

MEMOIRE
DE FIN D'ETUDES

PRESENTE PAR :

SAMB Saliou

ANNEE 1993-1994

AMENAGEMENT
DU MARIGOT DE WEMTENGA
COMME EMISSAIRE
D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL
AU NORD-EST DE OUAGADOUGOU

Mention : **BIEN**

Encadrement

U. NIGG



DEDICACE

A mon père Alioune SAMB et

A ma mère Issa MBENGUE,

A mes frères et soeurs,

et A tous mes amis

je dédie ce travail, fruit de leur soutien matériel et moral.

E. I. E. R.
Enregistré à l'Arrivée
le 23 JUIN 1994 s. N° 242/94

REMERCIEMENTS

Je remercie vivement l'ensemble des personnes qui ont participé de façon active à l'élaboration de ce travail. Il s'agit de :

- Monsieur U. NIGG, professeur d'hydrologie à l'EIER, maître de mémoire pour sa disponibilité constante et son encadrement tout au long de ce travail.

- Monsieur A. NGONINA du Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques (CIEH) pour sa collaboration et les documents qu'il a bien voulu mettre à ma disposition.

Je n'oublierai pas de citer mes camarades de la 23^{ème} promotion pour l'ambiance qu'ils ont su maintenir au sein de nos rangs pendant toute la durée de notre formation d'ingénieur à l'EIER.

RESUME

L'étude que nous avons faite consiste à rechercher et proposer un type d'aménagement adapté au marigot de WEMTENGA, situé au Nord-Est de la ville de OUAGADOUGOU. Le tronçon étudié, s'étend de la source (en amont du boulevard circulaire) au pont de l'avenue Charles de Gaulle et porte ainsi sur une longueur de 1,7 km. Il draine un bassin de 10,56 km² de superficie.

L'estimation des débits de pointe de différentes périodes de retour et le choix d'une crue de projet décennale sont une première partie de notre travail.

Un bassin de rétention est envisagé en amont du dalot de franchissement du boulevard circulaire en vue de permettre l'écoulement de la crue décennale estimée sans débordement.

Une analyse comparative a montré les nombreux avantages d'un recalibrage avec des remblais de terre compactée et revêtue au matelas Reno par rapport aux autres possibilités d'aménagement reconnues.

Après un calcul sommaire hydraulique du bassin de retenue et du canal, on s'est intéressé à la détermination des caractéristiques du revêtement et à l'estimation des terrassements.

Des propositions sur d'autres types d'aménagement concernant le drainage des eaux pluviales du bassin versant de WEMTENGA dans le but d'une amélioration des conditions de vie urbaine, concluent cette présente étude.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
I. GENERALITES	2
I.1. Descriptions du Contexte	2
I.2. Le bassin versant du marigot de Wemtenga.....	2
I.2.1. Situation	2
I.2.2. Caractéristiques du bassin-versant	3
I.3. Descriptif de l'état actuel du marigot.....	3
II. ESTIMATION DES DEBITS DE POINTE AUX EXUTOIRES DES SOUS-BASSINS.....	4
II.1. Problématique du choix d'un modèle hydrologique.....	4
II.2. Application au bassin versant de Wemtenga.....	5
II.2.1. Choix du coefficient de ruissellement	5
II.2.2. Estimation des débits de pointe et comparaison avec les débits observés	6
II.3. Ecoulement des crues estimées au niveau des ouvrages de franchissement.....	7
II.3.1. Etude de l'écoulement à la sortie de ces ouvrages	7
II.3.2. Application au pont Charles de Gaulle et au dalot Circulaire.....	7
III. GEOTECHNIE DES MATERIAUX CONSTITUTIFS DU LIT DU MARIGOT.....	9
IV. LES DIFFERENTES SOLUTIONS D'AMENAGEMENT ENVISAGEABLES	10
IV.1. Recalibrage sans revêtement.....	10
IV.2. Recalibrage avec revêtement	10
IV.2.1. Les revêtements en béton.....	11
IV.2.2. Revêtement en perré maçonné.....	11
IV.2.3. Revêtement en enrochement.....	11
IV.2.4. Les revêtements en matelas Reno et gabions.....	12

V. DIMENSIONNEMENT SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT	
RETENU	12
V.1. Le bassin de retenue.....	12
V.1.1. Situation.....	12
V.1.2. Principes et fonctions.....	13
V.1.3. Modèle de dimensionnement.....	13
V.1.4. Calcul sommaire du bassin.....	14
a) Conditions d'écoulement à l'entrée du bassin (cf. Schema	
fig 3).....	14
b). Vidange du bassin	15
c) Calcul du temps de remplissage du bassin.....	16
d) Prévision des débordements.....	17
V.1.5. Proposition d'usage et d'entretien du bassin de retenue.....	17
V.2. Etude du recalibrage du marigot.....	18
V.2.1. Dimensionnement sommaire du canal.....	18
a) Pentes à donner aux talus du canal.....	18
b) Les hypothèses du calcul hydraulique.....	18
c) Les résultats.....	19
V.2.2. Dimensionnement des revêtements en matelas Reno et	
des protections en gabions	20
a) Epaisseur du revêtement - granulométrie de la pierre.....	20
b) Vitesse résiduelle au fond (10).....	21
CONCLUSION.....	23
BIBLIOGRAPHIE.....	24
LISTE DES SIGLES	26
ANNEXES	27

INTRODUCTION

Commencée en 1992 par le volet hydrologique, l'étude du marigot de Wemtenga se situe dans le cadre d'une série d'études entreprises par le Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques (CIEH) sur les techniques alternatives en assainissement pluvial en Afrique.

Connues en Europe depuis 1950, ces méthodes nouvelles dites "alternatives" viennent relever les défis posés par les méthodes classiques d'assainissement des villes qui se sont révélées insuffisantes pour l'évacuation rapide des eaux de ruissellement. Leur principe est fondé sur le stockage temporaire des eaux en vue de les restituer lentement dans le milieu.

L'étude d'aménagement du marigot de Wemtenga en tant qu'émissaire principal d'assainissement pluvial est l'une des premières tentatives d'application des méthodes alternatives à l'échelle d'un bassin urbain de la ville de Ouagadougou. Elle porte essentiellement sur le tronçon allant de la source au pont situé sur l'avenue Charles de Gaulle.

Après une estimation des débits de pointe de ruissellement, le présent document tentera de définir le type d'aménagement adapté à ce tronçon du marigot de Wemtenga à partir d'une analyse technico-socio-économique avant de faire l'étude sommaire de la solution retenue.

I. GENERALITES

I.1. Descriptions du Contexte (1)*

Située dans la zone climatique soudano-sahélienne, la ville de Ouagadougou a une pluviométrie moyenne annuelle tournant entre 700 et 750 mm, répartie en moins de trois mois et d'intensités souvent fortes. Les bassins versants de la ville sont du type latéritico-argileux reposant sur une grande masse de granites fissurés, situés à des profondeurs variant de 30 à 50 m. Les pentes sont généralement faibles et inférieures à 10 ‰. La faible imperméabilisation des bassins versants contribue à atténuer les débits de pointe de ruissellement pluvial.

Les sols lateritiques qualifiés de "perméables à petits", deviennent saturés après une phase d'absorption et se comportent comme des surfaces imperméables. Comme le soulignent LEBARBE et BOUBIER qui ont développé un modèle de ruissellement pour ce type de sol, courant dans les villes africaines, les coefficients de ruissellement prennent alors des valeurs que la stricte imperméabilisation des surfaces ne laissent pas prévoir.

I.2. Le bassin versant du marigot de Wemtenga

I.2.1. Situation (2)*

Placé dans la banlieue Est de la ville de Ouagadougou, le bassin versant du marigot de Wemtenga couvre une superficie de 10,6 km². Il est traversé par deux grandes avenues bitumées. L'avenue Charles de Gaulle, de direction Est-Ouest, coupe le bassin dans son tiers inférieur et sert de limite hydrographique aval au plus grand bassin versant étudié dont l'exutoire se situe précisément au pont de l'avenue Charles de Gaulle. Le boulevard périphérique Est, de direction Nord-Est à Sud-Ouest coupe ce bassin en deux parties. Une partie amont et une partie aval qui sont hydrographiquement liées entre elles par des dalots et des petits ponts permettant le transit des eaux de ruissellement de l'amont vers l'aval sous le boulevard périphérique.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie.

I.2.2. Caractéristiques du bassin-versant

Commencée en 1992, l'étude hydrologique du marigot de Wemtenga a été affinée en 1993 par un découpage du bassin en cinq sous-bassin pour mieux appréhender et maîtriser le ruissellement (cf Annexe 1). Les caractéristiques des différents sous-bassins (superficies, coordonnées géographiques des exutoires) sont résumées dans le tableau suivant (1)* :

Coordonnées géographiques des différents exutoires des sous bassins d'après LAMACHERE (Nov. 93).

N° Sous-bassin	Noms	Latitude N	Longitude - W	Altitude (m)	Sup. (km ²)
1	Boulevard circulaire Est	12°21'51"	1° 28' 41"	300	3,80
2	Charles de Gaulle	12°22'33"	1° 28' 46"	290	8,85
3	Charles de Gaulle rive droite	12°22'33"	1° 28' 41"	294	1,20
4	Charles de Gaulle rive gauche 1 (grand canal)	12°22'33"	1° 28' 52"	292	0,288
5	Charles de Gaulle rive gauche 2 (petit canal)	12°22'33"	1° 28' 52"	293	0,245

Le réseau de drainage du bassin est en évolution; il comprend des caniveaux revêtus le long des axes principaux des rigoles et des ravines non revêtus et le grand ravin du marigot, principal collecteur des eaux de ruissellement. Le bassin versant est inégalement occupé ; on y distingue en grande majorité des zones d'habitation traditionnelle très dense (63 %) et des zones loties en état d'urbanisation (34 %).

Le couvert végétal est très réduit (presque inexistant).

I.3. Descriptif de l'état actuel du marigot

Le marigot de Wemtenga reçoit les eaux de ruissellement de l'ensemble du bassin versant d'environ 1058 ha et écoule un débit variable de l'amont jusqu'à l'exutoire situé au pont de l'avenue Charles de Gaulle.

Les dimensions transversales du lit sont quand même variables grâce à l'érosion et aux prélèvements de matériaux sablo-gravelo-latéritiques pour la construction ; (minimum 4 m jusqu'à 76 m de larges sur certaines sections).

* Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Le profil en long est plus ou moins accidenté avec quelques puits d'eau creusés pour la confection de briques. Les pentes longitudinales sont toutes inférieures à 5 ‰.

Très peu sinueux dans son tracé et long de 3,6 km de l'amont jusqu'au franchissement de la route de Niamey, le tronçon étudié s'arrête à l'exutoire constitué par le pont Charles de Gaulle. Il porte ainsi sur une longueur de 2 km.

Actuellement, le lit est un véritable débarras, recevant des ordures de toutes sortes pouvant constituer un frein à l'écoulement (déchets solides, carcasses de voitures, cadavre d'animaux, etc.).

Par ailleurs une bonne partie du lit dans le sous-bassin amont du boulevard circulaire est déjà occupée par des constructions en cours. Cette situation résultant d'un manque de collaboration entre les services d'urbanisme et d'hydraulique peut entraîner des problèmes d'inondation en amont. De ce fait, les objectifs visés par une étude d'aménagement se résument à :

- permettre l'écoulement rapide des crues sans débordement
- mettre fin aux inondations provoquées, en aval surtout
- stabiliser les berges contre l'érosion hydrique mais aussi mécanique.

II. ESTIMATION DES DEBITS DE POINTE AUX EXUTOIRES DES SOUS-BASSINS

La conception d'un aménagement dans un univers urbain est fonction de plusieurs paramètres caractéristiques du site et du service à assurer. Le choix de la crue de projet et/ou du degré de protection des ouvrages doit résulter d'une comparaison entre le coût de l'investissement et les dommages et risques prévisibles, en cas de sous-dimensionnement. Cette démarche présente l'inconvénient d'être fastidieuse pour le technicien qui doit arriver à déterminer un optimum.

II.1. Problématique du choix d'un modèle hydrologique

Dans leur grande majorité, les études de dimensionnement des ouvrages collecteurs d'eaux pluviales réalisées en Afrique de l'Ouest s'appuient sur les modèles dérivés de la formule rationnelle, adaptée aux spécificités climatiques et urbaines des bassins africains.

Ainsi Sighomnou a procédé en 1986 à un réajustement des paramètres intervenant dans la formule de Caquot grâce à plusieurs campagnes de mesures réalisées à Ouagadougou et dans d'autres villes d'Afrique de l'Ouest. On arrive ainsi à bénéficier des formules type caquot adaptées sur Ouagadougou et estimant les débits de pointe à l'exutoire d'un bassin ou sous-bassin pour différentes périodes de retour (4)*.

Période de retour T (années)	Débits de pointe Q_p (m^3/s) avec A (ha) et I (m/m)
T = 1	$Q_p = 1,28.C^{1,16} . I^{0,23} . A^{0,82}$
T = 2	$Q_p = 1,59.C^{1,16} . I^{0,23} . A^{0,82}$
T = 5	$Q_p = 2,03.C^{1,17} . I^{0,24} . A^{0,81}$
T = 10	$Q_p = 2,38.C^{1,17} . I^{0,26} . A^{0,81}$

Dans ces formules, A représente la superficie drainée par l'exutoire et C, le coefficient de ruissellement expérimental observé ; I est la pente moyenne du réseau sur le plus long chemin hydraulique.

Les limites d'application de ces formules sont :

$$22 \text{ ha} < A < 1110 \text{ ha}$$

$$0,65 \% < I < 1,4 \%$$

$$25 \% < C < 80 \%$$

II.2. Application au bassin versant de Wentenga

Le calcul des crues de différentes périodes de retour nécessite l'estimation des paramètres intervenant dans ces formules.

Les superficies des sous-bassins et les pentes moyennes ont été déterminées par les études hydrologiques de WOME et KANE (3)* en 1992 et LAMACHERE (1)* en 1993.

II.2.1. Choix du coefficient de ruissellement

C'est le terme le plus difficile à évaluer dans l'estimation des débits de pointe par les formules types caquot. Il dépend entre autres des caractéristiques du sol, du type d'habitat et de l'état d'urbanisation du bassin. Son estimation dans le cadre d'une étude

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

d'aménagement doit se faire en fonction des conditions d'urbanisation future du bassin. Ainsi Bouvier (5)* recommande la prise en compte d'un taux d'accroissement moyen annuel de l'urbanisation de 5 % pour un ouvrage dimensionné pour une crue décennale en zone tropicale. Etant donné que les deux années de mesure sur le bassin versant de Wemtenga ne nous permettent pas d'estimer à coup sûr une valeur du coefficient de ruissellement en raison de la faible pluviométrie, nous l'avons évalué en moyenne à 60 %, en tenant compte des études du ruissellement faites sur les bassins voisins (bassin versant du marigot de Zogona par exemple).

II.2.2. Estimation des débits de pointe et comparaison avec les débits observés

Les autres caractéristiques des sous bassins (pente, superficie) en plus du coefficient de ruissellement, les débits de pointe décennaux estimés par les formules de Caquot et ceux observés en 1992 et 93 sont présentés dans le tableau ci-dessous.

(Voir en annexe 2 les détails des calculs des débits de pointe de différentes fréquences).

Stations	Caractéristiques Sous-bassins	Q ₁₀ estimé		1992		1993	
		m ³ /s	m ³ /s/km ²	m ³ /s	m ³ /s/km ²	m ³ /s	m ³ /s/km ²
Circulaire	Pente : 0,67 % Surface = 380 ha Cr = 60 %	44	11	14	3	14	3
Charles de Gaulle Rive gauche	I = 0,57 % S = 885 ha Cr = 60 %	83	9	30	3	31	3
Charles de Gaulle Rive droite	I = 0,57 % S = 120 ha Cr = 60 %	16	14			5	4
Charles de Gaulle Rive gauche 1	I = 0,57 % S = 28,8ha Cr = 60 %	5	18			2	6
Charles de Gaulle Rive gauche 2	I = 0,57 % S = 24,5 ha Cr = 60 %	5	19			1	4

* Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Les débits retenus pour le dimensionnement des ouvrages sont ceux de période de retour égale à 10 ans. Ce niveau de protection d'un aménagement d'une si grande importance est par ailleurs jugé raisonnable par ALAIN MOREL A L'HUISSIER (4)*. Néanmoins, l'auteur remarque comme dans le document du CIEH (5)* qu'il ne faudrait pas descendre en dessous de cette période de retour.

II.3. Ecoulement des crues estimées au niveau des ouvrages de franchissement

Le passage des débits de pointe estimés aux ouvrages de franchissement rencontrés sur le marigot est une contrainte à l'écoulement. En effet, ces ouvrages (pont Charles de Gaulle, dalot sur la circulaire) existant déjà, doivent permettre l'écoulement de la crue décennale sans débordement. Une telle vérification s'avère nécessaire dans l'étude d'aménagement d'un émissaire primaire, traversé par de grandes avenues telles que Charles de Gaulle et Boulevard circulaire.

II.3.1. Etude de l'écoulement à la sortie de ces ouvrages

Les débits déversés à l'aval d'un pont suivent la loi du déversoir, en écoulement dénoyé et dépendent ainsi uniquement de la charge en amont. La formule utilisée pour étudier cet écoulement est celle donnant le débit d'un déversoir épais, à large seuil :

$$Q = C. (2g)^{1/2} b.h.^{3/2}$$

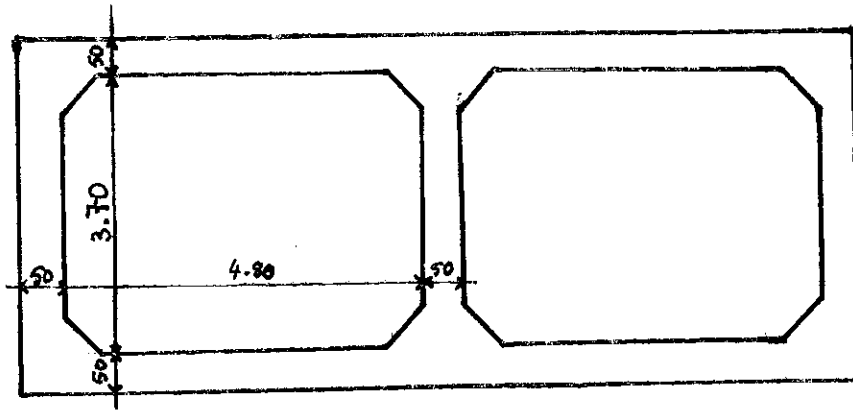
avec Q débit en m³/s.
 b longueur déversante en m
 g accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²
 c coefficient de débit, dépendant du profil du parement aval ; on le prend égal à 0,385 (6)*.

II.3.2. Application au pont Charles de Gaulle et au dalot Circulaire

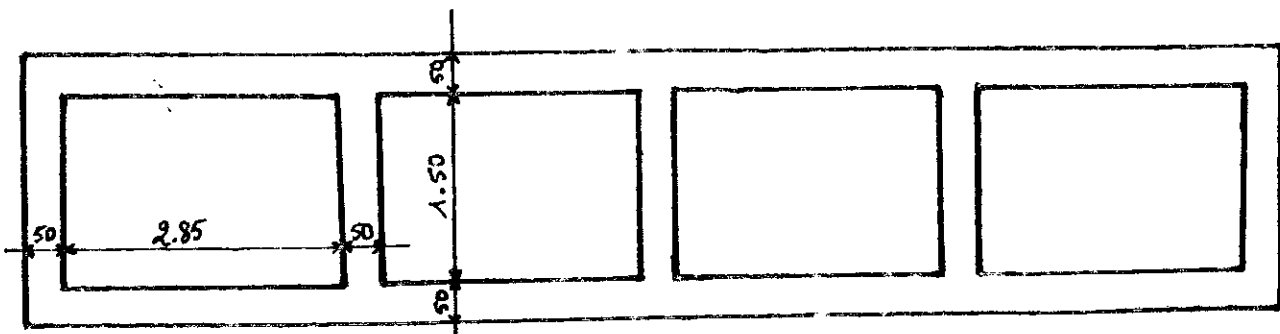
Le débit décennal à l'aval du pont Charles de Gaulle est égal à la somme des débits estimés aux différents exutoires des sous-bassins situés en amont du pont, soit 109 m³/s. L'application de la formule du déversoir ci-dessus avec les données suivantes, relatives à la section du pont (cf fig 1) :

$$\begin{aligned} Q_{10} &= 109 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 9,60 \text{ m} \\ c &= 0,385 \end{aligned}$$

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Figure -1

Coupe schématique de la section d'écoulement
au pont C. de Gaulle

Figure -2

Coupe schématique de la section d'écoulement au
dalot de la circulaire.

donne une hauteur de lame déversante de l'ordre de 3,50 m, inférieur à la hauteur des ouvertures du pont qui est de 3,70 m.

Le débit de pointe décennal estimé par la formule de Caquot peut ainsi passer sous le pont sans risque de débordement. Le même calcul appliqué à l'écoulement à la sortie du dalot du boulevard circulaire (cf fig 2) avec les données suivantes :

$$Q_{10} = 44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 11,40 \text{ m}$$

$$c = 0,385$$

donne une hauteur d'eau de l'ordre 1,70 m supérieure à la hauteur totale des ouvertures de l'ouvrage qui est de (1,50 m). Le risque de submersion de l'ouvrage n'est pas écarté en cas d'intervention d'une crue de type décennal. Seule la rétention des eaux en amont permettra à coup sûr d'éviter et/ou minimiser ce risque. Une telle idée rejoint le principe des techniques dites alternatives en assainissement pluvial.

III. GEOTECHNIE DES MATERIAUX CONSTITUTIFS DU LIT DU MARIGOT

Le lit du marigot de Wemtenga traverse une zone pratiquement homogène. Les études géotechniques entreprises ont porté sur l'identification des types de sols en place et leur aptitude à supporter un recalibrage du lit avec différents matériaux (cf Annexe 3).

A l'amont du boulevard circulaire, le sol du lit présente une granulométrie étalée composé de :

- gravier, en faible quantité 5 %
- sable 55 %
- particules fines (limon et argile) 40 %.

Ce qui confère à ce type de sol un caractère sablo-argileux d'après la classification établie par "High way Research Board" (7)*. C'est un sol modérément plastique car ayant son indice de plasticité compris entre 5 et 15. Il s'agit en fait d'un type d'argile inactive, non gonflante (genre kaolinite).

Le long du tronçon aval, allant de la sortie du dalot de la circulaire à l'amont du pont Charles de Gaulle, la granulométrie du sol présente un profil moins étalé composé de

:

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

2 à 5 % de graviers

65 à 75 % de sables

et des fines constituées de limons et d'argiles. La même classification citée ci-dessus lui donne un caractère essentiellement sableux type sables fins.

IV. LES DIFFERENTES SOLUTIONS D'AMENAGEMENT ENVISAGEABLES

L'étude hydrologique a débouché sur le choix d'une crue de projet décennale dont le passage au niveau du dalot de la circulaire ne peut se faire sans grand risque de débordement. Ce qui montre la nécessité de retenir tout ou une partie des crues en amont de cet ouvrage, dans le but de retarder l'écoulement vers l'aval. Les objectifs visés par cette étude d'aménagement étant entre autres de mettre fin aux nuisances dues à l'érosion et aux inondations, le recalibrage du lit, sans modification de son tracé en plan, avec écrêtage des crues par un bassin de retenue semble être la solution idéale.

Ce recalibrage nécessite des apports en terre importants pour remblayer certaines parties affectées par l'érosion. Le profil transversal retenu est la forme trapézoïdale du fait de la nature friable du terrain (Annexe 5).

L'objet de ce chapitre est d'établir une comparaison sur les différentes possibilités de recalibrage avec ou sans revêtement particulier afin d'adopter la solution la plus avantageuse notamment sur les plans technique et économique.

IV.1. Recalibrage sans revêtement

Le recalibrage simple du lit, avec de la terre dûment compactée est moins coûteux dans le cas où les zones d'emprunt ne sont pas très éloignées du site (cas de certaines carrières d'argiles identifiées). Cette solution simple présente l'inconvénient majeur de ne pas permettre une protection absolue des berges contre d'éventuels prélèvements de matériaux sablo-gravelo-latéritiques, destinés à la construction.

IV.2. Recalibrage avec revêtement

Le choix et la réalisation de revêtir les berges d'un cours d'eau canalisé permet d'obtenir de nombreux résultats parmi lesquels la protection des berges et du fond contre l'érosion et l'amélioration de leur stabilité.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Choisir un type de revêtement devient une tâche difficile pour le technicien ; il y a nécessité d'enquêter sur le type de revêtement ayant les caractéristiques techniques requises de perméabilité ou étanchéité, de rugosité, de robustesse, de flexibilité, de durée, d'économie afin d'adopter la solution qui offre les meilleures garanties. Cette solution est choisie en fonction des caractéristiques hydrologiques et géotechniques du marigot.

IV.2.1. Les revêtements en béton

C'est le revêtement idéal, techniquement adaptable à tout type de terrain. Ces nombreux avantages (durée de vie,...) ont un poids négligeable par rapport à son coût. Sa mise en oeuvre demande une certaine technicité aux entreprises locales.

On distingue par ailleurs plusieurs formes de revêtements en béton : ce sont les blocs artificiels comme les tétrapodes, les tribars, les cubes, les parallélépipèdes, les couvertures en éléments préfabriqués en béton simple ou armé.

IV.2.2. Revêtement en perrés maçonnés

Ce type de revêtement constitue une solution permettant une économie sur les coûts de certains matériaux par rapport au béton et une mise en oeuvre facile.

Cependant, en période de crue, où le sol des berges est saturé en eau, le battillage et les sous-pressions peuvent provoquer des fissures qui à long terme, compromettent la pérennité du revêtement. Ainsi, ce type de revêtement n'est pas avantageux dans le cas où, utilisé sur une longueur aussi importante, son entretien devient fastidieux et mobilise des frais élevés.

IV.2.3. Revêtement en enrochement

Ce sont des protections en pierraille à sec, disposées en vrac sur les berges et le fond du cours d'eau. La pose d'une telle structure peut s'effectuer par simple déversement direct sur les berges, même en présence d'eau. Ce type de revêtement a pour avantage principal la facilité de sa mise en oeuvre quelle que soit la nature du terrain, sans faire appel en plus à de la main d'oeuvre qualifiée. Les règles pour le calcul de dimensionnement d'un tel revêtement prévoient une épaisseur minimale de 30 cm avec un rapport entre l'épaisseur et la dimension moyenne de la pierre variant de 1,5 à 2. L'inclinaison maximum des berges doit être de 1/2.

L'inconvénient présenté par ce type de revêtement par rapport aux matelas Reno et gabions est qu'il supporte des vitesses 3 à 4 fois plus petites.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

IV.2.4. Les revêtements en matelas Reno et gabions

Ces avantages sont facilement compréhensibles quand on pense que la résistance des revêtements en enrochement est fonction de chacun des éléments lithiques, la présence du grillage permet au matelas Reno d'exercer un effort vraiment solidaire.

Compte tenu de la nature du sol des berges (cf III) les pentes à revêtir peuvent avoir une inclinaison de 1/2 ou 1/1,5. On adopte l'inclinaison minimum dans le cas de terrains sablonneux et finement inconsistant et l'inclinaison maximum dans le cas de terrains végétaux.

Sans aucun doute, les revêtements en matelas Reno offrent une série d'avantages qui, dans la plupart des cas, les rendent préférables aux revêtements rigides ou semi-rigides. Ces avantages se résument à leur souplesse, leur flexibilité, leur rugosité, leur durée de vie, leur coût et une bonne résistance à l'attaque des vagues.

Conclusion : Les revêtements en matelas Reno sont ainsi retenus pour les berges et le fond sauf au niveau des raccordements (canal-bassin de retenue ou ouvrage de franchissement) où les revêtements sont prévus en maçonnerie de pierre.

V. DIMENSIONNEMENT SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT RETENU

L'aménagement proposé vise d'une part l'application des technologies nouvelles dites alternatives en assainissement pluvial par la rétention des eaux de ruissellement en amont du boulevard circulaire et leur restitution petit à petit vers l'aval. L'aménagement du canal consiste à restaurer certaines parties affectées par l'érosion et de les revêtir au matelas Reno.

V.1. Le bassin de retenue

V.1.1. Situation

Il est situé en amont du boulevard circulaire, à environ 200 mètres de dalot de franchissement, sur une dépression naturelle identifiée lors de nos observations sur le terrain. L'étude géotechnique a révélé la nature argileuse des sols dans cette zone (cf annexe 3). On identifie en outre sur cette dépression des fentes de retrait et de dissiccation prouvant sans doute la présence d'argile à deux feuillets de type montmorillonite et /ou vermiculite.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

L'emprise foncière du bassin est une contrainte imposée par le plan de lotissement de la zone : elle est 250 x 150 m². A cette contrainte s'ajoutent d'autres dont il faut tenir compte pendant la conception de l'ouvrage. Ce sont les risques de noyade auxquelles les populations sont exposées, son intégration dans le paysage urbain et surtout sanitaire, son entretien et sa gestion. Il constitue ainsi une composante importante de l'aménagement de l'espace urbain.

V.1.2. Principes et fonctions

L'objectif et le principe de fonctionnement des techniques alternatives sont d'utiliser les fonctions principales que la nature met à notre disposition pour atténuer et/ou mettre fin aux nombreux problèmes causés par les eaux de ruissellement ; ce sont le stockage, l'infiltration et l'évaporation. Le bassin de rétention permet de contrôler au mieux le ruissellement en milieu urbain. C'est un ouvrage qui, comme le recommande R. HERZ (8)*, doit être installé le plus en amont possible, et dans des zones identifiées comme dépression naturelle en vue de drainer tout le sous-bassin versant. Il doit donc être implanté dans les zones non encore bâties.

Il est destiné à retenir partiellement les eaux de ruissellement en vue de temporiser ou retarder l'écoulement des crues en les restituant petit à petit vers l'aval. Il aura ainsi une série d'avantages parmi lesquels la diminution des risques d'inondation en aval et permettra une décantation des transportés solides (sable, graviers, etc.) du cours d'eau tant recherchés par les populations pour diverses activités dont la construction.

V.1.3. Modèle de dimensionnement

Situé à l'amont immédiat du dalot du boulevard circulaire (à environ 200 m) le bassin de retenue que nous préconisons est un bassin sec servant à temporiser ou retarder l'écoulement des crues vers le tronçon aval du marigot. Le calcul des dimensions d'un bassin de rétention ne repose que sur le seul principe de la conservation des volumes.

Son fonctionnement est régi par les trois principes du modèle du réservoir linéaire (9)* :

– une loi de conservation ou de continuité

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

- une loi de stockage $V(t) = f(H,t)$
- une loi de vidange $Q_s(t) = f(H,t)$

où H = hauteur d'eau dans le bassin
 $V(t)$ = volume d'eau stocké dans le bassin
 $Q_e(t)$ = débit d'eau à l'entrée du bassin
 $Q_s(t)$ = débit d'eau à la sortie
 et t représente la variation temps.

La loi de stockage dépend de la géométrie du bassin tandis que la loi de vidange peut être une loi d'orifice dont le débit varie avec la hauteur d'eau au dessus de l'orifice.

$$Q_s(t) = m \sqrt{2gh(t)} \cdot S(t)$$

avec $h(t)$: hauteur d'eau au dessus de l'orifice
 $S(t)$: section de l'orifice

V.1.4. Calcul sommaire du bassin

Placé sur une dépression naturelle pouvant collecter un important volume d'eau, le bassin aura une emprise superficielle, fixée par la topographie du terrain naturel, de 3,75 ha soit (150 x 250) m².

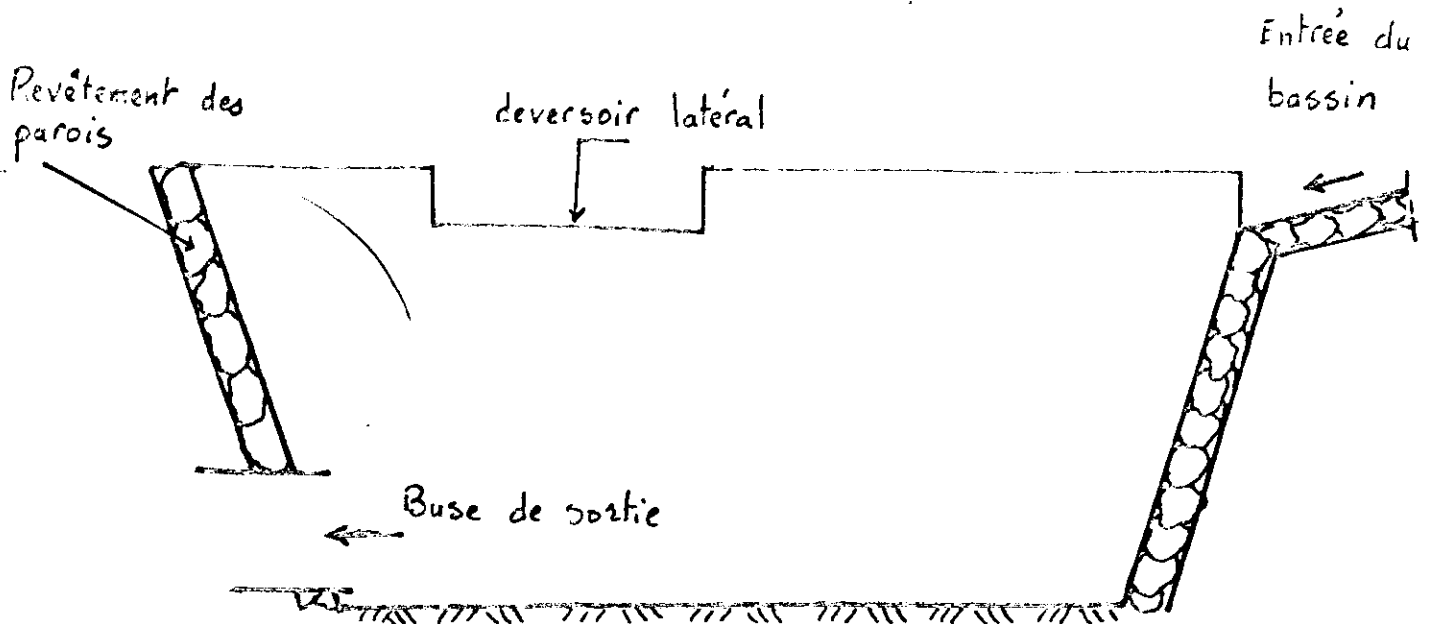
Sa profondeur maximum est fixée à 2,00 m en tenant compte des risques de noyade qu'il représente pour les enfants en particulier. Le volume d'eau stockable est donc de 75000 m³.

a) Conditions d'écoulement à l'entrée du bassin (cf. Schema fig 3)

Le bassin est directement relié au tronçon amont du canal long de 50 m et particulièrement revêtu en perrés maçonnés. Le régime d'écoulement sur cette partie est torrentiel car la pente du fond est fixée à 2 % pour permettre le remplissage du bassin indépendamment du niveau d'eau dans celui-ci. En d'autres termes le régime d'écoulement imposé en amont permettra l'arrivée d'eau dans le bassin quelles que soient les perturbations survenues à l'aval (obstruction des buses de sortie, etc.).

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Fig.3: Schema de fonctionnement du bassin



b). Vidange du bassin

La vidange se fait à partir des buses circulaires suivant une loi d'orifice :

$$Q_s(t) = m \sqrt{2gh(t)} S(t)$$

avec $S(t)$, section totale des buses égale à $n \cdot s(t)$.

$s(t)$ étant la section d'une buse de diamètre d .

Si $h(t)$ est la hauteur d'eau au dessus de l'orifice

on peut écrire $h(t) = H(t) - d$ avec $H(t)$ = hauteur totale d'eau dans le bassin.

Le calcul consiste à déterminer le débit maximum à la sortie des buses, pouvant passer sous les ouvrages de franchissement sans le moindre risque de débordement. Il s'agit donc de fixer $h(t)$ et le diamètre d des buses pour en déduire $Q_s(t)$

Pour un calcul approché, on peut prendre $m = 0,62 (9)^*$.

On arrive ainsi à déterminer pour une batterie de 9 buses circulaires de 1 m de diamètre chacun un débit d'évacuation maximal de 20 m³/s. Ce débit passera sous les ouvrages de franchissement en laissant une revanche libre de 50 cm, par ailleurs raisonnable pour un tel ouvrage.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

c) Calcul du temps de remplissage du bassin

L'intégration de l'équation de conservation (cf V.1.3) ci-dessous entre les instants t_0 de début du ruissellement et t_1 de remplissage du bassin donne :

$$\Delta V = [Q_e(t) - Q_s(t)] * \Delta t$$

En écrivant que $\Delta V = V(t) - V(t_0)$

et $\Delta t = t - t_0$

avec $V(t)$ = volume d'eau dans le bassin à l'instant t

$V(t_0)$ = volume d'eau dans le bassin à l'instant t_0

et en supposant que $V(t_0)$ est nul à l'instant t_0 c'est à dire qu'il n'y a pas d'eau dans le bassin à cet instant initial ($t_0=0$), on peut obtenir le temps de remplissage du bassin.

$$\text{Soit } t = \frac{V(t)}{Q_e(t) - Q_s(t)}$$

$Q_e(t)$ est le débit venant du canal en amont ; il est supposé égal au débit de pointe décennal estimé ;

$Q_s(t)$ est le débit maximum d'évacuation des buses de sortie ;

$$\text{Par application numérique on a : } t = \frac{75000}{44 - 20} = 52 \text{ mn}$$

Ce temps de remplissage est supérieur au temps de concentration du sous-bassin déduit de la formule de Sighomnou :

$$t_c = 0,34 I^{-0,41} A^{0,507} Q_p^{-0,287} \quad (5)*$$

dans laquelle t_c est le temps de concentration de bassin en mn.

I pente moyenne du bassin en m/m = 0,67 %

A superficie du bassin en hectare = 380 ha

Q_p débit de pointe en m^3/s = 44 m^3/s .

On trouve $t_c = 18$ mn.

On peut donc dire par extension et avec une certaine réserve que le bassin prévu peut jouer son rôle d'écrêteur de crue au niveau de ce sous-bassin.

d) Prévision des débordements

Pour éviter toute d et eriation du bassin et évacuer l'exc edent de débit qui arrive à partir du moment où celui-ci est rempli, on y prévoit un déversoir de sécurité. C'est un déversoir à seuil épais plac e sur les rebords du dit bassin et dimensionn e pour évacuer les eaux excédentaires par un fossé latéral am enag e vers un dalot de franchissement d'une ravine, situé à 50 m environ .

Hypothèse

On suppose que le bassin est rempli et que le débit qui arrive de l'amont est de 44 m³/s et celui d'évacuation des buses de 20 m³/s.

L'exc edent de débit $Q_d = 44 - 20 = 24$ m³/s est  vacu e par l'intermédiaire du déversoir latéral, suivant une loi de la forme :

$$Q_d = \mu L \sqrt{2g} h^{1,5}$$

dans laquelle la longueur du déversoir L est fixée en fonction de la longueur du bassin. Le coefficient de débit μ dépend de la forme et de l'épaisseur de la crête du déversoir. Pour un déversoir à crête épaisse de 15 cm on prend $\mu = 0,4$. La hauteur h de la lame déversante doit être la plus faible possible pour éviter les affouillements au pied de l'ouvrage ; on y préconise toutefois des protections en gabions.

En fixant $L = 100$ m On obtient $h = 3$ cm. Cette valeur de h serait acceptable pour diminuer les affouillements qui seront dus aux effets érosifs de la lame déversante.

V.1.5. Proposition d'usage et d'entretien du bassin de retenue

Mis en place pour écrêter les crues, le bassin doit être destin e à un usage plurifonctionnel en périodes de temps sec (terrain de sport, parc de loisirs,...). De ce fait les pentes des talus conçus en grosse maçonnerie doivent être assez douces (1/2 par exemple) et munies par endroit de marches d'escaliers. Le fond du bassin doit être revêtu d'une fine couche de sables fins en vue de faciliter son assèchement et son usage à d'autres fins.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

La sensibilisation des populations contre les rejets d'eaux usées et de déchets solides est une condition nécessaire s'inscrivant dans une démarche sanitaire et par ailleurs environnementale.

V.2. Etude du recalibrage du marigot

Cette étude consiste, en partie à remodeler les sections transversales en vue de permettre un écoulement rapide des crues sans érosion, ni inondation.

V.2.1. Dimensionnement sommaire du canal

Il est prévu un recalibrage avec des remblais de terre compactée sur les sections érodées et un revêtement en matelas Reno au niveau des berges et du fond de certains tronçons. Les revêtements sont en maçonnerie de pierre sur les raccordements entre le canal et les différents ouvrages (bassin de retenue, pont Charles de Gaulle, dalot de la circulaire).

a) Pentés à donner aux talus du canal

L'aménagement du canal consiste à donner à tous les profils en travers une forme trapézoïdale (cf. annexe 5), qui est d'ailleurs la plus couramment utilisée.

Tenant compte de la nature géotechnique du terrain (cf III) les pentes des talus sont de 1/1.5 sur le tronçon situé en amont du boulevard circulaire et 1/2 pour le tronçon aval (10)*.

b) Les hypothèses du calcul hydraulique

Le calcul s'effectue en divisant le canal en différents biefs de pentes différentes d'amont en aval (voir profil en long - Annexe 4) et en appliquant la formule de Manning Strickler :

$$Q = K_s \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} S \text{ dans laquelle}$$

Q est le débit écoulé en m³/s

K_s = coefficient de rugosité des parois du canal

I = pente du fond exprimé en m/m

R = rayon hydraulique en m

S = section mouillée en m².

Les coefficients de rugosité des revêtements employés sont de 40 pour le revêtement en maçonnerie et 45 pour les "matelas Reno remplis avec matériaux de sélection et mise en oeuvre soignée" (10)*.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Le calcul consiste à déterminer pour chaque bief, la profondeur normale y_n , la profondeur critique y_c et la vitesse v connaissant le débit, la pente du fond, le coefficient de rugosité, le fruit des berges et en fixant la largeur au fond du canal en fonction des dimensions transversales c'est à dire en minimisant autant que possible les volumes de remblais. Le débit choisi est le débit de pointe décennal sauf au niveau du tronçon allant de la sortie du bassin de rétention au dalot où le débit maximum sortant des buses est de $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

Au pied de certains biefs où la pente du fond du canal est assez forte et au niveau des chutes du radier, le régime d'écoulement change avec apparition probable d'un ressaut hydraulique, dissipateur d'énergie. On y prévoit des protections spéciales en gabions épais pour éviter les affouillements.

c) Les résultats

Les résultats des calculs effectués ainsi que les dimensions caractéristiques des différents biefs du canal sont exposés en annexe 6.

Calcul de la longueur des bassins à ressaut

La longueur du bassin de dissipation est donc égale à celle du ressaut dissipateur d'énergie ; on peut l'évaluer par la formule de Hsing et Posey (1938) citée par M. Caslier (6)* et valable pour les canaux à section trapézoïdale :

$$l = 5 h_2 \left(1 + 4 \frac{\sqrt{l_2 - l_1}}{l_1} \right)$$

dans laquelle l est la longueur du ressaut

h_2 : hauteur d'eau en aval du ressaut

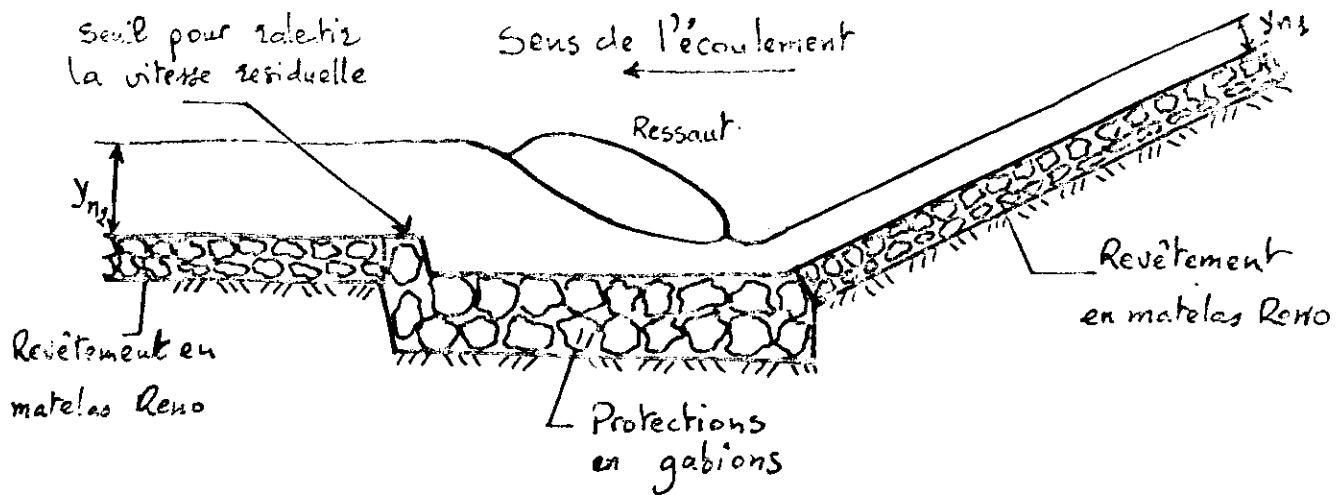
l_2 : largeur superficielle en aval du ressaut

l_1 : largeur superficielle en amont du ressaut.

L'application de cette formule aux biefs N°5 et 6 où les protections sont nécessaires donne des bassins de 14 m de long sur le bief 5 et 16 m sur le bief 6 (voir fig 4)

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

Fig.4: Coupe longitudinale d'un bassin à ressaut



V.2.2. Dimensionnement des revêtements en matelas Reno et des protections en gabions

Le dimensionnement des revêtements en matelas Reno et des protections en gabions envisagés consiste à évaluer l'action de l'eau dans la section coulante comme sous les revêtements. C'est en d'autres termes l'analyse de la stabilité du revêtement vis à vis de la vitesse et de la pression dues au courant. La résistance des revêtements en matelas Reno dépend non seulement de la solidité du grillage, mais aussi de l'épaisseur de la structure et de la taille de la pierre de remplissage.

Etant donné que les sollicitations auxquelles sera soumis le revêtement dépendent aussi de la vitesse moyenne du courant, la fixation des caractéristiques du matelas Reno sera facilitée par les données du fond et des berges du cours d'eau.

a) Epaisseur du revêtement - granulométrie de la pierre

Les épaisseurs approximatives à adopter pour les revêtements en matelas Reno et en gabions ont été déterminées expérimentalement en fonction des caractéristiques granulométriques des pierres de remplissage et de la vitesse du courant par le "Hydraulics

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

ANNEXE 1 : CARTE DU BASSIN VERSANT

La vitesse V_b est à comparer à la vitesse V_e , acceptable par le matériau de base :
 $V_e = 16, 1d^{1/2}$ où d est la dimension en mètre des particules de sol auxquelles on veut éviter l'érosion.

On suppose qu'une part importante du matériau de base ne soit pas emportée par l'érosion (environ 80 %) ; on peut retenir ainsi d'après les analyses granulométriques (Voir annexe 3) que $d = 10 \mu\text{m}$ pour le tronçon situé entre le bassin de retenue et le dalot du boulevard circulaire, et $50 \mu\text{m}$ pour le tronçon du canal en aval de cet ouvrage de franchissement.

Le tableau suivant présente les valeurs calculées pour V_e et V_b sur les différents biefs du canal revêtu aux matelas Reno ou gabions de pentes différentes.

N° bief	i (%)	Vb (m/s)	Ve (m/s)
3	0,25	0,30	0,05
4	2	0,9	0,11
5	0,46	0,50	0,11
6	0,20	0,30	0,11

Les vitesses acceptables, par le matériau de base sont toutes inférieures aux vitesses d'écoulements de l'eau à l'interface revêtement - fond. Il apparaît donc la nécessité de prévoir une couche de filtre en graviers entre le matelas Reno et le sol afin de diminuer la vitesse à ce niveau.

L'épaisseur de cette couche est fonction de l'écart qu'il y a entre les vitesses V_b et V_e ci-dessus calculées. On peut ainsi retenir sur l'ensemble de ces biefs une couche de 20 cm d'épaisseur.

V.2.3. Les cubatures

L'estimation des cubes de terre mobilisés par un tel aménagement est une part importante dans la détermination de son coût. Le calcul effectué pour le recalibrage, à partir des profils en travers sélectionnés (cf Annexes 5 et 7), donnent un volume de terre de 7000 m^3 de déblais contre 29000 m^3 en remblais. La mise en place du bassin de rétention d'une capacité de 75000 m^3 permettra de résorber cette grosse différence entre les remblais et déblais et diminuer considérablement le coût de l'aménagement.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

CONCLUSION

L'étude ainsi faite a montré :

- les importants débits de ruissellement estimés pour un bassin versant urbain d'une dizaine de km² de superficie, dépassant largement les débits observés ces deux dernières années (1992 et 1993).

- et la possibilité d'un aménagement type recalibrage avec écrêtage partiel des crues par le biais d'un bassin de retenue.

Si cette forme d'aménagement est une solution aux nombreux problèmes causés par l'érosion et les inondations, il n'en sera pas ainsi pour une crue supérieure à la décennale (la centennale par exemple) ; des formes d'organisation spéciale doivent donc être envisagées.

Aussi, la prévision de points de franchissement du canal à l'échelle des piétons compléterait cette étude. Par ailleurs des études sur l'aménagement des nombreuses petites ravines assurant le drainage des eaux ruisselées jusqu'au collecteur principal qu'est le marigot et comme du reste celui du tronçon situé en aval du pont Charles de Gaulle s'avèrent nécessaires pour atteindre les objectifs visés par le projet d'amélioration des conditions de vie urbaine à Ouagadougou (volet eaux pluviales) dans le secteur de WEMTENGA.

BIBLIOGRAPHIE

- 1) LAMACHERE : Etude hydrologique du marigot de Wentenga
CIEH/ORSTOM*, Novembre 1993)
- Ville de OUAGADOUGOU

- 2) A. MOREL A L'HUISSIER : Utilisation des techniques alternatives pour la maîtrise
du ruissellement pluvial dans les villes d'Afrique
Noire.
(CERGRENE* - Septembre 1992).

- 3) K.A. WOME et A. KANE : Etude de l'assainissement pluvial du bassin du marigot
de Wentenga, ville de Ouagadougou - Campagne 1992.
CIEH*/Octobre 1993)

- 4) A. MOREL A L'HUISSIER : Projet d'amélioration des conditions de vie urbaine à
Ouagadougou - volet eaux pluviales.
(Paris 15 Novembre 1993).

- 5) BOUVIER - CIEH* - DESBORDES : Assainissement pluvial urbain en Afrique
de l'Ouest
Modélisation du ruissellement.
313 pages + annexes (1990)

- 6) M. CARLIER : Hydraulique générale et appliquée
(Editions EYROLLES - Paris)

- 7) J.M. GRESILLON, P. MARTARECHE et D. DUBOIS :
Cours de mécanique des sols (EIER* - 1983).

- 8) R. HERZ : Rétention des eaux pluviales In "Bulletin de liaison du CIEH* N°63"
(CIEH - Janvier 1986)

- 9) S.T.U.* : Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales
(La documentation française - Paris 1989)

- 10) FRANCE GABIONS : Revêtements souples en matelas Reno et gabions dans
les canaux et cours d'eau canalisés.

* : Voir liste des sigles.

LISTE DES SIGLES

1. CERGRENE : Centre d'Enseignement et de Recherche pour la Gestion des Ressources Naturelles et de l'Environnement
(NOISY - LE - GRAND, Cedex FRANCE)

2. C.I.E.H. : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
(Ouagadougou au Burkina Faso).

3. E.I.E.R. : Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural de Ouagadougou
(au Burkina Faso).

4. ORSTOM. : Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en
Coopération.

5. S.T.U.. : Service Technique de l'Urbanisme (Direction de l'Architecture et de
l'Urbanisme du Ministère Français de l'Equipement, du Logement, des
Transports et de la Mer).

**ANNEXE 2 : CALCUL DES DEBITS DE POINTE
DE DIFFERENTES FREUQENCES**

ANNEXE 2

CALCUL DES DEBITS DE POINTE DE DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR

Le calcul est fait pour chaque sous-bassin avec les formules type caquot citées au chapitre (II.1).

Notations

- Q_p = débit estimé en m^3/s
 q_p = débit spécifique en $m^3/s/km^2$
 I = pente moyenne du bassin
 C = coefficient de ruissellement
 A = Superficie du sous-bassin
 T = période de retour en année.

1) Station en amont du dalot de la circulaire

Caractéristiques des sous-bassins	T (années)	$Q_p(m^3/s)$	q_p ($m^3/s/km^2$)
$I = 0,67 \%$ $C = 60 \%$ $A = 380 \text{ ha}$	$T = 1$	29	8
	$T = 2$	36	9
	$T = 5$	41	11
	$T = 10$	44	11

2) Station Charles de Gaulle en amont du pont

Caractéristiques	T (an)	$Q_p(m^3/s)$	q_p ($m^3/s/km^2$)
$I = 0,57 \%$ $C = 60 \%$ $A = 885 \text{ ha}$	$T = 1$	56	6
	$T = 2$	70	8
	$T = 5$	79	10
	$T = 10$	83	9

ANNEXE 2

3) Station Charles de Gaulle rive droite

Caractéristiques	T (an)	Qp(m ³ /s)	q _D (m ³ /s/km ²)
I = 0,57 % C = 60 % A = 120 ha	T = 1	11	9
	T = 2	14	12
	T = 5	16	13
	T = 10	16	13

4) Station Charles de Gaulle rive gauche 1 (Grand canal)

Caractéristiques	T (an)	Qp(m ³ /s)	q _D (m ³ /s/km ²)
I = 0,57 % C = 60 % A = 28,8 ha	T = 1	3	10
	T = 2	4	14
	T = 5	5	17
	T = 10	5	17

5) Station Charles de Gaulle rive gauche 2 (Petit canal)

Caractéristique	T (an)	Qp(m ³ /s)	q _D (m ³ /s/km ²)
I = 0,57 % C = 60 % A = 24,5 ha	T = 1	3	12
	T = 2	4	16
	T = 5	4	16
	T = 10	5	20

ANNEXE 3 : RESULTATS DES ANALYSES DE SOL

E. I. E. R.

O V A G A D O U G O U

Dossier :

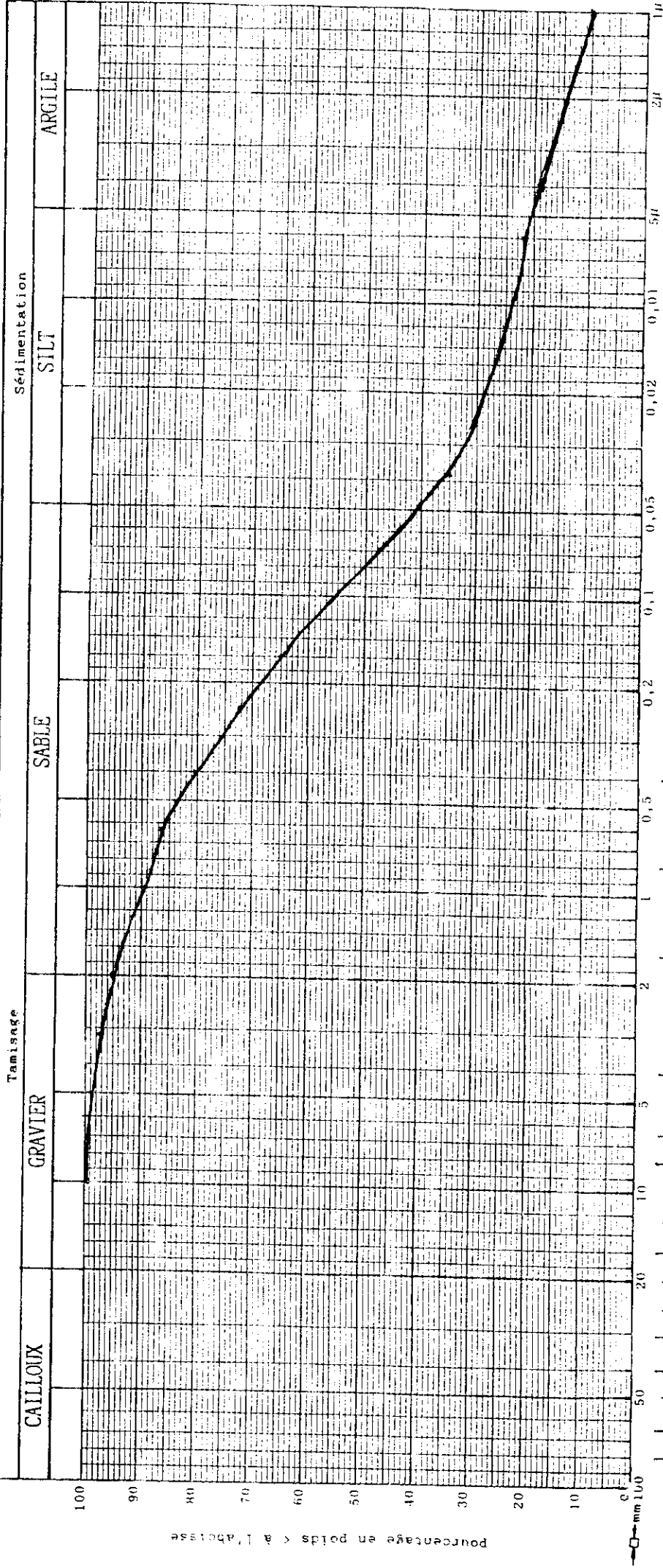
Provenance : Mangot de Woutouga

Echantillon : N°1, prélevé en amont de la circulaire

Opérateur : SATIB

Date : 28/06/95

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Equivalent de sable à vue piston	LL	LP	IP
()	235	18.4	11.1

Class. USCS :

MODULE AFNOR

20 0,1 0,2 0,5 1 2 5 10 20 50 100 200

A. S. T. M.

pourcentage en poids < à l'adresse

E. I. E. R.

O. U. A. G. A. D. O. U. G. O. U.

Dossier : _____

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Provenance : Sanjot de Wautrey

Echantillon : N°2

Opérateur : SMR

Date : 28/02/54

prelevé en amont de la circonscription

Tamissage

CAILLoux

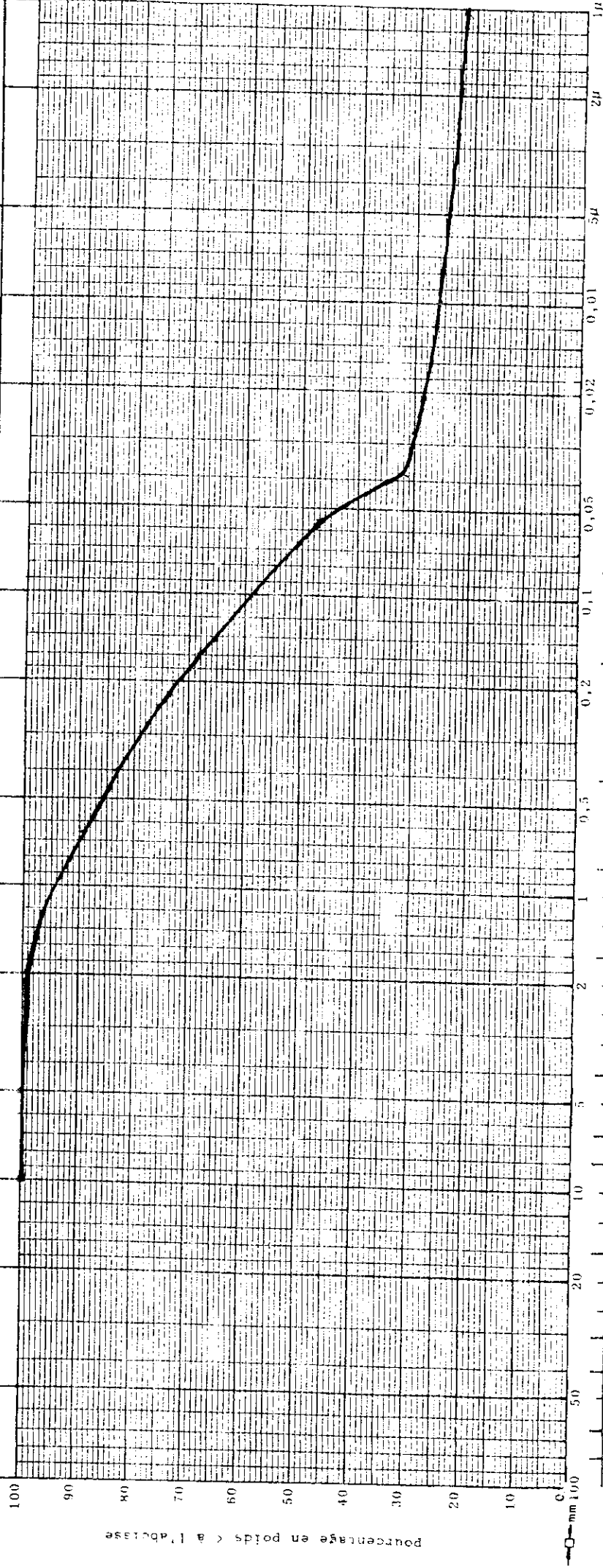
GRAVIER

SABLE

Sédimentation

SILT

ARGILE



Equivalent de sable à vue piston	—
Class. USCS	—
LL	28
LP	13,3
IP	14,7

3" 2" 1" 3/4" 1/2" 4 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 200 A. S. T. M.

pourcentage en poids < a l'abscisse

E. I. E. R.

O U A G A D O U G O U

Dossier : Série 2

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Provenance

Nouveau de Westoufa

Echantillon

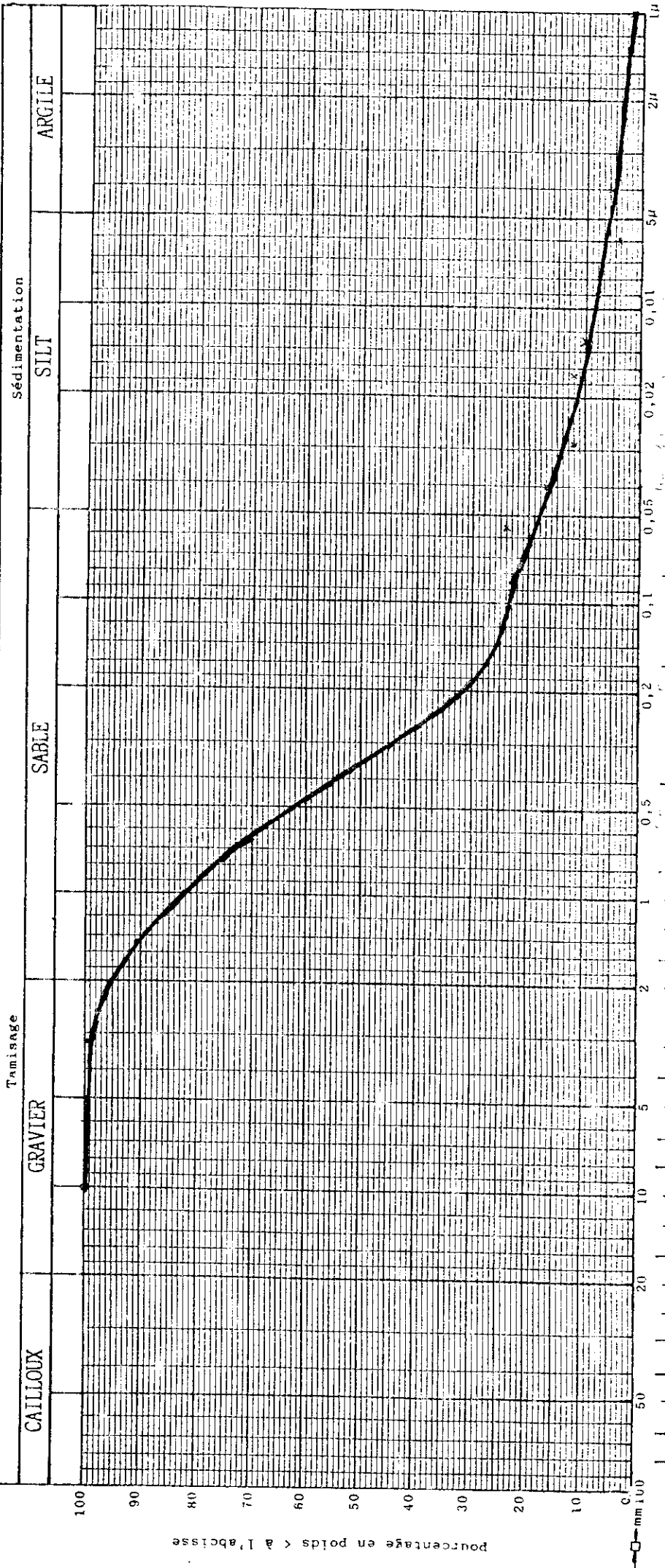
N° 3 'prelevé en aval de la circulaire'

Opérateur

BRN

Date

28/04/84



Equivalent de sable à vue piston

LL	GP	IP
<u>15</u>	<u>—</u>	<u>—</u>

Class. USCS :

200 A. S. T. M.

pourcentage en poids < à l'abscisse

E. I. E. R.

O U A G A D O U G O U

Dossier : 130014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Provenance :

Quai de Wemfeugou

Echantillon :

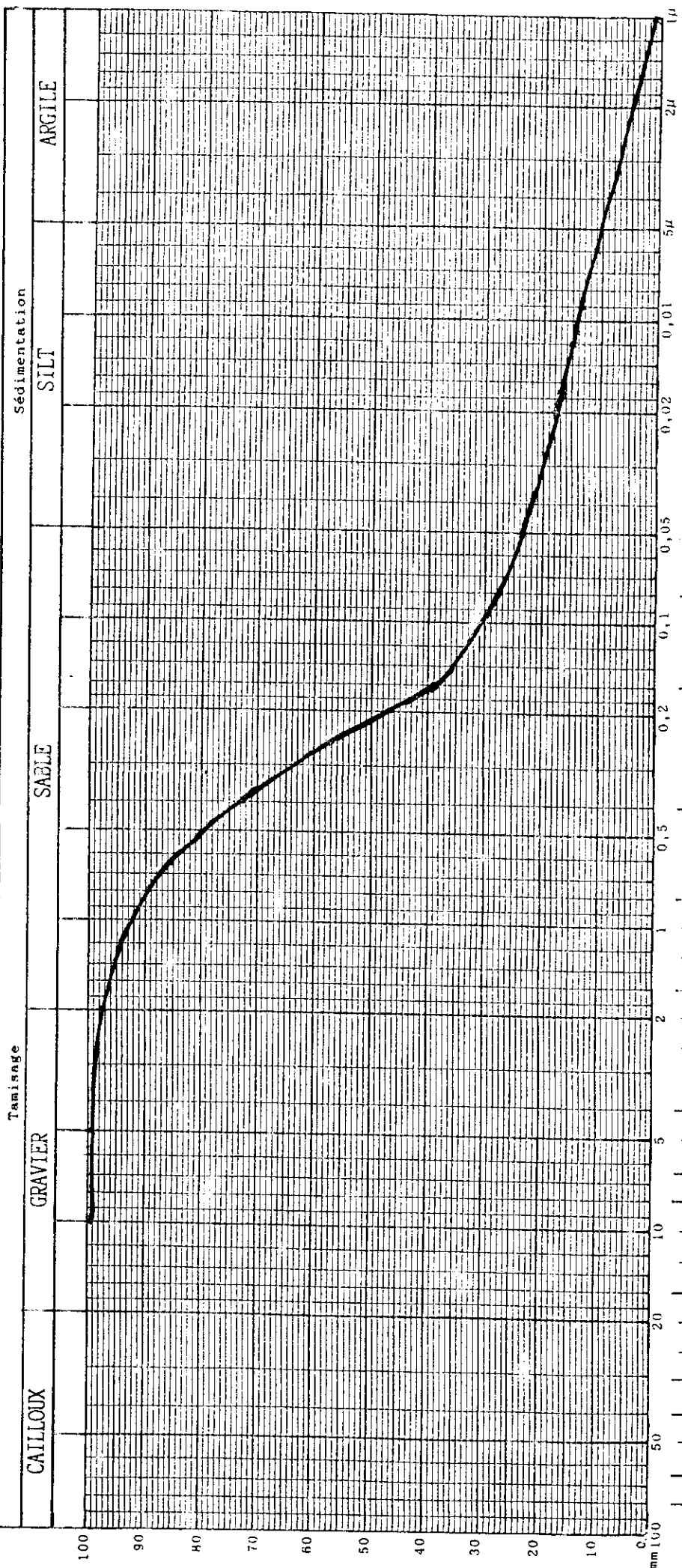
N°6, prélevé en aval de la circonscription

Opérateur :

SANB

Date :

28/04/86



Equivalent de sable à vue piston	LL	Lp	IP
	✓	✓	✓

Class. USCS :

200 A. S. T. M.

pourcentage en poids < abscisse

ANNEXE 3

ESSAI AU BLEU DE METHYLENE

Echantillon N°1 : m = 30 g.

Volume de bleu versé (ml)	25	35	45
Test	-	-	+

$$\text{La valeur du bleu est : } V_B = \frac{45}{30} = 1,5$$

Echantillon N°2 : m = 30 g.

Volume de bleu versé (ml)	25	35	45	55	65	75
Test	-	-	-	-	-	+

$$\text{d'où } V_B = \frac{75}{30} = 2,5$$

Echantillon N°3 : m = 29,2 g.

Volume de bleu versé (ml)	25	35	45
Test	-	-	+

$$\text{La valeur du bleu est : } V_B = \frac{45}{29,2} = 1,5$$

Echantillon N°1 : m = 30 g.

Volume de bleu versé (ml)	25	35	45	55	65
Test	-	-	-	-	+

$$\text{d'où } V_B = \frac{65}{30} = 2,2$$

Conclusion : Les valeurs trouvées pour le bleu sont toutes en dessous de 5 ; il y a donc pas d'argiles gonflantes.

ANNEXE 4 : PROFIL EN LONG

ANNEXE 5 : PROFILS EN TRAVERS

L : 1/200
 H : 1/50

WEMILINGA ILL

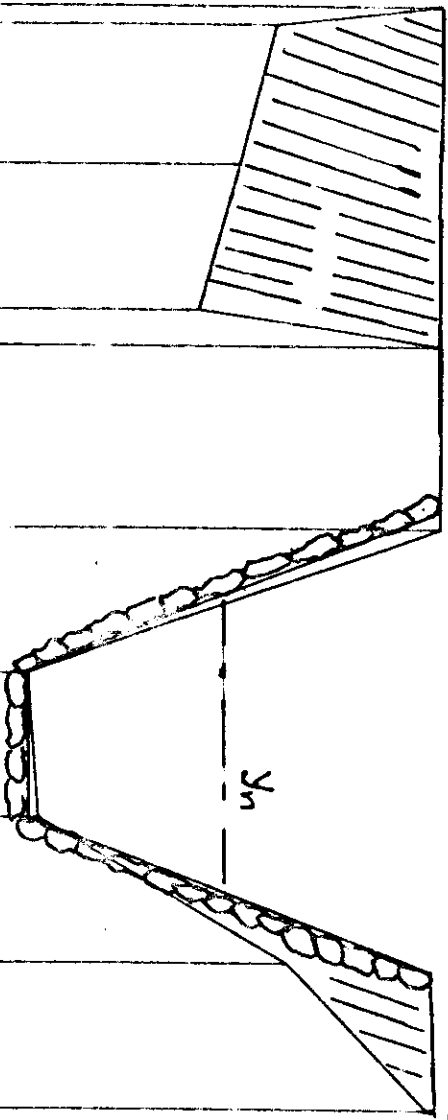
Revêtement en pavés maçonnés
 Les hautes indiquées les zones de
 seuil

RD

RG

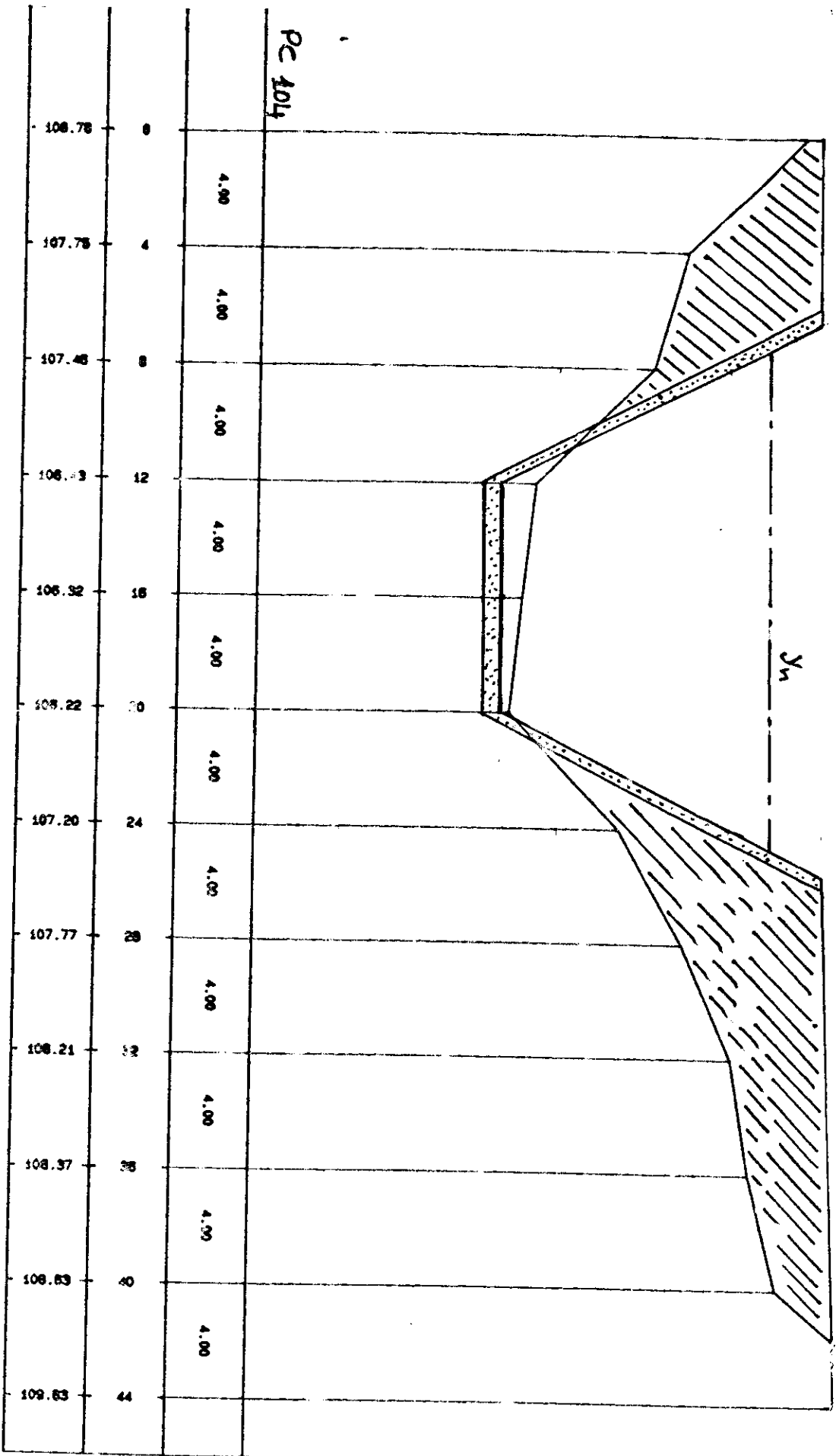
PLAN DE COMPARAISON 113

DISTANCES PARTIELLES (M)	DISTANCES CUMULEES	COTE TERRAIN NATUREL (M)
0.00	0.0	117.82
3.00	3.0	118.11
4.00	4.0	118.41
1.00	5.0	118.53
5.00	10.0	117.82
4.00	14.0	117.83
4.00	18.0	114.04
4.00	22.0	113.02
4.00	26.0	118.77
4.00	30.0	117.78



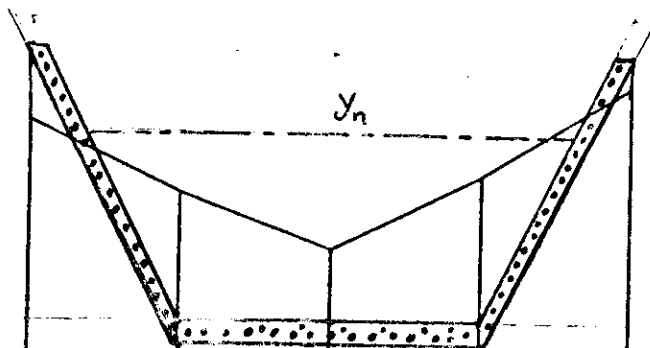
L: 1/200
 H: 1/50

WEMTINGA TS
 Revêtement en matriks Reno, d'épaisseur 15cm



6 WEMTINGA T17

L: 11200
H: 1150



PC 107

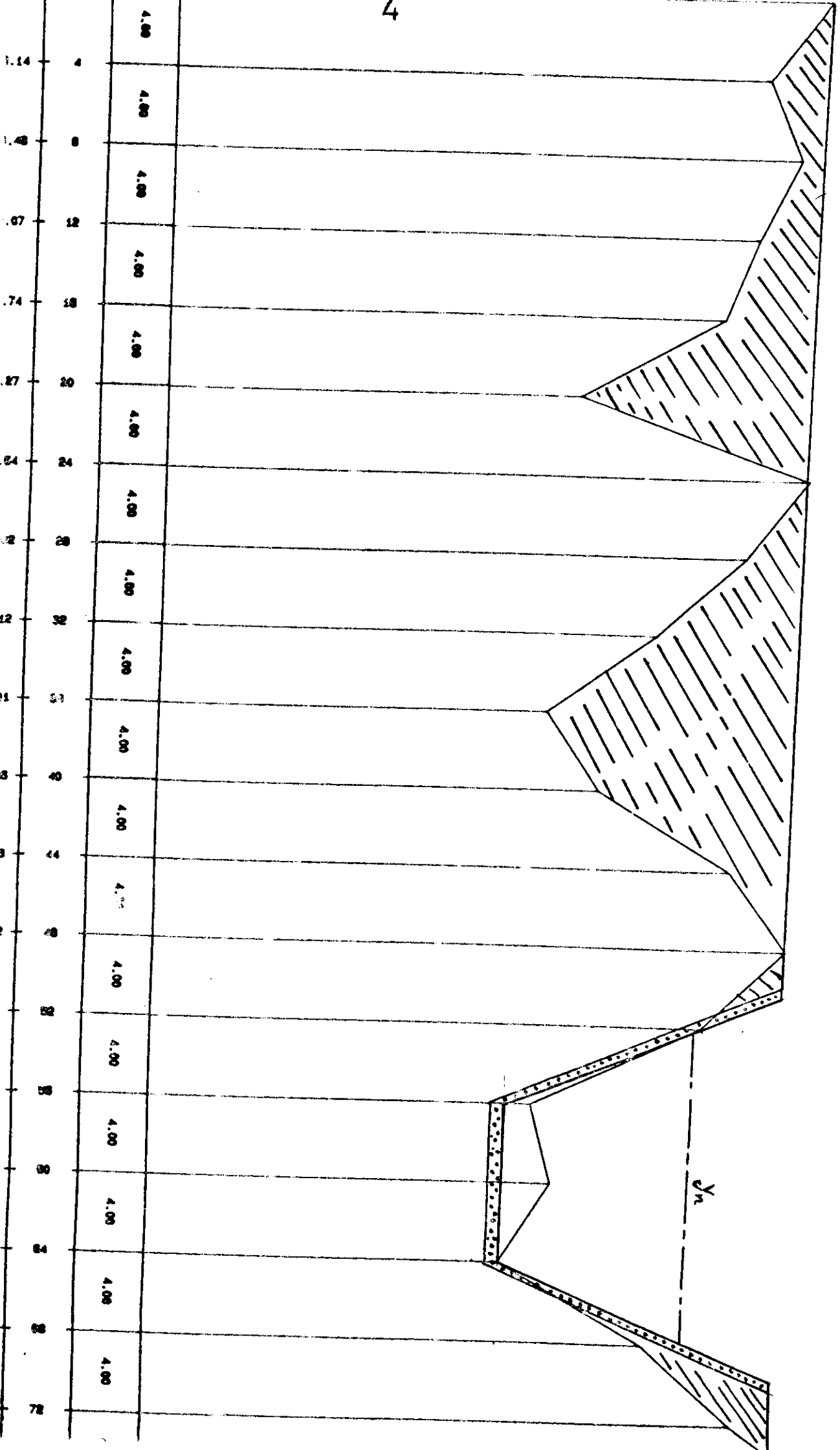
Distances Partielles (m)	4.00	4.00	3.00	4.00	
Distances Cumulées (m)		4	8	12	16
Côtes T.N. (m)	112.03	112.37	112.01	112.49	113.08

L: 1/250
H: 1/50
PC: 104

WEMTINGA T 12

Revetement en maifelas Rens, d'epaisseur 15cm

R/D



ANNEXE 6 : CALCULS HYDRAULIQUES

ANNEXE 6

I.) CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL

I.1. Notations

Q débit en m^3/s
 K_s coefficient de rugosité de Strickler
 m fruit des berges
 y_n profondeur normale en m
 y_c profondeur critique en m
 V vitesse d'écoulement en m/s
 l_m , largeur au miroir en m
 L longueur du bief en m
 B largeur au fond en m

I.2. Bief N°1 : Du profil T22 à l'entrée du bassin de retenue, le régime d'écoulement sur ce tronçon est torrentiel.

Données	Paramètres calculés
$Q = 44 \text{ m}^3/s$ $I = 2 \%$ $K_s = 40$ (maçonnerie) $m = 1,50$ $B = 4,00 \text{ m}$ $L = 50 \text{ m}$	$y_n = 1,36 \text{ m}$ $y_c = 1,83 \text{ m}$ $V = 5,4 \text{ m/s}$ $l_m = 8,10 \text{ m}$

I.3. Bief N°2 :

Il correspond au bassin de retenue sur une longueur de 250 m (cf V.1.)

ANNEXE 6

I.4. Bief N°3 : De la sortie du bassin jusqu'à l'entrée du dalot du boulevard circulaire.

Données	Paramètres calculés
$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0,25 \%$ $K_s = 45$ (matelas Reno) $m = 1,50$ $B = 7,00 \text{ m}$ $L = 150 \text{ m}$	$y_n = 1,12 \text{ m}$ $y_c = 0,90 \text{ m}$ $V = 2,1 \text{ m/s}$ $l_m = 10,36 \text{ m}$

I.5. Bief N°4 : Sortie du dalot-circulaire.

Données	Paramètres calculés
$Q = 83 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 2 \%$ $K_s = 45$ (matelas Reno) $m = 2$ $B = 8,00 \text{ m}$ $L = 125 \text{ m}$	$y_n = 1,26 \text{ m}$ $y_c = 1,88 \text{ m}$ $V = 6,25 \text{ m/s}$ $l_m = 13,04 \text{ m}$

I.6. Bief N°5

Données	Paramètres calculés
$Q = 83 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0,46 \%$ $m = 2$ $K_s = 45$ (matelas Reno) $L = 450 \text{ m}$ $B = 8,00 \text{ m}$	$y_n = 1,89 \text{ m}$ $y_c = 1,88 \text{ m}$ $V = 3,7 \text{ m/s}$ $l_m = 15,56 \text{ m}$

ANNEXE 6

I.7. Bief N°6 : Allant jusqu'au pont Charles de Gaulle

Données	Paramètres calculés
$Q = 83 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0,2 \%$ $K_s = 45$ (matelas Reno) $m = 2$ $B = 8,00 \text{ m}$ $L = 600 \text{ m}$	$y_n = 2,35 \text{ m}$ $y_c = 1,88 \text{ m}$ $V = 2,8 \text{ m/s}$ $l_m = 17,40 \text{ m}$

II. Calcul des "ressauts"

Les longueurs des ressauts observés sur les biefs N°5 et 6 sont déterminées par la formule de Hsing et Posey (6) valable pour les canaux trapéziques :

$$l = 5h_2 \left(1 + \frac{4\sqrt{l_2 - l_1}}{l_1} \right)$$

avec l_1 : largeur superficielle à l'amont
 l_2 : largeur superficielle à l'aval
 h_2 : hauteur d'eau en aval du ressaut.

Applications numériques

- Ressaut à l'entrée du bief N°5

$$\begin{aligned} l_1 &= 13,04 \text{ m} \\ l_2 &= 15,56 \text{ m} \\ h_2 &= 1,89 \text{ m} \end{aligned}$$

On trouve une longueur de 14 m

- Ressaut à l'entrée du bief N°6

$$\begin{aligned} l_1 &= 15,56 \text{ m} \\ l_2 &= 17,40 \text{ m} \\ h_2 &= 2,35 \text{ m} \end{aligned}$$

On trouve une largeur de 16 m.

* : Les chiffres entre parenthèses renvoient à la bibliographie

**ANNEXE 7 : EPAISSEURS DES REVETEMENTS
EN MATELAS RENO
DIMENSIONS DE LA PIERRE DE
REPLISSAGE ET CALCUL DES
TERRASSEMENTS**

ANNEXE 7

1. Epaisseurs de revêtements en matelas Reno et gabions en fonction de la vitesse du courant selon "FRANCE-GABIONS" (10)*

Types	Epaisseur (m)	Pierraille de remplissage		Vitesse critique (m/s)	Vitesse limite (m/s)
		Granulometrie (mm)	d50		
Matelas-Reno	0,15-0,17	70-100	0,085	3,5	4,2
		70-150	0,110	4,2	4,5
	0,23-0,25	70-100	0,085	3,6	5,5
		70-150	0,120	4,5	6,1
	0,30	70-120	0,100	4,2	5,5
		100-150	0,125	5,0	6,4
Gabions	0,50	100-200	0,150	5,8	7,6
		120-250	0,190	6,4	8,0

2. Calcul des terrassements à partir des profils en travers sélectionnés, pour le recalibrage uniquement.

N° Profil	Distances (m)	Surface deblayées (m2)	Surface remblayée (m2)	Volume de déblais (m3)	Volume de remblais (m3)
T22	550	0	17,6	2420	5115
T17	550	8,8	1	3300	14300
T12	200	3	49,6	500	6600
T9	400	2	14,8	400	3300
TOTAL				6620	29315