tel que h/H_0 soit compris entre 0.05 et 0.7, et pour des valeurs de y_0 allant de 0,1 à 0,8 (conditions souvent réunies lorsque la longueur du parement est inférieure à 5 fois la hauteur de chute), on peut déterminer D à l'aide de l'abaque suivant:

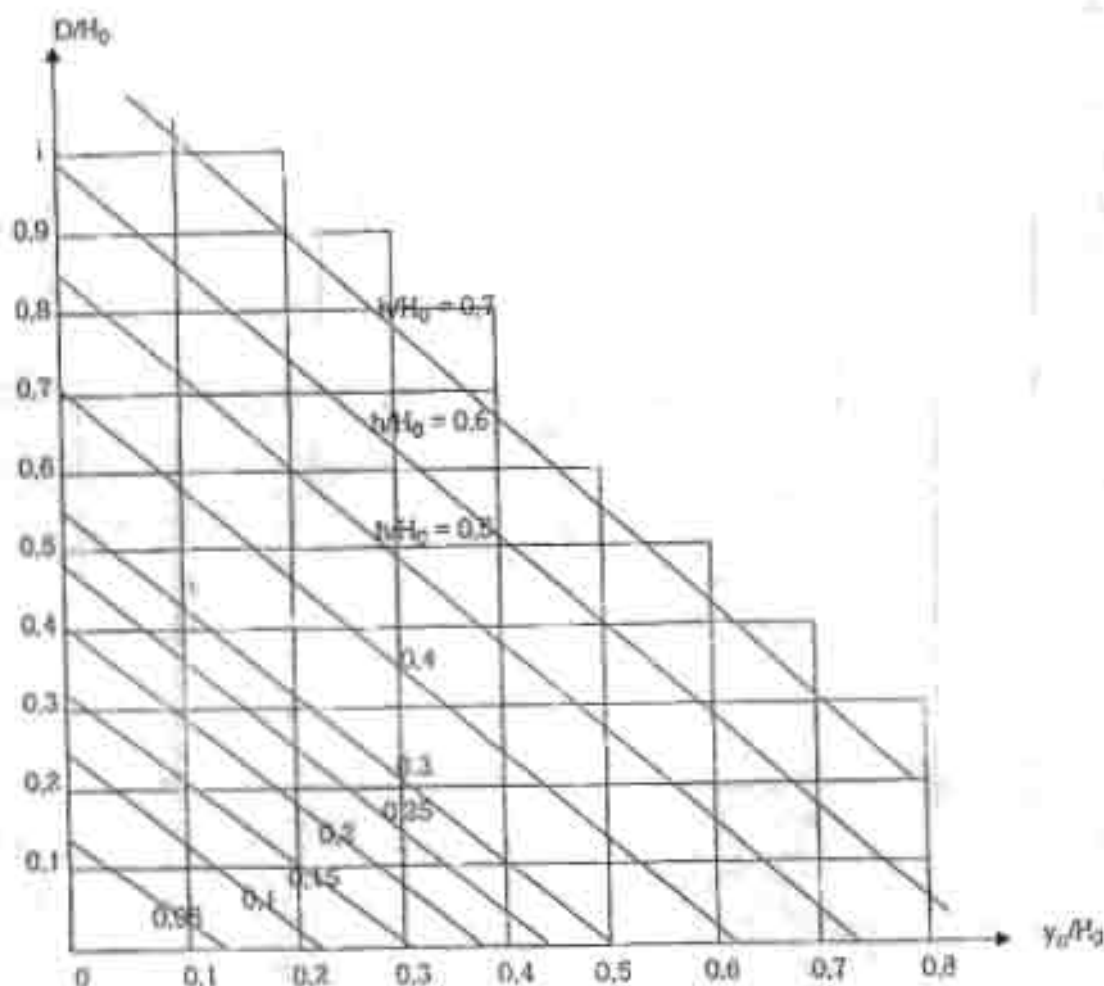


fig n° 3-22 : Profondeur du bassin en fonction du tirant d'eau aval et de la lame d'eau au-dessus du seuil

D étant déterminé, on calcul $H = H_0 + D$ et l'on utilise cette valeur pour calculer y et V et donc F .

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

On peut également déterminer y_2 en fonction du débit q par mètre de largeur d'ouvrage 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 l'annexe 3-11, 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 qui vaut 20 % de la hauteur de chute. Le système à résoudre pour calculer y et V sera donc dans ces conditions:

$$V = \sqrt{2g(0.8(H+h)-y)}$$

$$y = \frac{Q}{L \cdot V}$$

F étant obtenu, on déterminera là aussi L et les autres dimensions du bassin de dissipation en se référant aux abaques de la figure 3-18 et des annexes 3-8 ; 3-9 ; et 3-10.

• *Différents types de bassins à ressaut suivant les valeurs de F*

1) Pour $F=1$, $y = y_c$; il n'y a pas de ressaut. Un aménagement sommaire serait suffisant.

2) Pour $1 < F < 1,7$, il se manifeste une agitation de surface. Il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois y_2 , à partir de la rupture de pente, c'est à dire en fin de coursier.

3) Pour $1,7 < F < 2,5$, un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent. 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 graphes ci-dessous (fig. n°3-18) 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 .

4) Pour $2,5 < F < 4,5$ il se forme un ressaut instable, d'où la nécessité d'amortir les vagues par des obstacles. La forme (type I), en annexe 3-8 est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées y_2/y_1 est donné en fonction de F par le graphe associé. Pour amortir le mouvement des vagues, on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur $y'_2 = 1,1 y_2$. La longueur du ressaut est donnée en fonction de F sur le second graphe.

Dans cette gamme de valeurs de F l'efficacité du bassin type I n'est pas très bonne. On a intérêt, si on le peut, à 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 cadre du cas n°5).

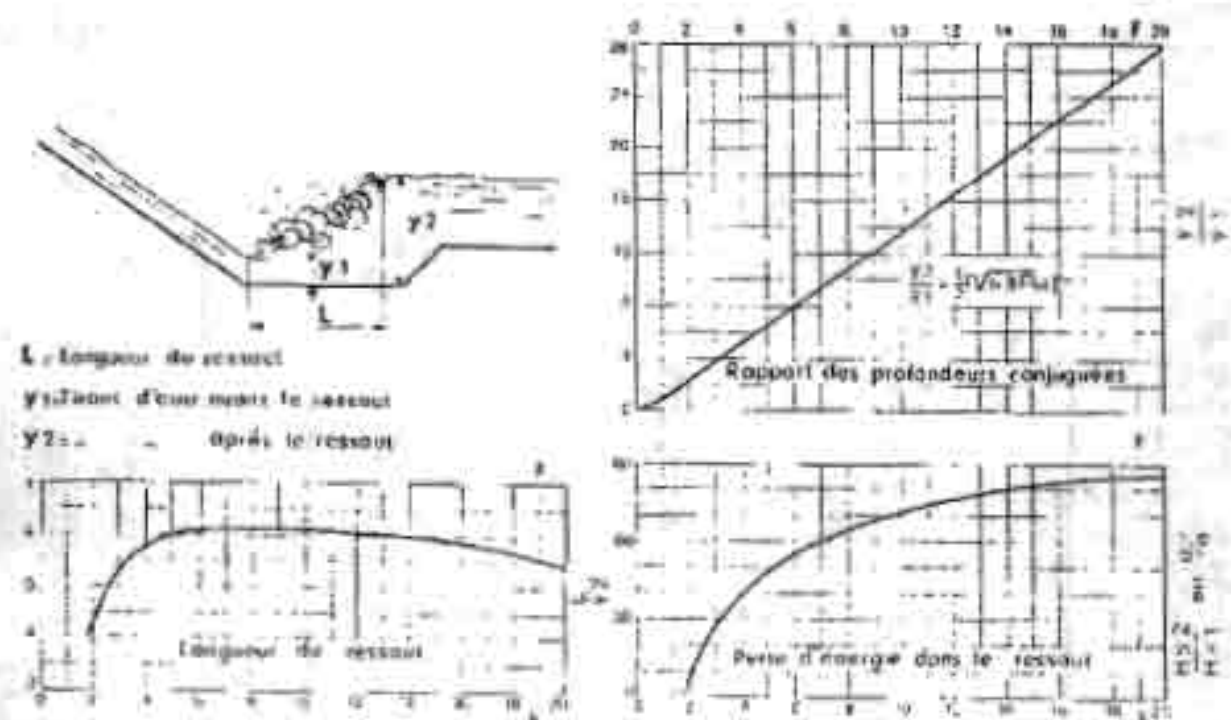


fig.n° 3-23 : Détermination des caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude

5) Pour $F > 4,5$. Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs, de déflecteurs permettent de raccourcir le bassin et évitent 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 de l'annexe 3-9.

Les graphes associés à la figure de l'annexe 3-9 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 chicane, la hauteur h_4 du seuil aval et la longueur L du ressaut.

Les blocs chicane sont soumis à leur face amont à une force.

$$F = 2\bar{\omega}S \left(y_1 + \frac{v^2}{2g} \right) \quad F \text{ en Newton;}$$

$\bar{\omega}$ poids spécifique de l'eau (11000 N/m³ à 12000 N/m³ pour les eaux chargées)
 S aire de la face amont du bloc (m²)

$y_1 + \frac{v^2}{2g}$: énergie spécifique de la lame d'eau à l'entrée.

Si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, il est préférable d'utiliser le bassin de type III de l'annexe 3-10 avec blocs de chute et seuil crénelé.

Le premier graphe 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 la longueur du ressaut L en fonction de F .

- *Revanche dans le bassin de dissipation*

Pour éviter des débordements dans le bassin de dissipation, l'expression empirique suivante donne des résultats satisfaisants :

$$R = 0.1 (y_2 + V) \text{ en mètre}$$

V = vitesse de l'eau au bas du coursier en m/s

y_2 = profondeur conjuguée de y_1 en mètre

3-2-3-2 *Longueur de protection après le bassin de dissipation*

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, on pourrait suivre méthode de dimensionnement ci – après :

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 graphique de la figure n° 3-24 ci – après :

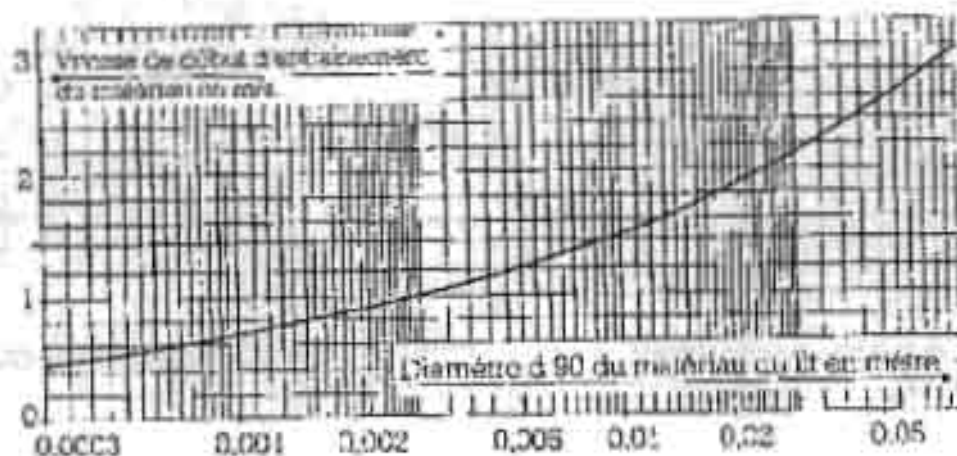


fig n° 3-24 Vitesse du début d'entraînement des matériaux d'un sol non cohérent

2) On détermine le diamètre minimum D des enrochements nécessaires, à l'aide de l'abaque de la figure n° 3-25.

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 deux fois celle du bassin.

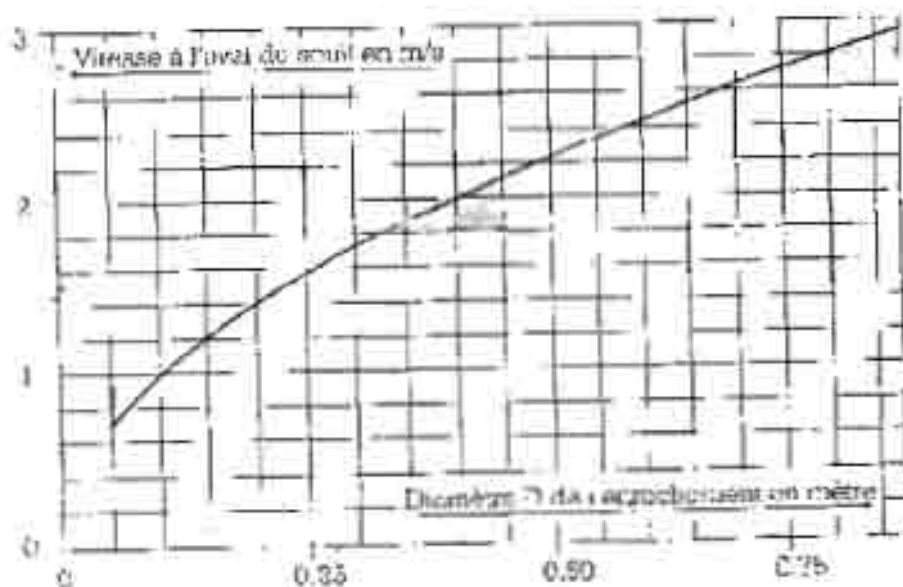


fig n°3-25 Diamètre des enrochements de protection

3-2-4 Ouvrage annexe et dispositions constructives

3-2-4-1 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange constitue un important ouvrage annexe surtout pour une digue – piste à eau pérenne.

L'objectif principal de l'ouvrage de vidange dans le cas d'une digue – piste est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement la digue et nécessitant de faire, une intervention immédiate. Il pourra permettre également la vidange de la retenue pour des entretiens périodiques sur l'ensemble de l'ouvrage.

L'ouvrage de vidange est rarement conçu isolément. Il est en général combiné avec l'évacuateur de crue ou avec l'ouvrage de prise s'il en existe. Il peut être constitué de tuyaux métalliques ou en PVC de 30 à 50 cm de diamètre, enrobés d'une gaine de béton ordinaire. Il relie deux puisards amont et aval exécutés en béton. Le puisard aval peut être confondu avec le bassin de dissipation. Pour prévenir les risques d'un écoulement préférentiel le long des tuyaux, des écrans en béton sont mis en place comme l'indique la figure n°3-26.

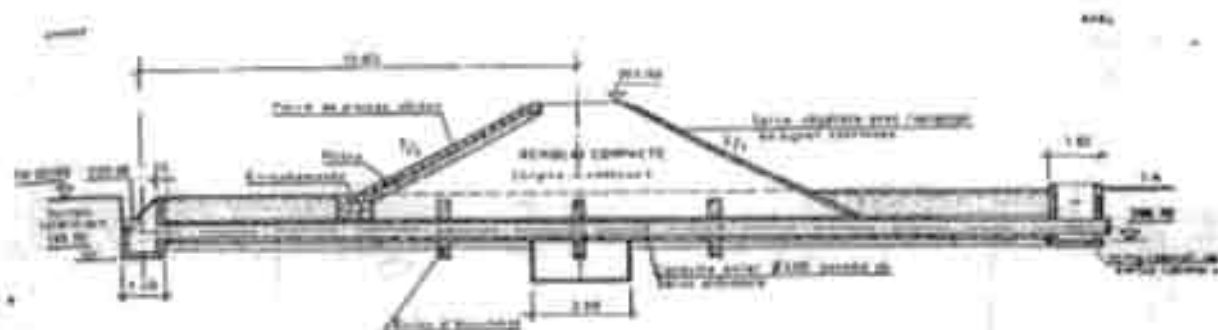


fig. n° 3-26 Ouvrage de vidange

3-2-4-2 Dispositions constructives

L'attention mérite d'être attirée sur quelques dispositions constructives dont il faut tenir compte dans la conception d'une digue – piste busée. Il s'agit notamment des barbacanes, des dispositifs d'about et du calage des buses à une cote convernable.

• Barbacanes

Afin de prévenir les effets de soulèvement du coursier et du bassin de dissipation du fait des forces de sous pression qui pourraient naître sous ces éléments, les aménagements suivants seront nécessaires :

- Les parements amont et aval de l'évacuateur de crue seront en béton armé dosé à 350 kg/m^3 , avec des barbacanes incorporées formant des mailles de $2\text{m} \times 1\text{m}$, l'ensemble posé sur une couche de sable fin avec un joint bidim entre ce dernier matériau et le remblai
- L'orifice des barbacanes plongé dans le drain doit être protégé par un géotextile, genre bidim afin d'éviter son obstruction.
- Les mêmes dispositions seront observées entre le bassin de dissipation et la fondation.

• Dispositifs d'about

Les murs en aile, les murs en retour et les parafouilles, constituent les principaux dispositifs d'about qu'il faut mettre en place.

Dans tous les cas, il est nécessaire de prévoir à l'amont, des murs en ailes qui canaliseront l'eau dans le déversoir et des murs en retour. Ces murs en retour, de 1 à 2 m de largeur de chaque côté du déversoir, permettront de protéger la

liaison buses, remblai contre les infiltrations le long de cette zone de contact, qui pourrait être une zone préférentielle d'écoulement.

Des parafouilles sont également nécessaires aux pieds amont et aval de l'évacuateur de crue.

- *Calage des buses*

Les buses couramment utilisées sont des buses préfabriquées en élément de un mètre. Dans ce cas, il sera nécessaire d'en tenir compte dans le calage définitif du déversoir, afin que le nombre de buses à poser dans le remblai soit entier. Dans le cas contraire il faut avoir recours à d'autres formes de buses, (buses SATUJO par exemple) ou simplement opter pour les dalots.

CHAPITRE IV

ETUDES TECHNICO-ECONOMIQUES DE CAS

CHAPITRE IV

ETUDES TECHNICO – ECONOMIQUES DE CAS

Comme il a été spécifié tout au long de ce document et notamment au chapitre II, le présent chapitre est consacré à l'étude d'un cas concret de digue – piste conçue pour un site sur lequel est projetée la construction d'un pont dont les dossiers d'études et d'évaluation de coût sont disponibles.

Cette démarche a été adoptée eu égard au temps relativement court alloué à un Projet de Fin d'Etudes (PFE). Dans le contexte d'un PFE en effet, il serait pratiquement difficile d'embrasser à la fois la conception d'un pont et celle d'une digue – piste. C'est pourquoi la digue – piste sera étudiée et comparée au pont déjà conçu pour le même site.

Ceci engendre bien évidemment quelques contraintes tant au niveau des caractéristiques du pont de référence que par rapport à l'éloignement du site. Il convient à cet effet de rappeler que le projet est réalisé pour la région du Nord BENIN. L'occasion du séjour et du stage de maîtrise pendant les vacances de l'année 2000 – 2001 avait été saisie pour procurer quelques dossiers d'ouvrages de franchissement, notamment quatre dossiers de ponts et deux dossiers de grands dalots. On comprend aisément qu'à cette occasion, il était pratiquement difficile de bien cerner tous les éléments nécessaires pour l'élaboration de ce projet. Au fur et à mesure de la rédaction de ce document, quelques dossiers ont été complétés par courrier. Cependant, certaines données feront défaut comme on pourra le constater dans la suite du travail.

Le choix d'un dossier dans tout le lot a été l'objet d'un compromis car aucun dossier ne donnait entière satisfaction. Ainsi, il a été choisi un pont conçu pour une route nationale en terre, à défaut d'un dossier complet de pont sur piste rurale.

Avant de passer à l'étude de la digue – piste, les caractéristiques du pont de référence choisi seront énumérées ci – après. Tous les dossiers relatifs à ce pont sont joints en annexe – spéciale au présent document.

1 – DONNEES DE BASES

1-1 *Caractéristiques du pont de référence*

Les caractéristiques techniques principales du pont de référence se présentent comme suit:

- *Structure* : béton armé
- *Longueur totale* : 30 mètres
- *Nombre de travées* : trois travées de 10 m de longueur et de 9 m d'ouverture chacune
- *Largeur chaussée* : 8 m
- *Largeur trottoirs* : 2 x 1 m
- *Largeur totale* : 10 m
- *Hauteur minimale sous tablier* : 4.90 m

Les travaux envisagés pour ce pont comprennent essentiellement:

- La réalisation de passages provisoires
- La démolition de l'ouvrage existant
- L'exécution des terrassements nécessaires à la construction de l'ouvrage et à la correction du tracé de la route.
- La réalisation des fondations après les terrassements
- La construction du nouveau pont comme prescrit ci-dessus.
- Le raccordement de l'ouvrage à la route existante par l'exécution des dalles de transition et des remblais d'accès.
- Les travaux annexes (garde-corps, gargouilles en PVC, jointements au mortiers, descentes d'eau, escaliers de visite, panneaux de signalisation etc.).
- Le calibrage du lit de la rivière et la protection du talus des remblais d'accès.

1-2 Caractéristiques du site

Le site de l'ouvrage est le PK 5+400 de l'axe routier DJOUGOU – PEHUNCO dans le Département de la Donga.

Un site qui pourrait mieux cadrer avec le sujet serait un site de piste rurale, mais à défaut de la disponibilité de dossier complet pour un tel site, les dossiers relatifs à un pont sur route en terre en zone rurale ont été exploités.

Le site draine les eaux d'un bassin versant dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Nom du bassin versant : Ouémé
- Nom de la rivière : Donga
- Superficie du bassin versant: 106 km²
- Périmètre : 40 km
- Longueur de la rivière : 14.5 km

- Dénivelé : 116 m
- Indice global de pente I_g 10.44‰
- Indice de compacité I_c : 1.09
- Pluviométrie moyenne annuelle : 1336 mm
- Pluie journalière décennale : 90 mm
- Cote des plus hautes eaux : 17,30 m
- Végétation : arbres, manguiers et mauvaises herbes dans le lit sur le site et sur les berges
- Nature apparente du sol : silt argileux avec des alluvions par endroit

1-3 Comptage routier sur l'axe

Le comptage routier effectué au cours de ces dernières années a révélé les trafics moyens journaliers (TMJ) suivants :

Année 1998 : 53 véhicules par jour
 Année 1999 : 100 véhicules par jour
 Année 2000 : 107 véhicules par jour
 Année 2001 : 90 véhicules par jour

2 – ETUDE DE LA DIGUE – PISTE

De façon classique l'étude d'une digue – piste pourra suivre les différentes étapes que sont : le choix du site, les études techniques préliminaires qui englobent les études géologique, géotechnique, topographique, et hydrologique, puis le dimensionnement. Dans notre contexte le site est déjà identifié, et les études préliminaires effectuées ; nous allons simplement exploiter les résultats de ces études pour dimensionner notre ouvrage. Toutefois, étant donné la disponibilité des renseignements sur le bassin versant, nous pouvons reprendre l'étude hydrologique dans le but de faire une comparaison et de pouvoir apprécier ce que pourrait être la divergence de résultat d'études hydrologiques menées par deux parties différentes pour un même site. En tout état de cause, le débit à exploiter pour nos études sera le débit ayant servi au dimensionnement du pont afin de respecter les bases de la comparaison.

2-1 Calcul du débit décennal (Méthodes du CIEH)

La méthode utilisée pour le calcul du débit décennal dans le cadre des études du pont a été la méthode du CIEH. Nous allons nous en tenir à cela.

C'est une méthode établie pour des bassins versants de l'Afrique Occidentale et centrale. Elle est fonction des paramètres les plus explicatifs, et basée sur des modèles de régressions multiples dont les résultats sont présentés, soit sous

forme d'équations, soit traduits en abaques à points alignés.

$$Q_{10} = f(S, I_g, K_{r10}, P_{an})$$

Les abaques sont établis en fonction des différentes zones définies pour leurs utilisations et de la pluviométrie annuelle.

La zone où se localise notre bassin versant correspond aux symboles, AO, AO2, AO3, P4, et To.Bé

Nous allons utiliser l'abaque B qui est la plus précise compte tenu des paramètres dont nous disposons, à savoir l'indice global de pente I_g , la pluie moyenne annuelle P_{an} , et la superficie S du bassin versant. Mais malheureusement, cet abaque ne prend en compte que le symbole AO parmi tous les symboles qui correspondent à notre bassin versant.

Pour $I_g = 10.44 \%$

$P_{an} = 1336 \text{ mm}$

$S = 106 \text{ km}^2$

La lecture sur l'abaque nous donne pour AO :

$$Q_{10} = 90 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous avons donc effectivement un débit $Q_{10} = 90 \text{ m}^3/\text{s}$ par la méthode CIEH comme il a été révélé par les études du pont.

On pourrait aussi utiliser les abaques A, D et C, mais du fait qu'ils sont moins pertinents par rapport aux données dont nous disposons, nous avons préféré nous fier à l'abaque B, surtout qu'il s'agit d'une comparaison et que les autres abaques prennent en compte le coefficient de ruissellement K_r qui est le plus sujet à caution.

La fréquence de retour de 50 ans a été retenue pour les études du pont et un coefficient multiplicateur de 1.5 a été choisi, pour estimer le débit de crue cinquantennale. Ainsi le débit de crue du projet serait $Q_{50} = 1.5 * 90 = 135 \text{ m}^3/\text{s}$

2-2 Dimensionnement de la digue

Pour répondre efficacement aux sollicitations auxquelles elle est soumise, les différentes parties suivantes sont aménagées sur une digue :

- Le remblai
- La crête
- Les talus amont et aval
- Les filtres
- Les tranchées d'ancrage

2-2-1 Le Remblai

2-2-1-1 *Choix du matériau*

L'examen de la carte géotechnique du Bénin, joint en annexe 3-1 révèle la disponibilité de bon matériau de remblai dans la région de l'ouvrage. Ainsi, on pourra opter pour une digue en terre homogène de forme trapézoïdale.

2-2-1-2 *Plan d'eau normal*

Nous allons fixer le plan d'eau normal à la cote des plus hautes eaux naturelles, augmentée de 1 m, soit $17.30 + 1 = 18.30$ m. Ainsi, en prenant en compte la cote du fond de la rivière qui est de 14.05 m, la charge maximale derrière la digue et dans la cuvette serait de :

$$H = 18.30 - 14.05 = 4.25 \text{ m}$$

2-2-1-3 *Revanche et Hauteur du remblai*

En fixant la revanche à 0.60 m et en prévoyant une lame d'eau de 1.40m au niveau du seuil du déversoir, le remblai serait à la hauteur maximale de 6.25 m par rapport au fond de la rivière, soit à la cote 20.30 m :

2-2-2 La crête

2-2-2-1 *Largeur en crête (L_c)*

La largeur minimale en crête est déjà fixée par la largeur du pont de référence, soit 10 m. Elle se calcule par les formules dites de KNAPPEN et de PREECE. La largeur à retenir serait la plus grande de ces différentes valeurs.

Formule de KNAPPEN : $L_c = 1.65 \sqrt{H}$

H est la hauteur totale de la digue en m

$$L_c = 1.65 * \sqrt{6.25}$$

$$L_c = 4.13 \text{ m}$$

Formule de PREECE : $L_c = 1.1 \sqrt{H} + 1$

$$L_c = 1.1 * \sqrt{6.25} + 1$$

$$L_c = 3.75 \text{ m}$$

Nous allons donc prendre $L_c = 10 \text{ m}$

2-2-2-2 Couche de roulement (couronnement)

En adoptant un CBR moyen de 20 pour les matériaux de remblai et en estimant le trafic moyen journalier à 100 véhicules/jour pour cet axe routier, l'épaisseur de la couche de roulement est obtenue comme suit :

L'exploitation de l'abaque de la figure n°3-3 du paragraphe 3-1-2 nous donne :

- CBR corrigé égal à 40
- Le trafic de 100 véhicules / jour correspond à la courbe C
- Ainsi l'épaisseur estimée de la couche de roulement est de 12.5 cm

Cette épaisseur étant fixée à un minimum de 20 cm pour assurer efficacement la fonction de couronnement, nous allons donc choisir une **épaisseur de 20 cm**. Cette couche sera en grave latéritique qui est suffisamment disponible dans la région.

La crête de la digue aura une pente transversale de 3 % vers l'amont afin de conduire les eaux des pluies vers la retenue.

Pour lutter contre la dégradation due aux griffures d'érosion, nous préconisons un muret en moellons maçonnés tout au long de la digue, du côté amont et du côté aval. Ce muret peut avoir des dimensions de 0,50 m x 0,50 m.

2-2-3 Les talus

2-2-3-1 Pentes des talus

Compte tenu de la hauteur maximale H de la digue, $5\text{ m} < H < 10\text{ m}$, et du matériau de remblai qui est un matériau suffisamment argileux nous choisirons des pentes amont et aval de 1/2.5 conformément aux valeurs indicatives recommandées.

2-2-3-2 Protection des talus

- *Talus amont*

A défaut d'information sur la hauteur des vagues et tenant compte de la hauteur relativement faible de la digue, en section courante, le talus amont peut être recouvert par un perré sec, sur une épaisseur de 25 cm en moyenne. Compte tenu de la disponibilité des moellons latéritiques dans la région, ce matériau soigneusement sélectionné peut être utilisé pour constituer le perré. Cet enrochement sera posé sur une couche de transition ou couche de pose d'une épaisseur de 20 cm qui jouera le rôle de filtre inverse. Le perré sera bloqué par une butée de pied amont qui sera aussi en enrochement; la butée de pied sera de

forme triangulaire avec les caractéristiques suivantes:

- largeur en gueule = 1,50 m
- profondeur = 0,50 m
- pente 1/1

Au niveau de l'évacuateur de crue, le talus amont sera protégé par du béton ordinaire dosé à 300kg/m^3 et le talus aval sera protégé par du béton armé dosé à 350kg/m^3 . Les deux protections auront une épaisseur de 25 cm avec des barbacanes incorporés. L'ensemble posé sur une couche de 15 cm de sable fin avec un joint bidim entre ce dernier et le remblai.

- *Talus aval*

Pour lutter contre l'action érosive, le talus aval en section courante sera également protégé par une couche de grave latéritique, sur une épaisseur de 20 cm.

Un fossé drain sera aménagé au pied du talus pour collecter les eaux pluviales et les eaux d'infiltration en provenance du corps de la digue. Il sera revêtu en enrochement de mêmes caractéristiques que la butée de pied amont.

2-2-4 Protection contre les infiltrations

Notre matériau de remblai étant suffisamment imperméable, nous allons adopter un drain de pied aval en raison de sa facilité de mise en œuvre car il faut reconnaître que ce type de drain est moins efficace que le drain vertical qui lui, est plus difficile à exécuter. Toutefois il convient de préciser que le drain vertical s'impose dans le cas d'une étanchéité insuffisante du matériau de remblai.

2-2-4-1 Dimension du drain horizontal

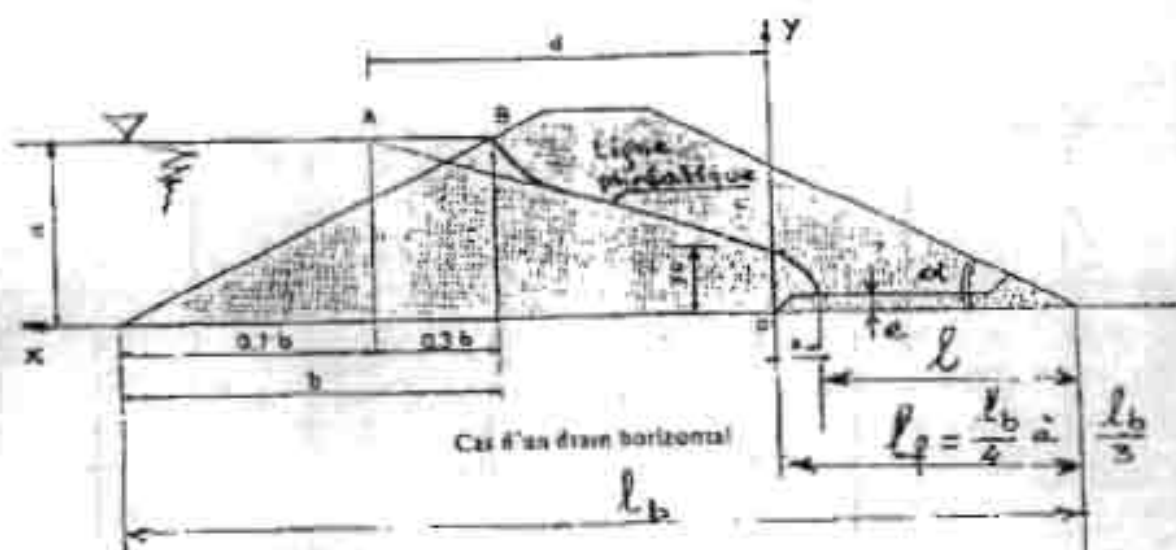


fig. n° 4-1 : Drain horizontal

Les dimensions l_f et e du drain horizontal sont déterminées ainsi qu'il suit :

La longueur l_f du drain est comprise entre les valeurs, $l_b/4$ et $l_b/3$. Nous allons prendre $l_f = l_b/4$

l_b est la largeur en base du barrage (voir fig. n°4-1 et n°4-2).

$$l_f = l_b/4 = 41.25/4$$



fig. n°4-2 : Dimensions maximales de la digue – piste projetée

$$l_f = 10 \text{ m}$$

L'épaisseur e du drain horizontal est donnée par :

$$e = 2\sqrt{\frac{ql}{k}} \quad \text{avec}$$

k : perméabilité du matériau filtrant, en m/s, prise égal à 10^{-2} m/s pour notre sable filtrant

l : longueur totale du tapis filtrant diminuée de la longueur "a" de résurgence

$$l = l_f - a$$

$$a = \frac{q}{k_r}$$

avec a en m,

k_r : perméabilité du matériau de remblai de la digue, pris égal à $5 \cdot 10^{-8}$ m/s

q est le débit de fuite par mètre et dépend de α . Il se calcule comme suit :

$$\alpha = \text{Arctg}(1/2.5) = 21.8^\circ$$

Pour $\alpha < 30^\circ$ on applique la relation $q = k_r y_1 \sin^2 \alpha$ avec

$$y_1 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - \sqrt{(d^2 - h^2 \cotg^2 \alpha)}$$

q : en $m^3/ml.s$,

k_r : perméabilité du remblai de la digue en m/s,

h : la charge en m, ($h = 4.25$ m)

d : largeur en base de la digue, diminuée de $0.7b$ et de la longueur l_f du filtre

b : projection horizontale de la partie mouillée du talus amont, en m (fig. n°4-1)

$$b = h \cdot \text{tg } \alpha = 4.25 \cdot 1/2.5$$

$$b = 1.70 \text{ m}$$

$$d = l_b - 0.7b - l_f = 41.25 - 0.7 \cdot 1.70 - 10$$

$$d = 30.06 \text{ m}$$

$$y_1 = \sqrt{(4.25^2 + 30.06^2)} - \sqrt{(30.06^2 - 4.25^2 \cotg^2 21.8)}$$

$$y_1 = 2.24 \text{ m}$$

$$q = k_r y_1 \sin^2 \alpha = 5 \cdot 10^{-8} \cdot 2.24 \cdot \sin^2(21.8)$$

$$q = 1.54 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/ml.s$$

$$a = q/k_r = 1.54 \cdot 10^{-8} / 5 \cdot 10^{-8}$$

$$a = 0.31 \text{ m}$$

$$l = l_f - a = 10 - 0.31$$

$$l = 9.69 \text{ m}$$

$$e = 2\sqrt{\frac{ql}{k}} = 2\sqrt{\frac{1.54 \cdot 10^{-4} \cdot 9.69}{10^{-3}}}$$

$$e = 0.24 \text{ m}$$

Nous allons prendre $e = 50 \text{ cm}$.

Les dimensions du filtre sont donc $e = 50 \text{ cm}$ et $l_f = 10 \text{ m}$

2-2-4-2 Tranchée d'ancrage

Les deux coupes de sols effectuées sur l'axe du pont (annexe-spécial III), révèlent une couche de surface en sable fin limoneux et la présence de roche saine respectivement à 1.80 m et 4.25 m de profondeur. On pourra donc opter pour une tranchée d'ancrage en béton dosé à 300 kg/m^3 , de 80 cm d'épaisseur, ancree de 50 cm de profondeur dans la roche saine et de 50 cm également dans le remblai.

Les faces de l'écran seront enduites d'un produit bitumineux pour assurer la liaison souple et imperméable avec la terre du corps de la digue

2-2-5 Stabilité par rapport à la portance du sol

Les matériaux de la couche de surface sont constitués de sables fins limoneux avec des épaisseurs respectives de 1.05 m et 4.05 m. On pourra donc espérer que ce matériau constitue une bonne assise pour la digue - piste. Pour les couches sous-jacentes, le problème ne se pose pas car après cette couche de surface, vient directement la couche rocheuse qui couvre l'emprise de l'ouvrage à des profondeurs différentes.

En assimilant le remblai à une fondation superficielle de largeur $B = 41.25 \text{ m}$ et de longueur infinie la capacité portante du sol serait donnée par la formule :

$$q_d = \gamma \cdot \frac{B}{2} N_\gamma + C \cdot N_c$$

En prenant les hypothèses les plus défavorables pour notre sol de fondation qui est un sable fin limoneux, nous pouvons retenir :

- Cohésion non drainée $C_u = 5 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ$
- Densité sèche $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$

Pour $\varphi = 20^\circ$ on a :

$N_c = 5.39$ et $N_c = 14.83$

donc $q_d = 852 \text{ KN/m}^2$

En admettant une valeur de densité sèche $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ et une densité saturée $\gamma_{sat} = 19 \text{ KN/m}^3$ pour le remblai, la contrainte maximale engendrée par le remblai serait : $P = \gamma_{sat} * H = 19 * 6.25 = 118.75 \text{ KN/m}^2$

Le coefficient de sécurité serait donc $F = \frac{q_d}{P} = 7.17$

La capacité portante du sol est largement suffisante car la valeur de ce facteur de sécurité est supérieure à 3.

2-3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Le dimensionnement de l'évacuateur de crue passe respectivement par l'étude du laminage, le dimensionnement du déversoir, du mur bajoyer, du bassin de dissipation et du chenal d'évacuation vers le lit naturel.

Avant l'étude du laminage proprement dit, nous allons essayer de tracer la courbe hauteur – surface qui est nécessaire pour le calcul du laminage.

2-3-1 Courbe hauteur – surface

Il est utile de signaler que la figure que nous avons sous la main et qui nous a permis de tracer la courbe hauteur – surface ne comporte pas suffisamment de courbes de niveau, ce qui nous fait dire que les résultats obtenus à partir de ces courbes seront relativement moins précis.

Les valeurs que nous avons pu avoir après exploitation de la figure sont consignées dans le tableau n° 4-3 ci - après :

Cote (mètre)	Superficie (hectare)
16	0.27
17	0.44
18	1.13
19	1.86

Tableau n° 4-3 : Superficie correspondant à chaque cote dans la retenue

Les valeurs de superficies ont été obtenues à partir de l'image scannée et traitée avec le logiciel Autocad.

La courbe hauteur – surface obtenue à partir de ces valeurs avec Excel se

présente telle que représentée à la figure n°4-4

COURBE HAUTEUR - SURFACE

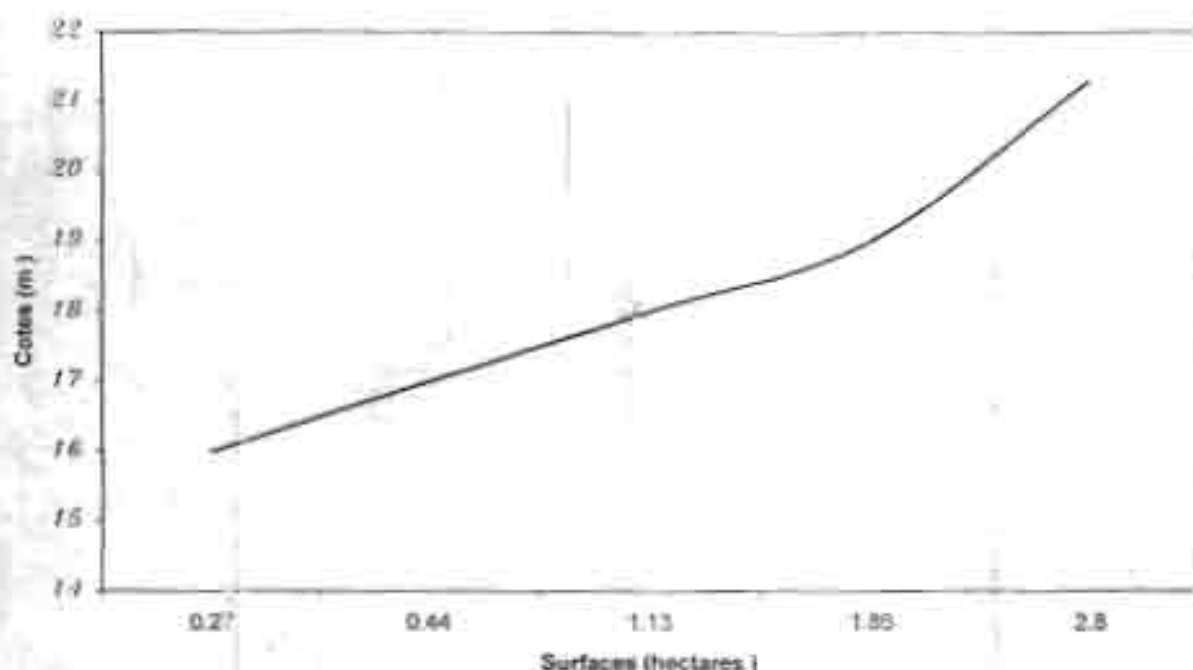


fig. n°4-4 : Courbe hauteur – surface

Le plan d'eau normal se trouve à la cote 18.30 m. La superficie correspondant à cette cote est égale à 1.4 hectares et la cote correspondant à la surface 2.8 hectares est égale à 21.29 m, soit une dénivelée de 2.99 m. cette dénivelée est utile dans le calcul du laminage.

2-3-2 Laminage de la crue de projet

Le calcul du laminage se fait à partir de l'équation différentielle suivante :

$$Q_c(t) dt = Q_e(z) dt + A(z) dz$$

Élément de Volume entrant = Élément de volume sortant + variation de volume dans la retenue

t : temps en (s)

z : cote du plan d'eau en (m)

Q_c : débit de crue dans la retenue en (m^3/s)

Q_e : débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue en (m^3/s)

$A(z)$: aire du plan d'eau à la cote z en (m^2)

Nous allons utiliser la méthode du laminage par équation de continuité

(Méthode graphique) pour la résolution de cette équation (abaque de la figure n° 3-14).

On se fixe une hauteur de déversement $Z_e = 1.40$ m et on calcule les termes suivants :

$$\frac{A.Z_e}{Q_c.T_m} \text{ et } \frac{Z_e}{a} :$$

$$A = 1.4 \text{ ha}$$

$$Q_c = 135 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$a = 2.99 \text{ m,}$$

Pour la détermination de T_m , notre bassin étant classé R4 compte tenu de ces pentes, la lecture sur abaque n° 2.10.1E de l'annexe 3-5 nous donne $T_m = 3.5$ h

$$\text{donc } \frac{A.Z_e}{Q_c.T_m} = 1.4 \cdot 10^4 \cdot 1.4 / (135 \cdot 3.5 \cdot 3600) = 0.0059$$

$$\frac{Z_e}{a} = 1.4/2.99 = 0.46$$

A partir de ces deux valeurs, on lit sur l'abaque correspondant à l'hydrogramme pointu, une valeur du rapport $\frac{Q_e}{Q_c}$ de l'ordre de 1.

Ce qui signifie que l'effet de laminage est insignifiant. Ceci peut s'expliquer par la faible superficie qu'offre la retenue à la cote du seuil du déversoir.

Donc

$$Q_e = Q_c = 135 \text{ m}^3/\text{s}$$

2-3-3 Calcul hydraulique du déversoir

Le déversoir est calculé comme un déversoir à seuil dénoyé.

Le débit Q_e étant calculé en fixant Z_e , c'est à dire la hauteur H de la lame d'eau au-dessus du déversoir, la longueur du déversoir sera calculée à partir de la formule suivante :

$$Q_e = \mu \cdot L \sqrt{2 \cdot g \cdot H}^{\frac{3}{2}} \text{ dans laquelle :}$$

$$\mu = 0.32$$

$$H = 1.40 \text{ mètres.}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

On en déduit $L = 58$ mètres

Le laminage n'ayant eu aucun effet, nous pouvons garder sans trop de risque la revanche de 0.60 m. Nous allons mettre en place un déversoir qui sera constitué de dalots multiples d'ouverture unitaire de 2.00×1.40 avec des piédroits ayant des épaisseurs de 30 cm. Ce qui confère une longueur totale de 67 m au déversoir. Le tablier ainsi que le radier des dalots auront une épaisseur de 0.25 m

2-3-4 Calcul du tirant d'eau dans le coursier

Le tirant d'eau y et la vitesse V dans une section quelconque s'estiment à partir du système d'équation suivant :

$$V = \sqrt{2g(0.9(H_0 + h) - y)}$$

$$y = \frac{Q}{L \cdot V}$$

où H_0 est la profondeur du point considéré par rapport au niveau du seuil du déversoir et h est la charge maximale au-dessus du seuil. L' représente la largeur du coursier, c'est à dire la longueur du déversoir diminuée de l'épaisseur des murs latéraux (bajoyers).

$$L' = 67 - 0.3 \cdot 2 = 66.4 \text{ m}$$

Calculons le tirant d'eau à l'entrée et à mi - hauteur du coursier, soit respectivement pour $\Delta H = h = 1.40$ m et $\Delta H = 1.40 + 4.25/2 = 3.525$ m (ΔH désigne $H_0 + h$).

On a :

- à l'entrée $y = 0.54$ m et $V = 3.77$ m
- à mi - hauteur $y = 0.27$ m et $V = 7.53$ m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c .

Pour un canal rectangulaire :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left[\frac{Q}{L'} \right]^2} = 0.47 \cdot \left[\frac{Q}{L'} \right]^{2/3}$$

$$Q = 135 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L' = 66.4 \text{ m}$$

$$\text{On en déduit } y_c = 0.75 \text{ m}$$

On a $y = 0.54 \text{ m} < y_c = 0.75 \text{ m}$, donc l'écoulement est bien torrentiel car $y < y_c$.

En adoptant une revanche de 0.50 m, on pourra donc retenir une hauteur de

1:10 m pour les murets latéraux

2-3-5 Calcul hydraulique du bassin de dissipation

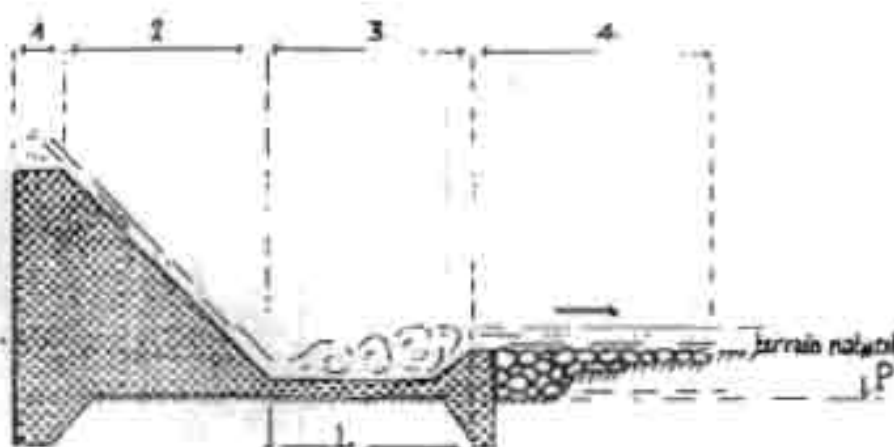


fig. n° 4-5 Coupe en travers d'un évacuateur de crue
(schéma type)

- 1 – seuil du déversoir
- 2 – talus aval du déversoir
- 3 – bassin de dissipation
- 4 – chenal d'évacuation dans le lit naturel

La largeur L' du bassin serait égale à la largeur du coursier

$$L' = 66.4 \text{ m}$$

En général la longueur du bassin varie entre 1 et 2 fois la hauteur de chute. Pour un calcul plus précis, il dépend du nombre de Froude.

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 $Z \leq y_2$, c'est à dire $y_2 - D \leq y_2$, soit $D \geq y_2 - y_1$. Ces grandeurs sont définies sur la figure n° 4-6 ci – dessous.

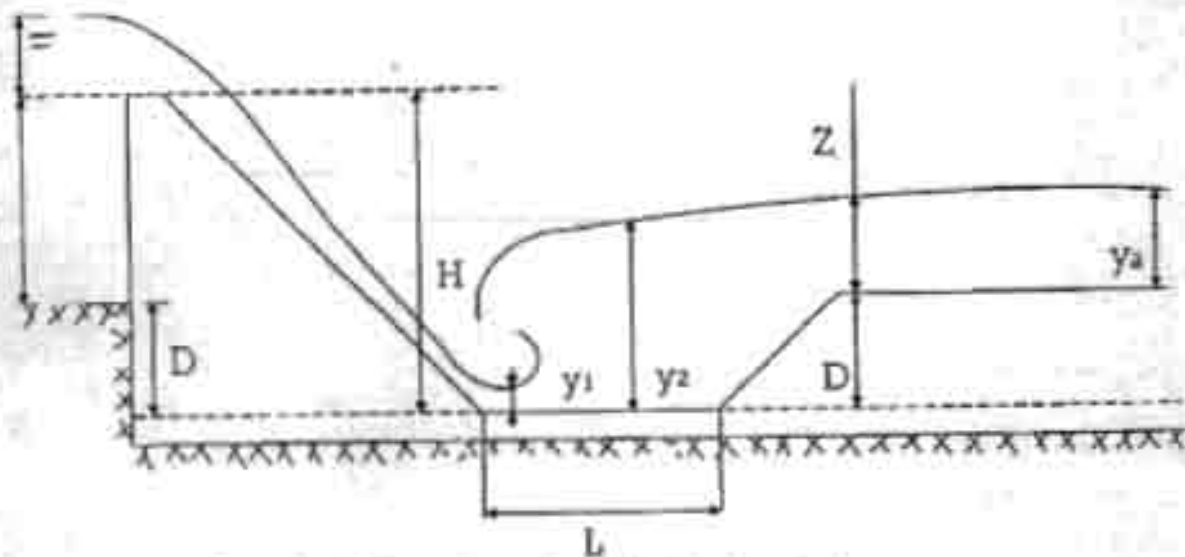


fig. n° 4-5 Paramètres de calcul du bassin à ressaut

Le problème revient donc à déterminer y_2 , y_a (ou y_n) et D , ainsi que L .

2-3-5-1 Détermination du tirant d'eau aval (y_a)

A l'aval du bassin de dissipation, le chenal étant assez long, on peut déterminer y_a à partir de la formule de Manning.

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

R = rayon hydraulique en m (pour la section rectangulaire $R = \frac{L.y_a}{(L+2y_a)}$)

I = pente du canal en m / m

S = section mouillée = $L.y_a$ (en m^2)

K = coefficient de rugosité (annexe 4-2)

Nous allons prendre K égal à 30 pour des moellons secs, I est pris égal à 6 %.

$$Q = 135 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{On en déduit } \boxed{y_n = 0.47 \text{ m}}$$

2-3-5-2 Détermination de D , F et y_2

La détermination de D se fera à l'aide de l'abaque de la figure 3-22 du chapitre III.

On sait d'après les calculs précédents que la lame d'eau maximale au-dessus du seuil du déversoir est $h = 1.40 \text{ m}$, la charge maximale derrière le barrage est $H_0 = 4.25 \text{ m}$ et la profondeur normale à la sortie du bassin $y_n = 0.47 \text{ m}$.

Donc $h/H_0 = 0.33$ et $y_n/H_0 = 0.11 \text{ m}$.

La lecture sur l'abaque donne $D/H_0 = 0.45$, d'où $D = 1.92$ m.

Nous allons prendre

$$D = 2 \text{ m}$$

$$H = H_0 + D = 4.25 + 2 = 6.25 \text{ m}$$

$$H = 6.25 \text{ m}$$

La vitesse et le tirant d'eau au pied du coursier sont donnés par :

$$V = \sqrt{2g(0.9(H+h)-y)}$$

$$y = \frac{Q}{L \cdot V}$$

L' étant égal à 66.4 m, on en déduit :

$$y = 0.20 \text{ m}$$

$$V = 11.29 \text{ m/s}$$

Le nombre de Froude

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

$$F = 8.50$$

Ce nombre de Froude et la vitesse V étant connus, on choisit le type de bassin qui convient et on détermine, à l'aide des abaques correspondants, y_2 et L ainsi que les dimensions des blocs de chute, blocs-chicanes.

Pour $F = 8.50$ et $V = 11.29$ m/s, on pourra choisir le bassin de type II représenté en annexe 3-9, les abaques associés donnent en fonction du nombre de Froude le rapport y_2/y_1 des tirants d'eau amont et aval et la longueur minimale L du ressaut ainsi que les dimensions des blocs chicanes. On a :

$$y_2/y_1 = 11.5$$

$$L/y_2 = 2.65$$

$$h_4/y_1 = 1.5$$

$$h_2/y_1 = 2$$

$y_1 = y$ calculé ci-dessus ; $y_1 = 0.20$ m. On en déduit :

$$y_2 = 2.30 \text{ m} ; L = 6.09 \text{ m} ; h_2 = 0.40 \text{ m} ; h_4 = 0.30 \text{ m}$$

Nous allons prendre ; $y_1 = 0.20$ m ; $y_2 = 2.30$ m ; $L = 6.5$ m ; $h_2 = 0.40$ m ; $h_4 = 0.30$ m

Nous pouvons à présent prouver que le seuil est effectivement dénoyé pour le déversoir en vérifiant que $Z > 0.4 H$ (fig. n°4-6 bis)

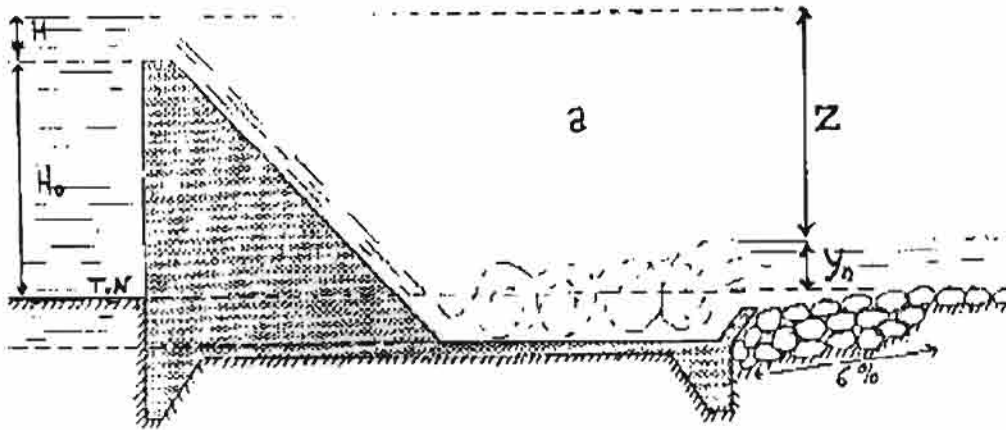


fig. n° 4-6 : Conditions de seuil noyé ou dénoyé

$Z \geq 0.4 H$: seuil dénoyé

$Z < 0.4 H$: seuil noyé

En prenant en compte la revanche, la hauteur H serait égale à : $H = 1.4 + 0.6 = 2 \text{ m}$

$Z = H + H_0 - y_n = 4.25 + 2 - 0.47 = 5.78 \text{ m}$

Donc $Z > 0.4H$

2-3-5-3 Revanche dans le bassin de dissipation

La revanche théorique est donnée par :

$$\begin{aligned} R &= 0.1(y_2 + V) \\ &= 0.1(2.3 + 11.29) \\ R &= 1.36 \text{ m} \end{aligned}$$

Nous allons prendre une revanche de 0.70 m compte tenu du fait que le laminage n'a eu aucun effet sur le débit de crue. Ainsi, les murs latéraux au niveau du bassin de dissipation auront une hauteur de 3 m

2-3-5-4 Protection aval du bassin de dissipation

Le matériau du lit étant du sable fin limoneux, il peut être considéré comme un matériau argileux. En se référant à l'abaque de la fig. n° 3-25, nous pouvons prendre une vitesse d'entraînement $V_e = 1.80 \text{ m/s}$; ce qui nous donne un diamètre D de l'enrochement à mettre en place égal à 32.5 cm

Nous allons donc prendre une épaisseur de couche d'enrochement égal à trois fois le diamètre de l'enrochement, soit 1m sur une longueur de 15 m

2-4 Dispositions constructives et de sécurité

A l'amont du déversoir, des murs en retour de 1 m de large seront mis en place de chaque côté afin de protéger la liaison dalot, remblai contre les infiltrations le long de cette zone de contact qui pourrait être une zone préférentielle d'écoulement. Des parafoilles de 1 m de profondeur seront également mis en place à l'amont comme à l'aval du déversoir, aux pieds amont et aval de l'évacuateur de crue, ainsi qu'au niveau du bassin de dissipation.

Au niveau de l'évacuateur de crue, le parement amont sera protégé par du béton ordinaire dosé à 300 kg/m^3 et le parement aval sera protégé par du béton armé dosé à 350 kg/m^3 . Les deux protections auront une épaisseur de 25 cm avec des barbacanes incorporés. L'ensemble posé sur une couche de 15 cm de sable fin avec un joint bidim entre ce dernier et le remblai. Les mêmes dispositifs seront mis en place sous le radier du bassin de dissipation. Un joint water stop sera mis en place entre le parafoille du pied aval de l'évacuateur et le bassin de dissipation. L'orifice des barbacanes plongé dans le drain doit être protégé par un géotextile, genre bidim afin d'éviter son obstruction.

Au-dessus du déversoir, des gardes corps métalliques de 150 cm de hauteur seront mis en place ainsi que des gargouilles en PVC espacées de 4 m, dans le tablier, le long des murs de tête. Sur le reste de la longueur de la digue, des balises de délimitation de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ de section et 1.50 m de hauteur, espacées de 6 m seront mis en place de chaque côté. Ils seront en béton armé dosé à 350 kg/m^3 . Des joints de dilatation espacés de 20 m, peuvent être réalisés dans la dalle du dalot multiple.

2-5 Documents graphiques

Tous les documents graphiques relatifs à la digue – piste ainsi conçue, notamment le profil en long, les profils en travers, la vue de dessus, etc. figurent en annexe (annexe – graphique 1) à la page 105.

3- ESTIMATION DES QUANTITES DE MATERIAUX

Pour l'estimation des quantités de matériaux, nous allons utiliser la méthode des profils en travers pour le calcul du volume de remblai de la digue. A cet effet on pourra prendre en compte, 11 profils en travers, notamment les profils 1, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 13, 15 (voir fig. n°4-7). Les surfaces de remblai correspondant à chaque profil ainsi que les volumes partiels et cumulés sont consignés dans le tableau n° 4-12 ci – dessous, y compris le volume de remblai de substitution de décapage.

Le volume ainsi calculé, correspond à un volume brut du corps de remblai de la digue et du remblai de substitution du décapage. C'est une estimation qui ne tient pas compte du volume occupé par, l'évacuateur de crue, les différentes couches de pose, les différentes couches de protection des talus, la couche de roulement et le drain horizontal.

Le volume net de remblai sera obtenu après déduction du volume de ces différentes parties énumérées.

Le détail de tous ces calculs figure en annexe 4-3 et les résultats qui en découlent sont présentés dans le tableau n° 4-12 ci – dessous.

DEVIS QUANTITATIF DES TRAVAUX D'EXÉCUTION D'UNE DIGUE - PISTE AU PK 5 + 400 DE L'AXE ROUTIER DJOUGOU - PEHONCO AU BENIN

N° des prix	Désignation	Unité	Quantité
TRAVAUX PREPARATOIRES			
101	Frais d'installation de chantier et des services généraux		FORFAIT
102	Réalisation de la déviation provisoire		FORFAIT
103	Démolition de l'ouvrage existant	U	1
DIGUE			
201	Aménagement du site (décapage sur 0.20)	m ²	7500
202	Déblai en terrain meuble pour tranchée d'ancrage et bassin de dissipation	m ³	5449
203	Déblai rocheux pour tranchée d'ancrage	m ³	75
204	Déblai pour butée de pied amont, parement et fossé de pied aval	m ³	297
205	Fouille à travers le remblai pour murette de crête	m ³	60
206	Fouille à travers la tranchée d'ancrage pour béton d'ancrage	m ³	75
207	Maçonnerie de moellons pour murette de crête	m ³	60
208	Remblai compacté pour digue homogène	m ³	5 872
209	Remblai compacté pour tranchée d'ancrage	m ³	2335
210	Remblai en tout venant latéritique pour couche de couronnement	m ³	342
211	Filtres en sable	m ³	593
212	Matériau graveleux-latéritique pour la protection du talus aval	m ³	57

**DEVIS QUANTITATIF DES TRAVAUX D'EXECUTION D'UNE DIGUE - PISTE AU
PK 5 + 400 DE L'AXE ROUTIER DJOUGOU - PEHONCO AU BENIN (suite)**

N° des prix	Désignation	Unité	Quantité
213	Matériau graveleux sélectionné pour couche de pose sur talus amont	m3	40
214	Perré sec pour talus amont	m3	50
215	Perré maçonné pour protection talus amont	m3	0
216	Enrochement pour butée de pied amont et fossé de pied aval	m3	128
217	Enrochement pour chenal de raccordement	m3	1005
EVACUATEUR DE CRUE ET BASSIN DE DISSIPATION			
301	Béton de Propreté dosé à 150 kg/m3	m3	132
302	Béton armé y compris armature et coffrage dosé à 350 kg/m3 pour dalots	m3	703
303	Béton armé dosé à 350 kg/m3 y compris armature et coffrage pour parement aval	m3	577
304	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3 y compris coffrage pour parement amont et ancrage	m3	270
304	Fourniture et pose de joint water stop	ml	67
306	Fourniture et pose de joint bidim Type géotextile	m2	1960
307	Fourniture et pose de tuyau en PVC 50 pour barbacane	ml	245
308	Fourniture et pose de Garde corps métallique	mf	134
309	gargouille en PVC 100 pour évacuation des eaux pluviales	mf	10.2
DIVERS			
401	Peinture à deux couches de bitume sur les surfaces du béton d'ancrage	m2	750
402	Panneaux de signalisation	U	2

Tableau n° 4-12 : Devis quantitatif

4 – EVALUATION FINANCIERE

Pour l'évaluation financière, nous avons conservé certains prix unitaires pratiqués pour l'évaluation financière du pont, c'est le cas du prix relatif à la réalisation de la déviation provisoire. Par contre, nous avons réajusté le prix relatif aux frais d'installation de chantier et des services généraux pour tenir compte du fait que les exigences d'installation de chantier sont plus importantes lorsqu'il s'agit d'un pont.

Pour la plupart des prix nous avons fait une synthèse entre les prix pratiqués au Bénin et les prix pratiqués au Burkina – Faso.

Le devis estimatif qui ressort de ce travail se présente comme suit :

**DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX D'EXECUTION D'UNE DIGUE - PISTE AU PK 5 +
400 DE L'AXE ROUTIER DJOUGOU - PEHONCO AU BENIN**

N° des prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix Totaux
TRAVAUX PREPARATOIRES					
101	Frais d'installation de chantier et des services généraux		FORFAIT	45000000	45000000
102	Réalisation de la déviation provisoire		FORFAIT	4466125	4466125
103	Démolition de l'ouvrage existant	U	1	5480233	5 480 233
TOTAL 1					54 946 358
DIGUE					
201	Aménagement du site (décapage sur 0.20)	m ²	7500	700	5 250 000
202	Déblai en terrain meuble pour tranchée d'ancrage et bassin de dissipation	m ³	5449	1 500	8 173 500
203	Déblai rocheux pour tranchée d'ancrage	m ³	75	25 000	1 875 000
204	Déblai pour butée de pied amont, parement et fossé de pied aval	m ³	297	2 200	653 400
205	Fouille à travers le remblai pour murette de crête	m ³	60	2 500	150 000
206	Fouille à travers la tranchée d'ancrage pour béton d'ancrage	m ³	75	2 500	187 500
207	Maçonnerie de moellons pour murette de crête	m ³	60	45 000	2 700 000
208	Remblai compacté pour digue homogène	m ³	5 872	3 400	19 964 800
209	Remblai compacté pour tranchée d'ancrage	m ³	2335	3 600	8 406 000
210	Remblai en tout venant latéritique pour couche de couronnement	m ³	342	3 500	1 197 000
211	Fitres en sable	m ³	593	10 000	5 930 000
212	Matériau graveleux-latéritique pour la protection du talus aval	m ³	57	3700	210 900
213	Matériau graveleux sélectionné pour couche de pose sur talus amont	m ³	40	4 500	180 000
214	Perré sec pour talus amont	m ³	50	6 000	300 000
215	Perré maçonné pour protection talus amont	m ³	0	12 000	0
216	Enrochements pour butée de pied amont et fossé de pied aval	m ³	128	6000	768 000
217	Enrochements pour chenal de raccordement	m ³	1005	5 000	5 025 000
TOTAL 2					60 971 100
ÉVACUATEUR DE CRUE ET BASSIN DE DISSIPATION					
301	Béton de Propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	132	55 000	7 260 000
302	Béton armé y compris armature et coffrage dosé à 350 kg/m ³ pour dalots	m ³	703	125 000	87 875 000
303	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ y compris armature et coffrage pour parement aval	m ³	577	105 000	60 585 000
304	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m ³ y compris coffrage pour parement amont et ancrage	m ³	270	75000	20 250 000
305	Fourniture et pose de joint water stop	ml	67	40 000	2 680 000
306	Fourniture et pose de joint bidim Type géotextile	m ²	1980	3 000	5 880 000
307	Fourniture et pose de tuyau en PVC 50 pour barbacane	ml	245	13 200	3 234 000
308	Fourniture et pose de Garde corps métallique	ml	134	81000	10 854 000

DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX D'EXECUTION D'UNE DIGUE - PISTE AU PK 5 + 400 DE L'AXE ROUTIER DJOUGOU - PEHONCO AU BENIN (suite)

<i>N° des prix</i>	<i>Désignation</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix Unitaire</i>	<i>Prix Totaux</i>
	TOTAL 3				198 895 440
DIVERS					
401	Peinture à deux couches de bitume sur les surfaces du béton d'ancrage	m2	750	1050	787 500
402	Panneaux de signalisation	U	2	129449	258 898
	TOTAL 4				1 046 398
	TOTAL				315 859 296
	IMPREVUS 10%				31 585 930
	MONTANT TOTAL				347 445 226

Tableau n° 4-13 : Devis estimatif

CHAPITRE V

ANALYSE ET SYNTHÈSE DES RESULTATS

La méthodologie développée pour mettre en exergue l'opportunité de la solution de digue – piste, avait consisté à faire une comparaison entre cette infrastructure et les autres ouvrages de franchissement.

Cette étude comparative objet du chapitre II, qui au départ avait porté sur les dalots, les buses, les ponts et les différents types de digue – piste, a permis au stade de l'étude de faisabilité de dégager les solutions favorites que sont la solution de digue – piste busée et la solution de pont.

L'étude approfondie de ces deux solutions avec une hypothèse de 05 m de hauteur maximale d'eau à retenir en amont de la digue – piste, a permis de faire ressortir globalement, les avantages techniques de la digue – piste busée par rapport au pont. Ceci à partir des critères d'évaluation pondérés que sont :

- La simplicité relative des études
- La facilité de mise en œuvre
- La sécurité pour les usagers
- L'entretien
- La durée de vie

Cette évaluation a donné des résultats chiffrés respectivement de 58.75% et 52.125% pour la solution de digue – piste busée et la solution de pont, sur un total partiel de 73%. Les 27% étant réservés à l'évaluation financière.

A l'issue de cette évaluation financière qui révèle un coût de 347 445 226 francs pour la solution de digue – piste et 393 366 310 francs pour la solution de pont, les résultats définitifs se présentent comme suit :

En attribuant la totalité des 27% réservés pour le coût de l'investissement, à la solution financièrement économique, c'est à dire à la solution de digue – piste, une règle de trois permet d'attribuer 24% à la solution de pont. Ainsi, les résultats définitifs confèrent 85.75% à la solution de digue – piste et 76.125% à la solution de pont.

Au terme de cette étude comparative, on pourrait remarquer que les options défavorables faites à dessein pour la conception de la digue – piste, n'ont pas pour autant affecté la position de cette solution par rapport à la solution de pont.

En effet, certaines hypothèses de calcul pouvaient être faites dans le but de

réduire le coût de construction de la digue – piste. C'est le cas notamment de la hauteur de la lame d'eau au-dessus du seuil du déversoir. Une hauteur de 2 m au lieu de 1.4 m retenue, permet de réduire de façon sensible la longueur du déversoir, soit 39.4 m au lieu de 67 m. Ce qui engendre une économie de l'ordre de 30 000 000 de francs sur l'évacuateur de crue, soit plus de 8% du coût de l'ouvrage.

De la même manière, au lieu du béton avec barbacanes pour la protection du parement amont de l'évacuateur de crue, on pouvait prévoir des perrés maçonnés ; ce qui permettrait également de réaliser une économie sur le coût de construction.

A toutes ces options défavorables, s'ajoutent les conditions naturelles qui, par coïncidence sont également défavorables pour la digue – piste étudiée. Il est en effet rare, que le débit laminé soit identique au débit de crue ; ce qui est le cas actuellement. La présence de roche au niveau du terrain d'assise engendre aussi un coût de déblai rocher et de mise en œuvre de béton d'ancrage, qui grèvent le montant des travaux.

Par ailleurs il convient de noter que la largeur de 10 m retenue pour la crête est excessive. Cette largeur est adoptée simplement pour respecter les bases de la comparaison, sinon une largeur de 6 m serait largement suffisante pour une digue – piste. Une telle réduction de largeur aurait été défavorable pour le pont car elle engendre peu de changement au niveau de l'infrastructure, la charge roulante à transmettre étant quasi identique.

Aussi faudrait – il faire remarquer que la digue – piste à dalot qui a été conçue doit se substituer à deux ouvrages que sont le pont de référence et un ponceau existant à côté de ce dernier dans l'emprise de la digue – piste. La vue en plan jointe en annexe spécial n° II permet de voir la position de ce deuxième ouvrage. Il convient donc d'ajouter au coût du pont la valeur de cet ouvrage dont nous ne disposons d'aucune information.

Au terme des travaux on peut retenir que du point de vue technique, lorsqu'il est possible de construire un pont, il est presque toujours possible de construire une digue – piste car les conditions idéales communes pour l'implantation de l'une ou l'autre de ces infrastructures sont les suivantes :

- Un lit stable.
- Un sol de fondation offrant une assise suffisante.
- Une brèche aussi rétrécie que possible.

- Un tracé routier perpendiculaire au cours d'eau.
- Des berges constituées de matériaux non compressibles.
- La proximité des matériaux de remblai.

Les exigences supplémentaires de la digue - piste se résument essentiellement au choix d'un site dont les couches superficielles de fondation offrent une assise suffisante et dont les sols ne sont pas trop perméables. Cette dernière exigence est nécessaire pour une digue – piste qui devra bien jouer le rôle de retenue d'eau.

Dans le cas de sol dont la couche apte pour la fondation se trouve à grande profondeur, la solution de pont s'impose. Par contre dans le cas d'une étanchéité insuffisante de la retenue, la solution de digue – piste reste valable dans la mesure où l'étanchéité peut s'améliorer dans le temps avec le dépôt des alluvions dans la cuvette ou par quelques travaux d'imperméabilisation. Toutefois il peut être parfois nécessaire que la cuvette soit perméable dans le cas où la réalimentation de la nappe phréatique serait recherchée.

Dans tous les cas, cette exigence d'étanchéité de la cuvette n'est pas une condition déterminante car comme on a coutume de le dire, « un tiens, vaut mieux que deux tu l'auras ». C'est à dire qu'il vaut mieux pouvoir stocker de l'eau pour quelque temps que de ne pouvoir en disposer.

Somme toute, on peut retenir que du point de vue technique la seule contrainte fondamentale est celle relative au sol de fondation. Concernant l'aspect économique les analyses ont révélé que la solution de digue – piste est la meilleure, en dépit de quelques problèmes environnementaux qu'il pourrait engendrer. Ces problèmes environnementaux concernent pour l'essentiel, les risques de développement de maladies liées à l'eau et les risques d'inondation permanente ou intermittente de certaines terres en amont qui pourrait nécessiter un dédommagement. Toutes choses, dont les mesures d'accompagnement pourraient largement être supportées par les avantages supplémentaires qu'engendre la solution de digue – piste par rapport à la solution de pont.

On peut enfin retenir que la solution de digue – piste busée ou à dalot est une solution exigeante et onéreuse qui se justifie lorsqu'on recherche une solution de substitution parfaite, à la solution de pont. Par contre, lorsqu'on se met effectivement dans le cas des pistes rurales où le trafic est souvent faible et où généralement des barrières de pluie sont mises en place pour empêcher le passage des véhicules sous la pluie, la solution de digue – piste avec déversoir sous forme de radier submersible pourrait être plus intéressante surtout en cas de

faible débit. Cette solution serait même très pratique dans le cas de faible encaissement du site (de l'ordre de 3 m de hauteur). Les figures types pour une telle solution se trouvent en annexe 4-4.

Signalons enfin que le temps dont nous disposons n'a pas permis de traiter toutes les questions que nous aurions souhaité aborder, notamment l'étude d'un second site et l'estimation des besoins en eau dans le cadre de la mise en place d'une retenue d'eau.

Etant donné que l'objectif n'est pas de satisfaire la totalité des besoins en eau, on pourrait penser qu'il est inutile d'estimer lesdits besoins, alors que une estimation de ces derniers aura l'avantage de renseigner sur l'état de la retenue (retenue pérenne ou non). Dans le cas d'une retenue non pérenne (volume des besoins supérieur au volume de la retenue), il ne sera pas nécessaire de mettre en place un ouvrage de vidange.

Aussi, l'estimation de la quantité des apports (quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire de la retenue d'eau) et le calcul de la capacité de la retenue permettent de savoir si la digue – piste à concevoir serait une digue de retenue totale ou une digue avec évacuateur de crue. Lorsqu'on a la possibilité de jouer sur la hauteur de la digue dans les limites de 5 m au maximum, pour avoir une digue de retenue totale, il serait intéressant de le faire car cela dispenserait de la mise en place d'un évacuateur de crue qui à lui seul, absorbe plus de la moitié du coût de la digue – piste.

CONCLUSION

Quelles sont les conditions techniques et économiques favorables à la substitution d'une digue – piste aux autres ouvrages de franchissement couramment exécutés au Bénin ? Ainsi était formulée toute la problématique de la présente étude.

Rappelons que cette interrogation est née du fait du désir de vulgariser la digue – piste par rapport aux autres ouvrages de franchissement couramment utilisés en milieu rural au Bénin. Ceci afin de bénéficier de sa deuxième fonction qui est celle de retenue d'eau.

Au terme du présent projet de fin d'études, on peut conclure que la solution de digue – piste est plus intéressante que la solution de pont à plus d'un titre.

D'une part, s'il n'est pas absolument évident de conclure que la digue – piste est techniquement plus intéressante que le pont, du fait que ce aspect dépend du point fort du concepteur, il est cependant établi, à travers les analyses ci – dessus, qu'elle est économiquement plus intéressante. D'autre part elle offre l'avantage supplémentaire de mobilisation de l'eau pour un usage ultérieur, ce qui se traduit par :

- Un accroissement de l'eau disponible
- la pratique de certaines cultures telles que le maraîchage et la riziculture
- l'abreuvement et l'accroissement du bétail
- la réduction de l'exode par une plus grande occupation des jeunes en saison sèche
- l'amélioration de l'alimentation
- la recharge de nappe phréatique

Par contre, l'étude d'impact environnemental pourrait à certains égards, être défavorable pour la solution de digue – piste par rapport à la solution de pont, surtout lorsqu'il s'agit d'une digue – piste dont la retenue est pérenne. Cependant la solution de digue – piste reste opportune car la différence de coût et les avantages supplémentaires qu'elle engendre, pourraient compenser largement les mesures d'accompagnement nécessaires pour amoindrir ou annihiler les effets négatifs sur l'environnement. Effets qui concernent pour l'essentiel, les risques de développement de maladies liées à l'eau et les risques d'inondation permanente ou intermittente de certaines terres en amont qui pourrait nécessiter un dédommagement. Pour les conditions socio – sanitaires, c'est à dire les risques liés à l'eau, il s'agira de prévenir les maladies telles que le paludisme, la dracunculose, la bilharziose et les parasitoses intestinales.

CONCLUSION GENERALE

Quelles sont les conditions techniques et économiques favorables à la substitution d'une digue – piste aux autres ouvrages de franchissement couramment exécutés au Bénin ? Ainsi était formulée toute la problématique de la présente étude.

Rappelons que cette interrogation est née du fait du désir de vulgariser la digue – piste par rapport aux autres ouvrages de franchissement couramment utilisés en milieu rural au Bénin. Ceci afin de bénéficier de sa deuxième fonction qui est celle de retenue d'eau.

Au terme du présent projet de fin d'études, on peut conclure que la solution de digue – piste est plus intéressante que la solution de pont à plus d'un titre.

D'une part, s'il n'est pas absolument évident de conclure que la digue – piste est techniquement plus intéressante que le pont, du fait que ce aspect dépend du point fort du concepteur, il est cependant établi, à travers les analyses ci – dessus, qu'elle est économiquement plus intéressante. D'autre part elle offre l'avantage supplémentaire de mobilisation de l'eau pour un usage ultérieur, ce qui se traduit par :

- Un accroissement de l'eau disponible
- la pratique de certaines cultures telles que le maraîchage et la riziculture
- l'abreuvement et l'accroissement du bétail
- la réduction de l'exode par une plus grande occupation des jeunes en saison sèche
- l'amélioration de l'alimentation
- la recharge de nappe phréatique

Par contre, l'étude d'impact environnemental pourrait à certains égards, être défavorable pour la solution de digue – piste par rapport à la solution de pont, surtout lorsqu'il s'agit d'une digue – piste dont la retenue est pérenne. Cependant la solution de digue – piste reste opportune car la différence de coût et les avantages supplémentaires qu'elle engendre, pourraient compenser largement les mesures d'accompagnement nécessaires pour amoindrir ou annihiler les effets négatifs sur l'environnement. Effets qui concernent pour l'essentiel, les risques de développement de maladies liées à l'eau et les risques d'inondation permanente ou intermittente de certaines terres en amont qui pourrait nécessiter un dédommagement. Pour les conditions socio – sanitaires, c'est à dire les risques liés à l'eau, il s'agira de prévenir les maladies telles que le paludisme, la dracunculose, la bilharziose et les parasitoses intestinales.

Au-delà de la nécessité de mettre en exergue les avantages techniques et économiques de la digue-piste par rapport aux autres ouvrages de franchissement couramment utilisés en milieu rural au Bénin, il était utile de faire, au chapitre III une compilation des méthodes de calcul et de dimensionnement concernant les différentes parties de cet ouvrage. Ce qui permettra de combler de façon modeste le manque de documentation spécifique à ce genre d'ouvrage, et contribuerait d'avantage à sa vulgarisation.

Les avantages techniques et économiques de la digue – piste étant mis en exergue, un problème reste tout de même à résoudre, celui ayant trait à la multiplicité des centres de décision.

En effet, au BENIN, le Ministère en charge des travaux de ponts et ponceaux est différent du Ministère qui traite des questions de barrage. Chacun évoluant dans son domaine, on pouvait voir le Ministère des Travaux Publics choisir un site pour la construction d'un pont ou d'un ponceau pour desservir une localité et le Ministère du Développement Rural construire son barrage sur un autre site de la même localité alors qu'une meilleure coordination nationale pourrait permettre de réaliser une économie substantielle en faisant un choix judicieux de site pour la construction d'une digue – piste qui pourrait remplir la fonction de pont et de barrage à la fois.

A ce propos, on pourrait fait remarquer que l'environnement institutionnel actuel au BENIN est très favorable à l'aboutissement de cette ambition de vulgarisation de la digue – piste car il a été créé au cours de l'année 1999 au BENIN un Conseil Technique National des Pistes de Dessertes Rurales (CTNPR) qui est un cadre de concertation et de coordination des activités de développement rural au niveau national.

Nous espérons que les présentes études seront d'une certaine utilité à ce Conseil Technique National des Pistes de Dessertes Rurales qui disposera du document final.

Les présentes études pourront également dans une certaine mesure intéresser certaines localités du SENEGAL car en se référant au Programme de Revitalisation des Vallées Fossiles (PRVF) on peut noter que l'un des fondements de ce projet est la maîtrise des flux en eaux de surface qui interviennent pendant l'hivernage en vue de les utiliser pour satisfaire les besoins des populations déshéritées.

BIBLIOGRAPHIE

1. **Jean Maurice DURAND, Paul ROYER, Patrice MERIAUX**
Techniques des Petits Barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale
Cemagref Edition
2. **Ministère de l'Agriculture, Direction de l'Aménagement**
Technique des Barrages en Terre en Aménagement Rural
3. **Comité Inter – Africain d'Etudes Hydrauliques (C. I. E. H.)**
Techniques Rurales en Afrique
Volume 8 : les Petits Barrages en Terre
Sogetha, septembre 1968
4. **J. M. GRESILLON**
Petits Barrages en Terre en Afrique Occidentale
Edition 1976
5. **Ministère Français de la Coopération**
Manuel de Petits Ouvrages Routiers en Afrique
BCEOM 1975
6. **Ministère Français de la Coopération et du Développement**
Hydraulique Routière
BCEOM
7. **Sylvain BERTON**
La Maîtrise des Crues dans les Bas-fonds
Petits et Microbarrage en Afrique de l'Ouest
Février 1988
8. **Ministère Français de la Coopération**
Manuel sur les Routes dans les Zones Tropicales et Désertiques
BCEOM – CEBTP
9. **BCEOM**
Hydraulique Routière, Petits Ouvrages Routiers au Bénin
10. **Robert VINET, Dominique CHASSE, Richard PREGENT**
Méthodologie des Projets d'Ingénierie et Communication (Quatrième édition)
Ecole Polytechnique de Montréal
Septembre 1990

11. Agence d'Etudes d'Ingénierie et de Maîtrise d'Oeuvre (Burkina-Faso)

Etudes de la Retenue d'Eau de Nibielianayou au Burkina

Avant Projet : Juillet 2001

12. Géoprogetti Ingénieurs Conseils (Italie)

Aménagement de la Route Farie – Tera (RN4) au Niger

Barrage de Doumba : Avant Projet

13. GTAH Ingénieurs – Conseils (Burkina – Faso)

Projet d'Hydraulique Pastorale et Agricole au Bénin

Barrage de Tchetti - Doumé

Avant Projet Détaillé : Novembre 1999

14. Ismaïla GUEYE

Notes de Cours de Structures Hydrauliques

Ecole Supérieure Polytechnique – Thiès 2002

15. Bamba DIAW

Notes de Cours d'Hydrologie

Ecole Supérieure Polytechnique – Thiès 2001

16. Mamadou S. GUEYE

Notes de Cours de Gestion de Projet

Ecole Supérieure Polytechnique – Thiès 2001

16. Avoa HADEOU, Essédagnon DOSSA

Projet de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur de Conception

Thème : Conception et Calcul d'un Pont sur le fleuve Gbeffa au Bénin

Ecole Nationale d'Ingénieurs (ENI) – Bamako

17. Ousseynou NDIAYE, Ingrid V. NTIBIMENYA

Projet de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur de Conception

Thème : Etude et Conception d'un Barrage Anti – Sels à Djilor

Ecole Supérieure Polytechnique – Thiès 2000

CHAPITRE V

ANALYSE ET SYNTHÈSE DES RESULTATS

ANNEXES

ANNEXES 3

ANNEXE 3-1
DIFFERENTES PARTIES D'UNE DIGUE – PISTE BUSEE

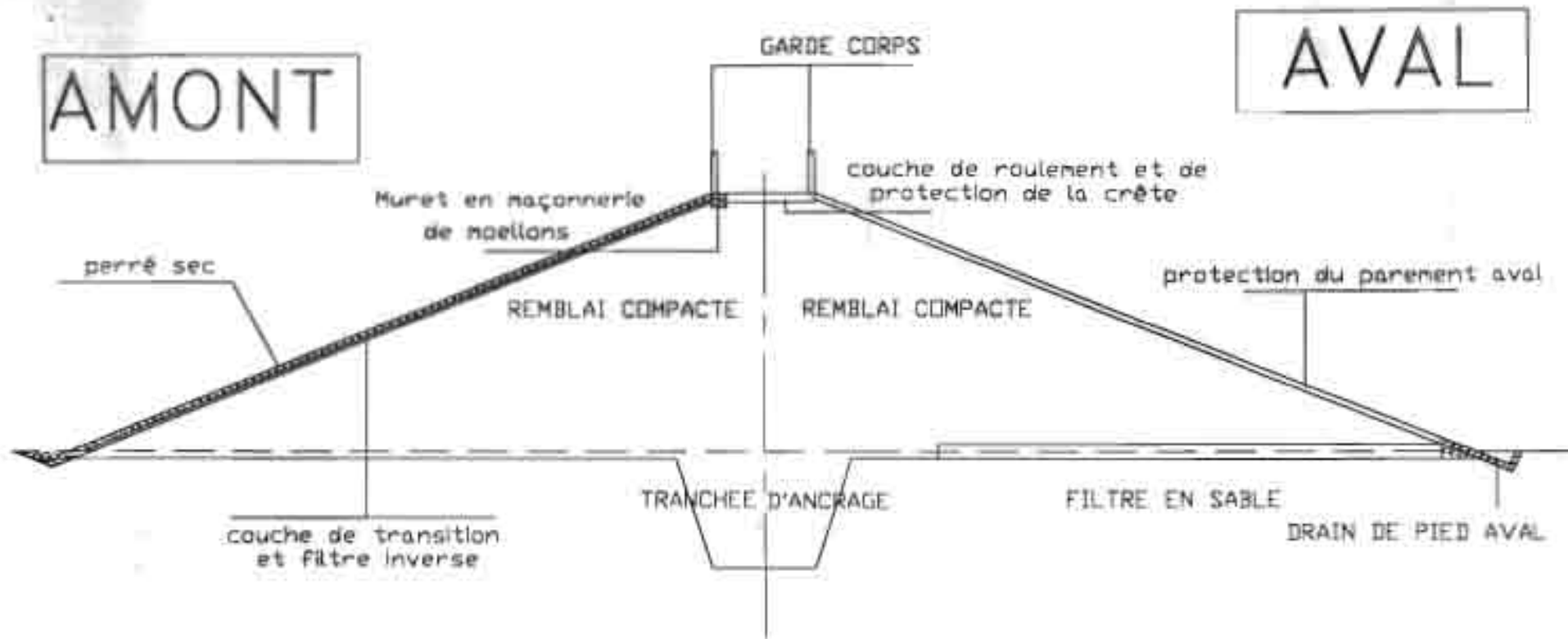


fig 3-1 : PROFIL EN TRAVERS COURANT

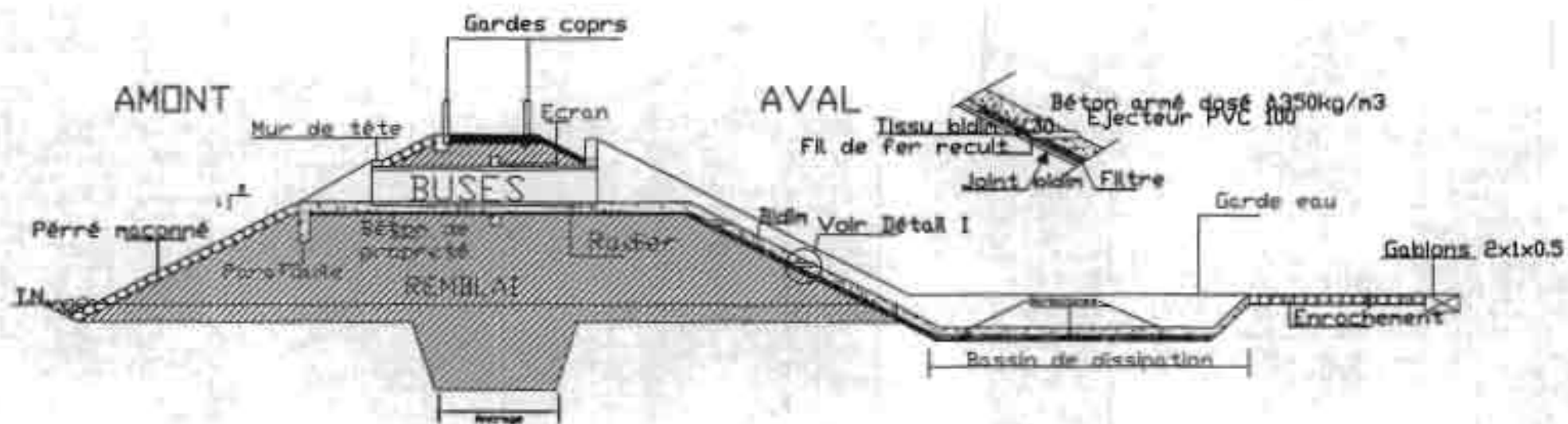


fig 3-2 : PROFIL EN TRAVERS TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUE D' UNE DIGUE - PISTE BUSEE

ANNEXE 3-2
TABLEAU DE NORMALES DE PLUIE

Normales de Pluie (Nombre de jours)

Station	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Année moyenne	Période
Grand-Popo	1	2	4	6	8	12	4	4	4	7	2	1	55	1951-1980
Bopo	1	2	5	6	9	11	6	4	4	12	4	1	67	1951-1980
Cotonou-Cera	2	3	7	10	15	20	11	8	11	12	6	2	107	1953-1982
Séme	2	2	6	7	11	15	8	5	3	11	5	2	84	1951-1980
Aplakoue	1	3	3	8	3	10	8	6	3	10	2	1	77	1951-1980
Pobé	1	3	3	11	14	17	12	3	12	15	2	1	107	1951-1980
Bahigou	1	3	3	11	14	15	13	10	13	14	2	1	107	1951-1980
Kotou	1	2	6	8	10	12	8	7	3	10	2	1	77	1951-1980
Tassa-Tassa	1	3	6	3	10	12	12	11	14	11	2	1	82	1951-1980
Saraha	1	1	5	7	8	20	11	3	12	10	2	1	88	1951-1980
Savé	1	2	6	10	12	12	15	14	18	14	2	1	116	1951-1980
Borlé	1	1	6	7	3	11	12	12	12	3	1	1	81	1951-1980
Tou	1	1	4	6	3	10	11	11	14	10	2	1	79	1951-1980
Beauville	1	1	4	7	8	10	13	13	13	7	1	1	79	1951-1980
Farakou	1	1	4	7	10	13	14	15	17	3	1	1	93	1951-1980
Ina	1	1	3	6	10	12	14	15	17	3	1	1	50	1951-1980
Hiki	1	1	2	5	8	3	11	12	14	6	1	1	71	1951-1980
Ijangou	1	1	3	6	9	10	16	15	15	7	1	1	85	1951-1980
Bambéré	1	1	1	4	7	10	12	14	16	6	1	1	73	1951-1980
Nahingou	1	1	4	8	12	15	18	21	22	13	2	1	118	1951-1980
Tangata	1	1	2	5	3	11	13	16	19	10	1	1	89	1951-1980
Kotou	1	1	2	3	5	10	16	13	16	6	2	1	83	1951-1980
Kandi	1	1	2	4	10	13	17	21	18	6	1	1	95	1951-1980
Bonikou	0	1	1	3	7	3	11	15	18	2	1	1	68	1951-1980
Malaville	0	1	1	2	5	5	10	14	11	2	1	1	55	1951-1980

Normales de Pluie (hauteurs en mm)

Station	Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moyenne l'année	Période
Grand-Papa		12	57	67	118	153	235	33	33	48	112	29	10	100	1951-1980
Bapa		12	26	78	116	133	211	106	48	85	112	48	10	907	1951-1980
Columou-Nara		16	33	87	137	180	307	151	47	86	137	46	17	1325	1953-1982
Saima		25	38	83	114	207	227	180	64	121	168	58	18	1398	1951-1980
Aplakoue		8	20	35	137	145	177	116	76	140	127	30	11	1114	1951-1980
Fuba		17	33	105	150	180	184	111	48	120	105	35	3	1023	1951-1980
Bahouan		8	30	32	144	163	165	134	35	143	141	33	14	1081	1951-1980
Katou		16	21	71	133	162	170	132	87	137	140	22	11	1100	1951-1980
Yassa-Zoum		13	22	55	120	140	164	177	122	170	118	21	3	1197	1951-1980
Savakou		10	15	67	112	117	161	177	167	164	125	25	8	1180	1951-1980
Savo		8	18	81	116	143	161	162	123	102	128	27	6	1168	1951-1980
Barka		5	10	68	102	113	162	202	174	185	122	16	10	1200	1951-1980
Tou		7	13	67	107	133	154	170	148	160	143	21	7	1184	1951-1980
Beauville		8	10	44	33	140	162	210	218	210	107	3	6	1211	1951-1980
Parakou		4	12	43	81	126	181	163	191	222	106	3	3	1180	1951-1980
Ina		6	6	25	68	133	161	200	240	257	111	14	3	1277	1951-1980
Nikki		4	4	18	75	140	165	186	223	224	84	6	3	1168	1951-1980
Ijougou		2	6	34	87	137	172	274	247	208	83	6	6	1332	1951-1980
Bambereke		3	3	28	68	120	138	233	261	265	86	3	3	1211	1951-1980
Nahlingou		2	6	27	83	121	164	230	275	230	133	18	3	1200	1951-1980
Tangueta		6	4	20	54	105	142	183	230	250	95	19	6	1123	1951-1980
Kerou		3	4	22	42	107	143	213	270	213	34	5	5	1132	1950-1975
Kandi		2	2	10	40	107	162	200	223	225	44	1	6	1080	1951-1980
Banikoaro		0	2	5	33	102	137	183	207	185	46	3	2	990	1951-1983
Malenville		0	2	6	15	67	134	185	210	171	28	1	6	800	1951-1980

Note: Dans le calcul des normales annuelles il est tenu compte des 1/10 de mm

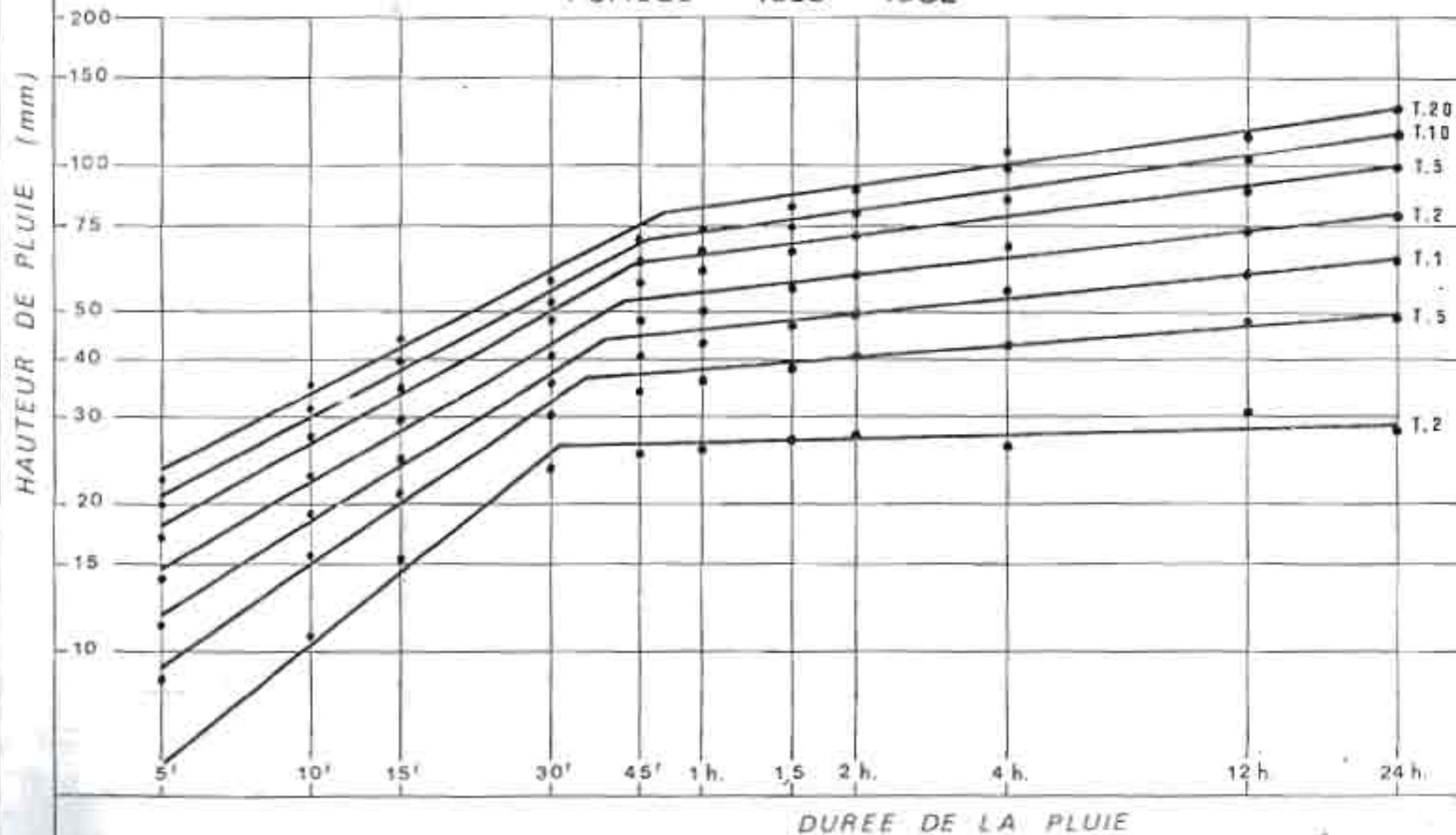
ANNEXE 3-3

COURBES HAUTEUR – DUREE – FREQUENCE (HDF)

Courbes Hauteur de Pluie - Durée - Fréquence

KANDI

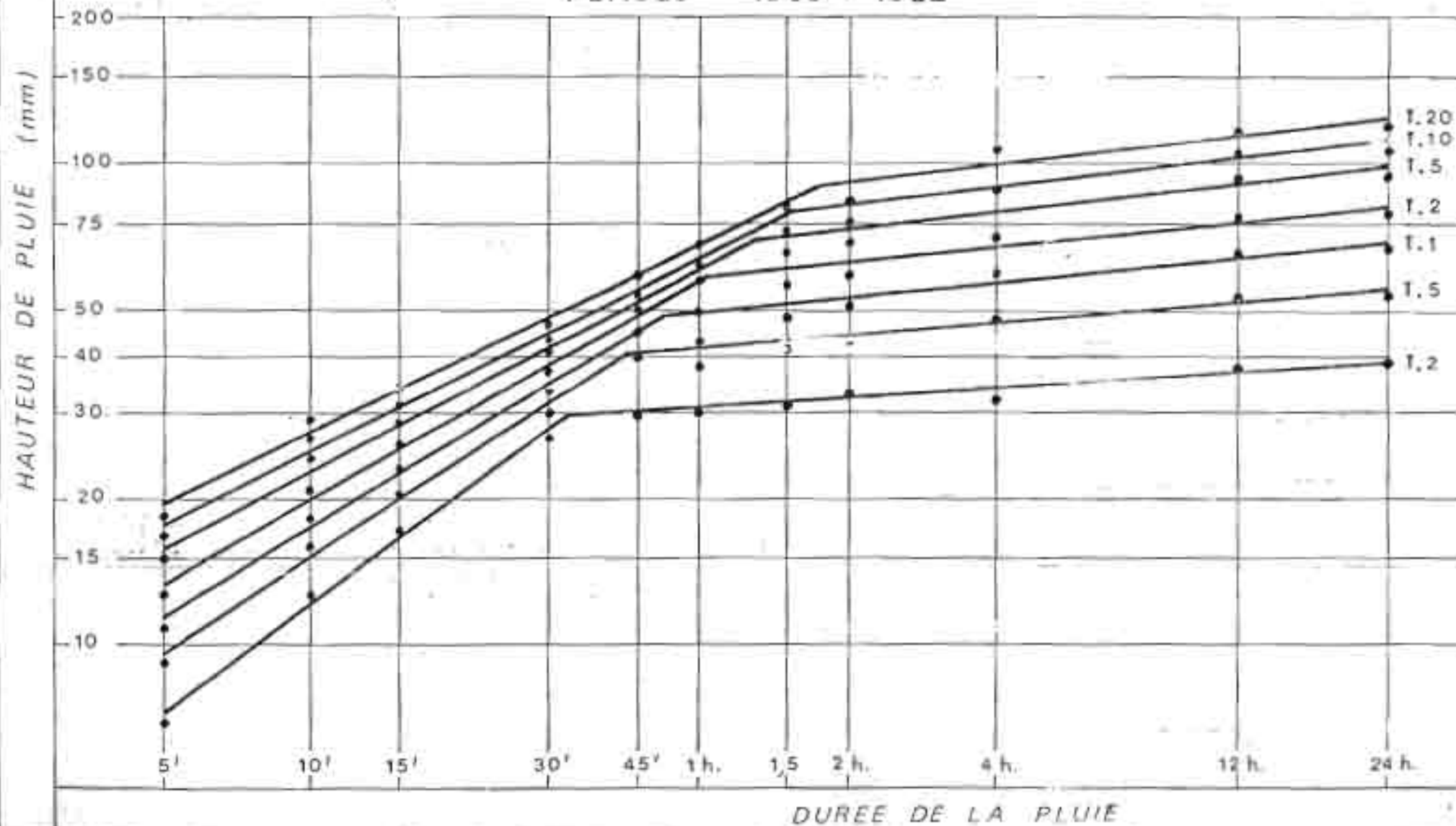
Période 1955 - 1982



Courbes Hauteur de Pluie - Durée - Fréquence

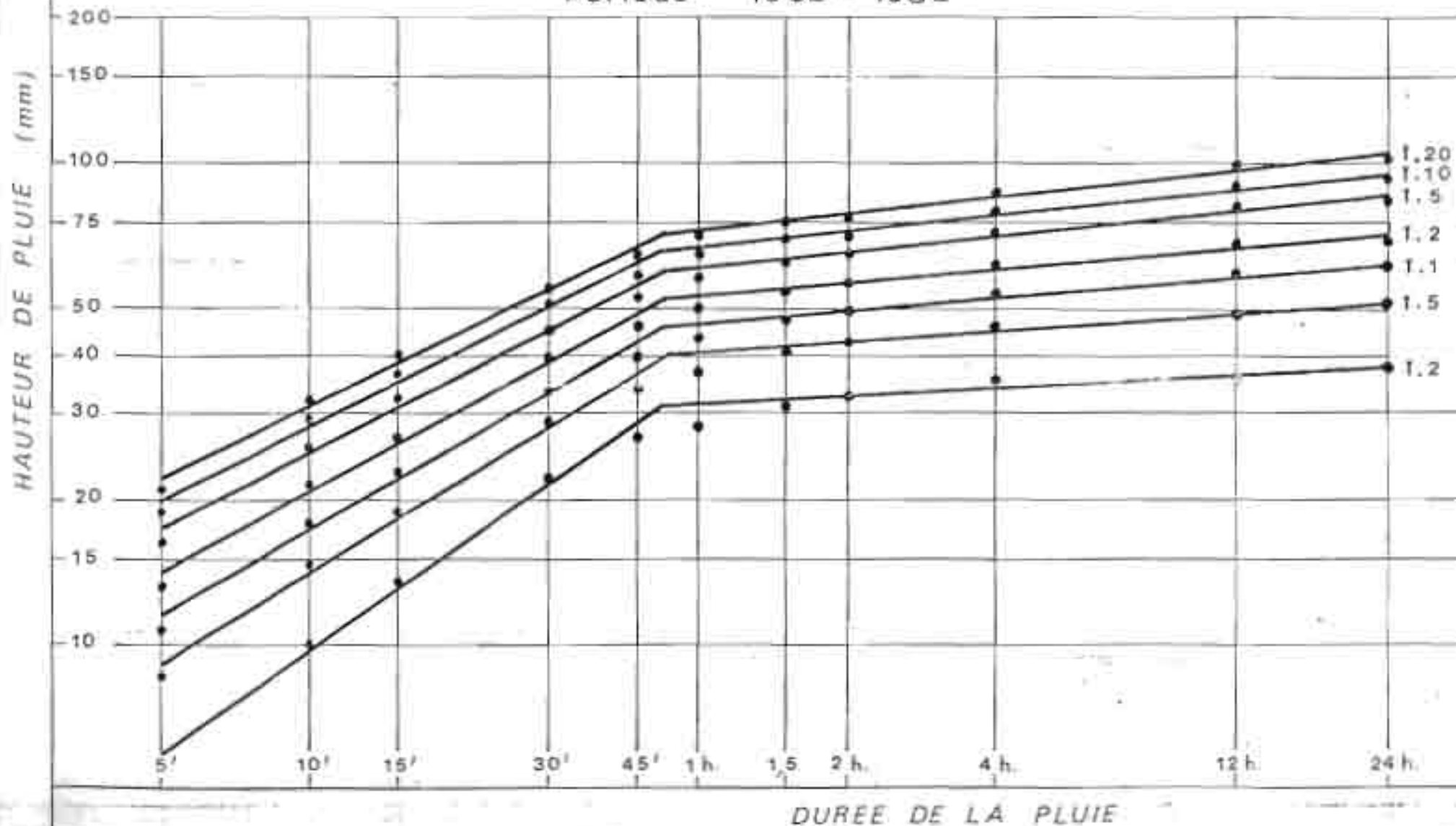
PARAKOU

Période 1965 - 1982



Courbes Hauteur de Pluie-Durée - Fréquence NATITINGOU

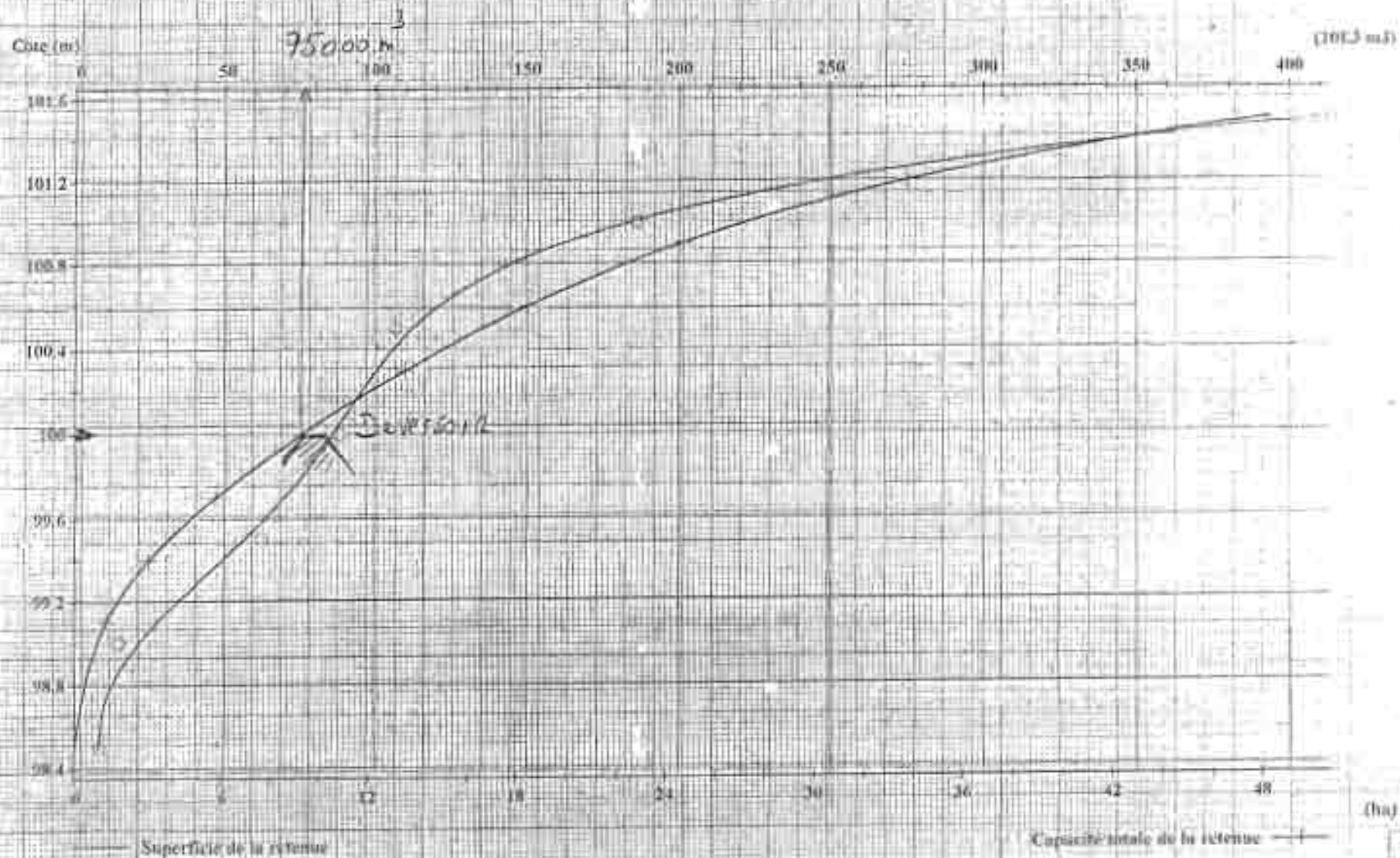
Période 1962 - 1982



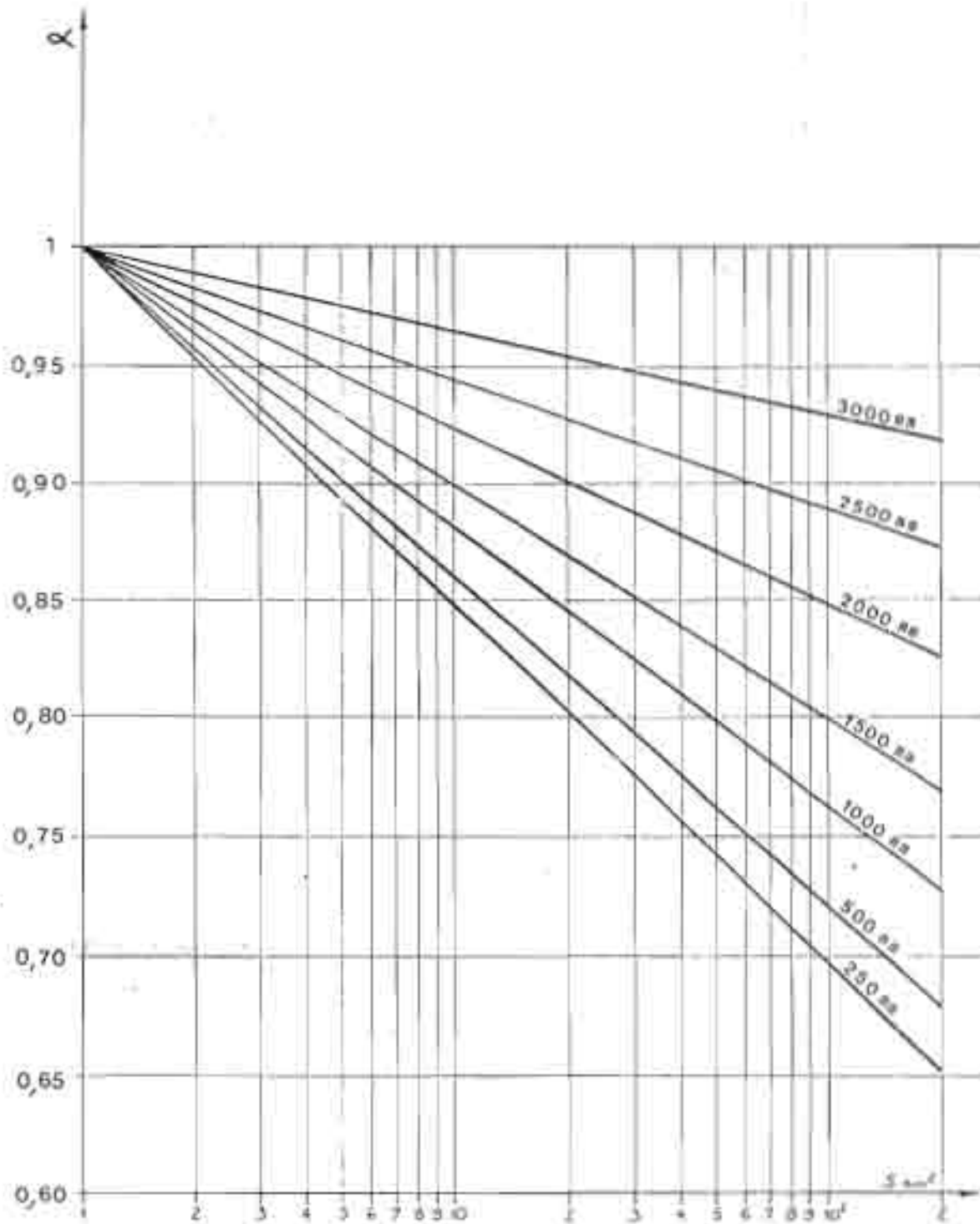
ANNEXE 3-4
EXEMPLE DE COURBE HAUTEUR-VOLUME-SURFACE

Barrage de Niebieliniayou

Caractéristiques de la retenue

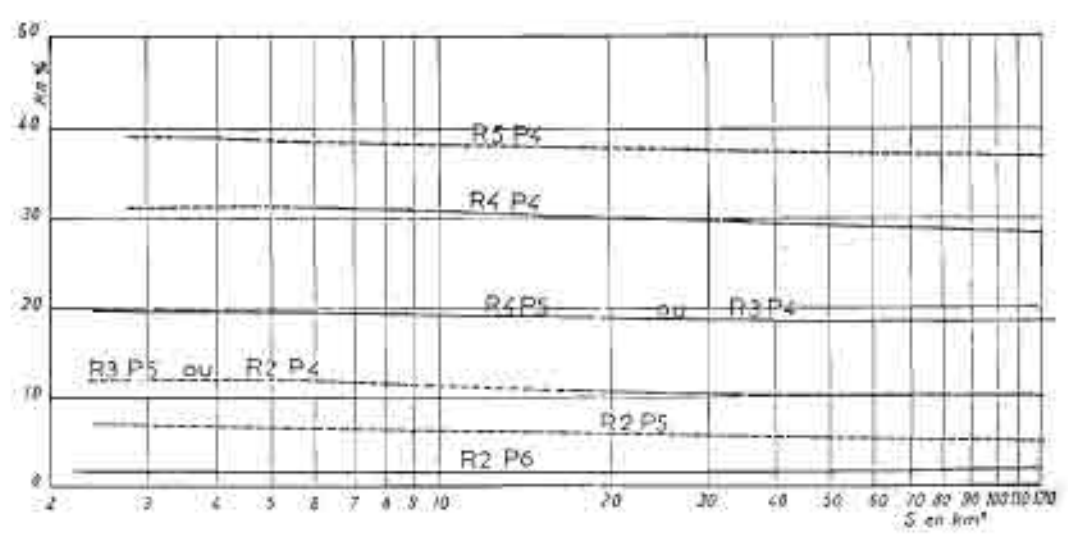
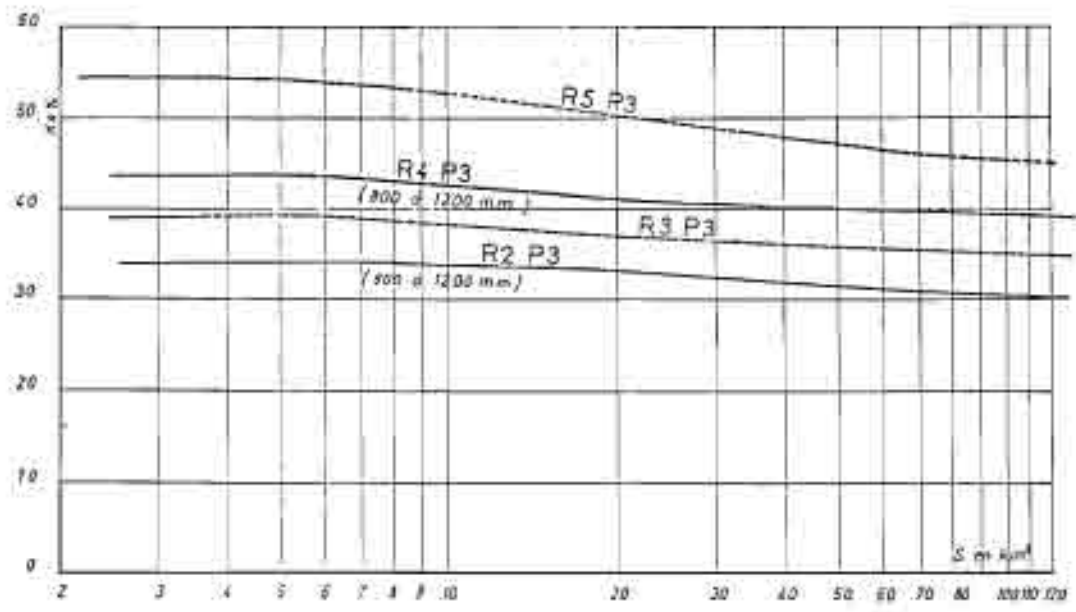
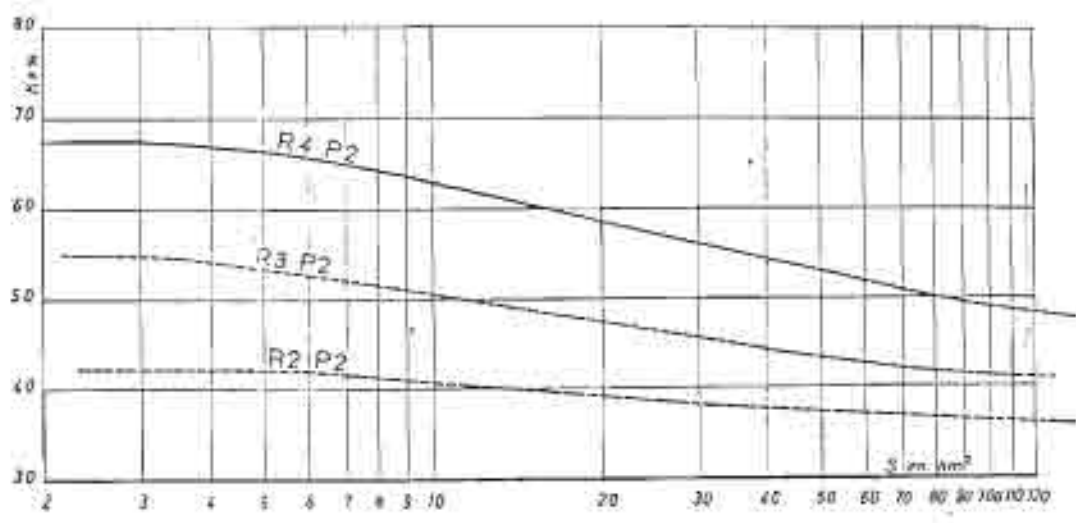


ANNEXE 3-5
ABAQUES RELATIFS A LA METHODE ORSTOM

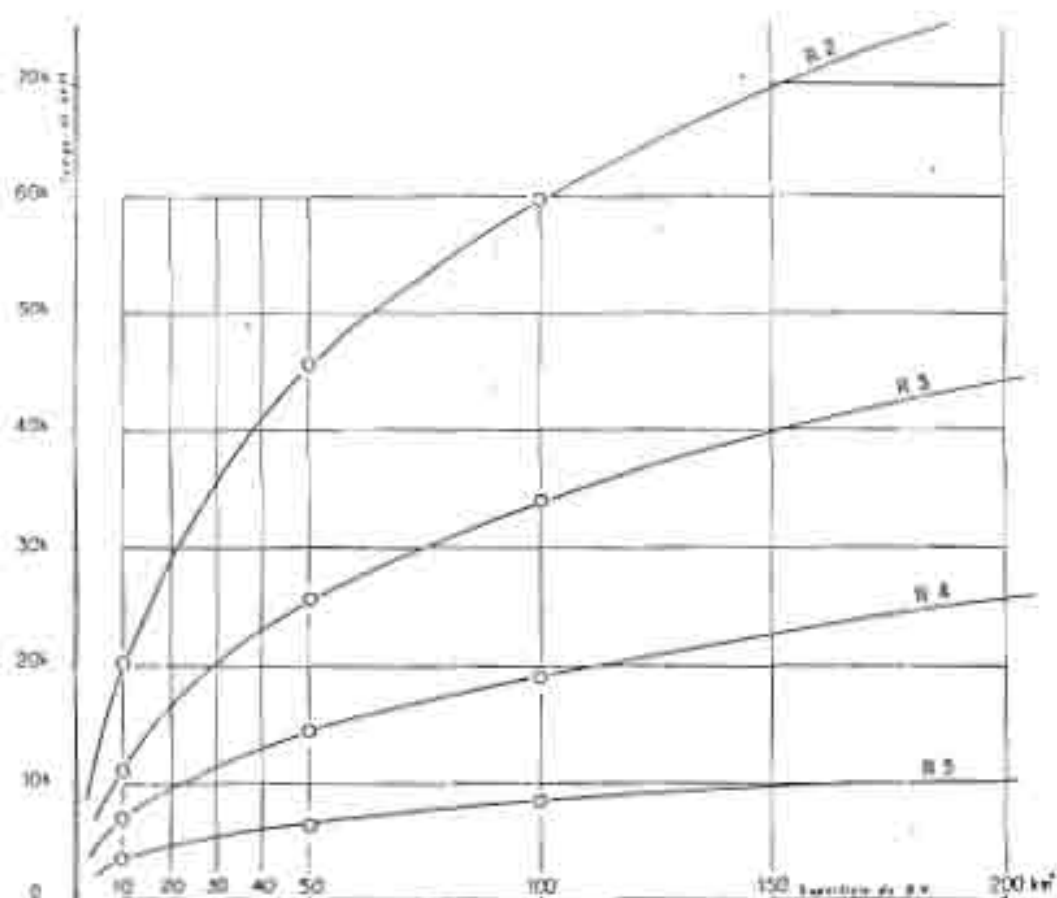

 α coefficient d'abattement


Variation du coefficient d'abattement avec la surface pour différentes planimétries interramnelles (d'après G. VUILLAUME).

K_r Coefficient de ruissellement



T_B - temps de base



Régimes tropicaux et tropicaux de transition. Temps de base en fonction de la superficie du bassin (d'après ØRSTOM).

TABLEAU 2.10.1D.

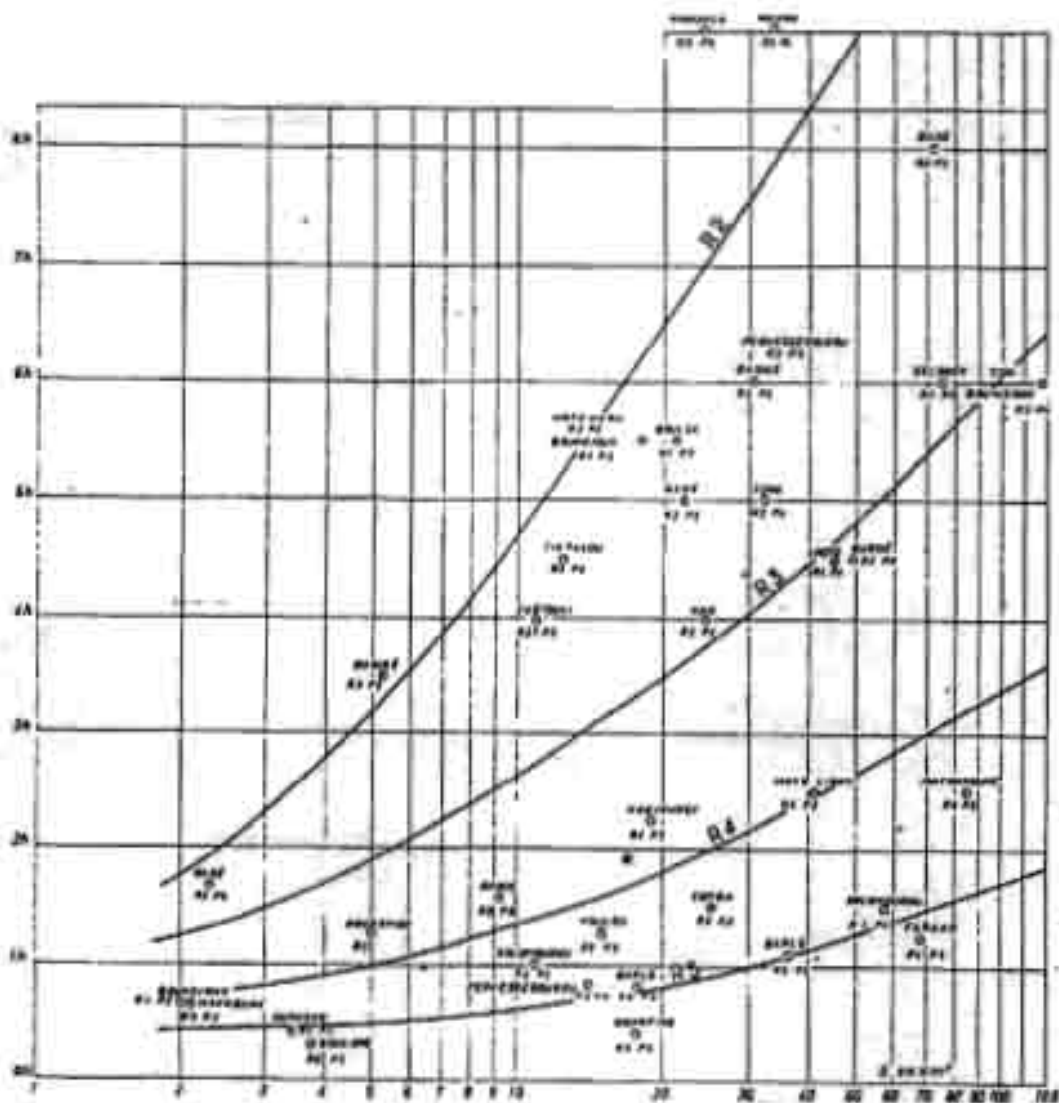
K. coefficient de pointe

Ce coefficient a été déterminé à partir des crues unitaires ou voisines à très fort ruissellement. Les valeurs moyennes sont données dans le tableau ci-après :

Relief du bassin	$S < 5 \text{ km}^2$	$5 \text{ km}^2 \leq S < 10 \text{ km}^2$	$S > 10 \text{ km}^2$
K_p (daine)	1,97	2,20	2,30
K_p (moutagne)	2,08	2,30	2,40

En terrain fortement vallonnés, pour les bassins très allongés, K sera majoré légèrement (10% par exemple).

Par contre, pour les crues décennales de très petits bassins, on pourra prendre des valeurs un peu plus faibles.



Abaque 2.10.1E : Temps de montée en fonction de R et de S.
Régime tropicaux et tropicaux de transition

ANNEXE 3-5 bis
ABAQUES RELATIFS A LA METHODE DU CIEH

Différentes zones ont été définies lors de l'élaboration des formules qui ont donné naissance aux abaques présentés voir tableau ci-dessous.

Symbole	Désignation
AO	Afrique de l'Ouest
AO1	$P_{an} \leq 1200 \text{ mm}$
AO2	$1200 \leq P_{an} \leq 1600 \text{ mm}$
AO3	$P_{an} \geq 1200 \text{ mm}$
AO4	$P_{an} \geq 1600 \text{ mm}$
AC	Afrique centrale
AC1	$P_{an} \leq 1200 \text{ mm}$
AC2	$1200 \leq P_{an} \leq 1600 \text{ mm}$
AC3	$P_{an} \geq 1200 \text{ mm}$
AC4	$P_{an} \geq 1600 \text{ mm}$
P1	Pluviométrie annuelle $\leq 400 \text{ mm}$
P2	$400 \leq P_{an} \leq 800 \text{ mm}$
P3	$800 \leq P_{an} \leq 1200 \text{ mm}$
P4	$1200 \leq P_{an} \leq 1600 \text{ mm}$
P5	$P_{an} \geq 1600 \text{ mm}$
Hv	Burkina.
Ni	Niger
Hv.Ni.Ma.	Burkina + Niger + Mali
Séné.Ma.Mau	Sénégal + Mali + Mauritanie
To.Bé	Togo + Bénin
Re1	Côte-d'Ivoire
CCCG	Congo, Sud-Cameroun*, Centrafrique, Gabon
Tch. C.	Tchad + Nord-Cameroun

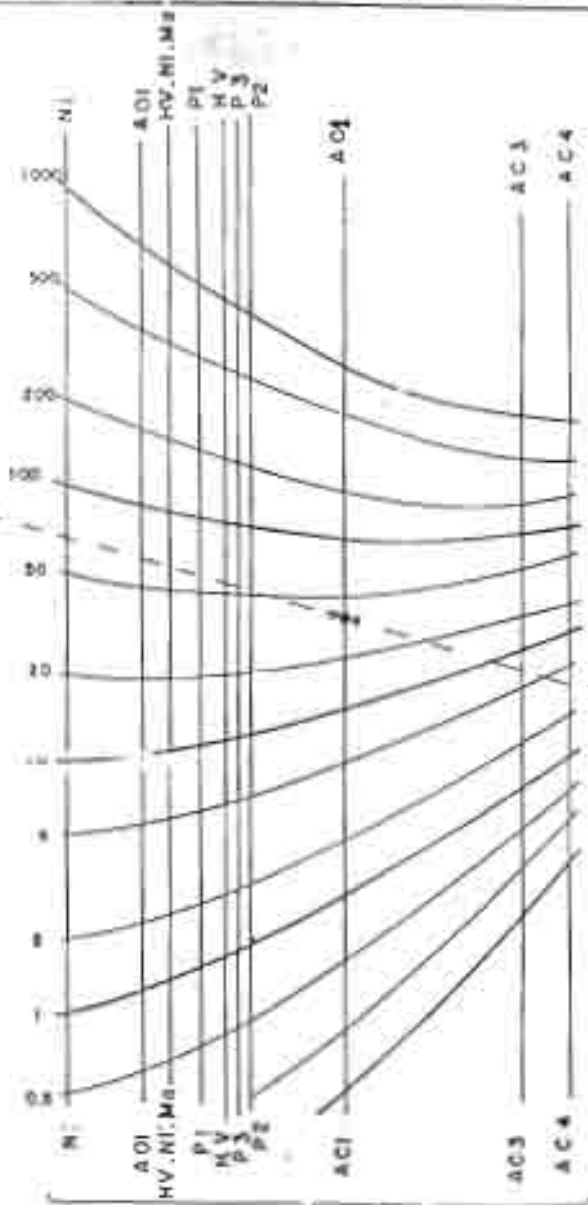
(*la séparation entre Nord - Cameroun et Sud - Cameroun correspond à l'isohyète 1200 mm soit approximativement le parallèle 8° Nord).

Surface

(km²)



Surface



1000 m³/s
 500
 200
 100 m³/s
 50
 10 m³/s
 5
 2
 1 m³/s
 0.5
 0.2
 0.1 m³/s

lg

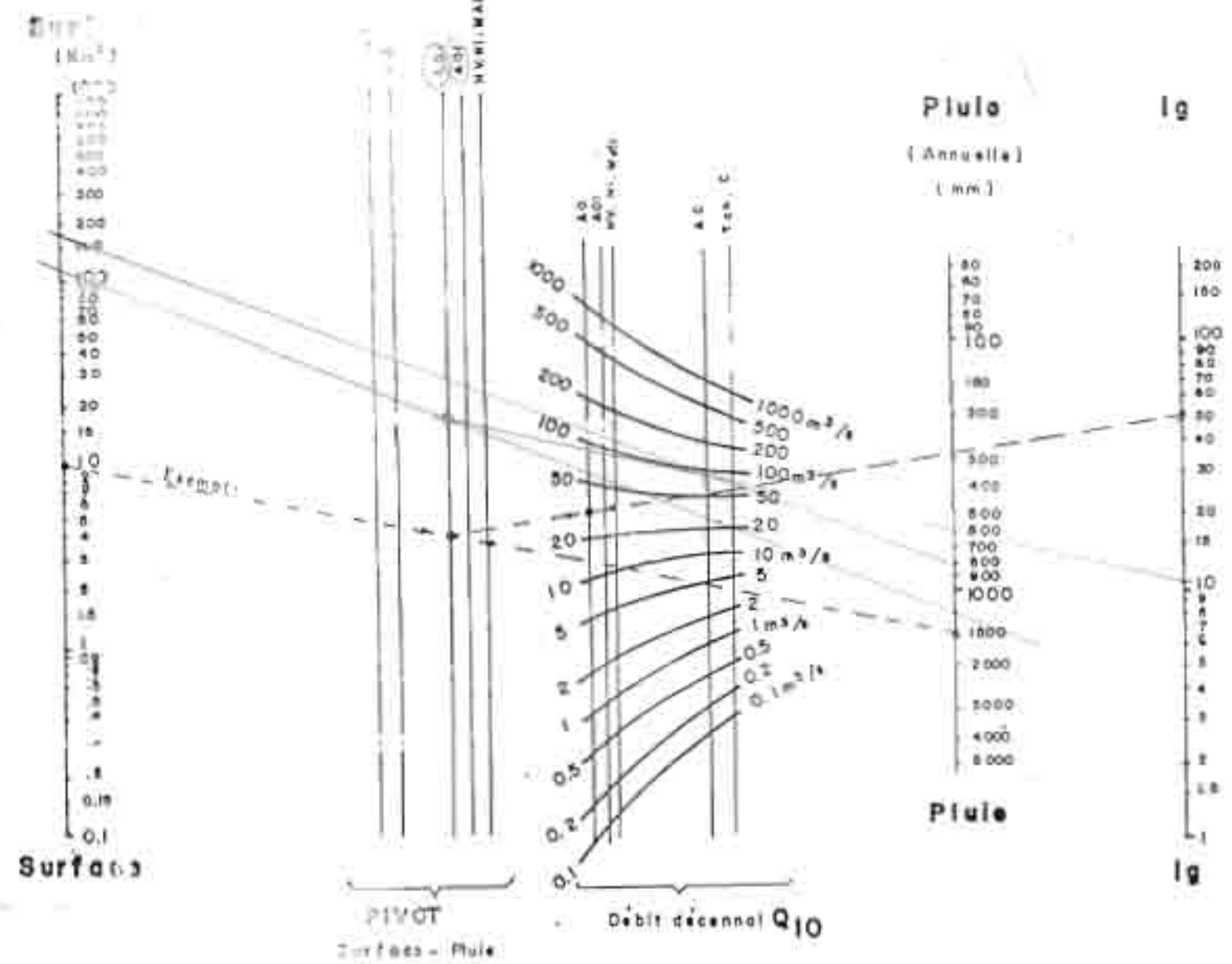


lg

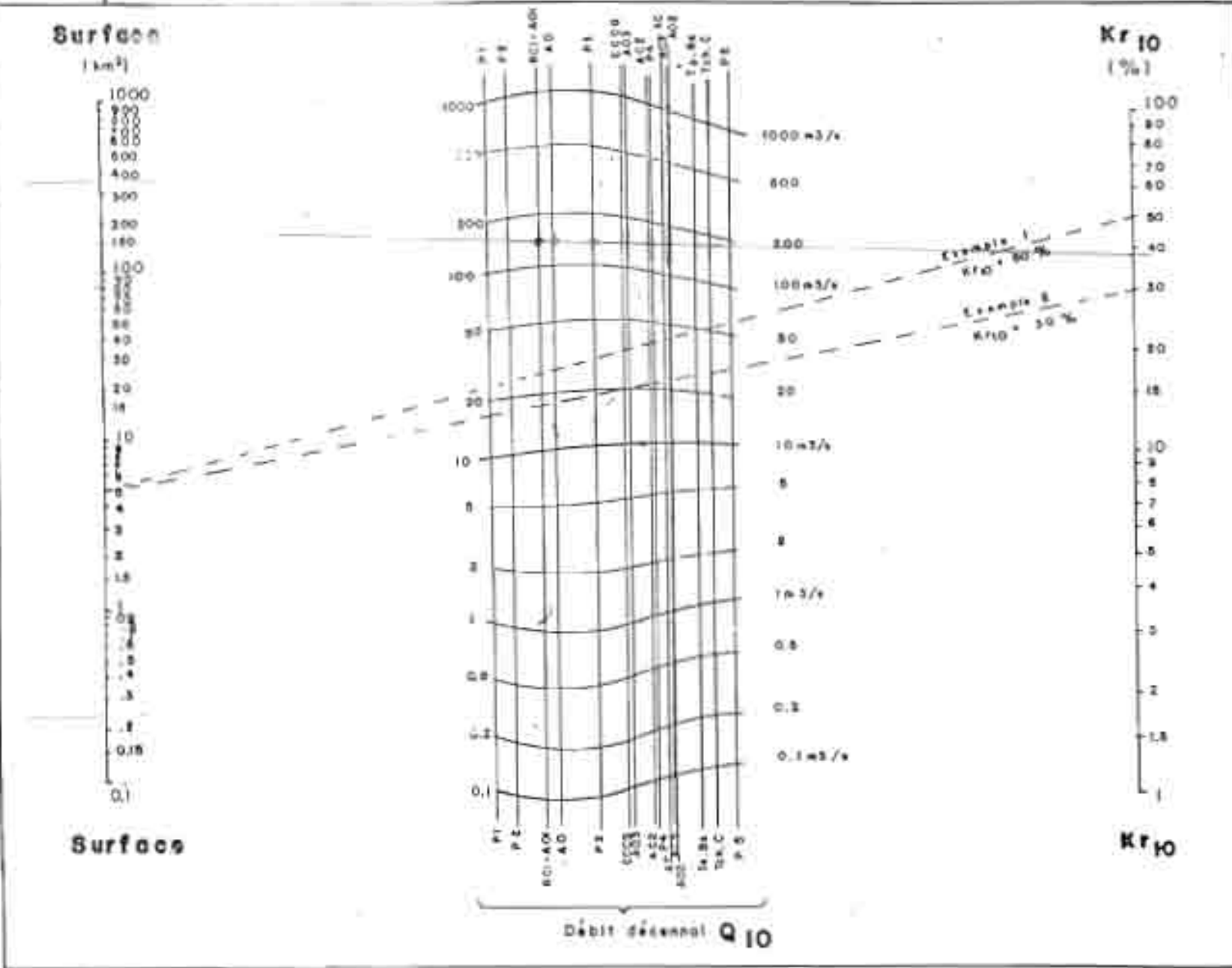
Débit décennal Q_{10}

ABOQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL

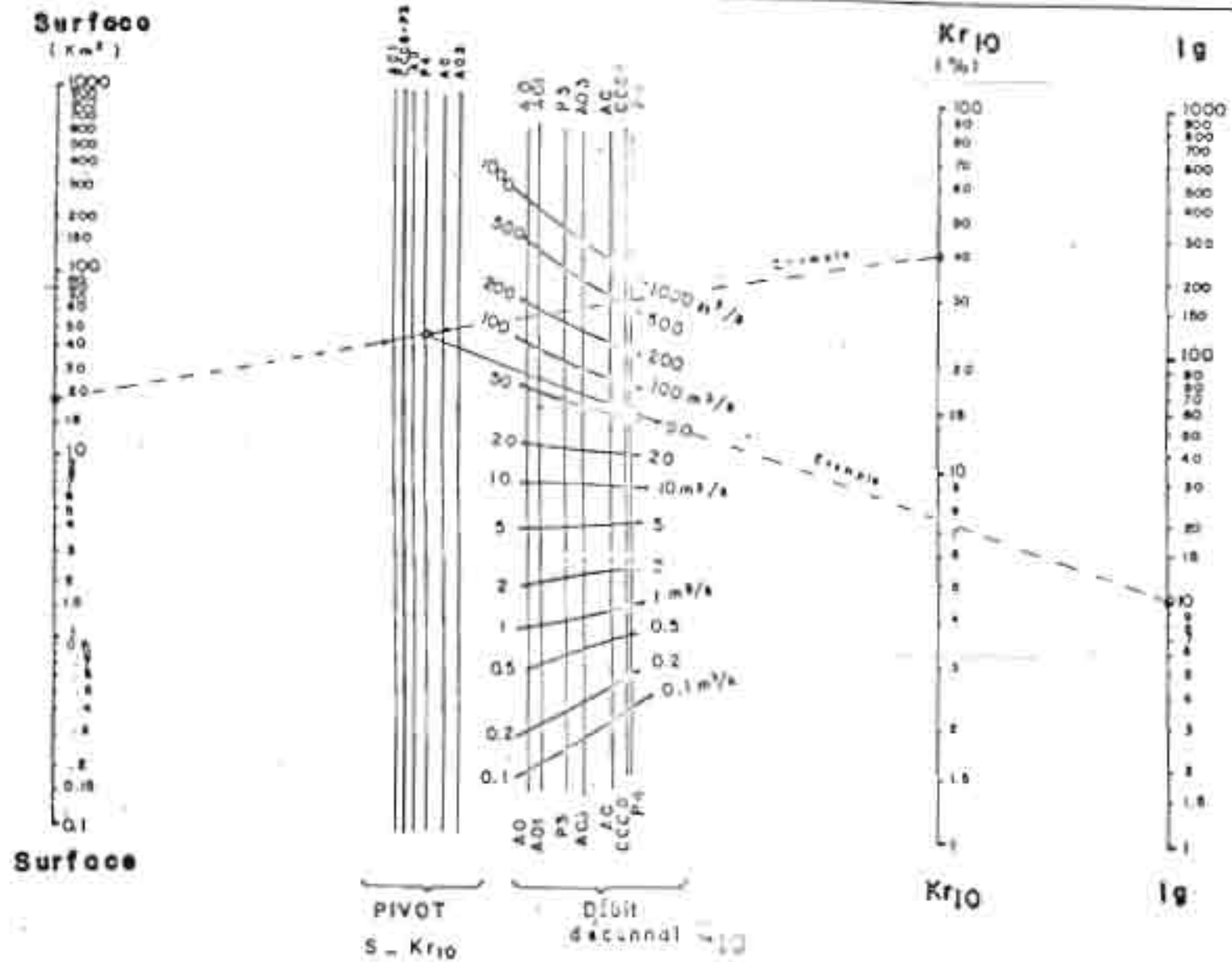
CIEH



ABAUQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL



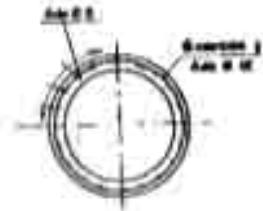
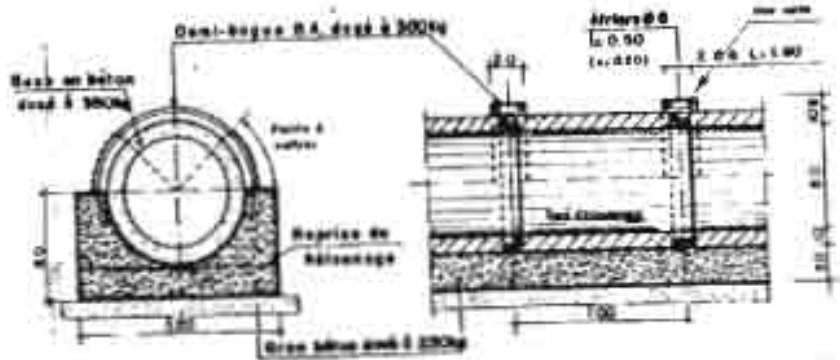
ABAQUE DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL



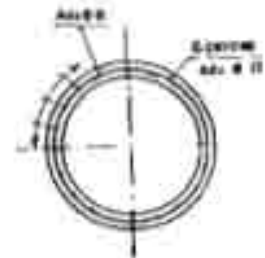
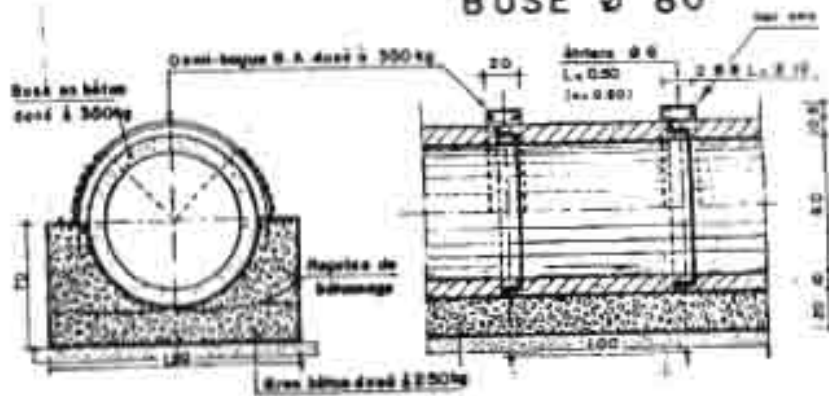
ABaque DE CALCUL DU DÉBIT DE CRUE DÉCENNALE

ANNEXE 3-6
EXTRAIT DE PLANS DE FERRAILLAGE DE BUSE ET DALOT

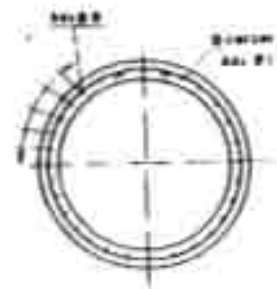
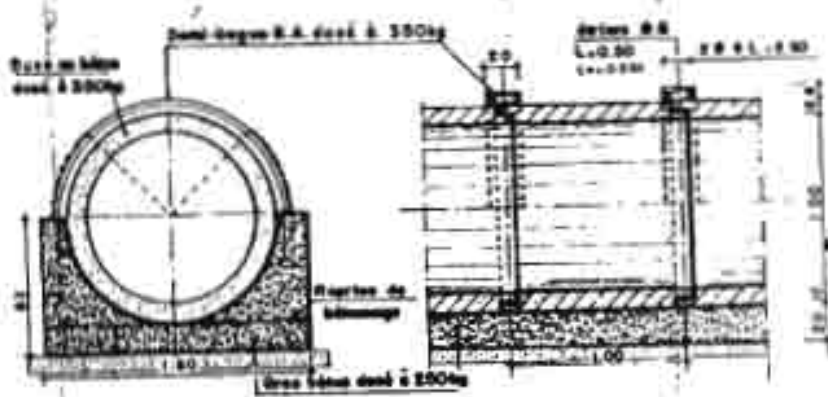
BUSE Ø 60 Ech: 1/20



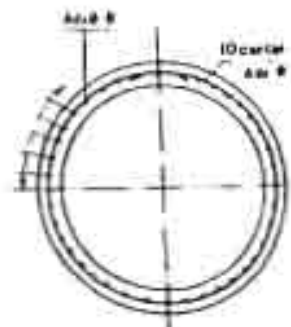
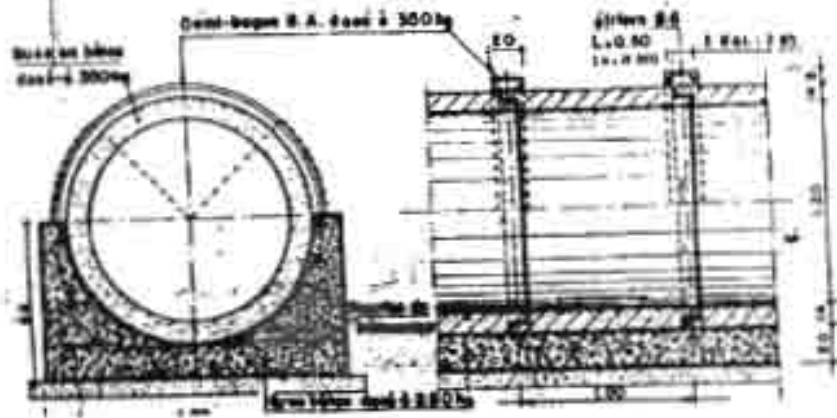
BUSE Ø 80



BUSE Ø 100

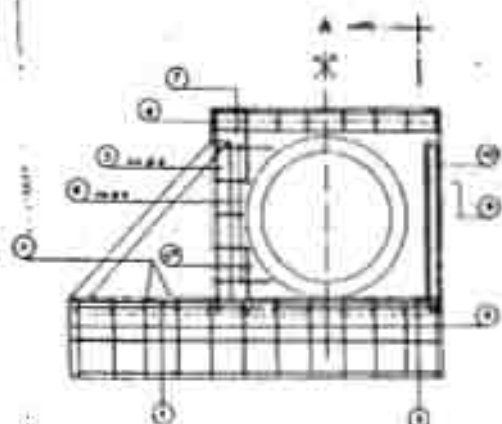


BUSE Ø 120

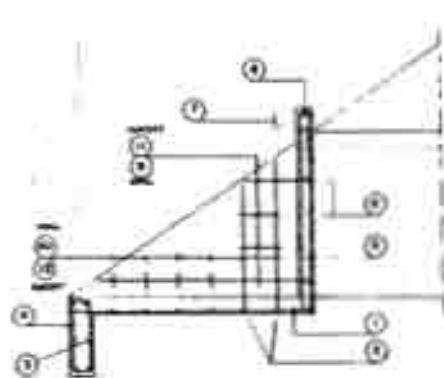


FERRAILLAGE

ELEVATION

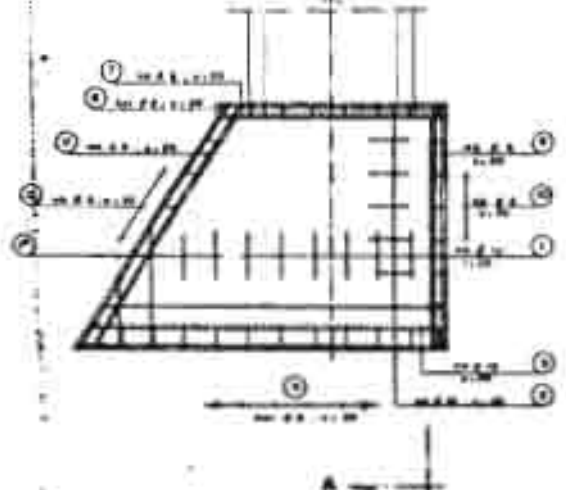


COUPE A



PLAN

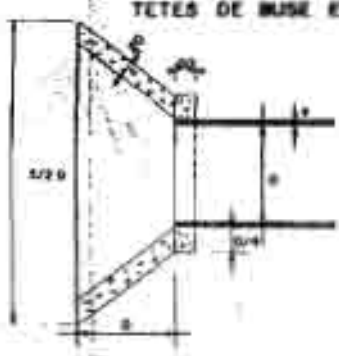
1/2 VUE AMONT 1/2 VUE AVAL



Quantité pour 1 m de long AMONT

N°	Esp.	Long.	Diam.	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	N°	STOCK		
																		kg	m	
1	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
7	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
9	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10	10	100	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

TETES DE BUSE EN BETON NON ARME
(suivant les normes)



(ferroin non affouibé)

VOLUME BETON D'UNE TETE (m³)	
Hauteur (mm)	Volume
80	0.304
90	0.414
100	1.292
120	1.812

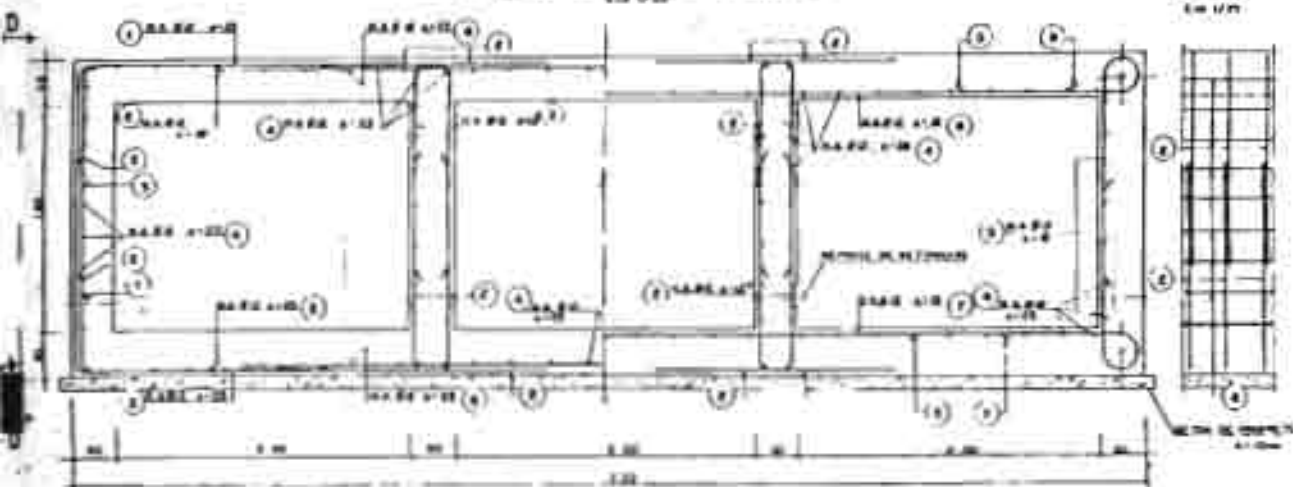
BUSE Ø 60

N°	Longueur (m)		Poids (kg)	Ratio (kg)	
	Long.	Largeur		Long.	Largeur
1	100	100	100	100	100
2	100	100	100	100	100
3	100	100	100	100	100
4	100	100	100	100	100
5	100	100	100	100	100
6	100	100	100	100	100
7	100	100	100	100	100
8	100	100	100	100	100
9	100	100	100	100	100
10	100	100	100	100	100
POIDS TOTAL (kg)			1000	1000	1000

DALOT TRIPLE 200x1.50

en U28

D-D
en U28



NOMENCLATURE POUR 1ml.

N°	DESIGNATION	DALOT TRIPLE 200x1.50				DALOT DOUBLE 200x1.50				DALOT DOUBLE 200x1.50				DALOT TRIPLE 200x1.50			
		Q.TE	LONG.	PROFOND.	BOIS.	Q.TE	LONG.	PROFOND.	BOIS.	Q.TE	LONG.	PROFOND.	BOIS.	Q.TE	LONG.	PROFOND.	BOIS.
1	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
2	Pare A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
3	Monture plateau	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
4	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
5	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
6	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
7	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
8	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
9	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
10	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
11	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8
12	Base A/R	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8	12	3.00	0.1	8

METRE RECAPITULATIF POUR 1ml.

MAT.	DALOT TRIPLE 200x1.50	DALOT DOUBLE 200x1.50	DALOT DOUBLE 200x1.50	DALOT TRIPLE 200x1.50
OFFRE DE BOIS	4.00	4.00	4.00	4.00
OFFRE DE BOIS	10.00	10.00	10.00	10.00
METRE 0.50	4.10	4.10	4.10	4.10
METRE 0.50	4.10	4.10	4.10	4.10
METRE 0.50	4.10	4.10	4.10	4.10

CONTRAGE DES ACIERS Fa 204

Quantité	Longueur (mètres)									
	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22
50	500	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
100	1000	1200	1600	2000	2400	2800	3200	3600	4000	4400
200	2000	2400	3200	4000	4800	5600	6400	7200	8000	8800

CONTRAGE DES ACIERS Fa 204

Quantité : 5.00 m

QUALITES DES MATERIAUX

N°	Ciment		
	500	400	300
1	500	400	300
2	500	400	300
3	500	400	300

Quantité : 5.00 m

MANUEL D'EXECUTION DE PETITS OUVRAGES ROUTIERS EN AFRIQUE

DALOTS MULTIPLES SOUS CHARGES EN BÉTON ARMÉ

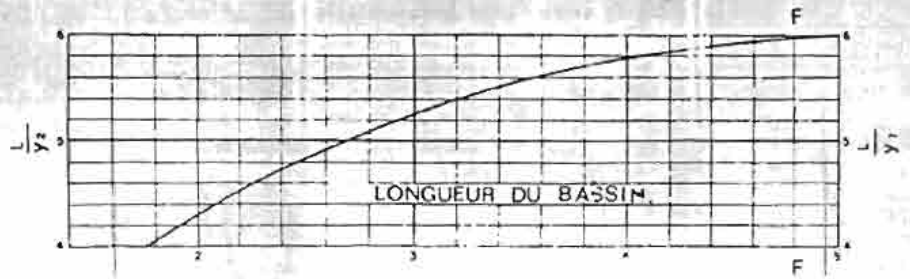
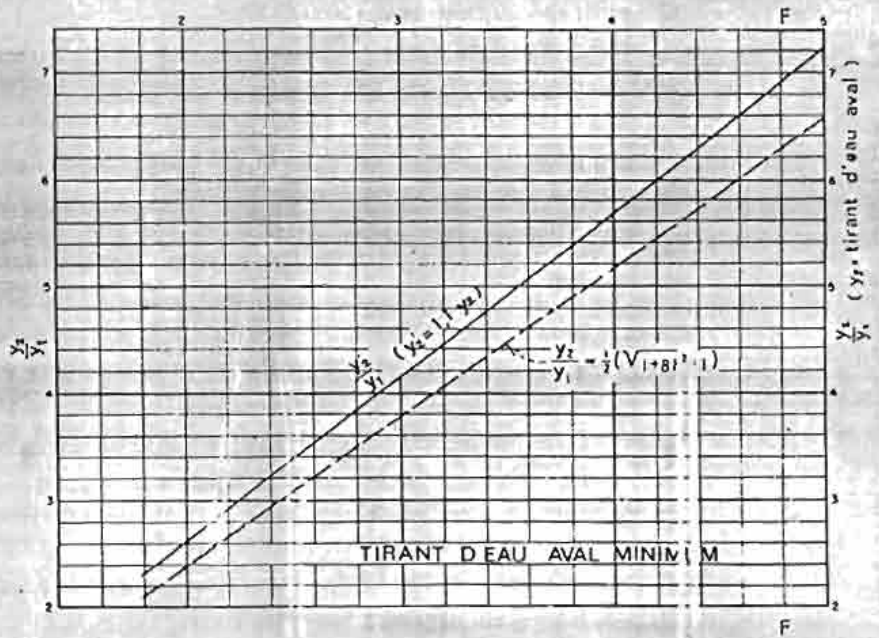
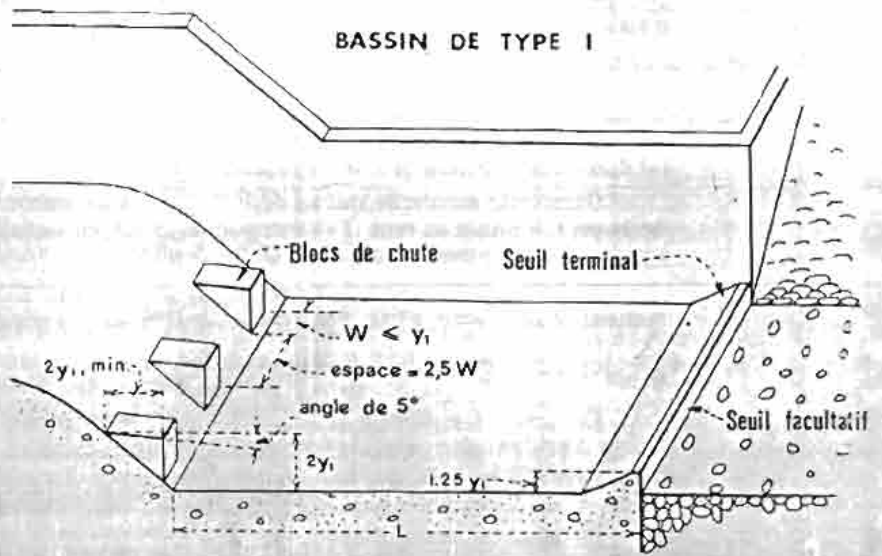
2x200x1.50 - 2x200x2.00

3x200x1.50 - 3x200x2.00

ACSON

planche - 10

ANNEXES 3-8 ; 3-9 ; 3-10 ; 3-11
ABAQUES POUR BASSIN DE DISSIPATION TYPE I, TYPE II,
TYPE III



Annexe 3-8

- Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE compris entre 2,5 et 4,5 (extrait de "design of small dams")

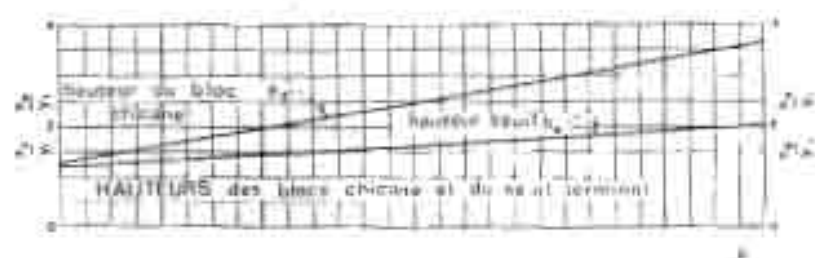
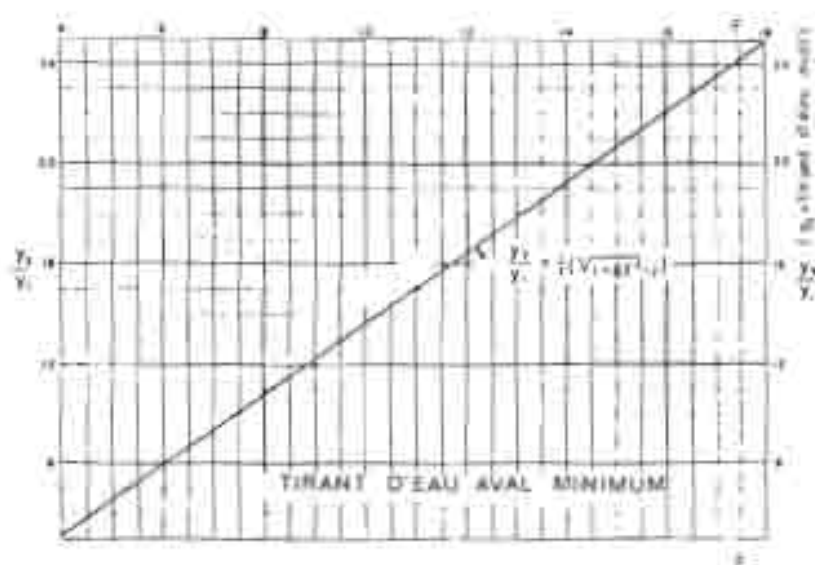
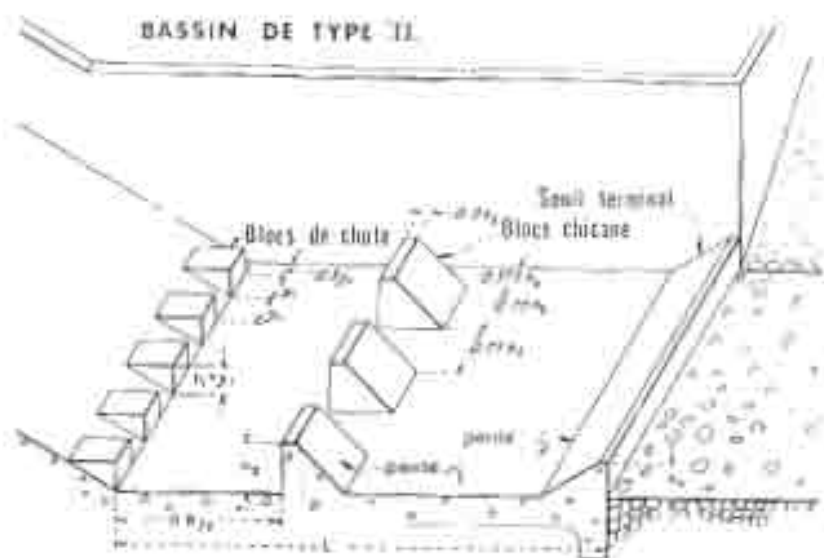
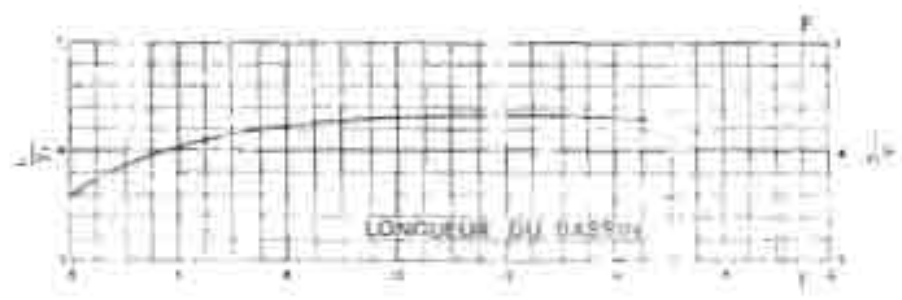
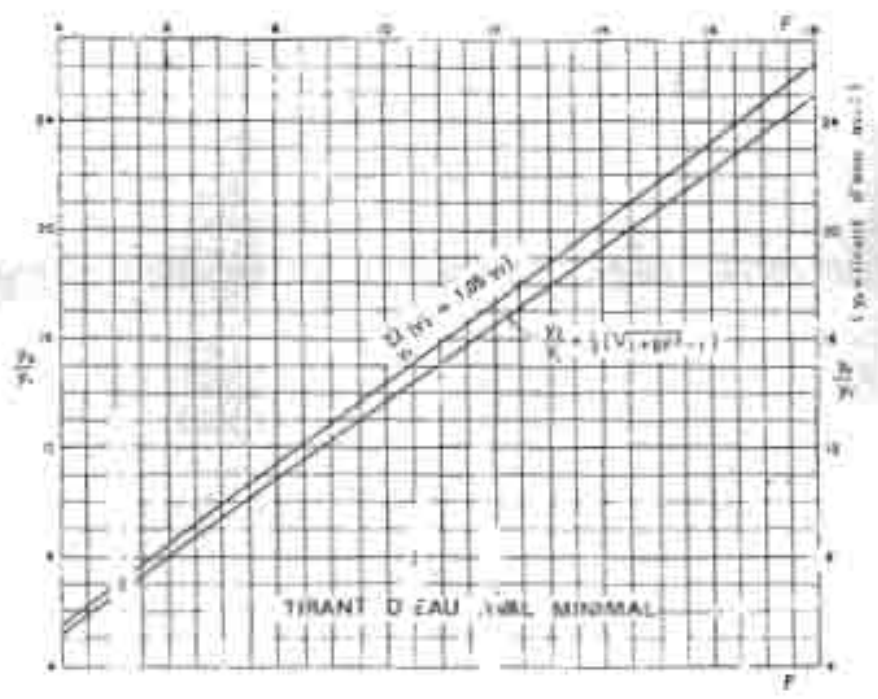
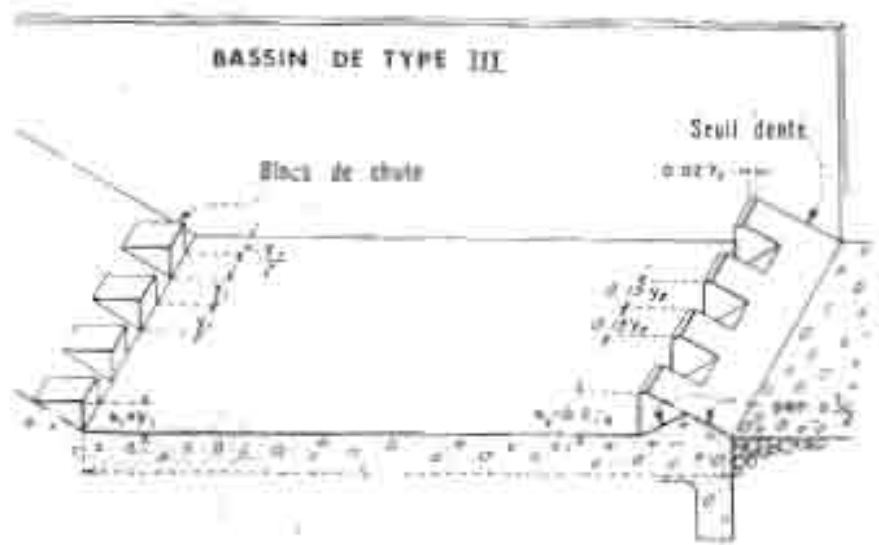
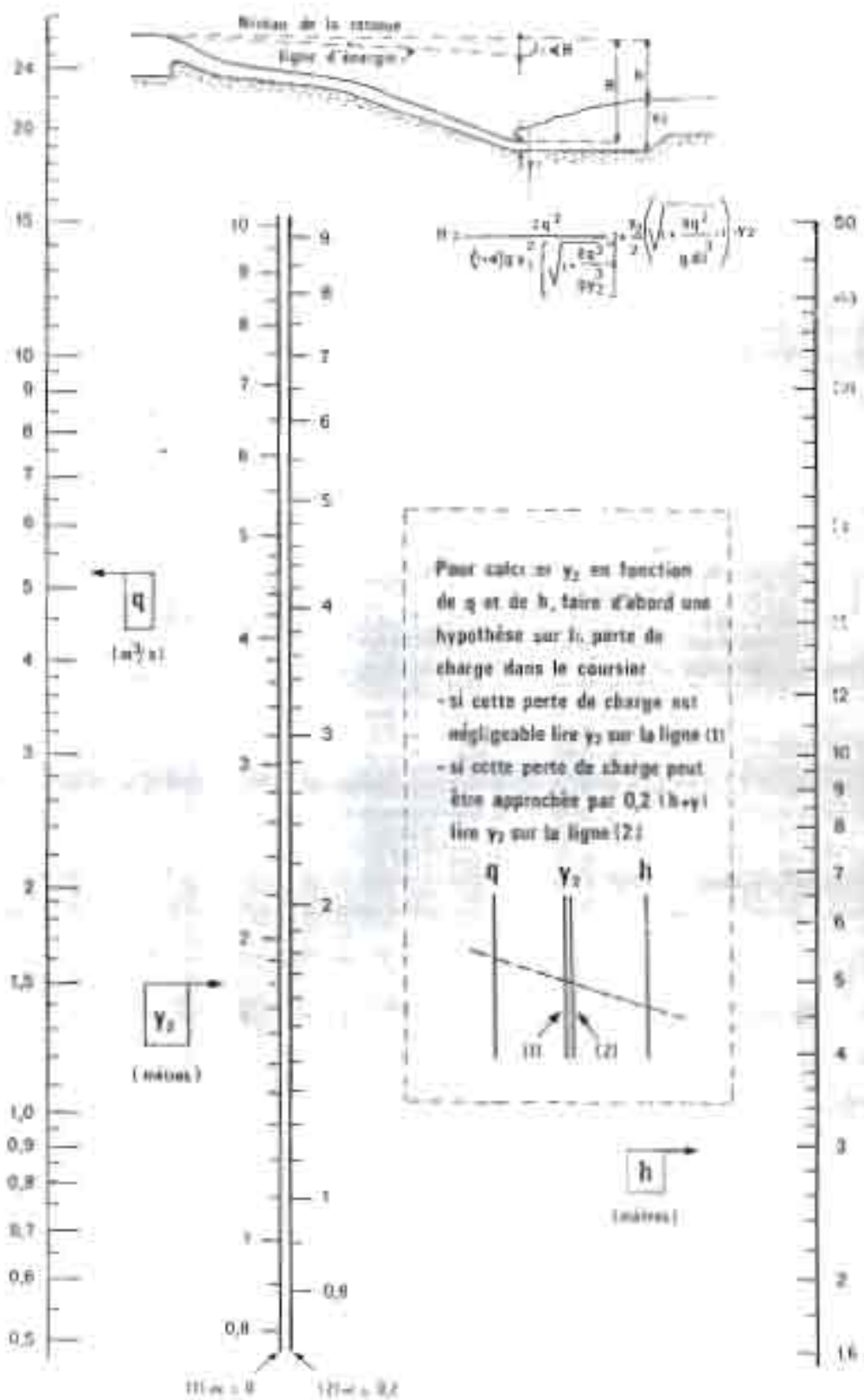


Figure 01 57 — Dimensionnement des caractéristiques du bassin de décantation pour un nombre de CHOCIDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin comprise à 15 m/s (vitesse de "départ" de 0,10 m/s).



Annexe 3-10

Détermination des caractéristiques du bassin de chute à partir des données
 0.1000 (1) supérieure à 4.5 et une classe de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 12 m/s
 (extraits de "design et plans de")

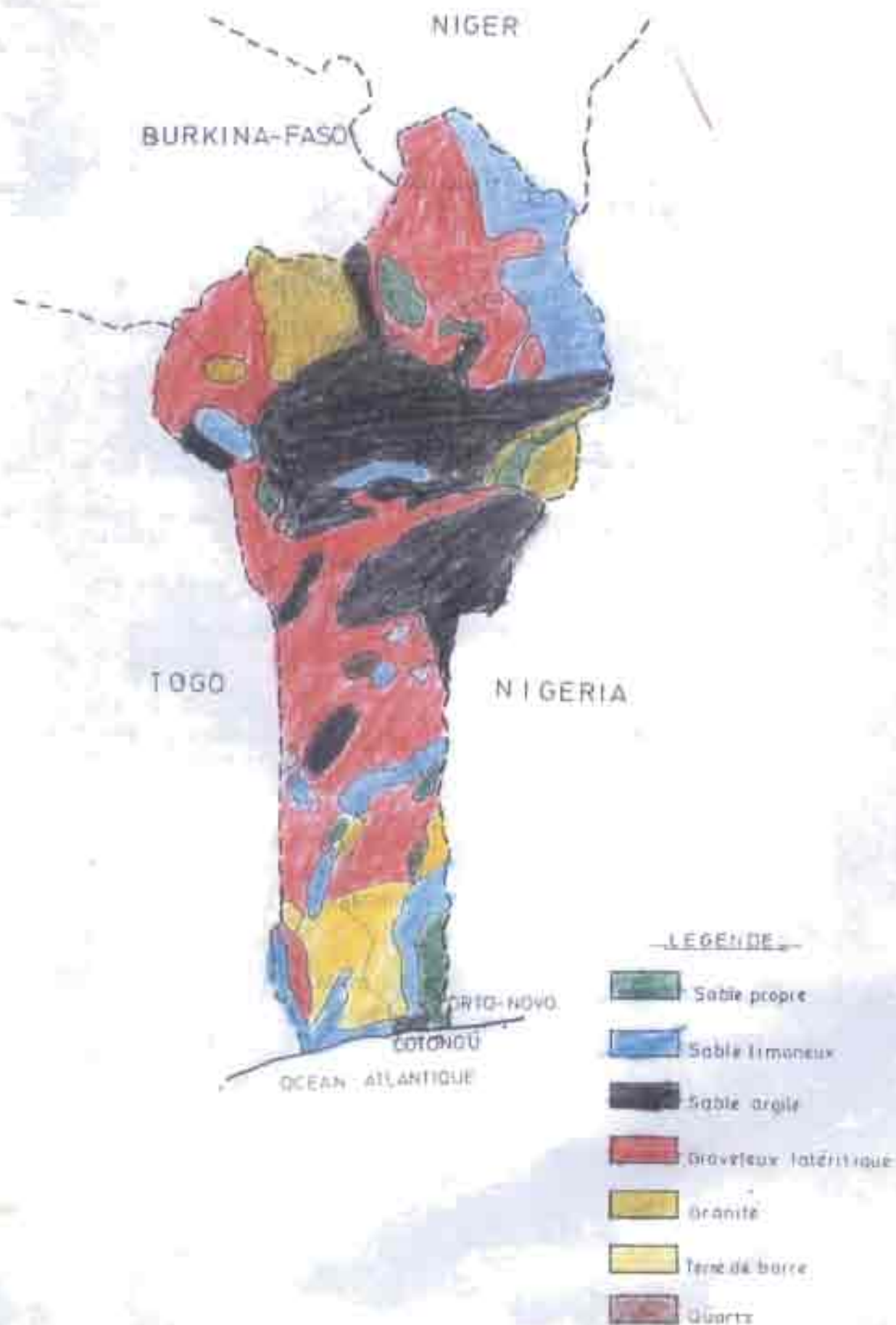


Annexe 3-II Abrupt pour le calcul de la profondeur de l'eau à l'aval de la rampe

ANNEXE 4

ANNEXE 4-1
CARTE GEOTECHNIQUE DU BENIN

CARTE GEOTECHNIQUE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION



ANNEXE 4-2

VALEUR DU COEFFICIENT n DE L'EQUATION DE MANNING

Valeurs du coefficient n de l'équation de Manning

Nature des surfaces	Etat des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,010	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013 (*)	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,010	0,012 (*)	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013 (*)	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014 (*)	0,016	0,018
Moellons bruts assemblés au ciment	0,017	0,020	0,025	0,030
Pierres sèches	0,025	0,030	0,033	0,035
Moellons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire, lisses	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques en tôle plissée à section demi-circulaire	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux et fossés en terre, droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225 (*)	0,025
Canaux et fossés avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033 (*)	0,035
Canaux et fossés avec pierres, rugueuses et irréguliers	0,035	0,040	0,045	—
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025 (*)	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275 (*)	0,030	0,033
Canaux avec lits de pierres rugueuses avec herbes sur les rives de terre	0,025	0,030	0,035 (*)	0,040
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030 (*)	0,033 (*)	0,035
Cours d'eau naturelle				
1. Propres, rives en ligne droite, eau au niveau le plus haut, sans gué ou fosse profonde	0,025	0,0275	0,030	0,033
2. Le même que (1), avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3. Avec méandres, quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4. Le même que (3), eau à l'étiage, pente et sections plus faible	0,040	0,045	0,050	0,055
5. Le même que (3), avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6. Le même que (4), avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7. Zones où l'eau coule lentement, avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8. Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

(*) Valeurs généralement utilisées dans les projets (d'après R.E. HORTON, 1916).

ANNEXE 4-3

DETAIL DU CALCUL QUANTITATIF DE LA DIGUE -PISTE A DALOT CONÇUE

4-3-1 Matériaux pour évacuateur de crue

- Dalle et murs de tête

Béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour dalle et murs de tête :

$$10 \cdot 67 \cdot 0.25 + 0.25 \cdot 0.3 \cdot 67 \cdot 2 = \underline{177.55 \text{ m}^3}$$

- Piédroits et murs en retour

Béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour piédroits et murs en retour :

$$35 \cdot 0.3 \cdot 1.4 \cdot 10 + 1 \cdot 2 \cdot 0.3 \cdot 2 = \underline{147.2 \text{ m}^3}$$

- Murs en aile amont

Béton armé dosé à 350 kg/m^3

$$(5.78 \cdot 2/2) \cdot 0.25 \cdot 2 = \underline{2.89 \text{ m}^3}$$

- Radier et parafouilles

Béton armé dosé à 350 kg/m^3

$$\begin{aligned} 15 \cdot 0.25 \cdot 67 + ((67 + 5 \cdot \text{tg}(30^\circ)) \cdot 2) + 67) \cdot 5/2 \cdot 0.25 &= 338.61 \text{ m}^3 \\ 72.78 \cdot 1 \cdot 0.25 + 67 \cdot 1 \cdot 0.25 &= 34.95 \text{ m}^3 \\ \hline &= \underline{373.56 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

- Béton de propreté dosé à 150 kg/m^3

$$14.75 \cdot 67 \cdot 0.10 + [(67 + 4.75 \cdot \text{tg}(30^\circ)) \cdot 2 + 67] \cdot 4.75/2 \cdot 0.10 = \underline{131.96 \text{ m}^3}$$

- Parement et parafouille du pied amont de l'évacuateur

Béton ordinaire dosé à 300 kg/m^3

$$149.29/\sin(21.80^\circ) \cdot 0.25 + 1 \cdot 0.25 \cdot 72.78 = \underline{118.77 \text{ m}^3}$$

- Parement, parafouilles aval et bassin de dissipation

Béton armé dosé à 350 kg/m^3

$$\begin{aligned} 67 \cdot 11.45 \cdot 0.25 + 1 \cdot 67 \cdot 0.25 \cdot 2 + 2.3 \cdot 67 \cdot 0.25 &= 263.81 \text{ m}^3 \\ 5.30 \cdot 67 \cdot 0.25 + 6.5 \cdot 67 \cdot 0.25 + 4.48 \cdot 67 \cdot 0.25 &= 274.20 \text{ m}^3 \\ \hline &= \underline{538.01 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

- Tuyau PVC50 pour les barbacanes des parements amont et aval

Les barbacanes sont placées dans le béton à raison d'un point pour 2 m^2 , en considérant la surface verticale. Leur longueur développée est de :

$$1959.75 * \sin(21.80^\circ) / 2 * 0.25 / \sin(21.8) = \underline{245 \text{ ml}}$$

- Garde corps métallique :

$$67 * 2 = \underline{134 \text{ ml}}$$

- Gargouille en PVC 100 dans la dalle pour évacuation des eaux pluviales

$$67 * 2 / 4 * 0.30 = \underline{10.2 \text{ ml}}$$

- Béton ordinaire dosé à 300 kg/m^3 pour ancrage

La profondeur de l'ancrage en béton est de 1 m sur une longueur de 186.63 avec une épaisseur de 0.80 m:

$$0.80 * 1 * 186.63 = \underline{149.31 \text{ m}^3}$$

- Béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour balises de délimitation

Des balises de délimitation de $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$ de section et de 1.5 m de hauteur seront disposées sur le remblai, à raison de une, tous les 6 m, soit au total 40 balises.

$$0.2 * 0.2 * 1.5 * 40 = \underline{2.4 \text{ m}^3}$$

- Béton armé dosé à 350 kg/m^3 pour les blocs chicanes du bassin et les murets latéraux

Au total 166 blocs de chute de dimension $0.5 \times 0.2 \times 0.2$ seront disposés à l'entrée du bassin de dissipation, soit un volume de béton de 1.66 m^3 . Concernant les blocs chicanes au centre du bassin on pourra dénombrer 111 unités de face trapézoïdale de section $(0.4 + 0.08 + 0.08) * 0.4 / 2 = 0.112 \text{ m}^2$ et de profondeur 0.3 m, soit un volume total de $0.112 * 0.3 * 111 = 3.73 \text{ m}^3$.

On aura donc un volume total de béton de $1.66 + 3.73 = 5.39 \text{ m}^3$ pour les blocs de chute et blocs chicanes.

Pour les murets latéraux sur le parement aval et sur le bassin de dissipation, le volume de béton est égal à :

$$0.3*(3.18+1.18)*5+0.3*(1.18*1.94)*2+(1.18+3)*4.54*0.3+0.3*3*6.5*2+(3+1)*4.29*0.3 = 30.45 \text{ m}^3$$

le volume total de béton armé à 350 kg/m³ est 30.45+5.39 = 35.84 m³

4-3-2 Matériaux pour Digue

4-3-2-1 Matériau pour amorce d'ancrage

L'amorce d'ancrage en remblai a une hauteur variable de 1.8 à 4.25 m, soit une hauteur moyenne de 3 m et une forme trapézoïdale de 3.5 m de largeur au plafond avec des talus latéraux de fruits de 3V/1H. La longueur totale de la digue est de 186.63 m.

$$V_a = (3.5+0.67*2+3.5)*3/2* 186.63$$

$$\boxed{V_a = 2334.74 \text{ m}^3}$$

4-3-2-2 Matériaux pour crête et protection talus

- Graveleux latéritique pour couronnement

La couche de roulement est en tout venant latéritique de 0.20 m d'épaisseur. En déduisant les murets de crête et les murs de tête du déversoir, la quantité à mettre en œuvre serait :

$$V_c = 9.4*67*0.20 + 9*(186.63-67)*0.2$$

$$\boxed{V_c = 341.29 \text{ m}^3}$$

- Graveleux latéritique pour talus aval

La surface aval recouverte de latérite, projetée sur le plan vertical, est obtenue par le logiciel Autocad à partir de la fig. n°4-7. La surface inclinée réellement recouverte est obtenue en prenant en compte la pente, qui est de 1/2.5, soit un angle de 21.80°. L'épaisseur de la couche de protection du talus aval est de 0.2 m.

Le volume de latérite est donné par :

$$V_{av} = 105.1/\sin(21.80)*0.2$$

$$\boxed{V_{av} = 56.60 \text{ m}^3}$$

- Matériau pour couche de pose sur talus amont

Le matériau pour couche de pose des moellons sur le talus amont pourrait être du graveleux latéritique sélectionné. Son volume est donné par :

$$V_{am} = 73.27/\sin(21.80)*0.2$$

$$\boxed{V_{am} = 39.46 \text{ m}^3}$$

- Moellons pour talus amont

Les moellons pour la protection du talus amont auront une épaisseur moyenne de 0.25 m. Le volume à mettre en œuvre est de :

$$V_m = 97.99/\sin(21.80)*0.25$$

$$\boxed{V_m = 49.33 \text{ m}^3}$$

- Le volume de moellons pour butée de pied amont et fossé de pied aval est donné par :

$$V_{bf} = 1.5*0.5*(186.63 - 72.78) + 0.25*0.705*2*(186.63 - 67)$$

$$\boxed{V_{bf} = 127.56 \text{ m}^3}$$

- Maçonnerie de moellons pour murets de crête

La surface latérale du muret donne pour un seul côté 59.82 m². Le volume de maçonnerie de moellons est de :

$$V_{pe} = 59.82*0.5*2$$

$$\boxed{V_{pe} = 59.82 \text{ m}^3}$$

- Matériau pour filtre horizontal

Le matériau pour filtre horizontal pourra être du sable propre de rivière. Le filtre horizontal aura une longueur variable avec un maximum de 10 m. En prenant une moyenne de 5 m, on pourra calculer le volume de matériau filtrant ainsi qu'il suit :

$$V_s = 5*0.5*(186.63 - 67)$$

$$\boxed{V_s = 299 \text{ m}^3}$$

- Matériau filtrant sous parement aval et amont de l'évacuateur.

Ce matériau pourra également être du sable propre de rivière. A l'amont la surface projetée sur le plan vertical et mesurée avec Autocad est de 149.29 m². Le sable de 0.15 m d'épaisseur aura un volume de :

$$V_{se1} = 149.29/\sin(21.8) \cdot 0.15 = 60.30 \text{ m}^3$$

Au niveau du parement aval le volume de sable est de :

$$V_{se2} = 67 \cdot (11.45 + 5.30 + 6.5) \cdot 0.15 = 233.64 \text{ m}^3$$

Le volume total de sable sous parements aval et amont est :

$$V_{se} = 60.3 + 233.64$$

$$\boxed{V_{se} = 293.94 \text{ m}^3}$$

- Enrochement pour chenal de raccordement

$$V_e = 67 \cdot 1 \cdot 15$$

$$\boxed{V_e = 1005 \text{ m}^3}$$

- Joint bidim aval et amont:

$$S = 67 \cdot (11.45 + 5.30 + 6.5) + 149.29/\sin(21.8)$$

$$\boxed{S = 1959.75 \text{ m}^2}$$

4-3-2-3 Matériau de remblai

N° Profil	Hauteur remblai par profil	Elargissement gauche	Elargissement droit	Grande base	Section	Distance entre sections	Volume brut corps de digue	Volume substitution de décapage
1	0			0	0			
4	1.96	3.775	4.4	18.175	30.1115	52.5	790.4269	95.41875
5	6.12	14.175	14.8	38.975	152.3635	6.5	593.0438	37.1475
6	6.25	14.5	15.125	39.625	157.5781	5	774.8541	39.3
7	5	11.375	12	33.375	110.9375	11	1476.836	80.3
8	3.72	8.175	8.8	26.975	71.2735	5.5	501.0803	33.1925
9	3.7	8.125	8.75	26.875	70.71875	12.77	906.6205	68.76645
11	3	6.375	7	23.375	52.5625	10	616.4063	50.25
12	4.1	9.125	9.75	28.875	82.19375	22.98	1548.349	120.0705
13	2.3	4.625	5.25	19.875	36.85625	6.2	369.055	30.225
15	0				0	54.18	998.4358	107.68275
VOLUME TOTAL	m3						8575.108	662.35345
TOTAL GENERAL	m3						9237.461216	

Tableau n° 4-14 : Volume brut de remblai

Comme nous l'avons dit plus haut, le volume net de remblai sera obtenu après déduction du volume des différentes parties intégrées dans le remblai.

- Volume occupé par le déversoir :

- partie centrale : $1.9 \cdot 10 \cdot 67 = 1274 \text{ m}^3$
- deux abouts sans entonnoirs : $((5 \cdot 1.90 / 2) \cdot 67) \cdot 2 = 636.5 \text{ m}^3$
- entonnoirs : $(5 \cdot 2.25 / 2) \cdot (\text{tg}(30^\circ) \cdot 5 / 2) \cdot 2 = 16.32 \text{ m}^3$
- murs de tête : $0.3 \cdot 0.35 \cdot 67 = 7.04 \text{ m}^3$
- béton de propreté : $14.75 \cdot 67 \cdot 0.1 + [(67 + 4.75 \cdot \text{tg}(30^\circ) \cdot 2) + 67] \cdot 4.75 / 2 \cdot 0.1 = 131.96 \text{ m}^3$

Volume total occupé par le déversoir : $V_d = 2066.5 \text{ m}^3$

- Volume occupé par le béton des parements amont et aval :

$$V_p = 149.29 / \sin(21.8) \cdot 0.25 \cdot 2$$

$$V_p = 201 \text{ m}^3$$

- Volume net de remblai

Le volume net de remblai à mettre en œuvre sera obtenu après déduction du volume occupé par le déversoir, les différentes couches de pose, les différentes couches de protection des talus, du volume de la couche de roulement, du volume du drain horizontal et du volume des murets de crête.

$$V_n = 9237.46 - 2066.5 - 341.29 - 56.6 - 39.46 - 49.33 - 59.82 - 299 - 60.30 \cdot 2 - 131.96 - 201$$

$$V_n = 5871.9 \text{ m}^3$$

- Fouille rocheuse pour ancrage en béton

$$0.8 \cdot 0.5 \cdot 186.63 = 75 \text{ m}^3$$

- Déblai pour parement aval

$$233.64 - 60.30 + 67 \cdot 11.45 \cdot 0.25 - 149.29 / \sin(21.8) \cdot 0.25 = 168.68 \text{ m}^3$$

- Fouille pour bassin de dissipation et pour parafoilles

$$1 \cdot 67 \cdot 0.25 \cdot 3 + 72.78 \cdot 0.25 \cdot 1 \cdot 2 + 2.3 \cdot 67 \cdot 0.25 + (15.8 + 6.5) \cdot 2 \cdot 67 = 3113.37 \text{ m}^3$$

ANNEXES-GRAPHIQUES

ANNEXE – GRAPHIQUE 1
DOCUMENTS GRAPHIQUES RELATIFS A LA CONCEPTION DE
LA DIGUE - PISTE A DALOT

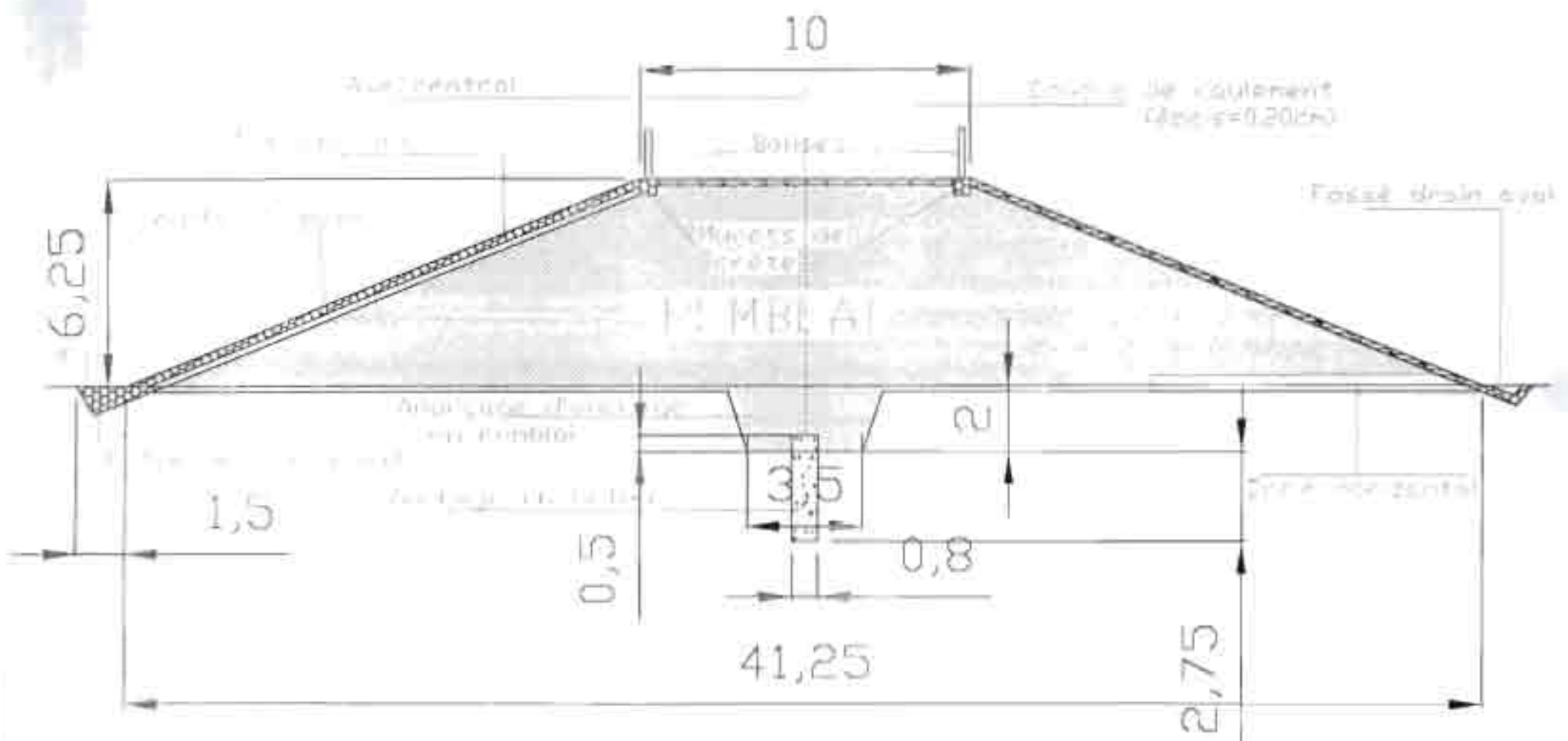


FIG n° 4-8: PROFIL EN TRAVÉE COURANT

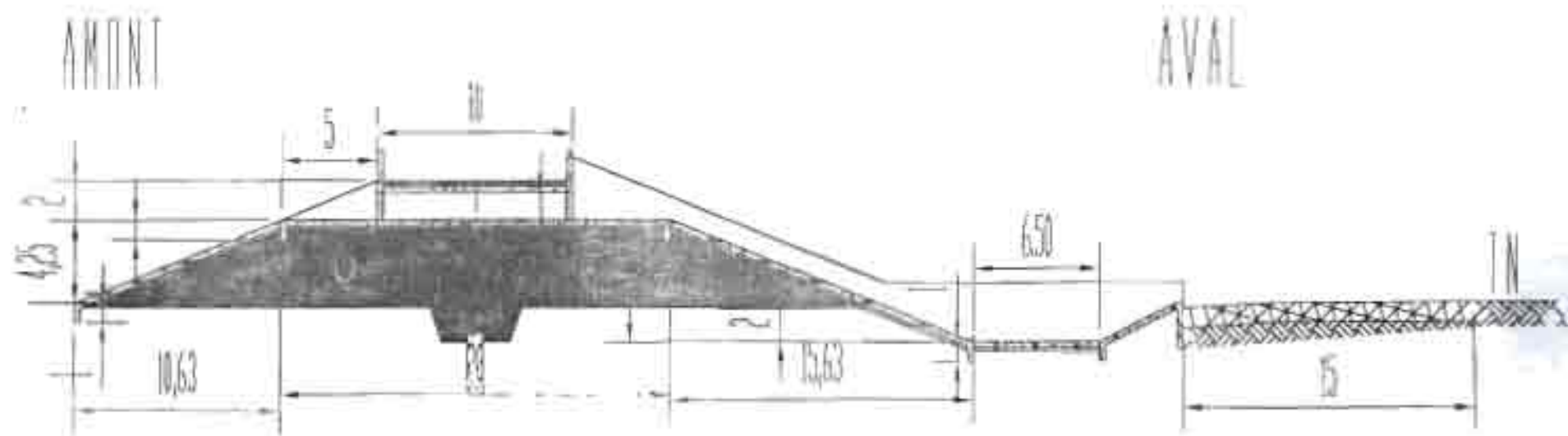


FIG. N° 4-9: PROFIL EN TRAVERS COMPLET DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE

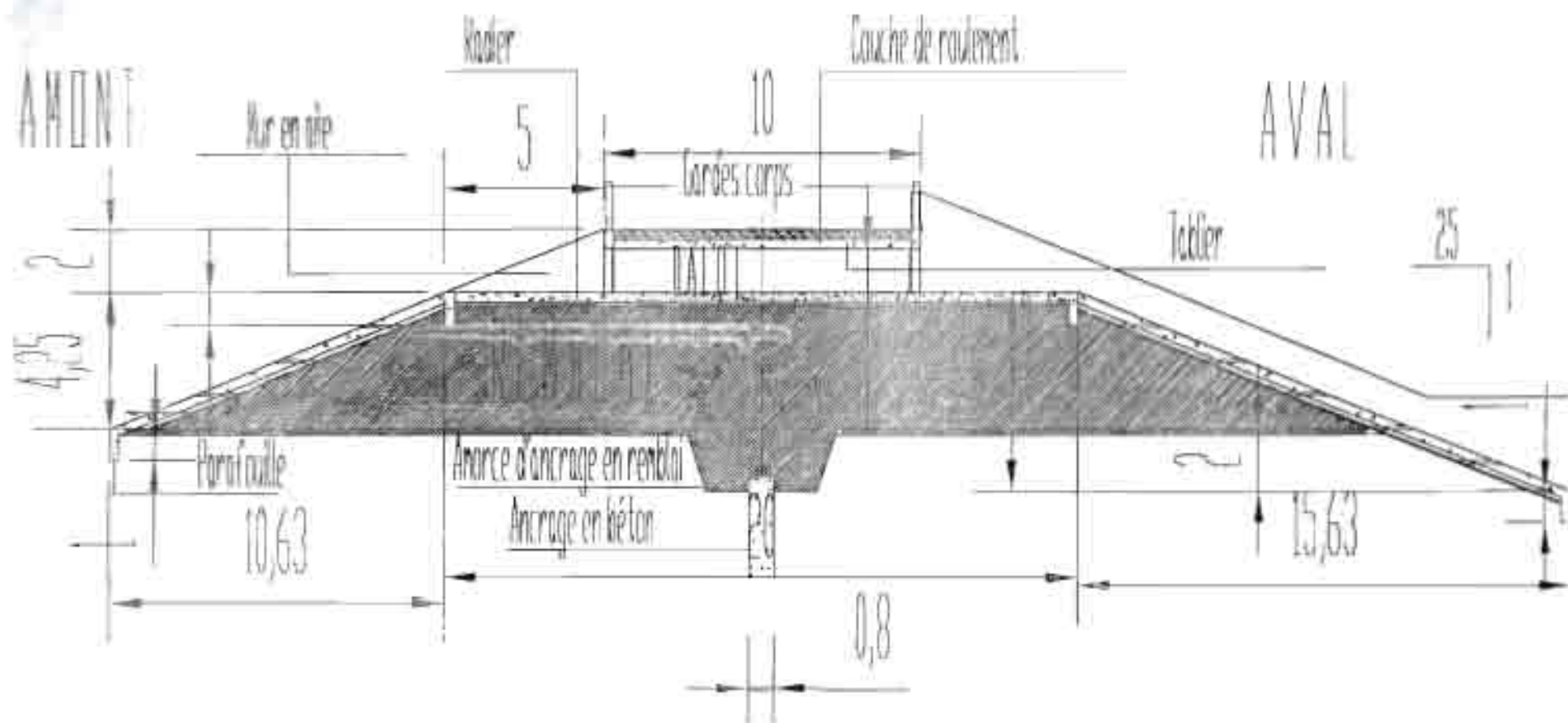


Fig n° 4-10 : CROQUIS TRANSVERSALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE (VUE PARTIELLE 1)

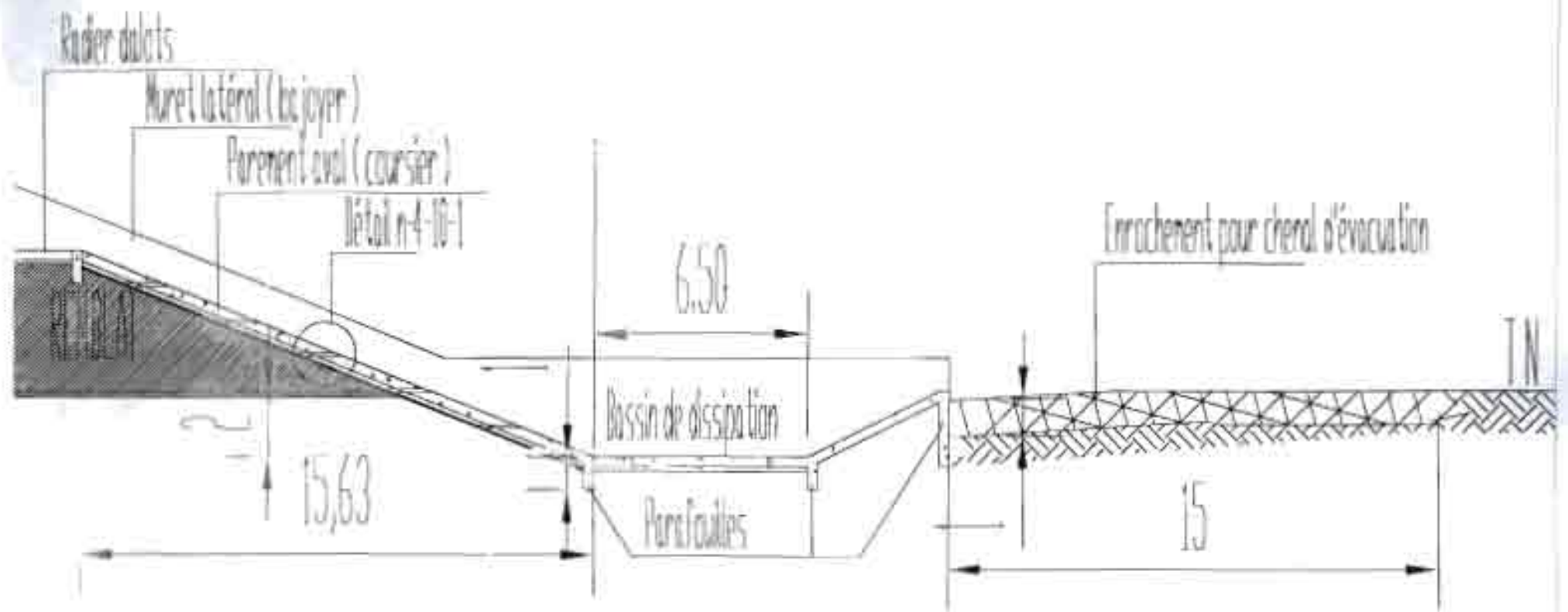


fig n-4-10 bis : COUPE TRANSVERSALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE (VUE PARTIELLE 2)

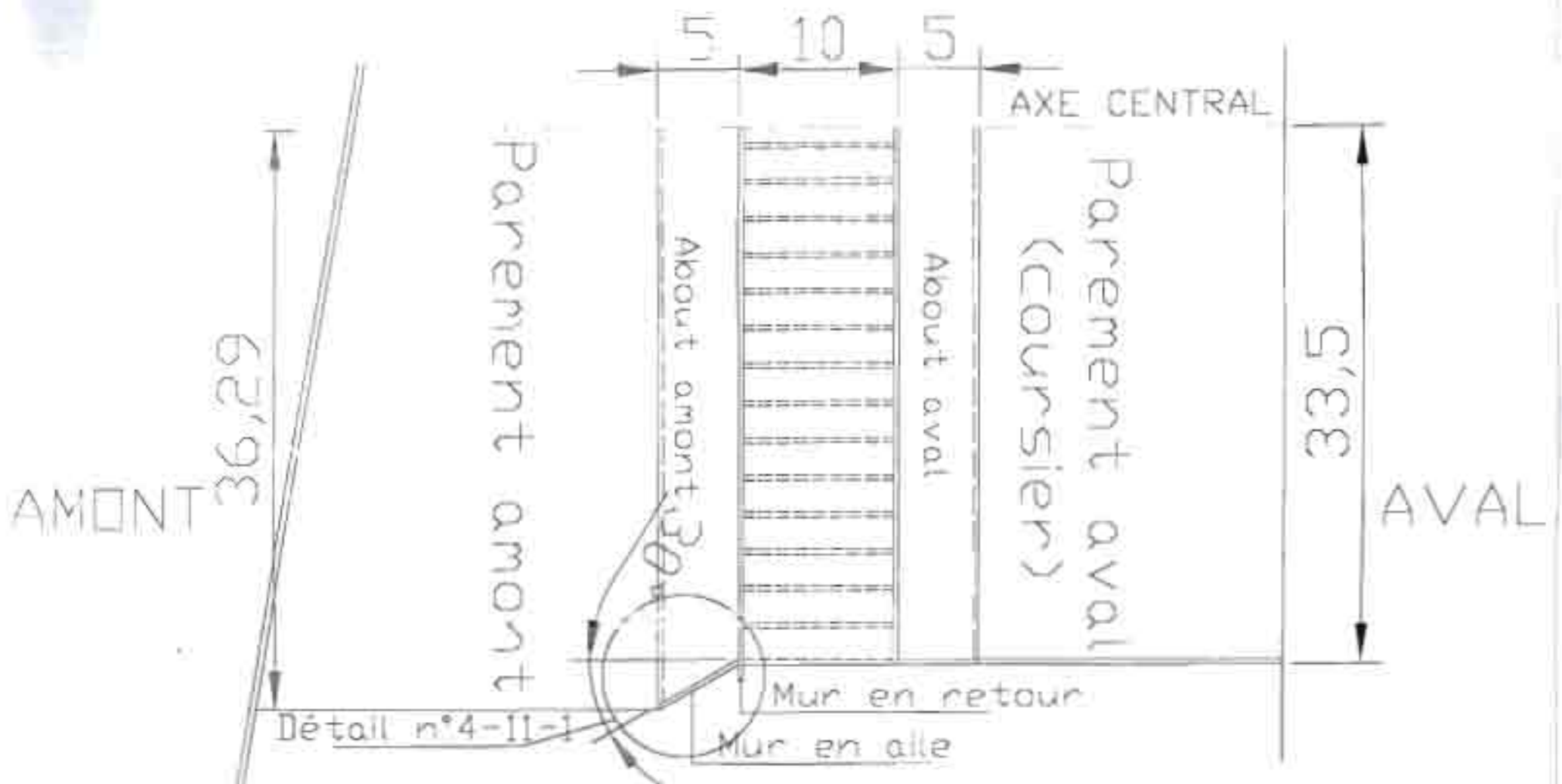
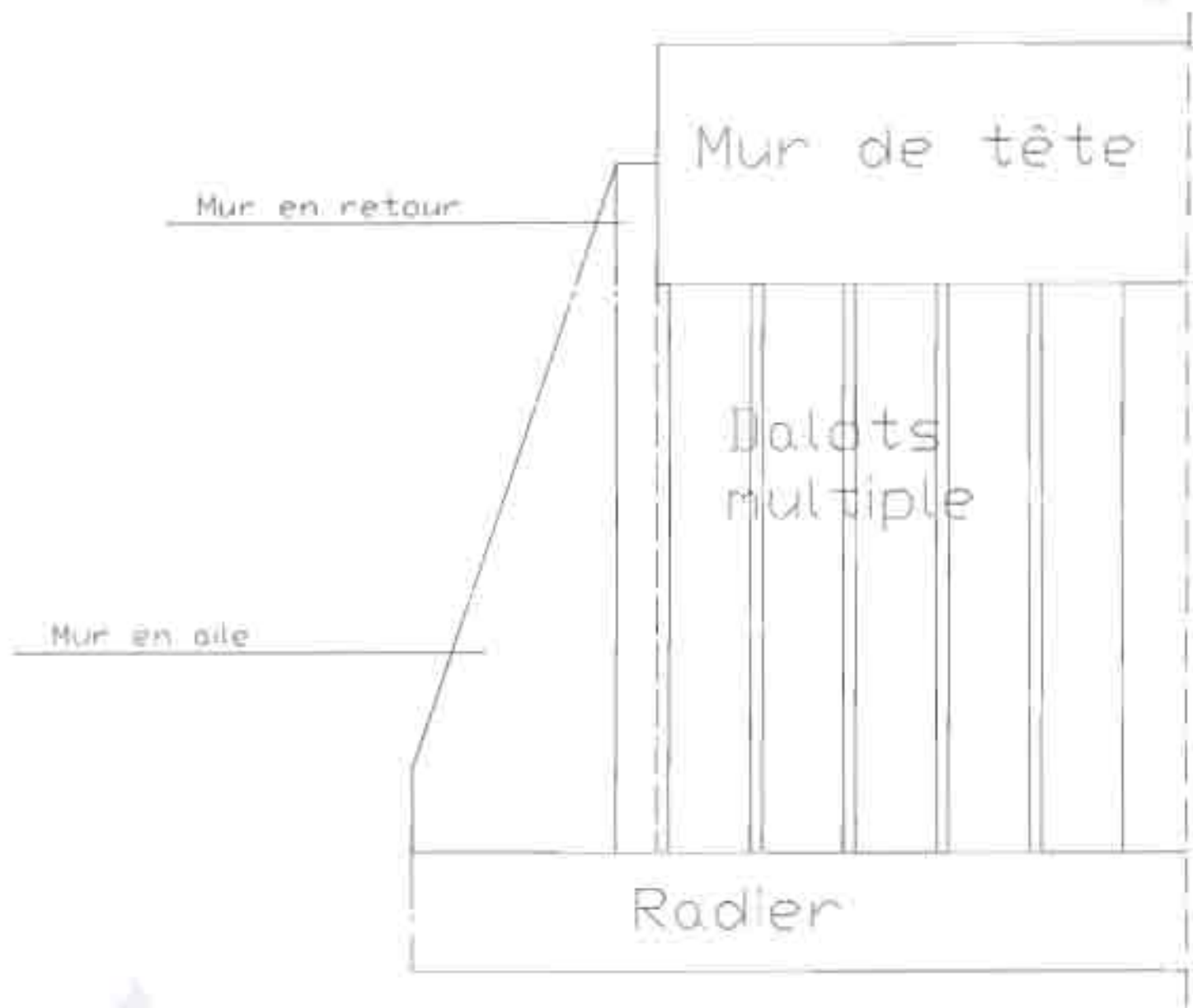
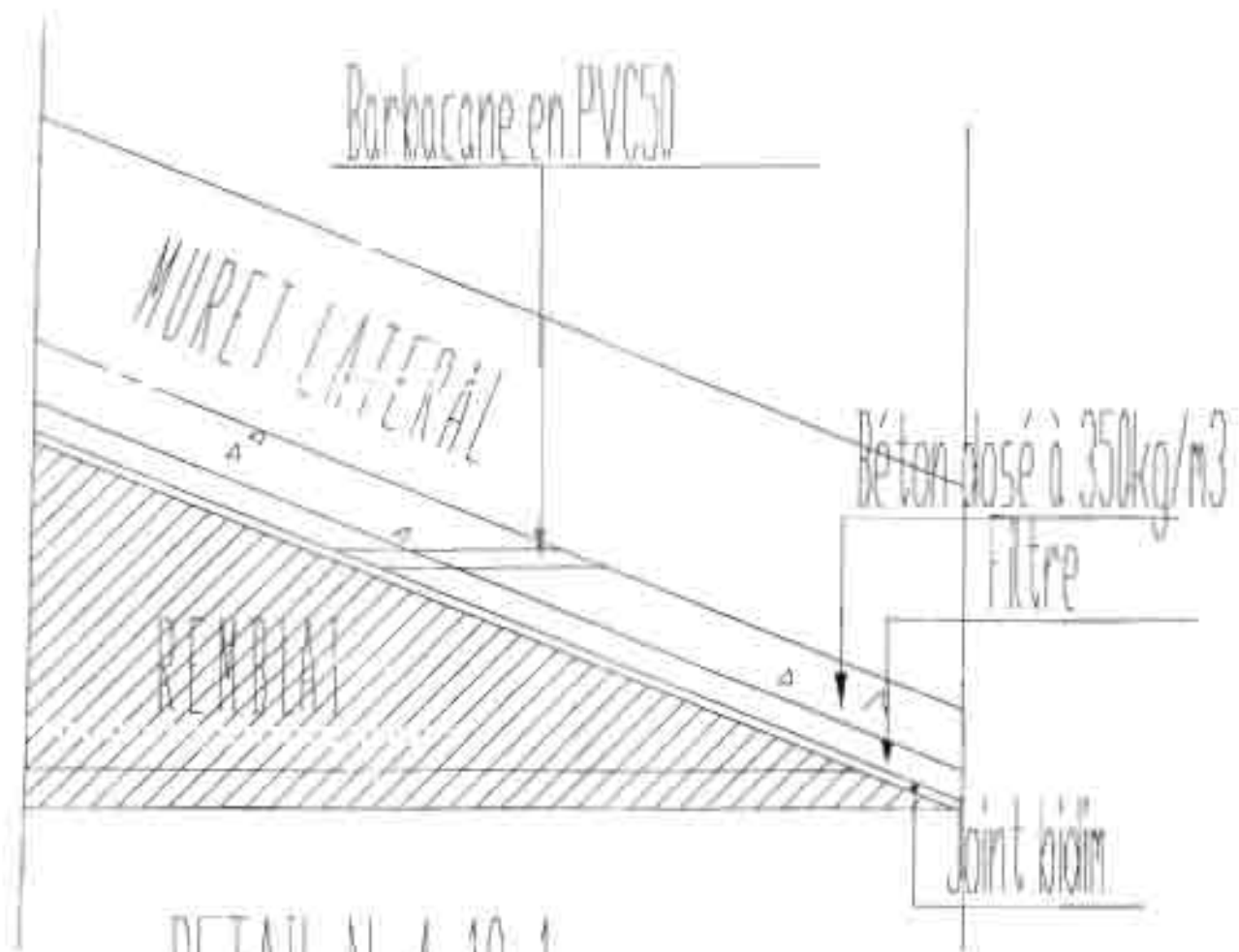


FIG N°4-11: DEMI COUPE VUE DE DESSSSUS



DETAIL N°4-7-1



Barbacane en PVC50

MURET LATÉRAL

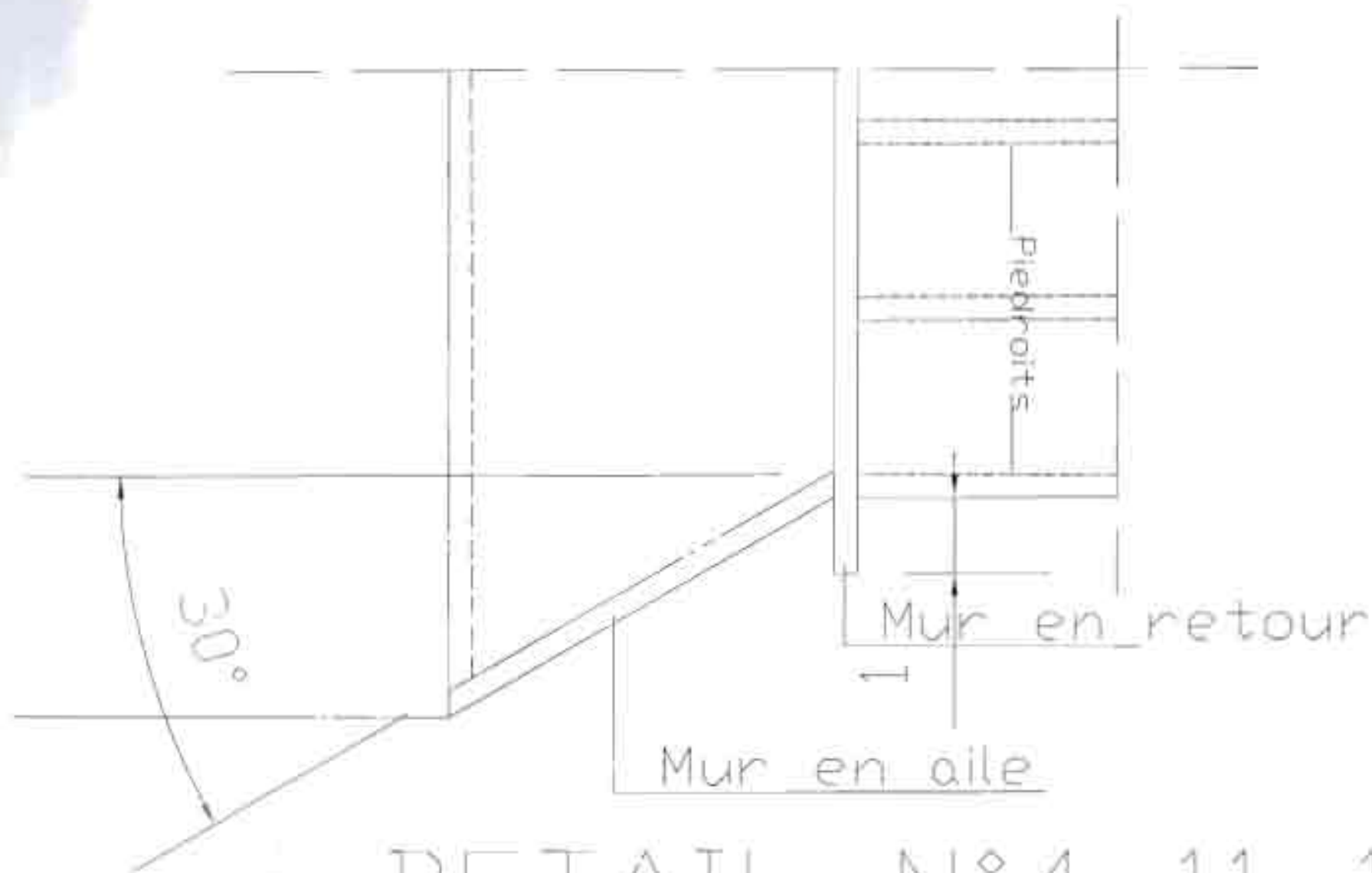
BÉTON

Béton dosé à 350kg/m³

Filtre

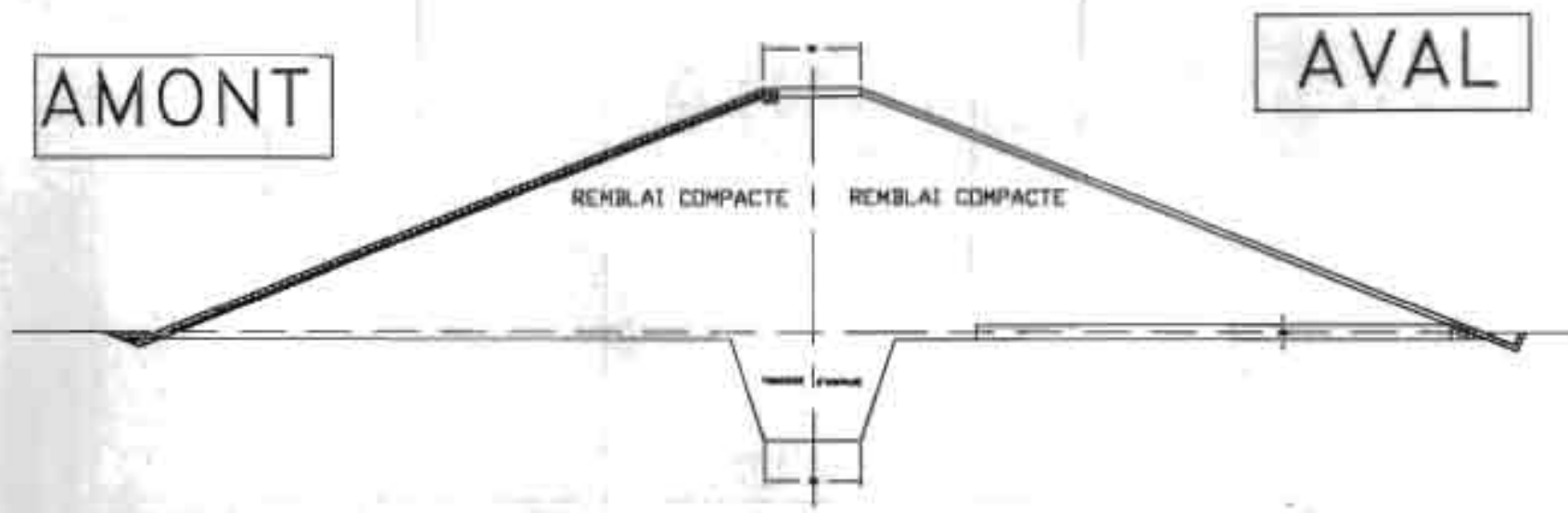
Joint biam

DETAIL N-4-10-1

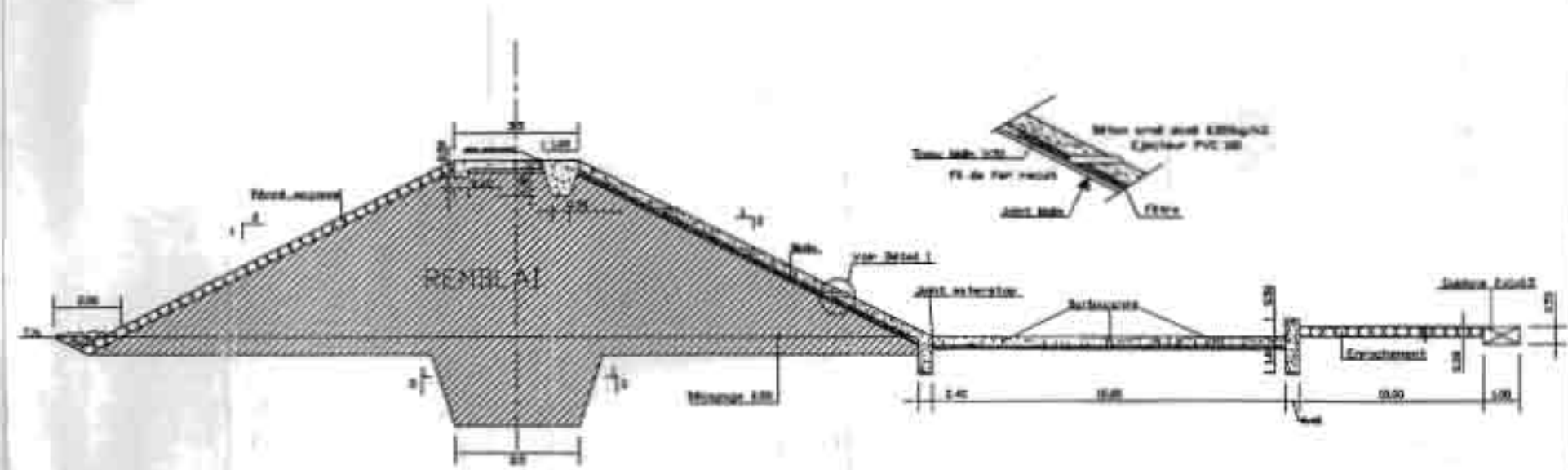


DETAIL N°4-11-1

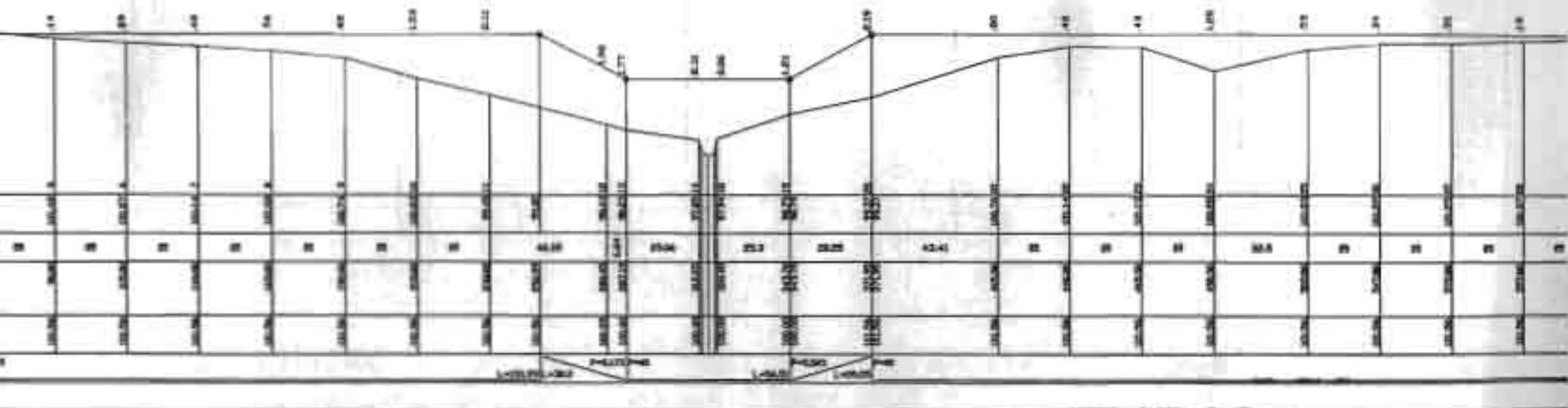
ANNEXE – GRAPHIQUE 2
PLAN TYPE DE DIGUE – PISTE MUNIE D'UN EVACUATEUR
DE CRUE SOUS FORME DE RADIER SUBMERSIBLE



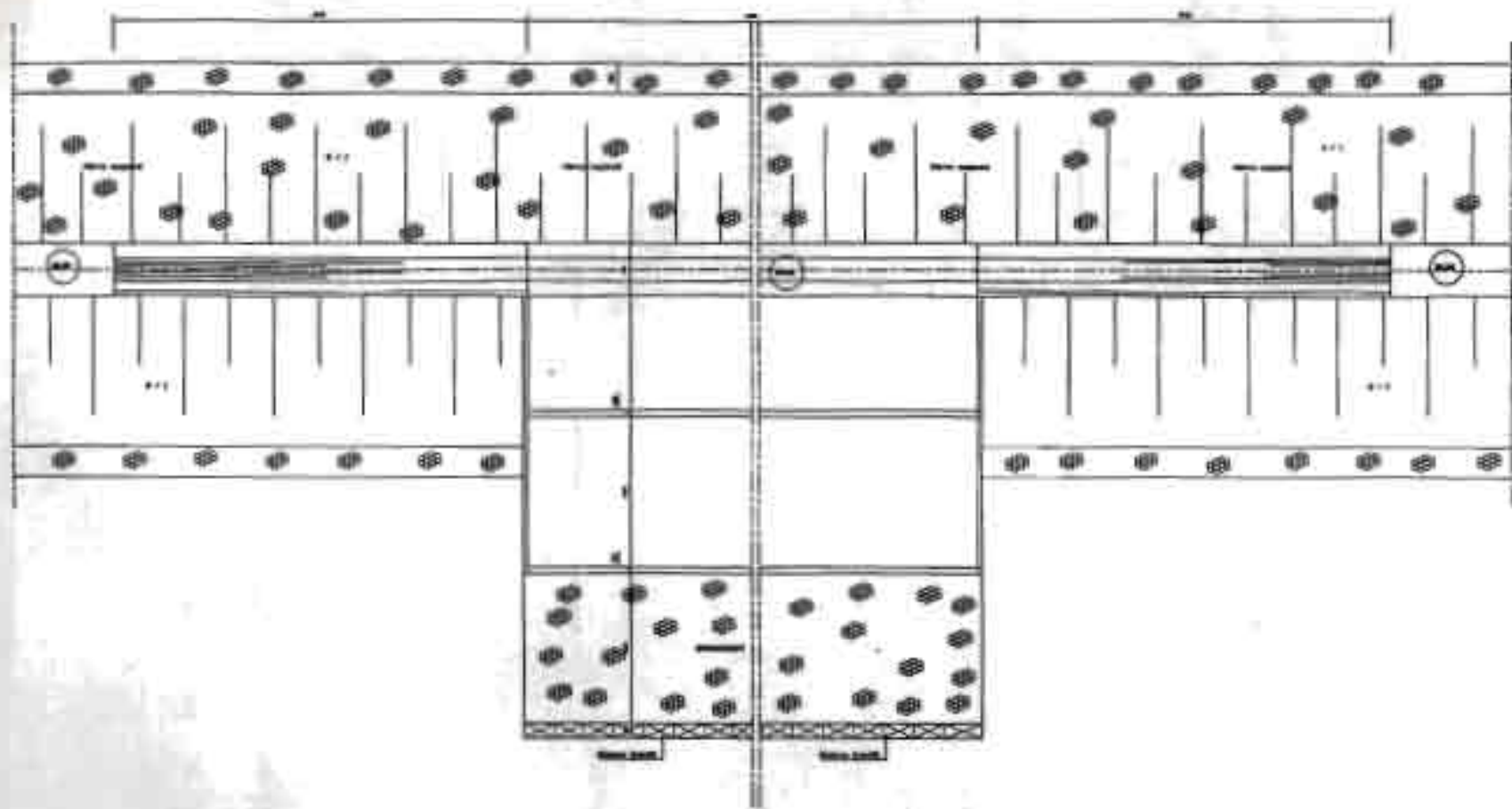
PROFIL EN TRAVERS TYPE D'UNE DIGUE - PISTE AVEC RADIER SUBMERSIBLE



PROFIL EN TRAVERS DE L'EVACUATEUR DE CRUE POUR
 UNE DIGUE - PISTE AVEC RADIER SUBMERSIBLE



PROFIL EN LONG D'UNE DIGUE - PISTE AVEC RADIER SUBMERSIBLE



VUE EN PLAN D'UNE DIGUE - PISTE AVEC EVACUATEUR SOUS FORME DE RADIER SUBMERSIBLE

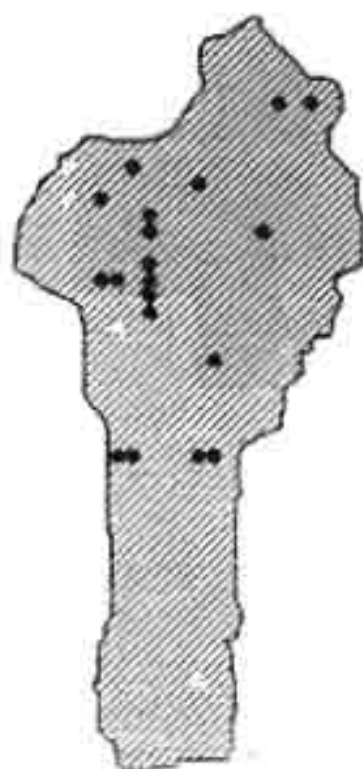
117-4

ANNEXE – SPECIALE I
ETUDES HYDROLOGIQUES DU PONT

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

ETUDES TECHNIQUES - RECONSTRUCTION/REHABILITATION DE 26 OUVRAGES D'ART POUR LA DROA - MTP/T



RAPPORT FINAL DE DOSSIER D'APPEL D'OFFRES



AIM CONSULTANTS LTD
ARCHITECTES & INGENIEURS
URBANISTES & METREURS

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES
TRANSPORTS

DIRECTION DES ROUTES ET OUVRAGES D'ART

DOSSIER D'APPEL D'OFFRES

N° _____ /MTPT DC/SG/DROA/COAH/CMC

RAPPORT DES ÉTUDES HYDROLOGIQUES
SOUS LA CRUE CINQUANTENALE POUR LA JUSTIFICATION DU CHOIX
DES SECTIONS D'OUVERTURE DES 03 OUVRAGES ADDITIONNELS

FINANCEMENT PROJET SECTORIEL DES TRANSPORTS-CREDIT IDA BEN

AIM CONSULTANTS LTD.
PLOT 267A ETIM INYANG CRESCENT
VICTORIA ISLAND ANNEX - LAGOS.
P. O. BOX 516, MARINA - LAGOS NIGERIA.
TEL: 2614838, 2616636
FAX: 2614779

1998

RAPPORT DES ÉTUDES HYDROLOGIQUES
SOUS LA CRUE CINQUANTENALE POUR LA JUSTIFICATION DU CHOIX
DES SECTIONS D'OUVERTURE DES 03 OUVRAGES ADDITIONNELS

SOMMAIRE DU RAPPORT

1. INTRODUCTION
2. ÉTUDE DES BASSINS VERSANTS
 - 2.1. Détermination des caractéristiques physiographiques des bassins versants
 - 2.2. Analyse de la pluviométrie sur les bassins versants
3. ESTIMATION DES DÉBITS DE CRUE CINQUANTENNALE
 - 3.1. Méthode statistique du CIEH
 - 3.2. Méthode de la régionalisation des crues
 - 3.3. Ajustement à une loi statistique
4. VÉRIFICATION DE LA CAPACITÉ HYDRAULIQUE DES OUVRAGES PROPOSÉS ET JUSTIFICATION DU CHOIX DES SECTIONS D'OUVERTURE
 - 4.1. Données du projet
 - 4.2. Hypothèses de la vérification
 - 4.3. Problème de vérification de la capacité hydraulique des ouvrages proposés
 - 4.4. Méthode de calcul
 - 4.5. Résolution de l'équation de Manning-Strickler:
 - 4.6. Justification du choix des sections d'ouverture
5. ENQUÊTES DES PLUS HAUTES EAUX (PHE) SUR LE TERRAIN
6. ANNEXES DU RAPPORT
 - Tableau n° 1 : Pluviométrie et repérage sur cartes des sites et bassins versants
 - Tableau n° 2 : Couverture végétale, nature apparente des sites des ouvrages et stabilité des berges
 - Tableau n° 3 : Caractéristiques physiographiques des bassins versants
 - Tableau n° 4 : Calcul des débits de ruissellement décennaux et cinquanteaux
 - Tableau n° 5 : Enquêtes de terrain sur les niveaux caractéristiques des eaux
 - Tableau n° 6 : Localisation et caractéristiques géométriques des ouvrages



1. INTRODUCTION

La présente note de calcul concerne les études hydrologiques sous la crue cinquantennale pour la justification du choix des sections d'ouverture des ponts à reconstruire dans le cadre des travaux de réhabilitation (de vingt six (26) ouvrages d'art dans les départements de l'Atlantique, du Borgou, de l'Atacora et du Zou).

Les études hydrologiques ont été réalisées en respectant les étapes suivantes :

- repérage des sites des ouvrages identifiés par leurs PK sur cartes, selon les cas, aux échelles 1/200.000^e et au 1/50.000^e ;
- délimitation sur cartes des bassins versants des rivières aux points identifiés ;
- détermination et analyse des paramètres physiographiques, pluviométriques et hydrologiques relatifs aux bassins versants ;
- calcul des débits de ruissellement sous la crue décennale et cinquantennale ;
- vérification de la capacité hydraulique des ouvrages de franchissement.

Les résultats de l'étude sont présentés dans des tableaux synthétiques annexés au présent rapport et qui sont respectivement intitulés : «Tableau n° 1 : Pluviométrie et repérage sur cartes des sites et bassins versants des ouvrages à reconstruire», «Tableau n° 2 : Couverture végétale, nature apparente du sol et stabilité apparente des berges des sites des ouvrages à reconstruire», «Tableau n° 3 Caractéristiques physiographiques des bassins versants des ouvrages à reconstruire», «Tableau n° 4 : Calcul des débits de ruissellement décennaux et cinquantennaux», «Tableau n° 5 : Enquêtes de terrain sur les niveaux caractéristiques (PBE, PHEH et PHEE) des eaux», «Tableau n° 6 : Localisation et caractéristiques géométriques des ouvrages à reconstruire», «Tableau n° 7 : Vérification de la capacité hydraulique des sections d'ouvrages».

2. ÉTUDE DES BASSINS VERSANTS

2.1. Détermination des caractéristiques physiographiques des bassins versants

Le repérage des sites des ouvrages à reconstruire, sur cartes, a été fait conjointement sur la base des informations routières générales données par l'IGN (Institut Géographique National), des données des fichiers du BGR (Bureau de Gestion Routière) sur le réseau routier national et des résultats des enquêtes des plus hautes eaux (PHE) sur le terrain (Nom des villages et des rivières). Ensuite les bassins versants qui alimentent ces sites d'ouvrages ont été identifiés et délimités. On se rend compte que onze (11) sites d'ouvrages se trouvent dans le grand bassin versant de l'Ouémé, quatre (4) sites d'ouvrages se trouvent dans le grand bassin versant du Niger et les quatre (4) restants dans le grand bassin versant de la Volta.

La délimitation des sous-bassins versants a été effectuée sur des cartes à l'échelle 1/200.000^e. Les cartes utilisées pour chaque bassin versant sont mentionnées dans le tableau n° 1 intitulé «Pluviométrie et repérage sur cartes des sites et bassins versants des ouvrages à reconstruire» en annexe du présent rapport.

Les paramètres physiographiques de chaque bassin versant ont été déterminés de la façon suivante :

- les longueurs (L) des rivières et les périmètres (P) des bassins versants ont été mesurés au curvimètre et exprimés en kilomètres (km) ;
- les superficies (S) des bassins versants ont été mesurées au planimètre et exprimées en kilomètres carrés (km²) ;

(2)

- les dénivelées ont été obtenues par soustraction des côtes extrêmes des courbes de niveau du bassin versant délimité et concerné ;
- l'indice global de pente I_p a été calculé par la formule $I_p = \frac{\Delta H}{L_p}$ où L_p est la longueur du rectangle équivalent sensiblement à la longueur de la rivière ;
- l'indice de compacité I_c des bassins versants est calculé par la formule $I_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$ où P est le périmètre du bassin versant considéré et S en est la superficie ;
- les pentes moyennes des bassins versants ont été calculées par la formule $p = \frac{\Delta H_i}{L}$ où ΔH_i représente la dénivellation entre le point où la rivière commence à recevoir des contributions à l'écoulement et le point de franchissement et L est la longueur du cours principal de la rivière ; ces pentes ont servi à définir la classe de relief de chaque bassin versant et les classes de perméabilité correspondantes ont été définies en tenant compte de la nature des sols, de la géologie et de la couverture végétale telle que récapitulée dans le tableau n° 2.

Toutes ces caractéristiques ainsi calculées sont récapitulées dans le tableau n° 3 intitulé «Caractéristiques physiographiques des bassins versants des ouvrages à reconstruire».

2.2. Analyse de la pluviométrie sur les bassins versants

Nécessaires pour l'estimation des débits de crue, les paramètres pluviométriques ont été déterminés à partir de trois sources qui sont les relevés de l'ORSTOM au Bénin depuis 1924, la carte des isohyètes interannuelles du Bénin de la monographie sur les ressources en eaux superficielles du Bénin et des courbes (H-D-F) pour l'Afrique Occidentale et Centrale du Centre Inter-états d'Etudes Hydrauliques (CIEH).

Dépendamment de la méthode de calcul utilisée, l'information pluviométrique nécessaire utilisée a été soit la pluie moyenne annuelle soit la pluie journalière de fréquence décennale sur chaque bassin versant. Dans chacun des cas, la pluie moyenne annuelle (en mm) a été obtenue soit des relevés ORSTOM, soit de la monographie des ressources en eaux superficielles du Bénin tandis que la pluie journalière de fréquence décennale a été obtenue à partir des "courbes (H-D-F) en Afrique de l'Ouest et Centrale pour les pluies de durée 5 minutes à 24 heures" du CIEH; on y trouve les courbes (H-D-F) des 6 stations synoptiques du Bénin qui permettent de déterminer la pluie journalière de fréquence décennale du Centre Inter-états d'Etudes Hydrauliques (CIEH).

3. ESTIMATION DES DÉBITS DE CRUE CINQUANTENNALE

Dépendamment du type de données physiographiques et pluviométriques disponibles et tenant compte de leur fiabilité, dans chacun des cas, diverses méthodes de calcul ont été utilisées pour l'estimation des débits de ruissellement sous la crue cinquantennale. Ces méthodes sont la méthode EIIE-CIEH, la méthode statistique du CIEH, l'ajustement statistique par la loi des fuites et la méthode de la régionalisation des crues.

3.1. Méthode statistique du CIEH

Etablie sur la base d'un échantillon de cent soixante-deux (162) bassins versants répartis dans l'Afrique Occidentale, elle est proposée par Puech et Chabi-Gonu en 1984 pour le calcul du débit de la crue décennale. Elle est applicable pour les bassins versants de superficies inférieures à 1000 km². Elle peut être quelquefois appliquée pour des bassins versants de

superficielles supérieures avec beaucoup de précautions puisque sa fiabilité n'est plus totalement garantie.

Elle est basée sur des modèles de régression multiples dont les résultats sont présentés, soit sous forme d'équations, soit traduits en abaques à points alignés. L'expression déterminant le débit de la crue décennale est de la forme :

$$Q_{10} = a \times S^b \times I_g^c \times P_m^d$$

ou

$$Q_{10} = a \times S^b \times I_g^c \times K_{10}^d \times P_m^e$$

où,

a, b, c, d, ...	sont des coefficients déterminés par régression multiple,
S	est la surface du BV en km ² ,
I _g	est l'indice global de pente en m/km,
K ₁₀	est le coefficient de ruissellement décennal en %,
P _m	est la pluie annuelle moyenne en mm,
Q ₁₀	est le débit de la crue décennale en m ³ /s.

Les coefficients a, b, c, d, ... ont été calculés pour chaque zone climatique et ainsi l'utilisation de la méthode se fait par des abaques à points alignés.

Le passage de la crue décennale à la crue centennale se fait de façon indirecte. Certains auteurs ont proposé des valeurs allant de 1.25 à 2 pour le rapport $\frac{Q_{100}}{Q_{10}}$. Nous avons choisi,

dans ce cas, la valeur de 1.50 dans la présente note de calcul pour estimer le débit Q₅₀ sous la crue cinquantennale. d'où :

$$Q_{50} = 1.50 \times Q_{10}$$

3.2. Méthode de régionalisation des crues

C'est une méthode d'estimation des régimes hydrologiques aux sites non jaugés adaptée à l'hydrologie par Le Barbé et al. lors de l'élaboration de la monographie des ressources en eaux superficielles du Bénin. Elle est applicable pour les bassins versants dont les superficies sont supérieures à 100 km².

Elle est basée sur la régionalisation des paramètres de l'écoulement à partir des données observées sur le réseau hydrométrique béninois depuis les années cinquante. Le principe est le suivant :

Si on suppose qu'il n'y a pas de perte sur un réseau hydrographique, on peut admettre que le volume écoulé à l'exutoire résulte d'une intégration spatiale des lames écoulées ponctuelles. Le problème est donc de répartir ce volume dans l'espace en tenant compte des facteurs qui conditionnent la production des écoulements.

Le premier facteur est la pluie. Les lames écoulées ponctuelles annuelles résultent de la somme de celles correspondant à chacune des averses tombées au cours de l'année. Il faut donc connaître d'une part la fonction de production ponctuelle au niveau de l'averse et d'autre part la répartition spatio-temporelle des pluies.

Le second facteur est l'hétérogénéité spatiale des conditions géomorphologiques qui influencent la fonction de production.

Compte tenu de ces considérations, pour régionaliser les écoulements la démarche suivante a été suivie :

- on a d'abord défini une fonction de production élémentaire à un seul paramètre, dont l'expression mathématique respecte les contraintes du phénomène à décrire ;
- on en a déduit l'expression de la fonction de production annuelle en fonction du nombre d'averses et en supposant exponentielle la répartition des hauteurs ;
- on a identifié six zones à l'intérieur de chacune desquelles on peut considérer la fonction de production comme homogène ;
- à partir de l'ensemble des observations, et non pas bassin par bassin, on a calculé les différentes fonctions ;
- ce qui a permis d'établir une chronique des champs des lames écoulées ponctuelles à partir desquelles il est facile de calculer celles des modules à l'exécutoire des bassins jaugés ou non, dès que leur taille est suffisante pour gommer l'effet des hétérogénéités à petite échelle (100 km²).

Cette méthode permet donc d'estimer de façon régionale les distributions des apports annuels. Elle a permis de cartographier la moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation des lames écoulées annuelles au Bénin.

L'estimation des distributions des débits maximaux est déduite de celles des apports annuels en utilisant une relation statistique empirique entre les caractéristiques de ces deux distributions. En effet, la loi des fuites décrit bien les distributions des modules et celles des crues et leurs paramètres sont liés par les formules suivantes :

$$S_x = 1,29 \times S_m \quad (1)$$

et

$$M_x = 24,3 \times M_m^{0,711} \quad (2)$$

avec,

S_x : paramètre de forme pour les débits maximaux,

S_m : paramètre de forme pour les modules,

M_x : moyenne de la distribution des débits maximaux (m³/s)

M_m : moyenne de la distribution des modules (m³/s)

Par ailleurs, on sait que pour une distribution décrite par la loi des fuites, les paramètres peuvent être estimés par les formules suivantes :

$$S = \frac{2M^2}{V} \quad \text{et} \quad H = \frac{V}{2M} \quad (3)$$

avec,

S : paramètre de forme,

H : paramètre d'échelle,

M : moyenne,

V : variance.

Les cartes d'isovaleurs des lames écoulées annuelles et l'utilisation combinée de la formule (3) permettent d'estimer en n'importe quel point du territoire, donc sur n'importe quel bassin versant les paramètres de la loi des fuites décrivant les distributions des modules. On en déduit ceux de la loi des fuites décrivant les distributions des débits maximaux à l'aide des formules (1), (2) et (3). En se reportant aux abaques de la loi des fuites (cf. monographie des ressources en eaux superficielles de la République du Bénin) avec ces paramètres, on calcule ainsi les débits maximaux correspondant à différents temps de retour (notamment cinquante (50) ans en ce qui concerne cette étude).

3.3 Ajustement à une loi statistique

Les séries de débits mensuels et annuels et de débits maximaux des principales stations du réseau hydrométrique du Bénin ont fait l'objet d'étude statistique en vue d'un ajustement à une loi statistique. Pour un grand nombre de séries, la loi des Fuites offrait un meilleur résultat.

C'est le cas de l'estimation des débits de la rivière Irané à Koutakroukou sur laquelle passe la route Kandi-Ségbana au PK 16.600. La série de données de la rivière existe et nous avons procédé à son ajustement à la période de retour de cinquante (50) ans avec la loi des Fuites.

Les valeurs de Q_{50} retenues à chacun des sites des dix neuf (19) ouvrages à reconstruire, après estimation soit par la méthode statistique du CIEH, soit par la méthode de la régionalisation des crues, soit par la méthode de l'ajustement à une loi statistique, sont consignées dans le tableau récapitulatif intitulé «Tableau n° 4 : Calcul des débits décennaux et cinquanteaux».

4. VÉRIFICATION DE LA CAPACITÉ HYDRAULIQUE DES OUVRAGES PROPOSÉS ET JUSTIFICATION DU CHOIX DES SECTIONS D'OUVERTURE

La présente note de calcul concerne les dix neuf (19) sites d'ouvrages dont les études hydrologiques sont faites ci-dessus sous la crue cinquantennale. Les relevés de ces ouvrages à reconstruire sont faits sur le terrain et les caractéristiques de ces ouvrages à reconstruire sont récapitulés dans le tableau intitulé : «Tableau n° 6 Localisation et caractéristiques géométriques des ouvrages à reconstruire». Les études topographiques des sites des ouvrages aussi sont disponibles. La synthèse des données disponibles est la suivante :

4.1. Données du projet

- Proposition, à chaque site, de l'ouvrage type à construire
- Portées des ouvrages à construire proposés
- Débit sous la crue cinquantennale (Q_{50})
- Plans topographiques des sites des ouvrages donc la pente moyenne du lit de la rivière
- Couverture végétale, nature apparente des sols et stabilité des berges des sites des ouvrages

4.2. Hypothèses de la vérification

Les hypothèses prises en considération dans cette étude sont les suivantes :

- les sections sous les ouvrages sont assimilées à des sections rectangulaires ;
- la largeur en gueule de la section mouillée sous chaque ouvrage est assimilée à sa portée ;
- la portée des ponts entre nus des appuis sera considérée comme la largeur du rectangle.

4.3. Problème de vérification de la capacité hydraulique des ouvrages proposés

Le problème, de vérification de la capacité hydraulique des ouvrages proposés, revient à calculer la hauteur maximale des hautes eaux (H_{max}), sous les ouvrages, correspondant au débit cinquantenal (Q_{50}) retenu pour le site de l'ouvrage proposé sachant que la largeur en gueule de la section mouillée, c'est-à-dire la portée des ponts entre nus des appuis, est connue.

4.4. Méthode de calcul

La méthode de calcul utilisée, pour la vérification de la capacité hydraulique des ouvrages proposés est basée sur la formule de Manning-Strickler dont l'équation est la suivante:

$$Q_{50} = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

où

- Q_{50} représente le débit sous la crue cinquantennale
- $K=1/n$ désigne le coefficient de rugosité du lit de la rivière donné par la table de Manning
- S représente la section mouillée de l'écoulement ($S = L \times H_{max}$)
- I représente la pente de la ligne d'eau assimilée à la pente moyenne du lit de la rivière au niveau de l'ouvrage (cf. plans topographiques)
- R représente le rayon hydraulique ($R = S/P$ où $P = L + 2H_{max}$)

4.5. Résolution de l'équation de Manning-Strickler:

La résolution de l'équation de Manning-Strickler sera faite par le logiciel PDCanal développé à l'École Polytechnique de Montréal par le Professeur Kahawita. Ce logiciel utilise la méthode de Newton-Raphson, avec un critère d'arrêt des itérations ou une erreur maximale admise de cinq (5) centimètres, pour la résolution numérique de l'équation quelle que soit la forme du canal étudié.

4.6. Justification du choix des sections d'ouverture

La hauteur satisfaisante (H) à retenir pour chaque ouvrage proposé devra être supérieure ou égale à la somme de la hauteur maximale (H_{max}) des eaux calculée sous la crue cinquantennale (Q_{50}) et du tirant d'air retenu de commun accord avec les services compétents de la Direction des Routes et Ouvrages d'Art du Ministère des Travaux Publics et des Transports.

L'ouvrage ainsi étudié sera déclaré à capacité hydraulique suffisante si sa hauteur est satisfaisante. Dans le cas contraire, l'ouvrage est dit à capacité hydraulique insuffisante.

Les résultats, notamment les valeurs de H_{max} , de H et de S pour chaque les dix neuf (19) ouvrages proposés, sont résumés dans le tableau n°7 intitulé «*Vérification de la capacité hydraulique des ouvrages proposés et justification du choix des sections d'ouverture*».

5. ENQUÊTES DES PLUS HAUTES EAUX (PHE) SUR LE TERRAIN

Les enquêtes des plus hautes eaux sur le terrain ont été conduites sur la base des traces laissées par les crues sur les végétations des berges et autres et sur l'interrogation des riverains à propos des niveaux fréquemment ou rarement atteints, des vitesses de l'écoulement et des zones inondées.

Au nombre des riverains interviewés, nous avons mis à contribution dans le cadre desdites enquêtes :

- les membres des subdivisions des travaux publics des localités concernées
- les autorités locales (la police, la gendarmerie, l'administration territoriale locale)
- les membres locaux de l'UNACOB (Union Nationale des Conducteurs du Bénin) qui sont les principaux utilisateurs des ouvrages
- les villageois et villageoises de différents âges et de différentes conditions.

La reconstitution des indications données, par les uns et les autres qui se recoupent d'ailleurs, a permis de faire la synthèse récapitulée dans le tableau n° 5 intitulé «*Enquêtes de terrain des niveaux caractéristiques (PBE, PHEH ET PHEE) atteints par les eaux des ouvrages à reconstruire au cours des diverses saisons des années*».

De façon générale les ponts sont inondés par les plus hautes eaux. C'est pourquoi les enquêtes sur le terrain ont porté sur trois (3) niveaux d'eau pour permettre de fixer les caractéristiques des nouveaux ponts à concevoir en toutes connaissances de causes et en tenant bien sûr compte de l'impact de la surélévation des nouveaux ponts sur les caractéristiques des routes.

Les trois (3) niveaux d'eau, sur lesquels nous avons enquêtés, sont les plus basses eaux (PBE), les plus hautes eaux habituelles (PHEH) et les plus hautes eaux exceptionnelles (PHEE).

- Les plus basses eaux (PBE) représentent le niveau d'eau le plus bas atteint par année et sont mesurées par rapport au point le bas du lit de la rivière.
- Les plus hautes eaux habituelles (PHEH) représentent les niveaux atteints en période de crue par l'eau à peu près tous les deux (2) ou trois (3) ans : sont mesurées sur le terrain par rapport au niveau du tablier.
- Les plus hautes eaux exceptionnelles (PHEE) représentent les niveaux atteints en période de crue par l'eau au moins une fois ces cinquante (50) dernières années. Elles sont mesurées par rapport au niveau du tablier et sont caractérisées dans l'Atacora et dans le Borgou par une montée extrêmement brusque, une pointe brève et une décrue qui intervient dans les vingt quatre (24) heures qui suivent la crue. Par contre, dans le département du Zou, la décrue dure au moins cinq (5) jours sans excéder dix (10) jours même si la montée est aussi brusque et surprend toujours.

Le tableau n°5, en annexes, intitulé «*Enquêtes de terrain des niveaux caractéristiques (PBE, PHEH ET PHEE) atteints par les eaux des ouvrages à reconstruire au cours des diverses saisons des années*» fait la synthèse des résultats obtenus dans le cadre de ces enquêtes.

Tableau n° 1 : **PLUVIOMÉTRIE ET REPERAGE SUR CARTES DES SITES ET BASSINS VERSANTS
DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE**

N°	ITINÉRAIRE	PK	CARTES UTILISÉES		NOM DE LA RIVIÈRE	NOM DU BASSIN VERSANT	PLUIE MOYENNE ANNUELLE (mm)	PLUIE JOUR MOYENNE DÉCENNALE (mm)
			NOMS	ÉCHELLES				
1	Djougon-Pehonco	05.400	Djougon, Djougon 4c & 4a	1/200.000 1/50.000	Donga	Ouémé	1116	90
2	Bassila-Djougon	79.700	Djougon & Djougon 4a	1/200.000 1/50.000	Massahirha, vers le Teroù	Ouémé	1136	96
3	Bassila-Djougon	77.700	Djougon & Djougon 4a	1/200.000 1/50.000	Ticé, vers la Teroù	Ouémé	1136	110
4	Bassila-Djougon	71.200	Djougon & Djougon 4a	1/200.000 1/50.000	Itichaka, vers la Teroù	Ouémé	1116	105
5	Bassila-Djougon	62.600						
6	Bassila-Djougon	74.400	Djougon & Djougon 4a	1/200.000 1/50.000	Diérlon, vers la Teroù	Ouémé	1136	98
7	Hooumbe-RN1EJ	25.800	Natitingou 1a & 1c	1/50.000	Koussoukou vers la Koumangou	Volta	1100	101
8	Cobly-Tanguéta	4.900						
9	Cotonou ville	PR Nikoué						
10	Datory-Cobly	6.300						
11	Djougon-Pehonco	22.200	Djougon 31-VIII	1/200.000	Ganggoujo, bras de Porga	Ouémé	1136	150
12	Kandi-Seghana	16.600	Kandi NC-31 Gaya NC-31-XXII	1/200.000 1/200.000	Irané, vers la Sota	Niger	1100	80
13	Kandi-Seghana	13.000	Kandi NC-31 Gaya NC-31-XXII	1/200.000 1/200.000	Sosso, vers l'Irané	Niger	1100	80
14	Logozohé-Glazoué	5.200	Abomey NC-31-XXI	1/200.000	Gohu, vers le Zou	Ouémé	1124	101
15	Niké-Niké	50.600	Niké NC-11X	1/200.000	Cily	Niger	1200	92
16	Ouaké-Djougon	13.500	Djougon 3b, NC-31-VIII	1/50.000	Hindzo	Volta	1116	115
17	Ouaké-Djougon	24.900	Djougon 3b, NC-31-VIII	1/50.000	Ruisseau coulant vers la Hindzo	Volta	1116	160
18	Pehonco-limite départ	14.200	Bembéréké NC-31-XIV	1/50.000	Alibori	Niger	1250	81
	Pehonco-limite départ	23.600						
19	RN7-Tanguéta	10.300	Natitingou NC-XIV	1/200.000	Koumé, vers la Poulari	Volta	1100	89
20	Savé-Oké-Owo	10.400	Abomey	1/200.000	Wogou	Ouémé	1100	101
21	Tanguéta-Porga	31.400						
22	Tanguéta-Porga	26.600						
23	Tanguéta-Porga	12.300						
24	Tchaourou-Beterou	29.000	Parakou, NC-31-D Savé Oké-Owo	1/200.000	Tou	Ouémé	1153	90
25	Tchati-Savalou	31.400	Abomey, NC-31-XXI	1/200.000	Agblakou, vers le Zou	Ouémé	1153	117
26	Tchati-Savalou	20.300	Abomey, NC-31-XXI Sokodé	1/200.000 1/200.000	Zou	Ouémé	1151	117

7 réparations, 19 reconstructions

10

Tableau n° 2 : **COUVERTURE VÉGÉTALE, NATURE APPARENTE DES SOLS DES SITES DES OUVRAGES ET STABILITÉ DES BERGES**

N°	ROUTE	PK	COUVERTURE VÉGÉTALE	NATURE APPARENTE DU SOL DU SITE DE L'OUVRAGE	STABILITÉ DES BERGES
1	Djougon pébène	05.400	Arbres, manguiers et mauvaises herbes dans le lit, sur le site et sur les berges de la rivière	Site argileux avec des alluvions peu cohésives	Peu stable
2	Bassila-Djougon	75.700	Palmiers et mauvaises herbes sur les berges. Lit relativement dégagé	Site non rocheux, lit de la rivière sédiments	Peu stable
3	Bassila-Djougon	77.700	Arbres (Néré et autres espèces végétales) et mauvaises herbes dans le lit de la rivière et sur les berges	Roches latéritiques en amont et sable en aval	Peu stable
4	Bassila-Djougon	71.200	Palmiers, Feches et mauvaises herbes dans le lit de la rivière et sur les berges	Site non rocheux. Présence de limons et d'alluvions	Peu stable
5	Bassila-Djougon	62.600			
6	Bassila-Djougon	74.400	Mauvaises herbes et arbustes dans le lit de la rivière et sur les berges	Site non rocheux. Présence de sable et d'alluvions	Peu stable
7	Boukambé-RN1E3	15.800	Manguiers, Néré et mauvaises herbes dans le lit de la rivière et sur les berges	Site rocheux. Présence de granite et de sable argileux	Assez stable
8	Cobly-Tanguirita	4.900			
9	Cotonou ville	PK Nécessaire			
10	Datoey-Cobly	6.100			
11	Djougon-Pébène	12.200	Néré et autres espèces végétales au bord de la rivière. Lit partiellement dégagé sur plusieurs de l'ouvrage	Site argileux non rocheux, argile compacte peu cohésive	Peu stable
12	Kandi-Segbana	16.600	Excès d'arbres, arbres de gros diamètres et nombreuses dans le lit de la rivière et sur les berges	Site rocheux. Présence de granite, roche latéritique	Assez stable
13	Kandi-Segbana	13.000	Lit dégagé sur plusieurs du pont. Palmiers et autres espèces végétales avec des mauvaises herbes plus loin	Site non rocheux. Lit sablonneux et silt argilo-sablonneux	Peu stable
	Kandi-Segbana	1.100			
14	Lagoché-Glarouf	5.200	Arbustes simples et mauvaises herbes sur le site et dans le lit de la rivière	Site rocheux et argileux. Un petit barrage en amont du pont limite probablement les eaux de la rivière	Peu stable
15	N'dali-Nikali	50.400	Arbres et mauvaises herbes dans le lit de la rivière et sur les berges	Site rocheux	Peu stable
16	Ouké-Djougon	13.500	Lit de la rivière partiellement propre avec quelques mauvaises herbes sous palmiers, arbres d'acajou et néré sur les berges et sur le site	Site rocheux. Rocher granitique très peu abîmés de l'ouvrage	Peu stable
17	Ouké-Djougon	24.500	Lit dégagé avec de petites herbes sans arbustes	Site non rocheux avec argiles et cailloux sur les berges pour la culture et les constructions	Peu stable
18	Tchona-limite départ	14.200	Arbustes simples et mauvaises herbes sur le site	Site non rocheux apparemment sable argileux cohésif	Peu stable
	Tchona-limite départ	23.600			
19	RN7-Tanguirita	10.300	Petites mauvaises herbes et manguiers sur le site	Site argileux non rocheux	Peu de berge
20	Savi-Déa-Owa	10.400	Mauvaises herbes et arbustes simples dans le lit de la rivière et sur les berges	Pas de rocher apparent sur le site mais le terrain est rocheux	Peu stable
21	Tanguirita-Forga	11.400			
22	Tanguirita-Forga	26.600			
23	Tanguirita-Forga	12.200			
24	Tchourou-Biterou	19.000	Arbres de gros diamètres et mauvaises herbes dans le lit de la rivière et sur les berges	Site rocheux. Rocher non et granitique	Assez stable
25	Tchoué-Savalou	21.400	Arbustes simples et mauvaises herbes sur le site et dans le lit de la rivière	Région rocheuse mais rocher très abîmés sur le site	Peu stable
26	Tchoué-Savalou	20.200	Arbustes simples de l'ouvrage relativement propres en raison du rocher mais arbres et mauvaises herbes sur le site, les berges et dans le lit de la rivière	Site rocheux. Rocher granitique non abîmés du sol argileux sur le site, sur les berges et dans le lit de la rivière	Assez stable

20

Tableau n° 3 : **CARACTÉRISTIQUES PHYSIOGRAPHIQUES DES BASSINS VERSANTS
DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE**

N°	ITINÉRAIRE	PK	LONGUEUR DE LA RIVIÈRE L	SUPERFICIE S	PÉRIMÈTRE P	DÉNIVELLÉE AH	INDICE GLOBAL DE PENTE I _g	INDICE DE COMPACTÉ I _c	PENTE
			(km)	(km ²)	(km)	(m)	%0	%	%
1	Djougué-pehonco	05.400	14.5	106.00	40.00	116.00	10.44	1.09	
2	Bassila-Djougué	79.700	10.00	33.00	27.30	70.00	9.16	1.31	0.50
3	Bassila-Djougué	77.700	7.18	20.25	20.00	60.00	8.36	1.24	
4	Bassila-Djougué	71.200	6.19	17.40	18.00	60.00	8.73	1.21	
5	Bassila-Djougué	62.600							
6	Bassila-Djougué	74.400	8.00	23.00	25.50	40	7.43	1.49	0.55
7	Boukoubé-RNIE3	25.800	1.90	5.00	9.00	45	16.96	1.11	0.39
8	Cobly-Tanguéta	4.900							
9	Cotonou ville	PR Nokoué							
10	Datoré-Cobly	6.300							
11	Djougué-pehonco	22.200	1.5	4.00	7.00	20.00	6.20	1.24	0.80
12	Kandi-Segbana	16.600		1250.00					
13	Kandi-Segbana	13.000	10.83	56.00	32.00	18.00	1.50	1.20	
	Kandi-Segbana	1.200							
14	Logozohé-Glazoué	5.200	8.00	40.00	26.00	60.00	6.75	1.15	
15	N'dali-Nikki	50.600	28.22	388.80	84.00	140.00	4.96	1.19	
16	Ouské-Djougué	13.500	15.50	62.00	39.00	67.00	4.11	1.19	
17	Ouské-Djougué	24.900	1.77	4.00	5.80	50.00	25.42	1.15	
18	Pehonco-limite départ	14.200	19.88	201.20	60.00	66.00	3.32	1.18	
	Pehonco-limite départ	23.600							
19	RN7-Tanguéta	10.300	18.99	169.20	55.80	130.00	6.85	1.20	
20	Savé-Oké Oxo	10.400	14.00	84.00	40.00	43.00	2.76	1.22	
21	Tanguéta-Porga	31.400							
22	Tanguéta-Porga	26.600							
23	Tanguéta-Porga	12.300							
24	Tchaourou-Beterou	29.000	16.00	160.00	52.00	104.00	5.85	1.15	
25	Tchetté-Savalou	31.400	4.71	6.00	12.00	40.00	7.61	1.37	
26	Tchetté-Savalou	20.300	83.39	2018.00	208.00	248.00	2.97	1.30	

7 réparations, 19 reconstructions

12

**Tableau n° 4 : CALCUL DES DÉBITS DE RUISSELLEMENT
DÉCENNAUX ET CINQUANTENNAUX**

N°	Route	PK	Type de pente	Type de perméabilité	Coefficient	Pluie Moy. Annuelle (mm)	Pluie Moy. Décennale (mm)	DÉBIT (m³/s) par la Méthode statistique du CIEH		DÉBIT (m³/s) par la Méthode de l'ajustement à une loi		DÉBIT (m³/s) par la Méthode de Régionalisation	
								Q ₁₂	Q ₅₀	Q ₁₂	Q ₅₀	Q ₁₂	Q ₅₀
					K ₁₂	(mm)	(mm)	Q ₁₂	Q ₅₀	Q ₁₂	Q ₅₀	Q ₁₂	Q ₅₀
1	Djougué-pehonco	05.400				1336		90	135				
2	Bassila-Djougué	79.700	R3	P3	19.00	1336	96	40	60				
3	Bassila-Djougué	77.700				1336		62	93				
4	Bassila-Djougué	71.200				1336		30	50				
5	Bassila-Djougué	62.600											
6	Bassila-Djougué	74.400	R3	P3	19.00	1336	98	36	60				
7	Boukoubé-RNIE3	25.800	R2	P3	21.10	1100	101	16	25				
8	Cobly-Tanguéta	4.900											
9	Cotonou ville	PR Nokoué											
10	Datory-Cobly	6.300											
11	Djougué-Pehonco	22.200	R3	P3	19.00	1336	150	17	26				
12	Kandi-Segbana	16.600				1100				79	120		
13	Kandi-Segbana	13.000				1100		37	60				
	Kandi-Segbana	1.200											
14	Logo-zohè-Glazoué	5.200				1124		46	70				
15	N'dali-Nikki	50.600				1200		160	240				
16	Ouaké-Djougué	13.500				1336		46	70				
17	Ouaké-Djougué	24.900				1336		18	27				
18	Pehonco-limite départ	14.200				1225		92	140				
	Pehonco-limite départ	23.600											
19	RN7-Tanguéta	10.300				1100		50	75				
20	Savé-Oké Owo	10.400				1100		50	75				
21	Tanguéta-Porga	31.400											
22	Tanguéta-Porga	26.600											
23	Tanguéta-Porga	12.300											
24	Tchaourou-Beterou	29.000				1153		100	150				
25	Tchetté-Savalou	31.400				1153		14	25				
26	Tchetté-Savalou	20.300				1153						179	268

7 réparations, 19 reconstructions

REMARQUE Précisons ici que les archives de FORSTOM nous renseignent qu'en 1953, 1954, 1955 et 1957, il a été enregistré un débit de 179 m³/s et qu'en 1956 il a été enregistré un débit de 136 m³/s sur le pont Tchetté-Savalou au PK 20.300.

13

Tableau n° 5 : ENQUÊTES DE TERRAIN SUR LES DIVERS NIVEAUX CARACTÉRISTIQUES (PBE, PHEH ET PHEE) ATTEINTS PAR LES EAUX DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE AU COURS DES DIVERSES SAISONS DES ANNÉES

N°	ITINÉRAIRE	PK	Nombre de travées	Hauteur maximale sous tablier (en m)	Épaisseur du tablier (en m)	Plus Basses Eaux (PBE)		Plus Hautes Eaux Habituelles (PHEH)		Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (PHEE)		Débordement des eaux du pont (en m)
						en un fond de lit de la rivière	en une cote topographique	en un fond de lit de la rivière	en une cote topographique	en un fond de lit de la rivière	en une cote topographique	
1	Dougou-pahouen	01.400	1			0.00						+ 1.0
2	Bassila-Dougou	28.700	1	3.50	0.25	0.00		2.05			2.95	0.0
3	Bassila-Dougou	17.700	2	4.30	0.35	0.00		1.30			4.65	0.0
4	Bassila-Dougou	71.200	1	1.75	0.20	0.00		1.05			2.45	+ 0.3
5	Bassila-Dougou	62.800										
6	Bassila-Dougou	74.400	1	3.50	0.45	0.00		2.25			1.95	0.0
7	Boukoundi-RN13	25.800	1	3.40	0.20	0.00		1.40			2.40	- 1.0
8	Cobly-Tangoula	4.900										
9	Cotonou ville	PK Nokoué										
10	Dahary-Cobly	4.300										
11	Dougou-Pahouen	22.300	1	2.30	0.60	0.00		3.70			4.10	+ 1.0
12	Kandi-Seghana	16.600	1	4.80	0.40	0.25		1.80			4.70	+ 1.5
13	Kandi-Seghana	13.000	1	3.90	0.30	0.00		1.40			2.90	- 1.0
	Kandi-Seghana	1.200										
14	Lopoukhi-Glassaké	5.200	2	4.25	0.25	0.00		3.25			4.50	0.0
15	Ndéli-Nikéi	50.000	1	4.68		0.00		4.18				+ 0.5
16	Ouaké-Dougou	13.500	2	4.00	0.30	0.00		2.70			4.00	0.0
17	Ouaké-Dougou	24.900	1	2.10	0.20	0.00		2.10			2.80	+ 0.5
18	Pahouen-Inike d'Hyat	10.200	2									
	Pahouen-Inike d'Hyat	23.000										
19	RN7-Tangoula	16.300	1	2.10	0.30	0.00		0.50			1.50	0.0
20	Savé-Old Own	10.400	2	2.90	0.15	0.00		1.90			1.55	+ 0.5
21	Tangoula-Paga	31.400										
22	Tangoula-Paga	26.600										
23	Tangoula-Paga	22.300										
24	Tihacroua-Derama	29.000	1	6.75	0.50	0.00		4.25			5.75	- 1.5
25	Tihadi-Savalou	31.400	2	2.40	0.30	0.00		1.80			4.20	+ 1.5
26	Tihadi-Savalou	20.300	1	5.50	0.30	0.00		5.00			5.10	+ 1.5

7 réparations, 19 reconstructions

24

Tableau n° 6 : LOCALISATION ET CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES
DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE

N°	ITINÉRAIRE	PK	Nombre de travées	Hauteur sous tablier (en m)			Longueur (en m)	Longueur entre nos des appuis (en m)			Largeur de l'ouvrage (en m)			Observations
				Travée 1	Travée 2	Travée 3		Totale	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Totale	Trottoirs	
1	Djougou-Pehonco	05.400	3	7.00	7.00		28.0	4.25	22.5	4.0	2.0	-	2.0	Reconstruction
2	Bassila-Djougou	79.700	1	3.50			6.55	5.10			6.90	0.60	5.70	Reconstruction
3	Bassila-Djougou	77.700	2	5.00	4.10		13.10	4.90	4.90		7.65	1.20	5.25	Reconstruction
4	Bassila-Djougou	71.200	1	1.75			6.00	4.20			7.40	0.70	6.00	Reconstruction
5	Bassila-Djougou	62.600	1	4.00				10.00			8.00	1.00	6.00	Réparation
6	Bassila-Djougou	74.400	1	3.50			6.00	5.00			7.80	0.85	6.10	Reconstruction
7	Houkounbé-RN113	25.800	1	3.40			3.65	3.00			4.00	-	4.00	Reconstruction
8	Cobly-Tanguéta	4.900	1	4.50			6.00	4.00			4.00	-	4.00	Réparation
9	Cotonou ville	PR Nekoudé	11				368.15	30 x 12 + 1 x 8 x 15			10.00	1.95	6.10	Réparation
10	Datory-Cobly	6.300	1	2.70				10.00			9.00	-	-	Réparation
11	Djougou-Pehonco	22.200	1	2.50			9.15	5.85			4.40	-(1)	3.90	Reconstruction
12	Kandi-Segbana	16.600	1	4.80			10.35	8.00			4.50	0.50	3.50	Reconstruction
13	Kandi-Segbana	13.000	1	3.90			7.50	6.00			9.00	1.00	7.00	Reconstruction
	Kandi-Segbana	1.200												Pas d'ouvrage
14	Logozohé-Glazoué	5.200	2	4.25	3.70		10.65	4.10	4.20		5.10	-(1)	4.25	Reconstruction
15	N'dali-Nikki	50.600	1	4.68			31.20	28.60			4.00	0.50	3.00	Reconstruction
16	Ouské-Djougou	13.500	2	4.00	3.20		11.70	4.80	4.60		4.50	-	4.50	Reconstruction
17	Ouské-Djougou	24.900	1	2.10			10.00	6.55			5.10	0.75	3.60	Reconstruction
18	Pehonco-limite départ	14.200	2	2.50	2.50		17.40	8.10	8.10		4.90	1.40	3.50	Reconstruction
	Pehonco-limite départ	23.600												Bon état
19	RN7-Tanguéta	10.100	1	2.10			4.85	4.25			4.85	0.65	3.55	Reconstruction
20	Savè-Oké-Ovo	10.400	2	3.00	2.90		12.60	4.50	6.80		4.10	-	4.10	Reconstruction
21	Tanguéta-Porga	31.400		2.50			21.90	19.30			4.00	2 x 0,5	3.00	Réparation
22	Tanguéta-Porga	26.600		3.00			21.90	19.30			4.00	2 x 0,5	3.00	Réparation
23	Tanguéta-Porga	12.300		3.50			31.60	28.00			6.00	2 x 0,5	3.00	Réparation
24	Tchaourou-Beterou	29.000	1	6.75			21.70	19.50			3.90	0.70	2.50	Reconstruction
25	Tchetté-Savalou	31.400	2	2.40	2.40		6.30	2.15	2.15		4.30	-(1)	3.85	Reconstruction
26	Tchetté-Savalou	20.300	3	5.50			21.50	5.60	4.10	4.20	5,75	-(1)	5,25	Reconstruction

7 réparations, 19 reconstructions

15

Tableau n° 1 : PLUVIOMÉTRIE ET REPÉRAGE SUR CARTES DES SITES ET BASSINS VERSANTS DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE

N°	ITINÉRAIRE	PK	CARTES UTILISÉES		NOM DE LA RIVIÈRE	NOM DU BASSIN VERSANT	PLUIE MOYENNE ANNUELLE (mm)	PLUIE JOUR MOYENNE DÉCENNALE (mm)
			NOMIS	ÉCHELLES				
1								
2								
3								
4								
5	Bassila-Djougou	62 600	Djougou N° 31-VIII 4a	1/50 000	Frontal vers Dancouga	Ouémé	1116	105
6								
7								
8	Cobly-Tanguiéta	4 900	Natingou N° 31-XIV 1c	1/50 000	Bras de Saounga	Volta	1100	101
9								
10	Datory-Cobly	6 300	Sansané-Mingo	1/200 000	Silébongo vers Douga	Ouémé	1100	101
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								

4 réparations, 22 reconstructions

16

Tableau n°2 : COUVERTURE VÉGÉTALE, NATURE APPARENTE DES SOLS DES SITES DES OUVRAGES ET STABILITÉ DES BERGES

N°	ROUTE	PK	COUVERTURE VÉGÉTALE	NATURE APPARENTE DU SOL DU SITE DE L'OUVRAGE	STABILITÉ DES BERGES
1					
2					
3					
4					
5	Bassila Djougou	62,600	Palmyres, Tois et autres herbes dans le lit de la rivière et sur les berges	Site non rocheux, Présence de latérite et d'alluvions	Peu stable
6					
7					
8	Cabily Tangnalla	4,900	Maigres herbes et arbustes dans le lit de la rivière et sur les berges	Région rocheuse, pointe zain	Peu stable
9					
10	Darouy Cabily	6,300	Maigres herbes et arbustes souples dans le lit de la rivière et sur les berges	Site argileux non rocheux en ripaille mais région rocheuse	Peu stable
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					

4 réparations, 21 reconstructions

4V

Tableau n° 3 CARACTÉRISTIQUES PHYSIOGRAPHIQUES DES BASSINS VERSANTS
DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE.

N°	ITINÉRAIRE	PK	LONGUEUR DE LA RIVIÈRE l	SURFACE S	PÉRIMÈTRE P	DÉNIVELLÉE ΔH	INDICE GLOBAL DE PENTE Ig	INDICE DE COMPACTÉ Ic	PENTE
			(km)	(km ²)	(km)	(m)	‰	‰	‰
1									
2									
3									
4									
5	Ducida-Doupton	67.600	40.00	50.250	22.00	16.0	0.66	1.01	0.66
6									
7									
8	Cobly-Langouira	0.980	2.70	2.65	6.80	211.00	9.64	1.17	7.81
9									
10	Drouy-Cobly	6.300	23.80	256.00	60.00	300.	1.15	1.19	1.29
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									
21									
22									
23									
24									
25									
26									

4 réparations, 12 reconstructions

18

Tableau n° 1 CALCUL DES DÉBITS DE RUISSELLEMENT
DÉCENNAUX ET CINQUANTAUX

N°	Ruisseau	Cv	Type de pente	Type de permeabilité	Coefficient	Pluie Moy. Annuelle	Pluie Moy. Bimensuelle	100 HJ (mm) par la Méthode statistique de CECI		100 HJ (mm) par la Méthode de l'ajustement à une loi		100 HJ (mm) par la Méthode de Régionalisation	
								Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀	Q ₅₀	Q ₁₀	Q ₅₀
1					K ₁₀	(mm)	(mm)						
2													
3													
4													
5	Havilla-Dougnon	0,7107	R1	P1	18,51	116	105	71	51				
6													
7													
8	Caddy-Lasnocha	0,900	R1	P1	21,09	1100	101	15	23				
9													
10	Dancy-Caddy	0,100	R1	P1	24,09	1100	101	30	111				
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													

Calculations, 22 reconstructions

19

Tableau n° 5 : ENQUÊTES DE TERRAIN SUR LES DIVERS NIVEAUX CARACTÉRISTIQUES (PRE, PHEH ET PHEE) AFFECTÉS PAR LES EAUX DES OUVRAGES À RECONSTRUIRE AU COURS DES DIVERSES SAISONS DES ANNÉES

N°	LIEUX D'INTÉRÊT	PK	Nombre de travées	Hauteur maximale sous tablier (m ou cm)	Épaisseur du tablier (m ou cm)	Plus Basses Eaux (PBE)		Plus Hautes Eaux Habituelles (PHEH)		Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (PHEE)	
						En son fond ou lit de la rivière	En son crête topographique	En son fond ou lit de la rivière	En son crête topographique	En son fond ou lit de la rivière	En son crête topographique
1											
2											
3											
4											
5	Banda Damour	27 400	1	4 00	0 25	0 00	2 00		2 55		
6											
7											
8	Cobly Langoula	4 000	1	1 00	0 15	0 00	0 50		1 20		
9											
10	Damboumbou	6 000	1	3 25	0 25	0 00	1 30		2 30		
11											
12											
13											
14											
15											
16											
17											
18											
19											
20											
21											
22											
23											
24											
25											
26											

44 opérations, 22 reconstructions

22

Tableau n° 0

**ALIGNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
DES OUVRAGES A RECONSTRUIRE**

N°	LIGNIERE	PK	Nombre de traverses	Hauteur sous tablier (en m)			Longueur (en m)	Longueur entre aux des appuis (en m)			Largeur de l'ouvrage (en m)			Observations
				Traverse 1	Traverse 2	Traverse 3		Totale	Traverse 1	Traverse 2	Traverse 3	Totale	Façons	
1														
2														
3														
4														
5	Passerelle D'urgence	4 500	2	1 00			11 35	10 00			8 00	2 00	6 00	Reconstruction
6														
7														
8	Colly. Emergence	4 500	1	1 50			5 20	4 15			4 00		4 00	Reconstruction
9														
10	Damier Colly	6 500	1	1 25			10 00	0 95			9 00	1 80	7 20	Reconstruction
11														
12														
13														
14														
15														
16														
17														
18														
19														
20														
21														
22														
23														
24														
25														
26														

4 réparations, 22 reconstruction

21

TABLEAU NO 7

TYPES, DIMENSIONS, SYSTEME ISOSTATIQUE ET OUVERTURES POUR LES PONTS A RECONSTRUIRE BASEES SUR Q 50

No	Route	P.R. Type	Nombre de travées		Longueur totale de la travée		Plan statique de nouveaux ponts	Longueur de l'ouverture de la travée m	Hauteur du pont		Largeur totale du nouveau pont m	Largeur des trottoirs m	Largeur chaussées m	Capacité Hydraulique du pont existant fondation	DÉRIF Q 10/Q 50 Tab. No 4	Capacité Hydraulique Ponts à reconstruire Q = A x V	A m ²	V m/s
			Existente m	Nouvelles m	Existente m	Nouvelles m			Existente m (H)	Nouve m (H)								
1a,b	Djougou-Pehonco	5.4 / VI	Effondré	1	Effondré	30		9	Effondré	4.90	10	2 x 1.0	8	Effondré	90/135	143	84.15	1.7
2	Bassila-Djougou	75.7 / IV	1	2	6.55	16		7	2.69	2.60	10	2 x 1.0	8	24.9/0.0m	40/60	61	22.4	2.7
3	Bassila-Djougou	77.7 / II	2	2	13.10	16		7	3.14	3.39	10	2 x 1.0	8	56.6/0.0m	62/93	94	33.46	2.8
4	Bassila-Djougou	71.2 / II	1	2	6.0	20		9	1.96	2.05	10	2 x 1.0	8	14.4/+0.5m	30/50	50	17.1	2.9
5	Bassila-Djougou	62+600/II	1	1	10.0	10		9	3.75	3.66	10	2 x 1.0	8	58 - 1.70	35/53	53	19.44	2.7
6	Bassila-Djougou	74.4 / I	1	2	6.0	16		7	3.30	2.46	10	2 x 1.0	8	30.5/0.0m	36/60	60	19.95	3
7	Boukoumbe-RNIE3	75.5 / I	1	1	3.65	8		7	3.28	2.95	10	2 x 1.0	8	18.2 - 1.0m	16/25	25	10.01	2.5
8	Cobly Tanghieta	4+900/I	1	1	4.15	8		7	3.62	3.05	10	2 x 1.0	8	27 - 20	15/23	23	11.55	2
10	Datory-Cobly	6+300/I	1	3	9.95	30		9	2.51	2.30	10	2 x 1.0	8	45 - 0.0	75/113	116	40.5	2.8
11	Djougou-Pehonco	22.2 / I	1	1	9.15	10		9	3.32	3.65	10	2 x 1.0	8	24.2/+1.0m	17/26	29	19.4	1.5
12	Kandi-Segbana	16.5 / IV	1	1	8.00	10		9	4.44	5.60	10	2 x 1.0	8	31.5/+1.5m	79/120	122	42.01	2.9
13	Kandi-Segbana	13.0 / I	1	1	7.5	10		9	3.50	3.30	10	2 x 1.0	8	39.0/-1.0m	37/60	61	20.4	3
14	Logozohé-Glazoué	5.2 / IV	1	1	10.35	10		9	3.86	3.70	10	2 x 1.0	8	59.3/0.0m	46/70	70	24.03	2.9
15	Ndali-Niké	50.6 / VI	1	3	31.2	30		9	3.53	4.45	10	2 x 1.0	8	167.6/+0.5m	150/240	246	85.03	2.9
16	Ouale-Djougou	13.5 / IV	1	2	11.7	16		7	3.54	3.50	10	2 x 1.0	8	61.9/-	46/70	71	27.51	2.6
17	Ouale-Djougou	24.9 / I	1	1	10.0	10		9	2.60	2.05	10	2 x 1.0	8	30.8/+0.5m	18/27	27	9.22	3
18	Pehonco-Limite Opart	14.2 / III	2	3	17.4	30		9	3.78	3.45	10	2 x 1.0	8	114.4/+0.5m	92/140	143	53.1	2.7
19	RN7-Tanghieta	10.3 / III	1	2	4.85	20		9	2.22	2.45	10	2 x 1.0	8	19.9/-0.6m	50/75	76	28.1	2.9
20	Save-Oke Owo	10.4 / II	2	2	12.6	16		7	2.96	2.95	10	2 x 1.0	8	49.0/+0.5	50/75	75	26.8	2.8
24	Tehaurou-Beterou	29.0 / V	1	2	21.7	20		9	5.25	6.25	10	2 x 1.0	8	195.0/-1.5	100/150	156	81.9	1.9
25	Teheti-Savalou	31.4 / IV	2	1	6.3	10		9	2.56	2.75	10	2 x 1.0	8	19.9/+1.5	14/25	25	11.7	2.1
25	Teheti-Savalou	20.3 / VI	3	3	21.5	30		9	5.45	5.45	10	2 x 1.0	8	144.6/+1.5	179/268	276	98.55	2.8

NOTES:

1 Q = A x V - C Capacité Hydraulique actuelle
 V = 2m/sec
 Tirant d'air = 0.25m
 A - Section mouillée de l'écoulement en m²
 Hmax = H - 0.25m

2 Q = A x V V Capacité Hydraulique pour les ponts à reconstruire
 V = 1.4m/sec - 3m/sec
 Tirant d'air = 1.0m - 1.5m
 A - Section mouillée de l'écoulement en m²

22

ANNEXE – SPECIALE II
-PROFIL EN LONG
-VUE EN PLAN

PROFIL LONGITUDINAL

A-B

ROUTE

OJOUGOU - PEKONCO

PONT No.1

P.K. 5.400

PVI

R = 230m

T = 7.23m

V = 0.11m

c = 3' 30"

$\frac{8.2}{10.0m}$

0.00 %
44.0m

PVI

R = 150m

T = 8.00m

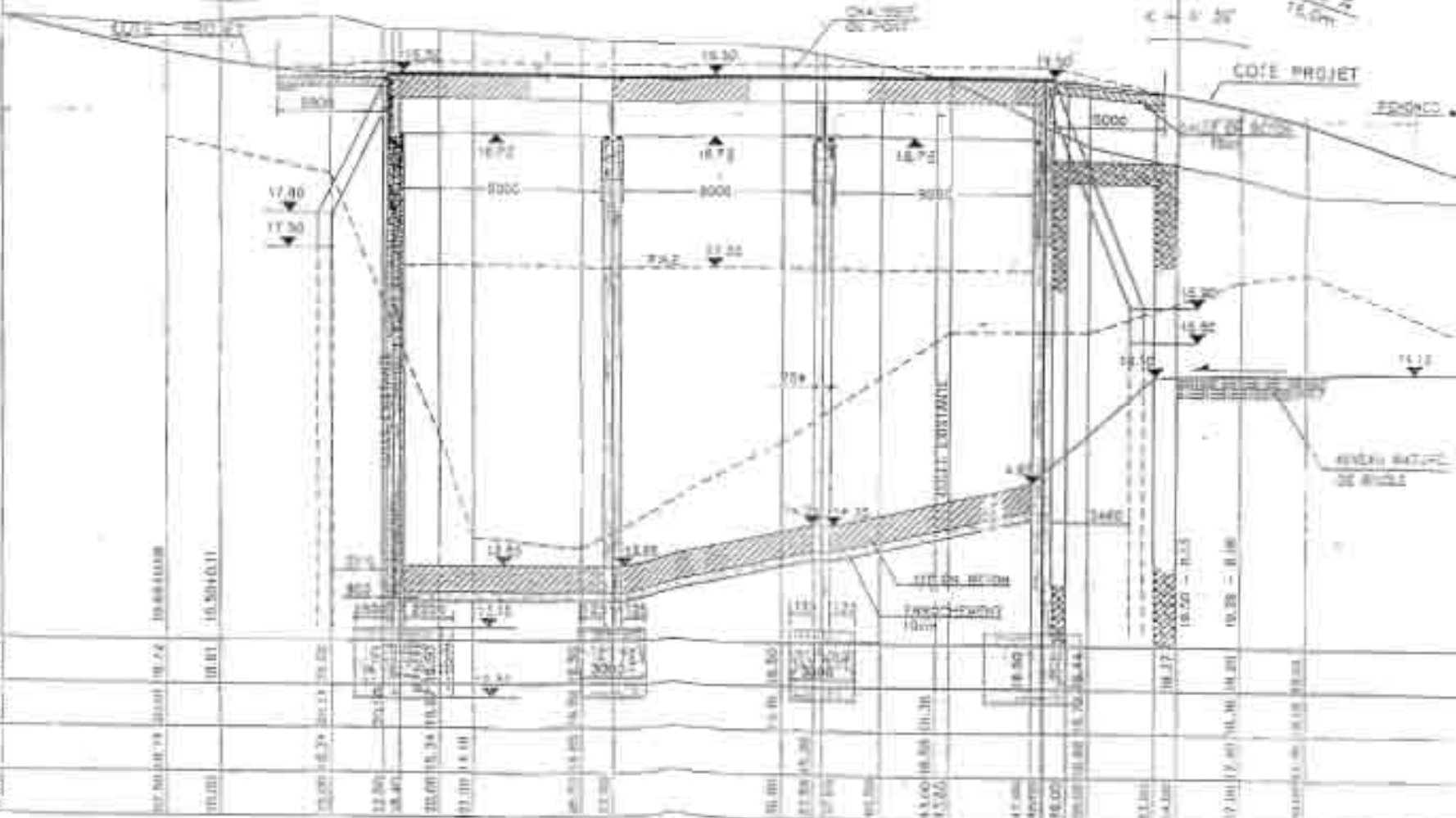
V = 0.12m

c = 3' 30"

$\frac{8.2}{10.0m}$

COTE PROJET

PEKONCO



PLAN DE NOTION 1:200

PROFIL GROS DE TERRAIN

PROFIL DETAILÉ DE TERRAIN

PROFIL DÉTAILÉ DE TERRAIN

CHASSIS

OUVRAGE:
OJOUGOU - PEKONCO (NO.1)
P.K. 5.400

REPUBLIQUE DU BENIN
DIRECTION DES ROUTES ET OUVRAGES D'ART

CONC-3802

PROFIL LONGITUDINAL

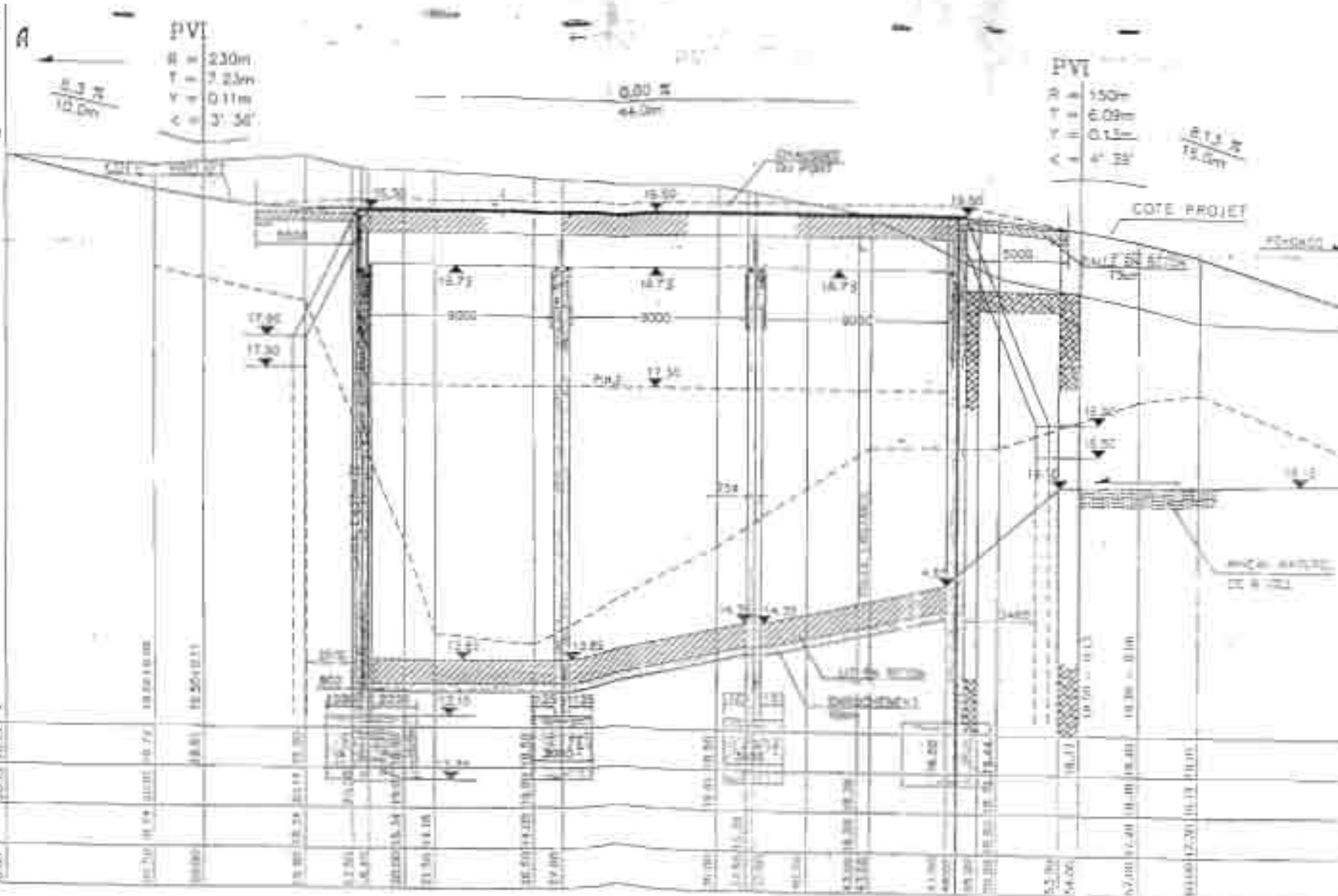
A-B

ROUTE

DJOUSSOU - PEHONCO

PONT No.1

F.E. S.400



PLAN DE REFERENCE 15.00

SYNTHÈSE FINAL DE TOUTES

REVISIONS

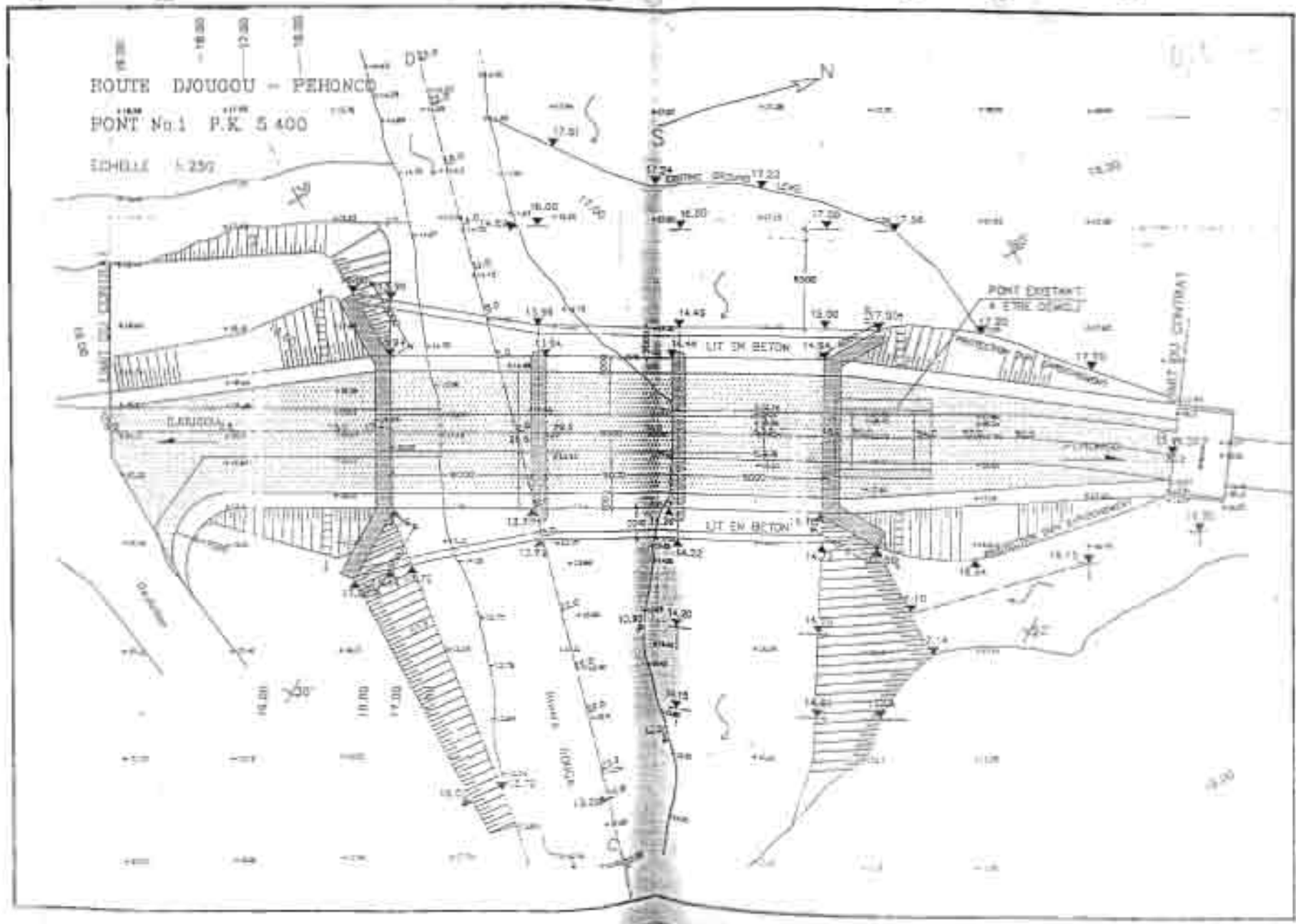
DATE

REVISIONS

OUVRAGE:
 DJOUSSOU - PEHONCO (NO.1)
 FIL S.400

REPUBLIQUE DU BENIN
 DIRECTION DES ROUTES ET OUVRAGES D'ART

CONSULTANTS



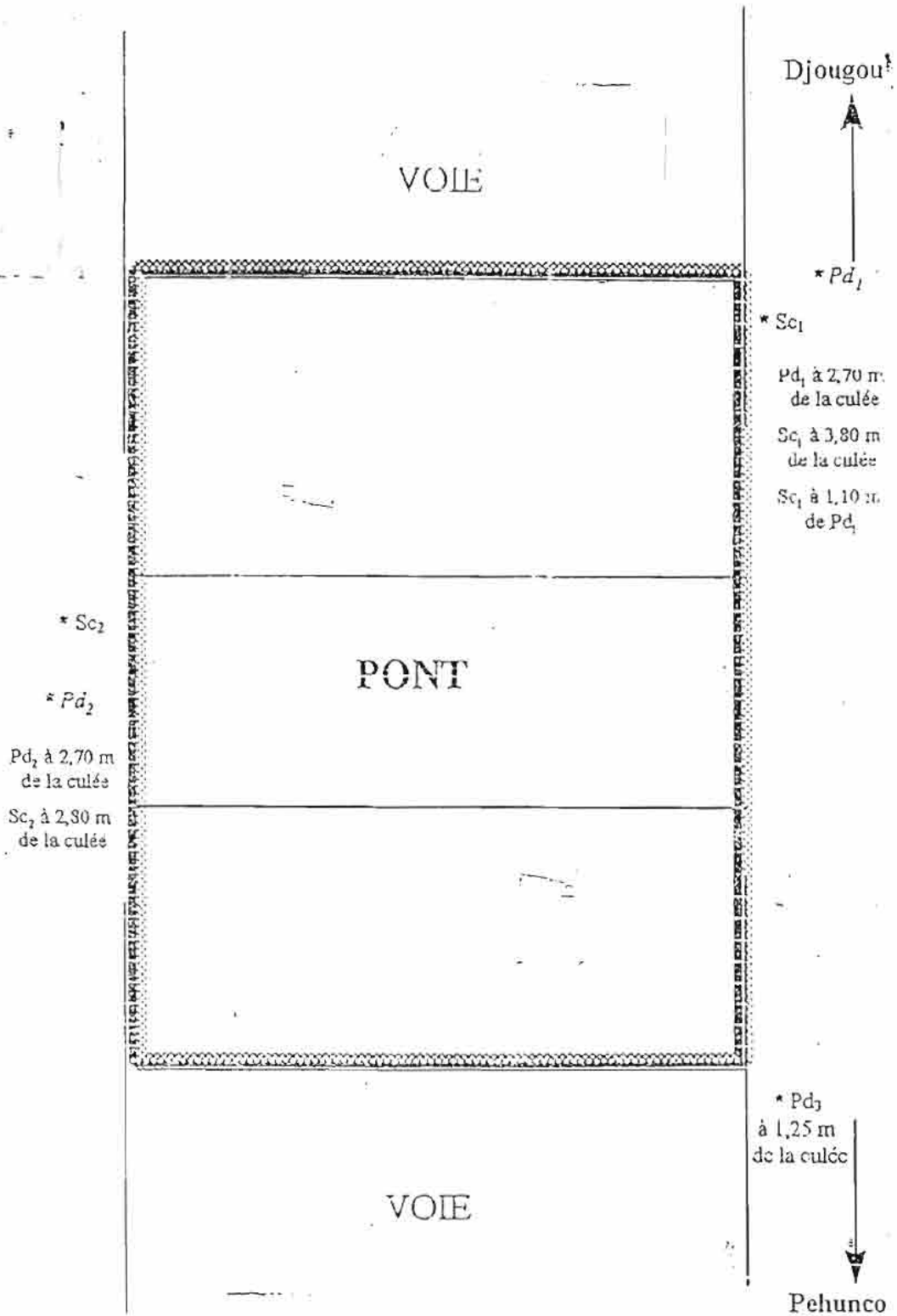
OUVRAGES :
 DJOUGOU - PEHONCO (No.1)
 P.K. 5.400

REPUBLIQUE DU BENIN
 DIRECTION DES ROUTES ET OUVRAGES D'ART

ANNEXE – SPECIALE III
-ETUDES GEOTECHNIQUES
-DEVIS ESTIMATIF

1- PLAN D'IMPLANTATION

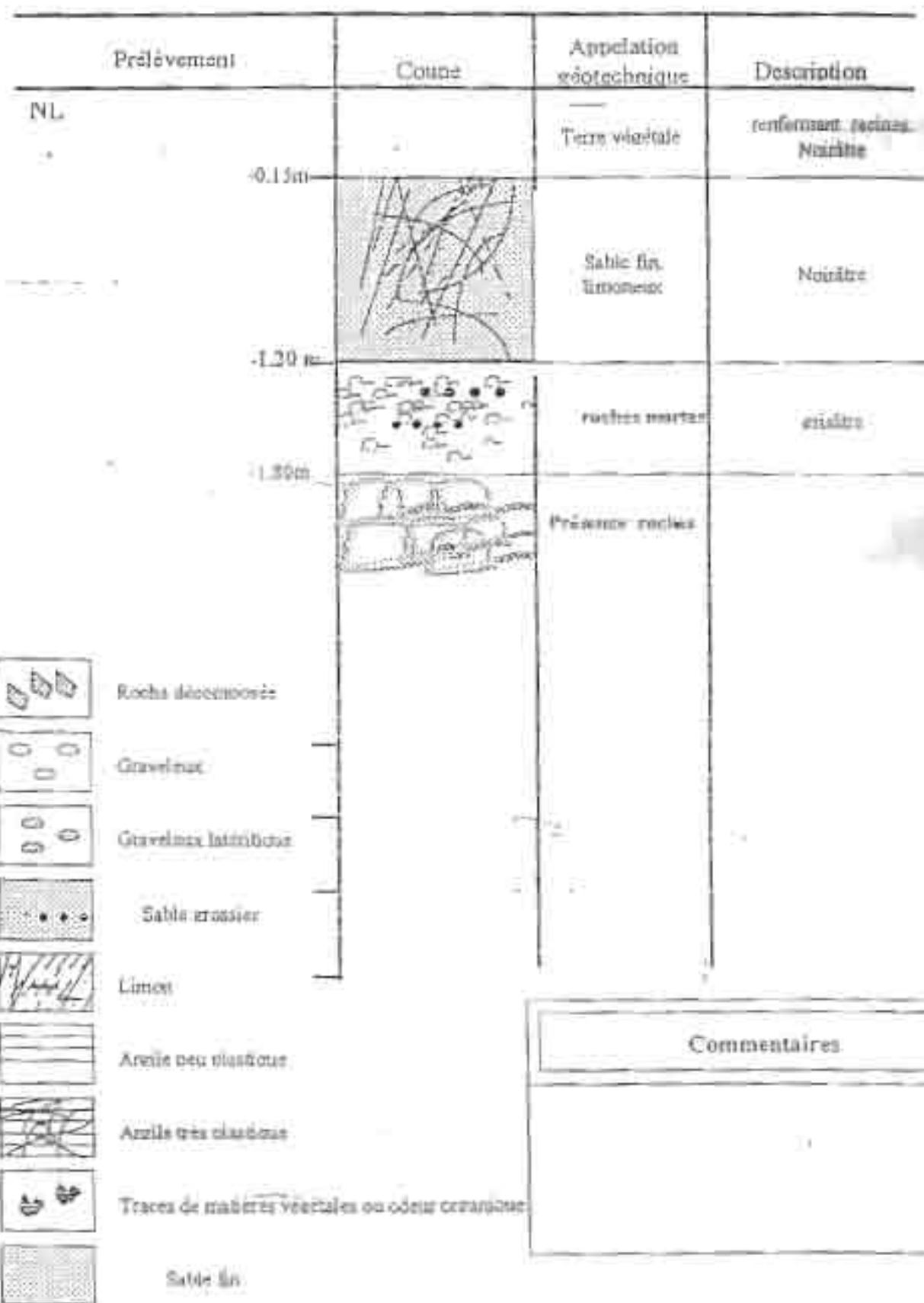
PONT DJOUGOU-PEHUNCO AU PK 5+400



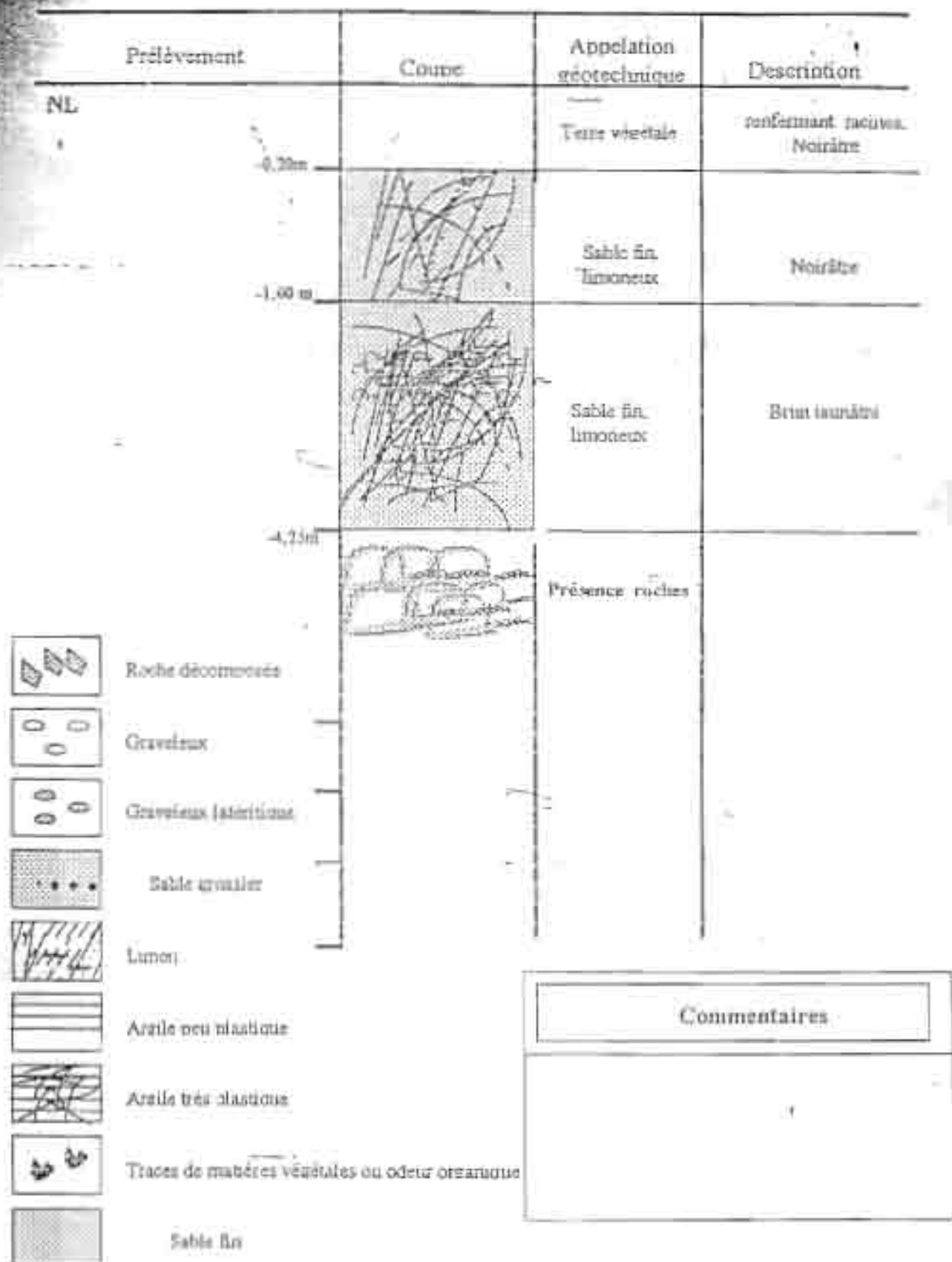
* Pd: point pénétrométrique

* Sc: Sondage à la soupape

COUPE DE SOLS SC₁ au Pd₁ (Djougou-Pehunco au PK 5+400)



COUPE DE SOLS SC₂ au Pd₂ (Diougou-Pehunco au PK 5+400)



2- TABLEAUX RECAPITULATIFS DES RESULTATS D'ESSAIS DE PENETRATION ET COURBES DE PENETRATION DYNAMIQUES

Nombre de coups sur la pointe pour un enfoncement de 20 cm			
Pont DIOUGOU - Pehunoo au PK 5+400			
Prof en m	N(Pd1)	N(Pd2)	N(Pd3)
2			SL
1,8			3
1,6			1
1,4			1
1,2			1
1			3
0,8			8
0,6		SL	7
0,4		4	9
0,2		5	8
0 (NL)	SL	5	7
-0,2	1	3	13
-0,4	2	3	12
-0,6	7	2	9
-0,8	4	3	6
-1	4	3	7
-1,2	9	6	7
-1,4	11	9	8
-1,6	16	11	22
-1,8	38	27	23
-2	162	32	24
-2,2	205	33	14
-2,4		29	213
-2,6		33	
-2,8		28	
-3		45	
-3,2		30	
-3,4		22	
-3,6		12	
-3,8		22	
-4		210	

*SL : correspond à la surface libre des sols en place à la période des essais (Juin 1998)

**NL : correspond au niveau approximatif du lit débord de la lecture des levés topographiques

Résistance à la rupture des sols à la pointe
du pénétromètre dynamique Rd en bars

Pont DJOUGOU - Pehunco au PK 5+400

Prof en m	Pd1	Pd2	Pd3
2			SL
1,8			18
1,6			6
1,4			6
1,2			6
1			18
0,8			49
0,6		SL	43
0,4		24	55
0,2		31	49
0 (N.L.)	31	31	43
-0,2	6	16	80
-0,4	12	18	74
-0,6	43	12	47
-0,8	12	18	31
-1	24	18	37
-1,2	55	37	37
-1,4	68	55	42
-1,6	99	68	117
-1,8	235	157	122
-2	<u>1006</u>	<u>170</u>	<u>127</u>
-2,2	1273	175	74
-2,4		154	1135
-2,6		175	
-2,8		148	
-3		239	
-3,2		159	
-3,4		117	
-3,6		63	
-3,8		117	
-4		1119	

*SL : correspond à la surface libre des sols en place à la période des essais (Juin 1975)

** N.L. : correspond au niveau approximatif du lit déduit de la lecture des levés topographiques

3 - TABLEAU RECAPITULATIF DES CONTRAINTES ADMISSIBLES INDICATIVES

Contraintes admissibles indicatives σ en bars.			
Pont OJOUGOU-Pehunco au PK 5+400			
Prof en m	GPa1	GPa2	GPa3
2			SL
1,8			0,9
1,6			0,3
1,4			0,3
1,2			0,3
1			0,9
0,8			2,45
0,6		SL	2,15
0,4		1,2	2,75
0,2		1,55	2,45
0 (NL)	SL	1,55	2,15
-0,2	0,3	0,9	4
-0,4	0,6	0,9	3,7
-0,6	2,15	0,6	2,35
-0,8	1,2	0,9	1,55
-1	1,2	0,9	1,85
-1,2	2,75	1,85	1,85
-1,4	3,4	2,75	2,1
-1,6	4,95	3,4	5,85
-1,8	11,75	8,35	6,1
-2	50,3	8,5	6,36
-2,2	63,65	8,75	3,7
-2,4		7,7	56,75
-2,6		8,75	
-2,8		7,45	
-3		11,95	
-3,2		7,95	
-3,4		5,85	
-3,6		3,15	
-3,8		5,85	
-4		55,95	

*SL : correspond à la surface libre des sols en place à la période des essais (Jum 1998)

**NL : correspond au niveau approximatif du lit déblant de la lecture des levés topographiques

SITUATION PREVISIONNELLE DE FIN DE TRAVAUX

N° des posts	Désignation des Ouvrages	Unité	Quantités		Prix		Montants		Quantités De Marché
			Cumulées	Unitaires	Unitaires	Cumulés			
POSTE 090 - INSTALLATION DE CHANTIER									
1	Frais d'installation générale de chantier et des services généraux	Forfait	1		75 500 985		75 500 985		100,00%
2	Réalisation de la situation prévisionnelle	Forfait	1		4 400 125		4 400 125		100,00%
TOTAL POSTE 090:							80 122 110		
POSTE 100 - TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS									
101	Amenagement du site	m2	1 500,00	2 815		4 212 500	1 500,00	100,00%	
102	Démolition de fouage à vapeur	U	1		5 490 233		5 490 233	1	100,00%
103	Faibles de brouettes	m3	1 214,00	8 474		7 632 284	1 144,00	93,82%	
TOTAL POSTE 100:							17 414 497		
POSTE 200 - OUVRAGE D'ART									
201	Béton de propreté dosé à 300 Kg de ciment	m3	232,587	126 723		29 490 403	71,800	30,84%	
202	Béton de fondation dosé à 350 Kg de ciment pour les semelles de culées et piles	m3	234,235	170 732		39 991 581	211 200	90,19%	
203	Béton d'élevation dosé à 400 Kg de ciment pour les piles, culées et tours têtes	m3	192,758	228 511		47 257 591	175 430	90,91%	
204	Fabrication, fourniture et pose de poutres préfabriquées en béton armé	m3							
204.1	Poutre de longueur 3m75	U	58		428 905		7 729 144	58	100,00%
204.2	Poutre de longueur 7m75	U	70		360 187		0		
205	Fabrication, fourniture et pose de tables préfabriquées en béton armé	m3							
205.1	Table de longueur 175 cm de largeur 110 cm et d'épaisseur 6 cm	U	21		25 413		0		
205.2	Table de longueur 175 cm de largeur 108 cm et d'épaisseur 6 cm	U	135		28 176		3 828 760	21	60,07%
206	Béton de superstructure dosé à 400 Kg de ciment pour la dalle du tablier et les trottoirs	m3	62,80	172 875		11 900 960	54 070	86,11%	
207	Béton de fondation dosé à 350 Kg de ciment pour les dalles de transition	m3	17,280	176 405		3 043 545	18 000	103,59%	
208	Aciers pour les bétons armés	Kg	64 075	727		42 326 225	45 060	140,54%	
210	Joints de dilatacion pour chaussées et trottoirs	m	42,00	172 770		7 239 180	42,00	100,00%	
211	Appareils d'appui en réceptifs armés pour les piles et culées	U	35		134 716		4 711 180	35	100,00%
212	Gergouilles en PVC D100 pour l'installation des eaux pluviales	U	12		27 250		327 036	20	60,00%
213	Garde-corps en acier soudé	m	60		81 817		4 909 020	60,00	100,00%
214	Bardures en béton surélevées	m	20,00	21 301		426 020	20,00	100,00%	
215	Descentes d'eau en béton	m	18,00	31 794		572 328	12,00	66,67%	
216	Rectification du lit de la rivière au droit du pont	m3	2599,458	5 370		17 125 598	160 000	482,09%	
217	Pierres maçonnées	m3	350,000	31 134		10 917 900	80 000	431,94%	
218	Pierres à deux courbes de bitume sur les surfaces en béton en contact avec la terre	m2	682,20	1 039		709 150	450,00	151,61%	
219	Chape d'intermédiatisation	m2	0,00	1 030		0			
220	Escarpe de vade	m	12,00	130 914		1 570 968	20,00	66,67%	
221	Béton armé dosé à 250 Kg de ciment pour le tablier du B de la rivière	m3	72,854	162 120		11 817 575	102 500	71,84%	

SITUATION PREVISIONNELLE DE FIN DE TRAVAUX

N° des prix	Désignation des Ouvrages	Unité	Quantités Cumulées	Prix Unitaires	Montants Cumulés	Quantités Du Marché	%
222	Fourniture et mise en œuvre de béton dosé à 250 Kg de ciment d'épaisseur (3-11 cm) et de la tôle métallique BRC-65 pour drainage de surface de Toiture	m3	0,000	344 116	0	17 600	0,00%
TOTAL POSTE 200					250 885 185		
POSTE 300 - AMENAGEMENT DES VOIES D'ACCES							
301	Débrassement	m2	3 800,00	962	3 659 600	2 100,00	180,90%
302	Scarification, réglage et finition de la plate-forme en béton	m2	1 120,00	1 105	1 237 600	200,00	160,00%
303	Reconstitution des talus pour élargissement de chaussée	m3	200,00	8 785	1 757 000	520,000	28,46%
304	Rendite provoquant d'empêché	m3	3569,090	8 600	30 691 174	216,000	1652,4%
305	Déblai mis en remblai	m3	650,000	8 957	5 821 550	77,000	844,16%
306	Couche de fondation	m3	0,000	12 191	0		
307	Couche de roulement	m3	0,000	12 191	0	210,000	0,00%
308	Matériau drainant derrière les trottoirs	m3	0,000	51 838	0	42,000	0,00%
TOTAL POSTE 300					42 977 924		
POSTE 400 - DIVERS							
401	Perfor. de signalisation	t	2	129 449	258 898	2	100,00%
TOTAL POSTE 400					258 898		
RECAPITULATION							
000	INSTALLATION DE CHANTIER				80 722 110	80 122 110	100,0%
100	TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS				17 494 487	16 917 217	103,4%
200	OUVRAGE D'ART				250 885 185	194 459 364	129,0%
300	AMENAGEMENT DES VOIES D'ACCES				42 977 924	14 065 789	305,5%
400	DIVERS				258 898	258 898	100,0%
	Démolition béton	m3	4 748	79 455	377 252		
	Fourniture et mise en œuvre platines pour garde-corps	t	1	1 250 444	1 250 444		
GRAND TOTAL					393 356 310	305 823 374	128,6%