

PREFACE

Pour un élève-ingénieur en fin de formation, la rédaction d'un mémoire se dresse comme une sorte de passage obligé.

Fort de cela, l'élève-ingénieur que je suis, en dépit de l'inexpérience criante de terrain, s'évertue autant que faire se peut à collecter de manière judicieuse des notions livresques, à les sélectionner et à leur donner une cohérence propre à résoudre de manière adéquate le problème qui est posé.

Dans cette expérience enrichissante, je remercie très sincèrement Monsieur SAVARY et Monsieur HAUSS respectivement professeur à l'E.I.E.R. et fonctionnaire-coopérant à l'O.N.E.A. qui m'ont apporté leur expérience qui à n'en point douter m'a été salutaire.

Ouagadougou, le 18 juin 1988

KOFFI SYMPHORIEN KOUAME

AVANT-PROPOS

"Le problème de l'eau est impitoyable et urgent à résoudre. Il n'est pas propre à un pays, à une région ni à un bassin hydrographique; il concerne le monde entier".

En effet d'un point de vue plus restrictif l'eau qui tombe du ciel apporte certes beaucoup d'éléments positifs mais dans un site urbanisé elle génère des problèmes liés à sa maîtrise si on veut éviter qu'elle crée des nuisances (odeurs et maladies) et des dégâts (inondations).

C'est pourquoi les Ingénieurs assainisseurs dans le cadre de l'urbanisation d'une ville travaillant de concert avec l'entreprise chargée d'établir la voirie collectent les eaux usées et pluviales pour les mener dans les stations d'épuration ou les rejeter loin dans la nature.

La responsabilité qui leur incombe, permet aussi lorsqu'on se réalise la présence de forte crue en aval d'un site moderne d'écrêter par le biais de bassin-tampon le pic de l'hydrogramme résultant de l'écoulement à l'exutoire du bassin concerné. Pour en arriver à cette solution ils auront fait l'analyse de tous les paramètres en présence et auront fait le choix entre plusieurs méthodes qui, pour ceux qui auront la chance de mener cette étude, seront exposés dans la fin de la première partie.

J'espère que vous comprendrez les fondements de base de mon étude et que vous accueillerez avec beaucoup de mansuétude mes erreurs de débutant.

TABLE DES MATIERES

Pages

1ère Partie : Analyse des systèmes des eaux pluviales

Introduction	1
Quel type de Système ?	3
Le Choix du Réseau	5
Intégration du réseau à ciel ouvert dans le site	10
Ouvrages de Maîtrise des eaux pluviales	13

2ème Partie : Dimension des bassins de retenue

Introduction et hypothèse de base	18
Calcul des débits issus des sous bassins versants	19

ANALYSE DES SYSTEMES DES EAUX
PLUVIALES

(1) INTRODUCTION

Les villes des pays en voie de développement se trouvent de plus en plus confrontées à des problèmes d'assainissement qu'elles n'ont jamais connus auparavant et pour lesquels il faut trouver entre autres la solution qui répond convenablement à la situation posée, laquelle solution se fonde sur des notions d'hydrogéologie, de topographie du site, de la nature et de la forme d'occupation des sols, des contraintes socio-économiques mais aussi et surtout des disponibilités financières de ces pays.

L'urbanisation, prise dans le sens de la recherche du bien-être des populations citadines ne saurait en aucun cas se démarquer des problèmes d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées.

La modernisation des villes entraîne une imperméabilisation des sols qui a pour conséquence directe de diminuer la quantité d'eau de pluie qui s'infiltré et d'augmenter de 3 à 5 fois la quantité d'eau à évacuer. Il va sans dire qu'il se pose irrémédiablement des problèmes d'érosion hydrique conduisant souvent à la destruction des routes et des constructions, surtout celles en banco, et des problèmes d'inondation causant des risques de prolifération de germes pathogènes (submersion des latrines et fosses septiques, contamination des puits).

Dès lors des mesures préventives doivent être prises. C'est pourquoi l'aménagement des sites, la planification des quartiers, l'établissement de la voirie doivent se faire en conjonction avec la mise sur pied du réseau d'assainissement.

L'aménagement des nouveaux quartiers, qui constitue l'épine dorsale de notre étude comporte trois effets sur l'écoulement des eaux pluviales :

- 1) La quantité d'eau totale à drainer est supérieure à celle qui s'écoule sans aménagement, car les bâtiments et la compressivité du sol réduisent l'infiltration ;
- 2) L'eau est maintenant concentrée dans les rues en pente, ce qui augmente en ces endroits la quantité d'eau habituelle ;
- 3) La vitesse d'écoulement augmente du fait de la réduction du coefficient de rugosité des sols et de l'aplanissement des rues. Ce troisième

effet peut faire croître la quantité d'eau quand il s'agit de grands bassins versants comme ceux qui constituent l'objet de notre étude.

Ainsi, ces trois effets concourent à donner plus de force destructive à l'eau si l'on ne veille pas à prendre des mesures contrariantes.

Dans cet élan, l'organisation de notre travail se fera comme suit :

- 1) Quel système à appliquer ? (séparatif, pseudo-séparatif ou unitaire)
- 2) Le choix du réseau (enterré ou à ciel ouvert)
- 3) *Intégration* du réseau choisi dans le site
- 4) Ouvrages de maîtrise des eaux pluviales placés en aval des sous-bassins versants.

1) QUEL TYPE DE RESEAU ?

Lorsqu'on aborde un problème d'assainissement urbain comme celui-là où il s'agit d'un secteur de la ville en proie à une certaine urbanisation, une question importante se dresse et achoppe sur le choix du système d'évacuation des eaux pluviales. A cela trois types de réseau répondent ; ce sont :

- Le système unitaire (un seul réseau d'égout) ;
- Le système séparatif (évacuation séparée des eaux usées et des eaux pluviales)
- Le système pseudo-séparatif : combinaison des deux précédents, dans lequel les eaux de ruissellement en provenance directe de propriétés riveraines sont évacuées avec les eaux usées.

a) Les sujétions dictées par le site

A DUAGADOUGOU, nous noterons la forte présence des systèmes à assainissement individuel :

- Cabinets à fosse simple utilisable comme puisards pour les eaux domestiques,
- Fosses septiques débouchant dans des puisards suivant les normes du service d'hygiène et d'assainissement pour les bâtiments à caractère public,
- Présence de latrines pour les familles les moins nanties.

Notre site étudié n'aura pas de station d'épuration (aucune n'est en projet) et comporte un relief moyen (pente < 1%). Il portera dans un futur proche la présence d'une voirie revêtue avec des trottoirs stabilisés et des accotements plantés, des zones d'extension bien loties mêlées à des quartiers traditionnels (absence de voiries). Tous ces critères, ajoutés aux considérations d'ordre économique qui veulent éviter la construction d'une station d'épuration d'une part et le surdimensionnement des collecteurs à l'aval des déversoirs d'orage, d'autre part, si on opte pour un système unitaire, finissent par nous porter vers un système type séparatif qui est un système qui répond de manière adéquate à la présence éventuelle d'ouvrage de maîtrise des eaux (bassin tampon) en aval des sous-bassins dans le thalweg du marigot. Car en effet, si l'idée de création de bassin de retenue est prise en compte, il faudra que ces bassins soient consacrés uniquement aux eaux de pluies de

pluies de manière à mieux assurer leur entretien.

b) Le système séparatif

Comme nous l'avons évoqué plus haut, les eaux usées domestiques (eaux vannes, eaux ménagères) et les eaux pluviales auront des réseaux différents. Pour ce qui nous concerne à plus d'un titre, les eaux pluviales seront conduites dans des réseaux jusqu'à l'exutoire des bassins versants dans le thalweg. Nous serons aidés en cela par la pente du terrain (pente douce de 1%). Mais il serait important de faire appel à des mesures rigoureuses allant jusqu'à la contravention pour empêcher les riverains d'utiliser le réseau comme réceptacles d'eaux usées et déchets de toutes sortes et cela dans le cas où on préférerait un système de réseau à ciel ouvert à celui enterré.

2) LE CHOIX DU RESEAU (ENTERRE OU A CIEL OUVERT)

L'évacuation des eaux pluviales en un système séparatif peut se faire soit par réseau de surface constitués de fossés à ciel ouvert - en terre ou en béton (qui peuvent être recouvertes de dalles) soit par réseau enterré constitué de canalisations circulaires ou ovoïdes ou même de dalots enterrés.

a) Réseau à ciel ouvert et réseau enterré

- Sur le plan sanitaire : Le réseau enterré est le seul qui soit susceptible d'assurer des garanties satisfaisantes pour l'hygiène publique.

Mais en Afrique en général, et plus précisément dans le lieu de notre étude, le niveau de vie particulièrement modeste d'une grande partie de la population appuyé par le développement anarchique de certaines zones ne permettent pas trop de tels réseaux qui nécessitent une extension généralisée des réseaux d'eaux usées à l'ensemble de l'agglomération. D'autre part, du fait de leurs moyens limités, les municipalités ne peuvent pas toujours assurer une collecte efficace des ordures ménagères. Il s'ensuit que les réseaux véhiculent à des taux élevés tous les types de déchets urbains (eaux usées domestiques et industrielles, excréta, ordures ménagères). Tout cela joue un rôle négatif dans l'entretien de ces réseaux qui posent des problèmes d'obstruction au niveau des avaloirs (obstruction créé par les déchets solides).

Il serait important de faire mention de la quantité importante de sable drainé par les eaux de pluies et qui exigent un curage régulier du réseau. Tous ces problèmes cités ci-dessus ne pèsent aucunement en faveur des réseaux enterrés qui, force est de reconnaître, ne convient pas à notre site.

- Sur le plan technique : Les réseaux de surface offrent une plus grande facilité de réalisation avec des moyens modestes ; par contre, les réseaux enterrés, qui nécessitent la présence d'ouvrages annexes (avaloirs, regards, etc...) peut présenter quelquefois des difficultés réelles d'approvisionnement (canalisations, pièces de raccords, joints, etc.).

b) Les sujétions de fonctionnement

Les apports solides et rejets divers sont à l'origine de mauvaises conditions de fonctionnement sur les réseaux de surface qui constituent souvent pour les riverains des dépotoirs.

Pour les réseaux enterrés, ces sujétions sont grandement supprimées du fait de la présence des grilles à l'entrée des avaloirs.

En effet, elles ne permettent pas l'entrée des détritiques et objets volumineux susceptibles d'obstruer les conduites. D'autre part, les populations sont beaucoup moins tentées d'y déverser leurs ordures ménagères avec la présence de tampons de regard. Enfin, du fait de leur faible ouverture sur le milieu extérieur, ils recueillent beaucoup moins de sable et de produits d'érosion des sols que les réseaux de surface. On pourra envisager la mise en oeuvre de dispositions spéciales, comme dans notre cas où de tels apports dûs à l'érodabilité des sols d'une part et d'autre part au caractère sommaire d'une grande partie de la voirie, sont à craindre (mesures anti-érosives de conservation des sols en amont du réseau, présence de dessableurs en amont des avaloirs, puisards - dessableurs de grande capacité (plusieurs m³) sur toute la largeur de la chaussée.

c) L'entretien

Les problèmes d'entretien doivent être pris comme un critère particulièrement important pour le choix des types de réseau. A cet égard, il faut noter que l'entretien des réseaux de surface offre moins de difficultés parce que l'accès y est facile. Il peut être réalisé par un personnel sans qualification et ne nécessite pas l'emploi de matériel particulier alors que pour les réseaux enterrés, il faut disposer d'engins spéciaux utilisés par un personnel qualifié.

d) Hydrauliquement

Le réseau enterré ne présente que des avantages par rapport au réseau superficiel. Meilleur autocurage et grande souplesse dans le choix des pentes. Ainsi, on réalise que dans les mêmes conditions de pente et de débit les vitesses d'écoulement dans les collecteurs enterrés sont plus élevées que le réseau superficiel correspondant, ce qui améliore ainsi d'une façon

importante les capacités d'autocurage du réseau de drainage. En outre, il faut noter que si pour des canalisations enterrées, il est possible dans certaines limites de s'écarter de la pente de la chaussée pour améliorer le fonctionnement des collecteurs, c'est quasiment impossible pour le réseau de surface dont les pentes sont dictées par celles de la voirie existante. Ce problème rend pratiquement impossible l'évacuation des eaux d'une chaussée à contre-pente (point bas d'une chaussée). Heureusement que le cas ne se présentera pas dans notre site dont la pente se trouve orientée vers un exutoire naturel constitué par le thalweg du marigot.

Quant aux contraintes vis-à-vis du site, les réseaux enterrés ne présentent pas de contraintes majeures par rapport au site puisqu'ils ne se signalent que par la présence des avaloirs et des tampons de regard. Alors que les réseaux superficiels sont contraignants à plusieurs titres:

- Réduction de la partie disponible de la chaussée ;
- Ils peuvent constituer un obstacle au passage de tout autre réseau (électricité, AEP, etc...), à l'opposé des réseaux enterrés qui sont généralement posés à une profondeur suffisante ;
- Ils représentent quand ils sont de dimension suffisantes un danger pour les riverains ; enfants et personnes âgées peuvent y tomber, se blesser voire même se noyer ;
- En cas de négligence au niveau de l'entretien, ils deviennent très vite une source de nuisances qui multiplient les causes de maladies et jouent un rôle négatif dans les perspectives d'évolution des zones concernées.

En conclusion, sur le plan technique le réseau enterré est avantageux pour les zones à voirie bien définies mais le désavantage se situe au niveau de l'entretien qui est un inconvénient de taille dans ces pays africains à climat tropical sec.

e) Comparaison sur le plan économique

Les aspects économiques constituent souvent, compte tenu des moyens financiers limité de la plupart des Etats Africains, un critère essentiel du choix du type de réseau. La diversité des prix des matériaux et des travaux de génie civil dans les différents pays membres du CIEH, ne permet pas de définir avec quelques précisions des plages d'utilisation préférentielle

de tel ou tel type de réseau basées sur le seul critère de coût et valable pour l'ensemble de ces pays.

Une telle comparaison ne peut qu'être l'objet d'étude particulière prenant en compte les conditions économiques propres au pays concerné, sachant bien, en tout état de cause les conclusions de telles études peuvent être sensiblement modifiées dans le temps compte tenu de l'évolution des prix.

La comparaison économique devra prendre en compte :

- Le coût d'investissement des ouvrages ;
- Les charges d'exploitation et de fonctionnement en valeurs actualisées dont l'estimation peut être faite sur les bases suivantes :
 - durée de vie du réseau : 35 ans
 - frais annuel d'exploitation et d'entretien : 1) 1,5% du montant de l'investissement pour un réseau à ciel ouvert ;
2) 2,5% du montant de l'investissement pour un réseau enterré.

f) Quel type de réseau choisir ?

On trouvera sur la figure en annexe un algorithme du choix entre les différents types de réseaux.

Les réseaux fermés (réseaux enterrés, ou réseaux de surface recouvert de dallettes) y ont une place prépondérante compte tenu de leurs avantages sur le plan sanitaire.

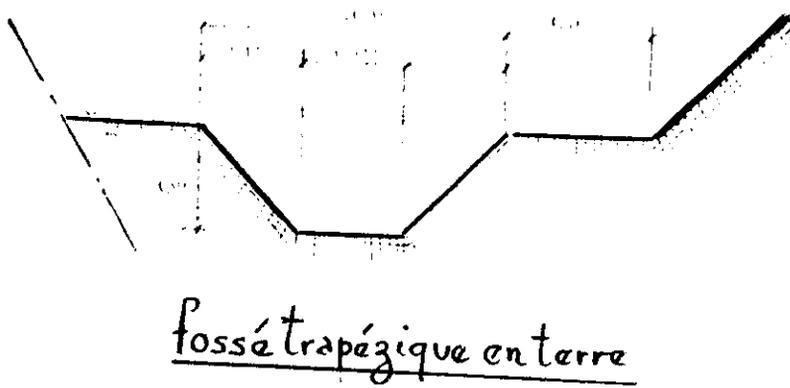
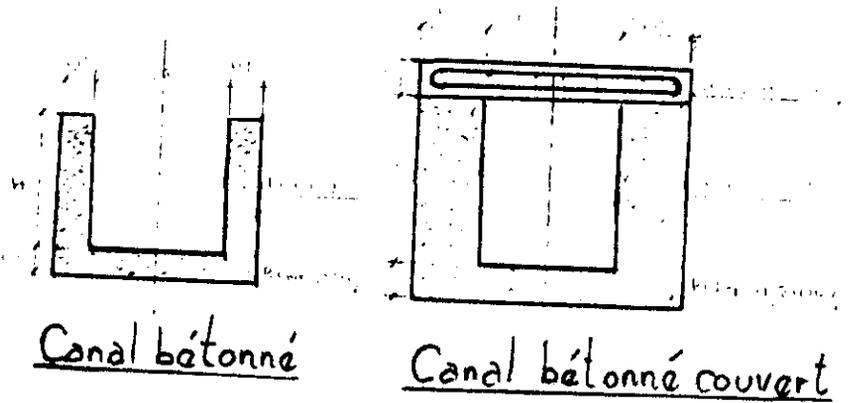
Les réseaux à ciel ouvert y sont essentiellement admis dans les quartiers périphériques et dans la mesure où les rejets d'eaux usées et les déversements de déchets peuvent y être limités. Si la vitesse n'est pas très élevée ($< 1,5$ m/s) ces réseaux peuvent alors être constitués de fossés en terre en moindre coût.

Nous pouvons appliquer cette dernière disposition à notre site lorsque les accotements des rues seront stabilisés et quand la vitesse le permettra. Les accotements étant non stabilisés, les érosions entraînent le déchaussement et la destruction des fossés bétonnés *et en terre*.

C'est dire que quand les vitesses ~~seront~~ seront grandes et les accotements stabilisés, on usera d'un réseau à ciel ouvert avec dallettes de couvertures

Figura 3

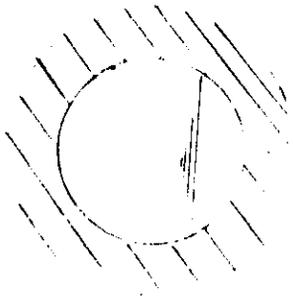
Ouvrages de drainage d'un réseau, à ciel ouvert



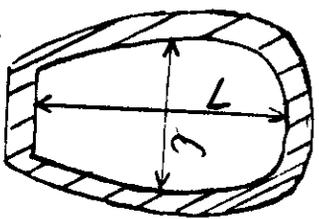
(cf. figure 3) selon l'enveloppe financière disponible, ou encore sans couverture (cf. figure 3), mais avec une réglementation d'entretien rigoureuse allant même jusqu'à la contravention et cela doublée d'un curage régulier des caniveaux.

g) Conclusion

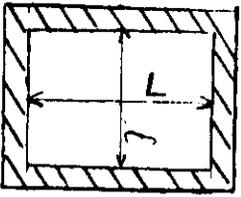
Compte tenu du fait que nous sommes dans un pays pauvre et en voie de développement où les approvisionnements en matériels sont souvent difficiles, eu égard à l'érodabilité des sols, compte tenu des défaillances que peut présenter la voirie dans certaines zones et par souci de simplicité dans la mise en place des éléments d'évacuation, nous veillerons à user des canaux rectangulaires bétonnés tout en n'oubliant pas de stabiliser les accotements (soit par des *parrás* maçonnés, soit par des engazonnements). Par ailleurs, on veillera à ce qu'on n'utilise pas le réseau à d'autres fins.



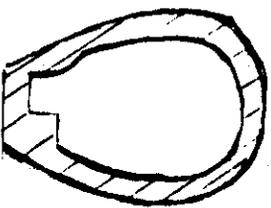
Collecteur circulaire



Collecteur ovoïde à cunette type L/r



Dalot type L/r



Collecteur ovoïde à cunette et banquette

Figure 4

Ouvrages de drainage d'un réseau enterré

3) L'INTEGRATION DU RESEAU A CIEL OUVERT DANS LE SITE

Quand on sait que le réseau d'assainissement suit la voirie l'inclinaison des rues par rapport à la pente naturelle est un fait important.

Les trois différentes possibilités pour prévoir le réseau de la voirie par rapport à la pente naturelle d'un terrain donné sont :

- 1) Les rues sont tracées parallèlement et perpendiculairement aux courbes de niveau.
- 2) Les rues sont également tracées en biais des courbes de niveau, mais de telle manière à ce que l'eau, coulant dans les rues, soit rassemblée dans un collecteur au centre des quartiers ;
- 3) Les rues sont également tracées en biais des courbes de niveau, mais de telle manière à ce que l'eau se disperse et coule vers le côté du quartier.

Les avantages et les inconvénients de ces trois solutions seront discutées à partir du sous bassin.

a) Tracé perpendiculaire (voir figure 5)

* Avantages :

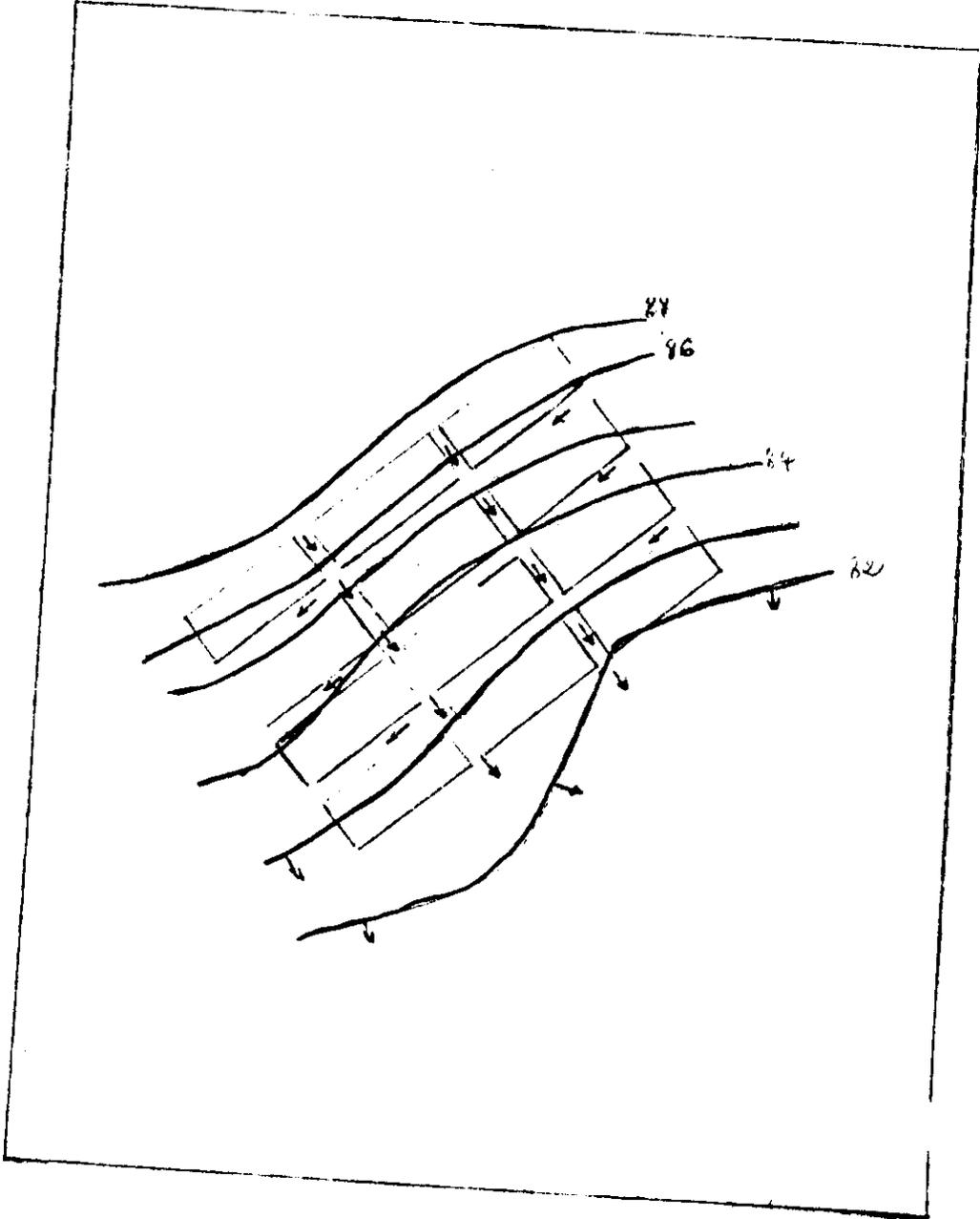
- La facilité de tous les travaux topographiques nécessaires. Il suffit d'un minimum de points de repère pour établir le système en entier ;
- Parcelles identiques de même taille et de même forme ;
- Aménagement des parcelles se fait de la même manière.

* Inconvénients :

- L'eau n'est pas dirigée : de ce fait, elle prend le chemin préférentiel (le plus facile et le plus rapide). Dans les rues, elle s'écoule de manière perpendiculaire aux courbes de niveau. Il est alors difficile de freiner la course de l'eau en aval. Si en aval, on trouve un bâtiment à caractère public comme le théâtre populaire au sous bassin NO 7 occupant une parcelle plus large, l'eau se heurterait à cet obstacle avec toute sa puissance et créerait des ravinements autour de l'obstacle. C'est dire qu'un tel système,

Figure 5

Tracé perpendiculaire



une fois installé détermine donc nettement l'occupation des sols en aval;

- D'autre part, les rues parallèles aux courbes de niveau, l'évacuation peut être difficile en présence d'un creux. Il y a alors stagnation des eaux et formation de flaques qui érodent les constructions atteintes par elles.

L'inclinaison étant minimale (rues parallèles aux courbes de niveau) il serait difficile aux concepteurs à un moment donné d'installer éventuellement un système d'évacuation des eaux usées.

Ce système de tracé convient plutôt aux petits bassins ayant des pentes douces.

b) Tracé vers le centre (voir figure 6)

Pour éviter des rues trop pentues d'un côté et des rues trop planes de l'autre, il faut les tracer en biais des courbes de niveau.

On ne garde plus le système rectangulaire mais plutôt on opte pour une forme de parallélogrammes, car les écoulements des rues sont prévues à angle aigus et obtus pour donner à l'écoulement la direction souhaitable.

Dans l'exemple de la figure 6 , le collecteur central, ici son aval rectangulaire bétonné coupe les courbes de niveau sous environ 70° et les rues d'accès sous respectivement 20 et 45° .

De cette manière l'écoulement se fait :

- à une vitesse réduite (érosion est freinée en partie, allongement du temps de concentration) ,
- les voies d'écoulement ne se croisant pas, une desserte ultérieure d'eaux usées ne poserait pas de problèmes.

La voie considérée comme collecteur d'eau pluviale doit être confondue avec une rue principale. Comme au tracé perpendiculaire, le sens des eaux quittant les quartiers est le même. Un obstacle placé en aval serait encore plus fortement attaqué parce que l'eau pluviale ne sort plus qu'à un seul endroit, donc en plus grande quantité. Mais ce qui est intéressant c'est que, contrairement au premier tracé, la quantité d'eau sortante est plus facile à estimer et le point de sortie est à définir suivant ce qu'on compte faire.

c) Tracé vers l'extérieur (voir figure 7)

Ce troisième exemple d'aménagement est à quelque chose près identique

* au deuxième. Le trafic s'organise de la même façon et les îlots se ressemblent également.

Mais la différence essentielle se trouve dans la possibilité d'évacuation des eaux pluviales.

Ici une partie de l'eau est dirigé vers l'extérieur.

L'avantage de cette solution est la diminution des eaux pluviales à la sortie du quartier.

Un problème est le croisement des rues, où deux voies d'écoulement se rencontrent pour continuer dans deux directions différentes. Si les quantités d'eau arrivant à ce noeud sont trop importants, il faut craindre les affouillements créés par les turbulences qui présentent un danger pour toute construction située à cette bifurcation. On pallie cela en donnant une direction principale d'évacuation où les rues sont nettement plus pentues dans l'autre direction.

Dans notre exemple, l'angle entre les rues et les courbes de niveau est pour une direction de 50 à 70 ° mais seulement 10 à 20 ° pour l'autre direction.

Une solution plus efficace, mais aussi coûteuse, est de prévoir pour une direction le drainage par rues pavées, pour l'autre un drainage par caniveaux. Aux croisements, les caniveaux nécessitent un passage souterrain et les deux voies d'écoulement se touchent à peine.

On peut dire que les avantages de l'aménagement en biais des courbes de niveau sont surtout la diminution de la vitesse d'écoulement et la possibilité de canaliser l'eau vers un endroit voulu du quartier. Par ailleurs, on peut allonger le parcours de l'eau jusqu'à l'exutoire naturel (augmentation du temps de concentration pour laisser passer les eaux des bassins à tour de rôle sans assemblage). Un certain danger au niveau des constructions au coin aval doit être prévenu. Pour notre cas, compte tenu du fait que nous voulons éviter une forte érosion des sols en réduisant autant que possible les vitesses d'écoulement et cela en jouant sur les pentes des rues. La facilité avec laquelle on arrive à estimer le débit à l'exutoire du bassin versant ; la maîtrise quant à la position de ce débit qui se dirige dans le lit du marigot ; la conjonction de tous ces critères nous porte vers le deuxième tracé qui présente malgré tout des inconvénients comme l'inégalité au niveau de certaines parcelles.

Figure 6

Tracé vers le centre

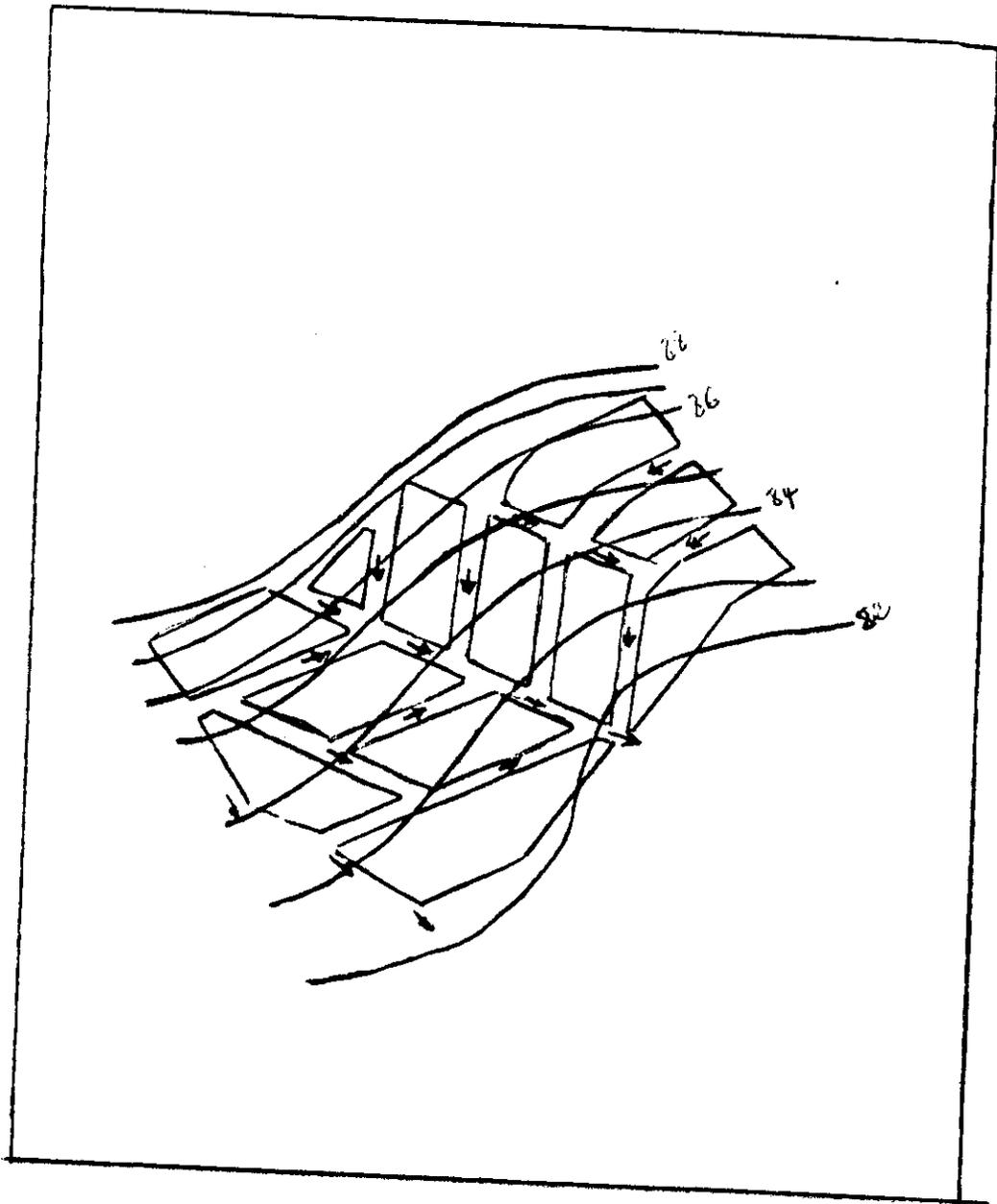
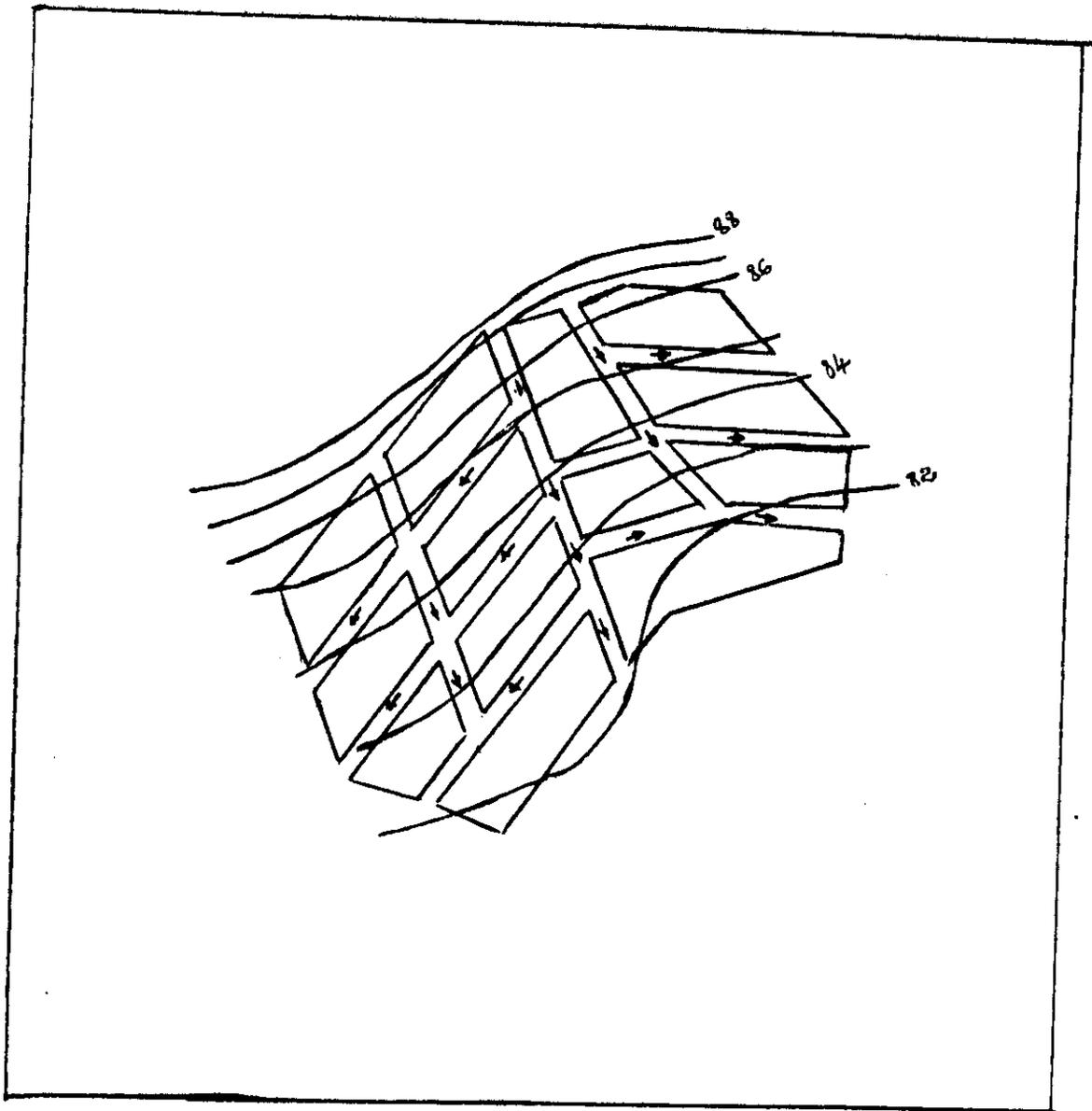


Figure 7

Trace vers l'extérieur



Ainsi, tous nos sous bassins porteront en leur sein la configuration du deuxième tracé de manière à estimer avec un peu plus de facilité et de précision les débits à l'exutoire des différents sous bassins versants. Débits qui nous serviront à envisager des solutions de maîtrise des écoulements en aval du bassin versant étudié..

4) O U V R A G E S D E M A I T R I S E D E S E A U X P L U V I A L E S

L'urbanisation qui est en projet entraînera un important ruissellement urbain et l'accroissement des débits de pointe. Elle conduira par voie de conséquence au renforcement irrémédiable des ouvrages en aval (tout le canal du Moroh, tous les ouvrages de franchissement ^{en aval} qui risquent d'être inondés).

Devant cette situation, pour en arriver à des solutions moins onéreuses que celles citées ci-dessus, nous préconisons plusieurs solutions et nous choisissons celles qui paraîtra la mieux adaptée à nos conditions.

C'est ainsi que de nos jours pour pallier cette sorte d'impasse, de nouvelles techniques ont été élaborées :

- Les stockages sur place (espace libre, parkings, chaussées,...) ;
- L'infiltration sur place (tranchées filtrantes, puits perdu, revêtements poreux) ;
- La modification du parcours de ruissellement ;
- L'infiltration après concentration du ruissellement (bassin d'infiltration);
- Le stockage après concentration (bassin de retenue).

Compte tenu de plusieurs raisons que sont :

- la nature des sols qui ont une tendance à plus laisser ruisseler ;
- la grandeur des sous bassins (qui sont au nombre de 7) ;
- le souci de maintenir loin de toute pollution la nappe aquifère servant de source d'eau dans les zones traditionnelles ;
- l'orientation de la pente douce (1%) vers un exutoire naturel ;
- le manque d'espace pour rallonger le parcours de l'eau ;
- l'importance des flots en aval.

On se réalise que les bassins de retenues sont les mieux indiqués pour jouer le rôle de retardateur d'écoulement.

a) Bassin de retenue (voir figure 11)

La nouvelle Instruction Technique relative à l'assainissement des agglomérations définit ainsi le rôle de bassin de retenue : " Les bassins de retenue sont des ouvrages destinés à régulariser les débits reçus à l'amont afin de restituer à l'aval un débit compatible avec la capacité de transfert de l'exutoire ".

Installés dans les réseaux pluviaux, ils provoquent une réduction de vitesse entraînant des dépôts dans les bassins. Leur rôle est de stocker une partie des eaux pluviales pendant l'orage pour éviter le renforcement des ouvrages en aval. Ils assurent une véritable sélection comme un dessableur et peuvent, grâce à l'effet de lagunage, provoquer une auto-épuration de l'eau épurée. Ils nécessitent une exploitation et un entretien rigoureux sinon leur efficacité diminue rapidement. Cependant, il nous faudra nous définir entre les bassins à sec et les bassins en eau et cela en fonction des conditions prêtées au site :

- Sols difficilement perméables ;
- Souci de réserver en période sèche ces bassins à des sites de jeux (Terrain de football) ;
- Les conditions climatiques difficiles pour l'entretien des bassins en eau ;
- Les dépôts solides et ordures de toutes sortes souvent jetés par les populations.

Toutes ces sujétions militent en faveur d'un bassin à sec qui présentera l'avantage d'être plus économique au niveau de l'entretien (on vidangera le bassin si c'est nécessaire par la vanne de fond et on l'affectera à des fins sportives pour éviter de le transformer en dépotoirs).

Le fond après aménagement du bassin par ailleurs pouvant être calé à un niveau supérieur à celui susceptible d'être atteint par la nappe en saison des pluies, nous conforte dans notre choix puisqu'aucune réalimentation du bassin par la nappe n'est à craindre.

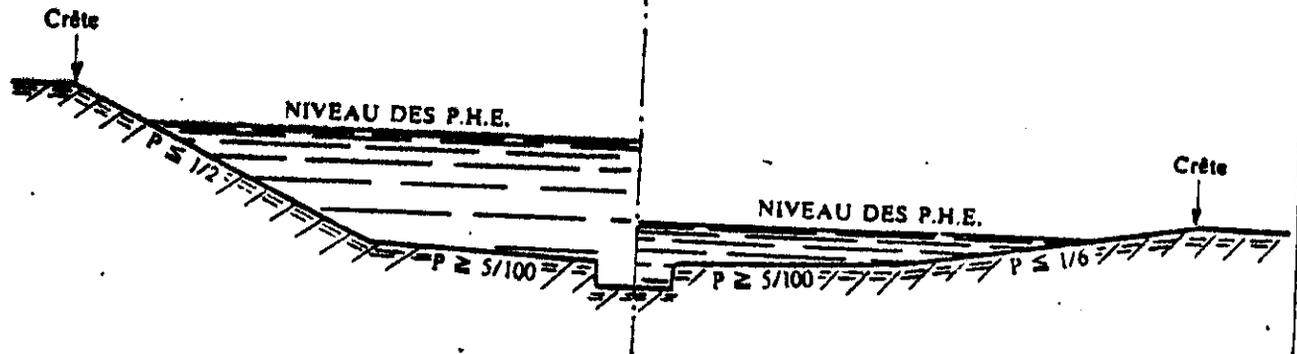
On n'oubliera donc pas de protéger le fond et les parois contre les fissures de retrait provenant des alternances de remplissage et de dessiccation et qui peuvent être des amorces de fentes et de renards. Cette protection sera réalisée soit par une couche végétale en herbe ou par une couche de sable recouverte d'un enrochement. Il s'agira désormais d'un problème d'insertion

EXEMPLES DE PROFILS

BASSINS A SEC

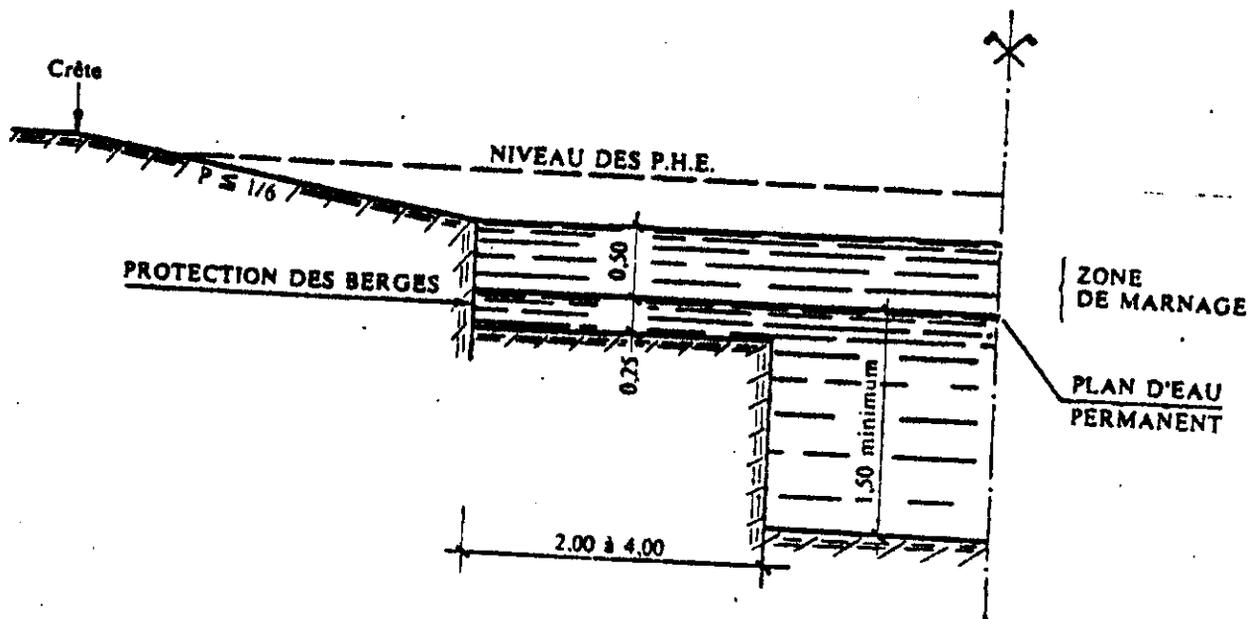
CAS DE SITE SANS INTÉRÊT
POUR L'ANIMATION URBAINE

CAS DE SITE ACCESSIBLE
AU PUBLIC



BASSINS EN EAU

CAS DE SITE ACCESSIBLE AU PUBLIC



(Extrait C1)

tion de ce ou ces bassins à sec dans le site de telle manière à ce qu'il(s) ne soi(en)t pas source de nuisances d'où :

- l'emplacement du bassin doit être compatible avec l'urbanisme environnant compte tenu des conditions naturelles offertes par le site. A ce niveau, nous tirons parti de la présence d'un exutoire naturel, le thalweg du marigot Moroh Naba.

- Le bassin ne doit pas apporter de nuisances, ce qui implique que soit employées toutes les solutions en vue de lui faire jouer pleinement son rôle de retardateur des écoulements.

a) Menaces pesant sur la santé de la population en cas de mauvais entretien

Les bassins de retenues temporaires pour le petit moment qu'ils seront en eau (période consécutive à un orage, laquelle période ne doit pas excéder quelques jours sinon ouverture de la vanne de fond pour la vidange) pour ^{aient} servir de lieu de baignade pour les enfants et de lessive pour les personnes environnantes. Mal entretenus et recevant des eaux usées depuis l'amont, ils deviennent très rapidement des réservoirs de maladies :

- La prolifération des germes pathogènes due à la stagnation de l'eau créant ainsi des gîtes à moustiques (Paludisme). Ce sont :

Bactéries

- Vibrio cholerae
- Salmonella typh.
- Bacille de Shiga

Maladies

- Choléra
- Fièvre typhoïde
- Shigellose

Protozoaires :

- Entamoeba histolytica
- Plasmodium falciparum
- ♥ Parasites du sang;
- Schistosoma haematobium
- " japonicum
- " mansoni

- Dysenterie amibienne
- Paludisme
- Bilharziose

Les populations environnantes étant à la merci d'une telle situation, il va sans dire que les mesures d'entretien seront plus que nécessaires.

b) Mesures d'entretien

Un bassin en eau aurait plus de problèmes d'entretien car il aurait

fallu des moyens de lutte contre :

- les corps flottants,
- les matières rapidement décantables ,
- les huiles et hydrocarbures ,
- les matières oxydables ,
- la protection contre les moustiques et les rongeurs ,
- les nuisances diverses (odeurs).

Pour un bassin à sec, la seule précaution à prendre est la vidange intégrale du bassin (éviter de vider trop rapidement pour ne pas créer des problèmes de destruction des berges).

Compte tenu de l'érodabilité des sols, de l'existence d'une pente même douce orientée vers l'exutoire naturel, de la grandeur des sous bassins versants et de l'énergie des flots en aval, on pourrait envisager la présence de dessableurs (voir figure 10) à l'amont immédiat des bassins à sec insérés dans les différents réseaux de fonction avec les bassins.

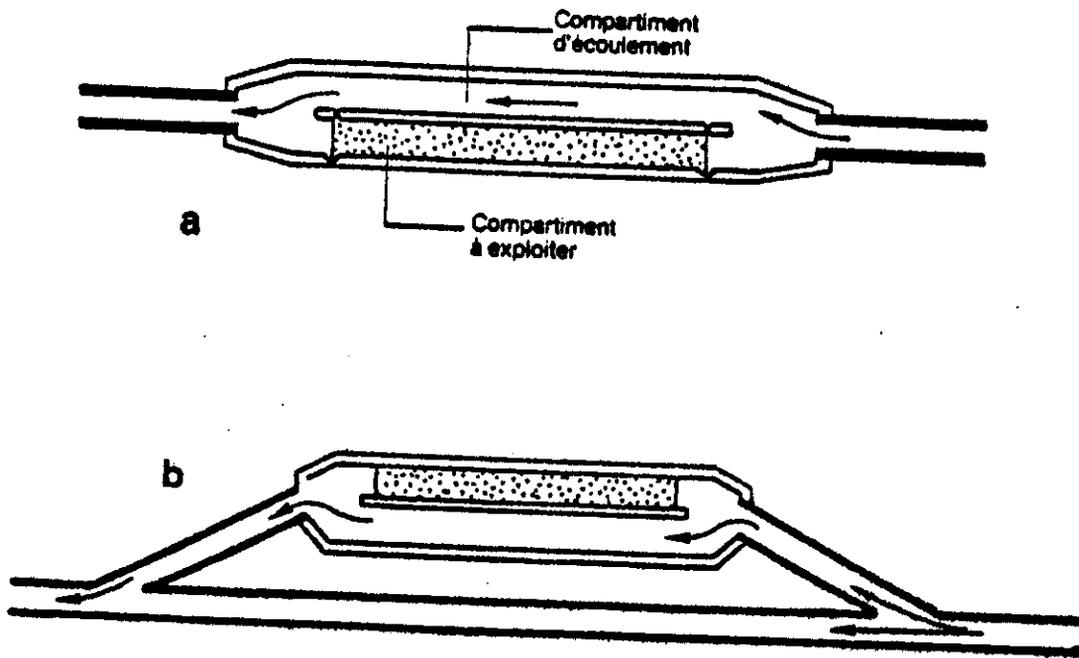
Dans notre étude, nous vous avons passé au peigne fin depuis l'amont (le type de réseau à prendre) jusqu'en aval (type de bassins à choisir), tous les facteurs qui influent sur le choix de tel ou tel ouvrage, ou telle ou telle méthode d'évacuation. De tous ces facteurs, étant donné que notre site se trouve en Afrique et au Burkina-Faso en particulier, ceux d'ordre socio-économique ont toujours prévalu sur les autres et nous ont orienté dans le choix des ouvrages à construire ou des actions à mener.

Ainsi, certaines fois, il peut ressortir qu'un système apporte beaucoup de bonheur à la population, mais il s'avère que son application est contrariée par la présence de ces facteurs qui force nous est de reconnaître constituent encore une fois les derniers arbitres d'un choix, que ce soit de mise en place d'un système ou d'un ouvrage, ou bien que ce soit d'entretien d'un système, dans nos pays en voie de développement.

- Les facteurs sociaux pèsent de toute leur inertie sur trois réalités indéniables :

1) Le système conçu doit s'intégrer parfaitement dans l'ancien réseau de manière à ne pas créer de discontinuité aussi bien au niveau de l'esthétique qu'à celui du fonctionnement de l'ensemble (le réseau au niveau complémentarité doit former un tout ; pour cela il serait nécessaire de réhabiliter l'ancien

SCHEMAS DE BASSINS DE DESSABLEMENT LONGITUDINAUX



- a - Ouvrage intégré (rendement maximum)
- b - Ouvrage en dérivation (rendement atténué)

(extrait de D5)

réseau) ;

2) Le nouveau réseau ne doit pas poser de contraintes à la population qui est avant tout la première bénéficiaire ;

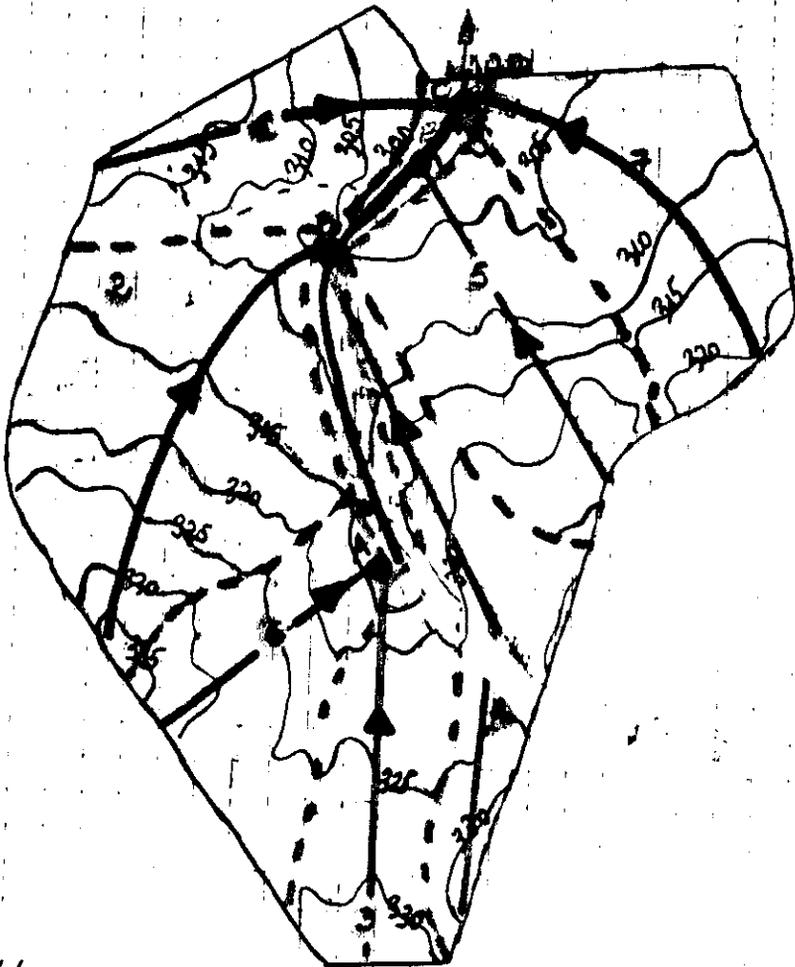
3) Une éducation intensive des populations s'impose de façon que ces dernières comprennent aisément les objectifs des actions menées, les problèmes liés à l'entretien ; c'est pourquoi il leur faudra ^{un réseau} fort intelligible (simple) auquel ils ont eu l'habitude de se frotter.

- Par ailleurs, les facteurs économiques, point n'est besoin de les souligner, constituent un facteur limitant à tout programme d'assainissement.

A cet effet, l'on est contraint de peur de trop dépenser, de trouver un compromis entre le matériel, ou la formule, adéquat au site et celui qui pose le moins de problème financier. Le choix, il ne faut pas se le cacher, allant toujours vers un matériel à bon marché, n'est pas toujours garant d'une sécurité sanitaire exemplaire. Et c'est dommage quand on sait que le développement d'un pays doit nécessairement passer par la santé de ses bras valides !!!

Figure 1

Sous bassins versants - Canaux principaux



Echelle: 1/50000

(2) DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE RETENUES

(1) INTRODUCTION

Cette seconde partie du Mémoire va essentiellement tabl^r sur les calculs nécessaires pour obtenir les débits décennaux pluviaux de prime abord à l'exutoire des différents sous bassins versants (au nombre de 7). Ainsi, il sera établi le débit décennal total à l'exutoire finale du grand bassin versant de la rivière du Morho Naba et cela à partir des débits initiaux. Ce débit total obtenu avec le temps de concentration du bassin de retenue (à sec) selon la grandeur de la valeur du débit trouvé.

(2) Hypothèses de base

a) Caractéristiques du bassin versant concerné par cette étude, grand bassin versant du Morho.

Avec une superficie $A = 2094$ ha, il représente lui-même un sous bassin du grand bassin versant de Ouagadougou qui alimente les barrages 1, 2, 3.

Le réseau hydrographique est constitué d'un cours d'eau (Morho Naba) qui s'écoule du sud vers le nord avec des pentes de thalweg de 2% à 6%

L'état d'occupation du sol à l'intérieur du bassin versant correspond à une hypothèse d'urbanisation intermédiaire.

L'examen de la couverture aérienne de 1979 complétée par une observation de terrain permet d'estimer les coefficients d'imperméabilisation (IMP).

Cette estimation a été faite en retenant 5 grands types d'occupation :

- équipements : (type hopital, bâtiments administratifs, stade, etc...) avec un coefficient $IMP = 0,50$.
- habitat résidentiel où le coefficient d'imperméabilisation (relativement peu élevé) est fonction de la grandeur des parcelles $IMP = 0,65$.
- habitat collectif comportant des grandes superficies urbanisées $IMP = 0,65$
- habitat évolutif avec un fort coefficient d'imperméabilisation du sol, compte tenu de la densité de construction $IMP = 0,70$ à $0,80$.

- zones naturelles constituées soit par les pertes de bassin non urbanisées soit par les thalwegs à forte pente où aucune urbanisation n'est possible :
IMP = 0,25 à 0,40.

Il est important de souligner que la partie ci-dessus dépassant le cadre de notre étude nous sommes reportés à un document "Liaison Ouagadougou" édité par le BCEOM entre prise chargée de la mise sur pied du projet "Boulevard circulaire".

(3) Calculs des débits issus des sous-bassins

a) Méthodologie de calculs débits

Compte tenu de l'imprécision des résultats trouvés à partir d'hypothèses assez discutables nous essaierons d'arriver aux résultats par plusieurs méthodes afin de nous assurer leur fidélité.

1ère méthode : La formule générale de la méthode rationnelle

1°) Choix de la fréquence

Des ingénieurs chargés de l'étude d'un projet et les autorités responsables de la réalisation ont toujours tenu à déterminer pour leur projet la fréquence relative à l'optimum économique.

Cette fréquence est en fait un compromis entre le risque encouru pour un éventuel débordement du réseau et les dépenses financières assignées à l'établissement de ce réseau.

Dans notre cas la présence de bassins retenues en aval, les zones de peuplement très dense qu'on pourrait avoir dans les habitats collectifs et évolutifs nous composent pour des raisons de sécurité une protection contre une crue de fréquence décennale.

2°) Détermination de l'intensité de l'averse journalière maximale de fréquence décennale

- calcul du temps de concentration du bassin-versant.

Compte tenu de la pauvreté du réseau et que par conséquent l'écoulement superficiel des eaux sera plus remarquable que celui qui a lieu dans les réseaux. Nous utilisons une formule celle de Kirpich qui se prête bien à cette situation.

$$T_c = \frac{1}{52} \frac{L^{0,77}}{p^{0,38}}$$

L : Longueur du thalweg ou du canal principal entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin en mètre.

P : pente du bassin versant en m/m

Tc: temps de concentration en minutes

L'intensité i (mm/h) se détermine soit : analytiquement par la loi de Montana :

$$i = \frac{a \cdot t^{a-b}}{(mm/mn) \quad (mn)}$$

comme nous sommes en zone soudano-sahélienne

$$a = 7,5 \quad b = 0,5 \quad i = 7,5 t^{-0,5} \quad (mm/mn) \quad (mn)$$

soit graphiquement par une courbe d'intensité - durée - fréquence (cf annexe)

3°) Le coefficient d'abattement

Eu égard à la grandeur de nos bassins versants (mini = 163 ha) nous tiendrons compte de l'inégale répartition des pluies sur un bassin, en appliquant comme il est d'usage à l'intensité de pluie ponctuelle un coefficient inférieur à l'unité qui est une fonction décroissante de la surface.

$$C = A^{-e}$$

A = Aire du bassin

C = Coefficient numérique variant de 0, à 0,15 selon les auteurs de certains ouvrages.

Nous prendrons $e = 0,05$ comme l'ont préconisé la circulaire Française en 1977 et Lemoine et Michel en 1972. (Des études plus récentes faites par le C.I.E.H. avec 15 pluviomètres sur 15 ans à SARIA (STATION expérimentale du BURKINA FASO où la pluviométrie-interannuelle : 800 mm) donnent 0,03 pour 100 HA. (Ce qui est assez proche de $e = 0,05$.)

4°) Influence de l'allongement du bassin

L'allongement du bassin intervenant dans le calcul du temps de concentration. Lequel temps permet d'avoir l'intensité moyenne décennale par la loi de Montana il ne sera pas nécessaire de faire intervenir le coefficient de Fruhling.

5°) Le coefficient d'imperméabilisation (voir figures)

L'urbanisation se traduit principalement par l'imperméabilisation des sols qui a pour effet d'accroître les débits de pointe et les volumes d'eau ruisselée. On prendra alors comme on a l'habitude de le faire en première approximation

$$C = \text{IMP} \%$$

Ce qui est une estimation par excès du coefficient de ruissellement.

comme la surface des différents bassins auxquels nous sommes confrontés est variée dans ces aspects, il conviendra alors de calculer un coefficient C pondéré.

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot a_i}{\sum_{i=1}^n a_i}$$

a : aire de coefficient C_i

La formule Rationnelle

Le débit maximum obtenu sur un bassin versant de superficie A, de coefficient de ruissellement C, soumis à une pluie d'intensité i pendant un temps au moins égal au temps de concentration du bassin est donné par la formule :

$Q = K \cdot C \cdot (i \cdot a)A$ dans laquelle K est un coefficient numérique dépendant des unités choisies.

Cette formule est applicable pour les bassins de superficie inférieure ou égale à 4 km². Mais elle donne des résultats acceptables jusqu'à des superficies de 8 km².

$$e = 0,05 \quad 1 - e = 0,95.$$

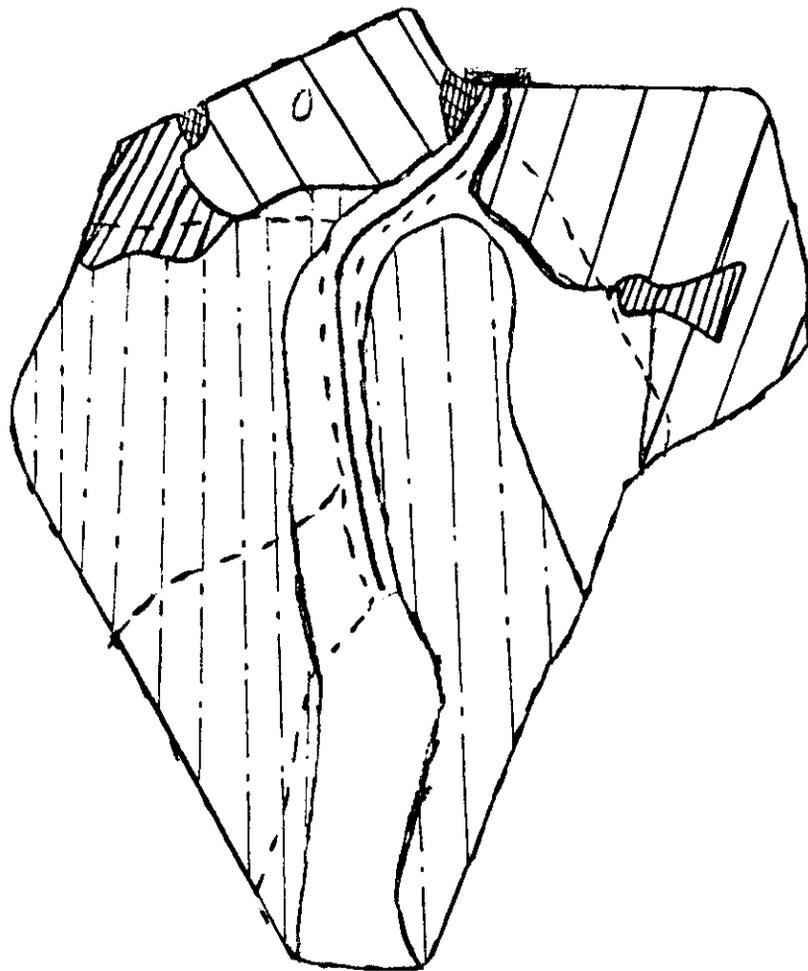
$$Q = K \cdot C \cdot i \cdot A^{0,95}$$

$$K = 0,278$$

C = sans unité (coef de ruissellement)

Figure 2

Coefficients d'imperméabilisation

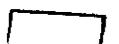


 Habitat collectif $IMP = 0,65$

 Equipements; $IMP = 0,50$

 Habitat évolutif; $IMP = 0,75$

 Habitat résidentiel; $IMP = 0,55$

 Zones naturelles; $IMP = 0,35$

i = intensité de l'averse (mm/h)
 A = superficie du bassin versant (km²)
 Q = débit à l'exutoire du bassin versant (m³/s)

Résultats de calculs (voir annexe)

2ème méthode: La méthode Rationnelle adaptée

La plupart des modèles de calculs du ruissellement pluvial ont été élaborés dans les pays occidentaux. C'est à dire que ces modèles sont fondés sur leur urbanisation et leur climat. Comme dans nos pays d'Afrique Tropicale les averses et les conditions d'écoulement sont différentes il est utile de prime abord de procéder à une adaptation des modèles trouvés en Occident.

$$(1) Q = K C i A^{0,95}$$

(1) devient compte tenu des unités choisies :

$$Q = \frac{1}{6} C \cdot i A^{0,95}$$

m³/s
mm/mn ha

Comme

$$i = \frac{a t^{-b}}{mn}$$

$$(2) Q = \frac{1}{6} A^{0,95} C a (t^{-b})$$

Application de t : temps de concentration du bassin

$$t = t_1 + t_2$$

t_2 : temps mis par l'écoulement hors du réseau

t_1 : temps mis par l'écoulement dans le réseau

$$t_1 = \frac{L}{V}$$

L : plus long chemin hydraulique
 V : vitesse admise dans le réseau

L : on prendra la longueur du canal primaire

1) La vitesse : v

$$V = k_s R^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{formule de Manning-Strickler})$$

Coefficient de Rugosité K_s

Ici deux contraintes sont à prendre en compte :

- érosion des sols et transport des solides élevés.
- rejet de déchets dans les caniveaux.

Tous ceux qui ont vu, les caniveaux en Afrique surtout dans notre site se sont rendus compte de l'encombrement, des dépôts et de l'utilisation à d'autres fins telles que poubelles et toilettes de certaines d'entre eux. Dans ces conditions pour nous permettre dans une sécurité contre ces interventions irrégulières nous opterons pour un $k_s = 50$.

2°) Le Rayon hydraulique RH

Une visite sur le terrain, sur les canaux déjà existant nous ont permis de fixer approximativement cette valeur.

Pour un débit connu et une pente I connus, pour un canal hydrauliquement favorable en béton.

On se placera dans le cas d'un canal rectangulaire :

$$S_m = L \times h$$

$$P_m = L + 2h$$

Dans le cas d'un canal hydrauliquement favorable :

$$L = 2h$$

$$S_m = 2h \times h = 2(h^2)$$

$$P_m = 2h + 2h = 4h$$

$$RH = \frac{S_m}{P_m} = \frac{2h \times h}{4h} = \frac{h}{2}$$

$RH = \frac{h}{2}$

en amont du thalweg du Morho Naba

$$hm_{am} = 0,15 \text{ m}$$

en aval des sous bassins du grand bassin concerné

$$hm_{av} = 1,25 \text{ m}$$

approximativement on prendra comme hauteur moyenne depuis l'amont jusqu'en aval :

$$H_m = 0,70 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \underline{RH = 0,35 \text{ m}}$$

3°) La pente I du réseau (pente moyenne sur le plus long chemin hydraulique m/m). On essaiera autant que faire se pourra de respecter la topographie, on se référera à la pente du terrain qui s'étale de 7,5 % à 2 %.

Pour $K = K_s RH^{2/3}$ coefficient dépendant comme on le réalise de la nature des parois et du rayon hydraulique, on affectera la valeur $K = 24,80 = 25$. Ce qui rejoint la valeur habituelle des canalisations employées en assainissement urbain qui est située approximativement entre 18 et 31.

La vitesse V sera donc :

$$v = 25 \sqrt[3]{I}$$

$$* \longrightarrow t_1 = \frac{L}{v} = \frac{L}{50 (0,35)} = \frac{L}{25 \sqrt[3]{I}}$$

* t_2 : temps mis hors du réseau :

Ce temps est essentiellement fonction de la pente moyenne du terrain (1,4%). Selon certains observateurs, des Ingénieurs Américains notamment ce temps varie de 2 à 20 mn. Compte tenu du fait de la pauvreté en densité des ouvrages de drainage, faisant que l'eau par ses propres moyens doit arriver au canal principal pour être menée vers l'exutoire du bassin, nous opterons pour un temps moyen assez approximatif de 15 mn.

$$\underline{t_2 = 15 \text{ mn}}$$

$$t = t_1 + t_2 = \frac{L \text{ (m)}}{K_s RH_{(m)}^{2/3} \sqrt[3]{I}} + 15 \times 60 \text{ (mn)}$$

(2) devient alors :

$$(3) Q = \frac{1}{6} A^{0,95} C \cdot a \left[\frac{L}{K_s R_w^{2/3} \sqrt[3]{I}} + 15 \times 60 \right]^{-0,6}$$

Notre formule adaptée sera alors :

$$Q \left(\frac{m^3/s}{(ha)} \right) = 1,25 A^{0,95} C \cdot \left[\frac{L (km)}{15 \sqrt{I}} + 15 \right]^{-0,5}$$

5°) Calculs (voir annexe)

6°) CONCLUSION

La méthode rationnelle qu'elle soit adaptée ou non conduit toujours à des valeurs de débit sensiblement élevées puisqu'elle néglige l'effet de stockage dans les réseaux et dans les dépressions. C'est pourquoi il nous semblera opportun de se reporter un moment vers la méthode superficielle adaptée à l'Afrique tropicale dite "de Caquot" (bien qu'elle ne se prête pas à notre site (grands bassins versants, réseau de drainage éventuellement pauvre) ne serait-ce que pour avoir une idée des ordres de grandeur en dessous desquelles il ne faut pas s'hasarder. Ainsi ces valeurs pourront servir de limite inférieure probable du débit de crue décennale. Ici que cette méthode de calcul nous amène à sous-estimer le débit par faute d'un effet de stockage dans le réseau.

3ème méthode : Méthode superficielle adaptée

1°) L'application en zone soudano-sahélienne (m/m)

$$Q \left(\frac{l/s}{(m/m)} \right) = 795 C (I^{0,19}) (A^{0,85})$$

2°) Calculs (voir annexe)

Les résultats trouvés étant très approximatifs compte tenu d'une part des hypothèses et d'autre part le manque d'information sur les débits réels mesurés sur le site en question, nous allons nous borner à employer la valeur minimum obtenue par les 2 premières méthodes déjà que nous sommes largement au-dessus de la limite inférieure. Nous nous limiterons à cette valeur de peur de trop surdimensionner les ouvrages.

Résultat (cf annexe)

(b) Calcul du débit final à l'exutoire du grand bassin

1°) Détermination du temps de concentration du grand bassin.

C'est le temps met la goutte d'eau tombée sur le lieu le plus hydrauliquement éloigné pour parvenir à l'exutoire.

Sous bassin 03

Tc = 50'

Les 2 sous-bassins se joignent au pt A

Sous bassin 06 On notera que pour une durée de pluie

$$T_c = 30'$$

$\Delta T = 50' > 30'$ on sera dans une situation défavorable en ce sens qu'on enregistrera les débits max sur les deux bassins.

Si on construit un canal à même de porter l'eau à une vitesse de 3m/s on aura un temps de transfert du pt A au PT B (distant de 2250 m) $t = 12,5 \text{ mn. (')}$.

- Ainsi la goutte d'eau tombée sur le point le plus hydrauliquement éloigné des deux bassins précédents (3 et 6) mettra un temps :

$$t_{(1)} = 12,5' + 50' = 62,5' \text{ pour parvenir à B.}$$

Au point B

$$t_{(1)} > t_{c_2} = 60'$$

c'est dire que notre premier

$$t_{(1)} > t_{c_4} = 60'$$

point t_{c_4} indexé est toujours le point le plus hydrauliquement éloigné avec $t = 62,5'$.

(1)

- Canal portant l'eau avec une vitesse de 3m/s jusqu'au point E distant de 1100m d'où le temps de transfert sera $t = 6 \text{ mn.}$

$$- t_{(2)} = 62,5' + 6' = 68,5'$$

au Point E :

$$t_{(2)} > t_c = 40'$$

5

C'est toujours le même point avec $t = 68,5'$

(2)

- Canal portant l'eau à 3 m/s jusqu'au C distant de 500 m temps de transfert $t = 3 \text{ mn.}$

$$- t = 68,5' + 3' = 71,5'$$

au point C :

$$t_{(3)} > t_{c1} = 50'$$

(3)

notre premier sera

$$t_{(3)} > t_{C7} = 50'$$

toujours maintenu $t_{(3)} = 71,5'$

- Pour parvenir à l'exutoire finale il faudra sous une vitesse de 3 m/s un temps de 1 mn.
 $\longrightarrow t = 71,5' + 1' = 72,5'$.

Ainsi la goutte d'eau tombée sur le point le plus hydrauliquement éloigné mettra théoriquement 72,5' pour parvenir à l'exutoire.
 $\longrightarrow T_c = 72,5'$

2°) Détermination du débit de pointe décennale généré par une pluie de durée de référence $T = 72,5'$.

$$T = 72,5'$$

Pour une pluie ponctuelle homogène dans le temps nous lisons sur les abaques Hauteur - durée - fréquence portant sur l'aérodrome de Ouaga une intensité décennale de :

$$i = 74 \text{ mm/h.}$$

Sous bassin 03

$$Q_3 = 16,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sous bassin 06

$$Q_6 = 29,9 \text{ m}^3/\text{s}$$

en A on aura un débit de pointe $Q_p = 46 \text{ m}^3/\text{s}$

Sous bassin 02 :

$$Q_2 = 63,5 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Sous bassin 04 :

$$Q_4 = 36,9 \text{ m}^3/\text{s.}$$

En B: on aura un débit de pointe :

$$Q = 146,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sous bassin 05

$$Q = 30,4 \text{ m}^3/\text{s.}$$

En E on aura un débit de pointe

$$Q = 176,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sous bassin 01

$$Q = 25,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sous bassin 07

En C: on aura : $Q = 37,6 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q = 240 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour une pluie homogène dans le temps et dans l'espace d'une durée de référence = 72,5. on enregistrera à l'exutoire final du bassin un débit maxi décennal de:

$Q = 240 \text{ m}^3/\text{s}$

C DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE RETENUE

1°) Introduction

Avec une pluie décennale de $i = 74 \text{ mm/h}$ nous avons déterminé un débit maxi à l'exutoire final de $240 \text{ m}^3/\text{s}$. C'est dire que pour éviter de renforcer tous les ouvrages se trouvant en aval du grand bassin, nous établirons plusieurs bassins-tampons le long du marigot. Les bassins de retenue mènent à écrêter l'hydrogramme total mais aussi à épargner le transport d'un débit important sur de grandes longueurs; ces retenues s'implanteront souvent à proximité immédiate des bassins versants qui portent des gros débits.

Plusieurs visites sur le terrain nous ont permis de constater que la topographie se prête bien à ce genre d'initiaves (Le marigot MOROH NABAH a un lit mineur moyen de près 20 mètres et un lit majeur de près de 100 mètres). Ainsi les zones naturelles constituées par les parties non urbanisables sont très étendues (largeur moyenne 200 m). Ces zones existent tout le long du thalweg ; raison pour laquelle nous retiendrons comme seul critère d'établissement des bassins-tampons celui cite là-haut.

Compte tenu des gros débits à écrêter occasionnant plusieurs bassins le long du marigot, nous allons nous engager dans une méthode graphique qui à notre goût semble moins labourieuse que celle par calcul direct (voir annexe).

2°) Calculs sur le dimensionnement

Résultat voir annexe.

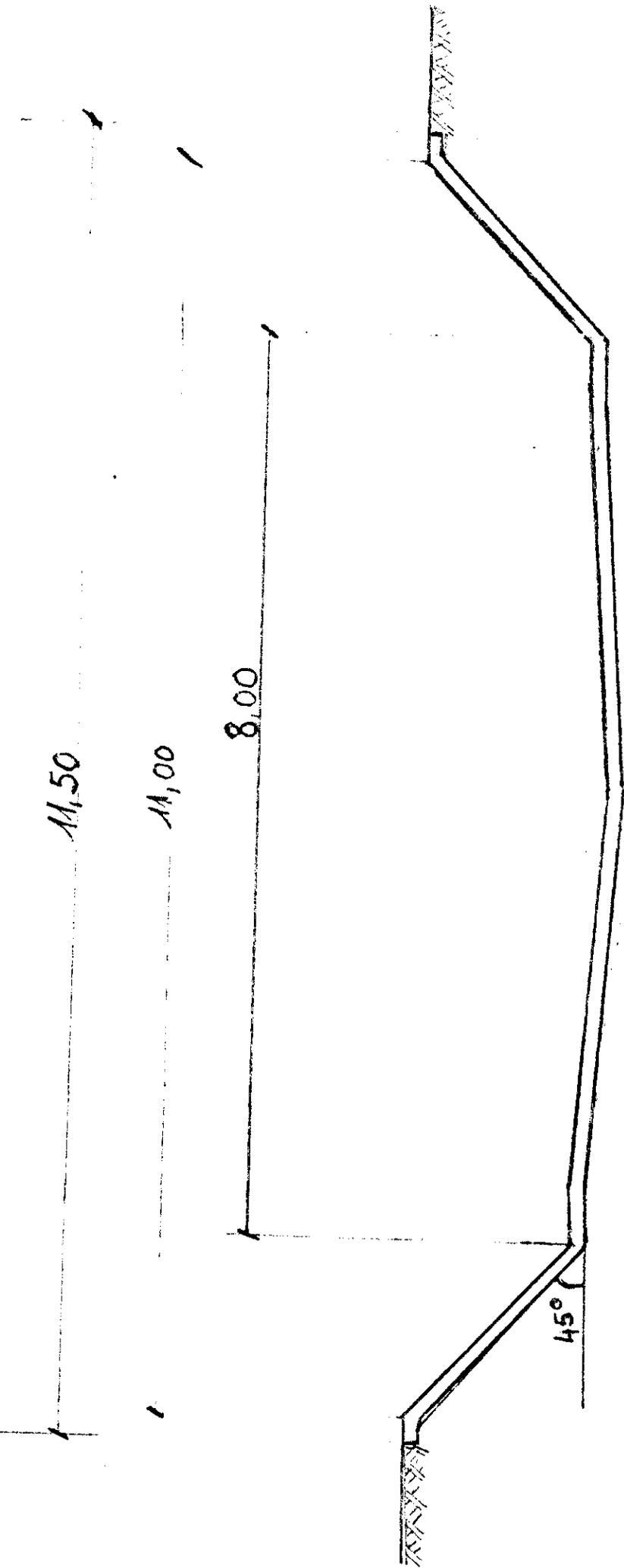


Figure 8

Canal en aval immédiat de l'ouvrage de franchissement de l'ouvrage
du Château d'eau

Figure 9

Coupe transversale de l'ouvrage de franchissement en aval
du grand bassin

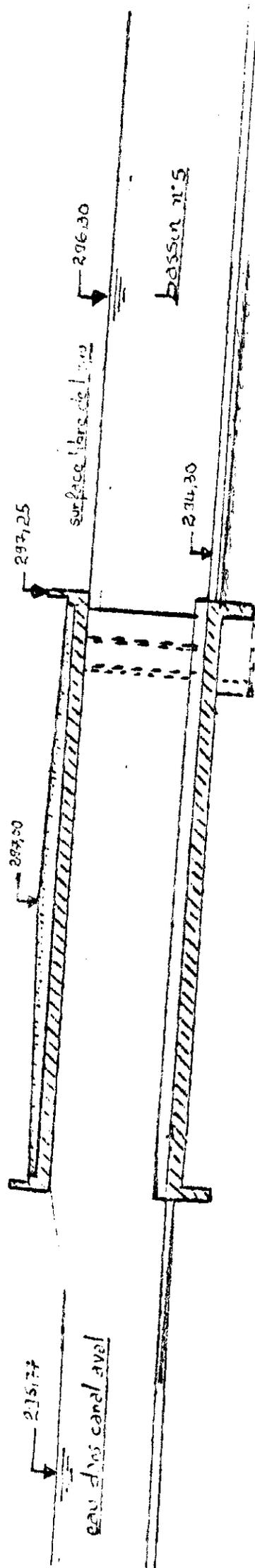
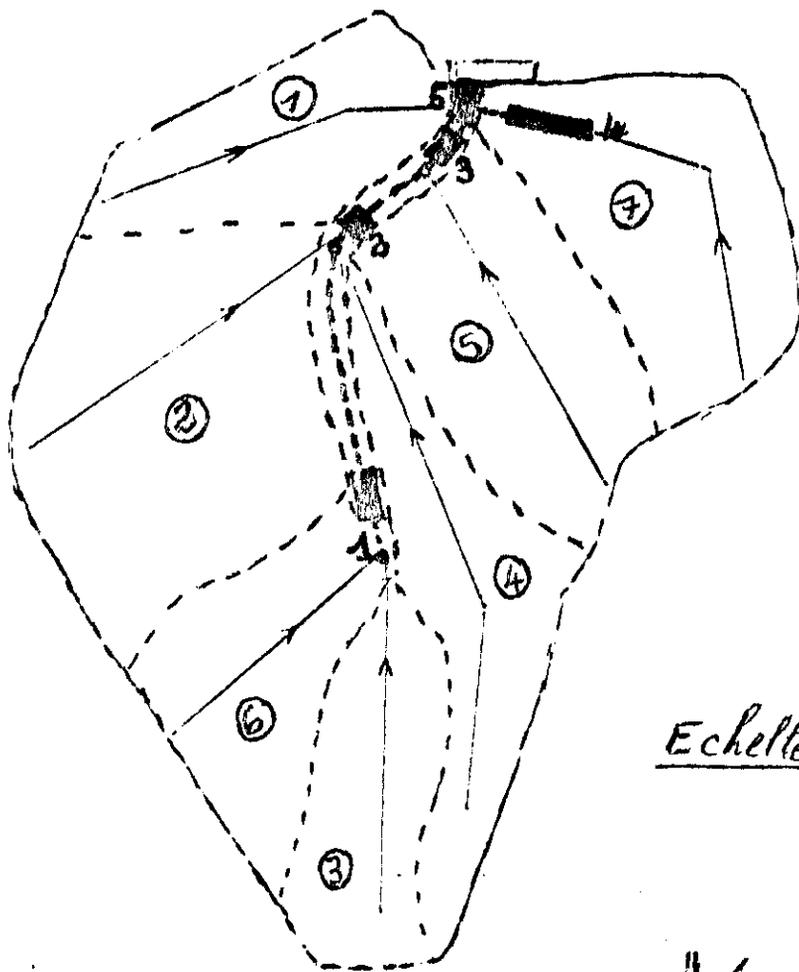


Figure 10

Situation des bassins dans le site.



Echelle 1/50 000

Légende



bassins de retenue



Canal de transfert



point de jonction des
Collecteurs.

CONCLUSION

Nous établirons cinq bassins de retenue en vue de faire passer le pic de l'hydrogramme total, de 240m³/s à 36 m³/s. (Voir annexe graphique A et B).

Les volumes assignés à l'établissement de ces cinq bassins ont été faits tributaires de la disponibilité spatiale sur le site.

L'exutoire des bassins 3 et 6 débouche sur un grand terrain vague de quelques kilomètres de long, nous y ferons un grand bassin dont le volume "capable" se situera à 88 913 m³.

Le plus grand bassin-tampon se fera à l'amont immédiat de l'ouvrage de franchissement de l'avenue du Château d'eau actuellement existant. Il aura un volume de ~~216.170~~ m³ et sera utilisé en période sèche comme un site sportif.

Etant donné que nous sommes en présence de bassins de retenues contenant des eaux chargées en matières organiques et en dépôts solides de toutes sortes, drainées depuis l'amont, il y aurait intérêt à prévoir une vidange rapide, gravitaire par une vanne de fond de manière à ce que l'eau stockée n'y reste pas plus de 24 heures.

Une vidange rapide étant présente, il serait plus que nécessaire de rappeler le caractère indispensable d'une stabilisation des berges. En effet une stabilisation des berges plus qu'efficace est nécessaire au niveau de tous les bassins pour éviter des inondations à conséquences fâcheuses, voire catastrophiques en aval de tous ces ouvrages.

Annexes

TABLE DES ANNEXES

- ANNEXE 1 : Approche du choix d'un système d'évacuation
- ANNEXE 2 : Choix du type de réseau
- ANNEXE 3 : Coûts comparés des réseaux
- ANNEXE 4 : Coefficient de rugosité
- ANNEXE 5 : Courbes hauteur - durée - fréquence
- ANNEXE 6 : Tableau des résultats.
-

APPROCHE DU CHOIX D'UN SYSTEME D'EVACUATION

Facteurs considérés	Critères de choix	séparatif	unitaire	pseudo séparatif
Le site	- présence d'un réseau naturel de drainage sur le site	-	-	-
	- zone plate pente $< 5 \text{ ‰}$	+	-	-
	- zone à relief moyen 5 ‰ pente $< 10 \text{ ‰}$	+	0	0
	- zone à relief accentué pente $> 10 \text{ ‰}$	0	0	0
Eloignement par rapport à la station d'épuration	- éloignement important	+	-	0
	- faible éloignement	0	0	0
Localisation par rapport aux zones dotées d'un assainissement	- quartiers situés en amont de zones urbanisées, équipées d'un réseau :			
	. unitaire	0	0	0
	. séparatif	+	-	-
	- quartiers situés à l'aval de zones urbanisées, équipées d'un réseau			
. unitaire	0	0	0	
. séparatif	0	0	0	
Standing, vocation et développement du quartier	- quartiers modernes de centre ville ayant atteint leur plein développement et bien structurés (voirie revêtue, collecte des ordures ménagères assurée)	0	0	0
	- quartiers résidentiels péri-urbains,			
	. voirie revêtue, trottoirs stabilisés, accotements plantés	+	0	0
	. voirie non revêtue	+	-	0
	- quartiers d'extension à importante densité de voirie (lotissements)	+	0	0
	- quartiers traditionnels (absence de voirie)	+	-	-
	- centre commercial - marché ..	+	-	-

Aspect sanitaire	- pouvoir auto-épurateur du cours d'eau récepteur			
	. important	0	0	0
	. faible	+	0	0
	- prise en compte de la pollution des eaux pluviales (premiers flots d'orage) (1)	-	+	-
Entretien	- efficace et permanent	0	0	0
	- épisodique	+	-	-

+ Système recommandé 0 Système possible - Système déconseillé

NOTA : Le terme "séparatif" n'implique pas, dans ce tableau, la réalisation d'un réseau de collecte des eaux usées, l'assainissement individuel gardant tout son intérêt dans certains cas particuliers.

(1) La pollution du milieu récepteur par les eaux de ruissellement peut-être très importante (chapitre IV paragraphe 2.3.) Outre la pollution inéluctable provenant du lessivage des chaussées par les premiers flots d'orage chargés de matière en suspension et de substances nocives et toxiques gênant la conservation du milieu récepteur (plomb, zinc, cuivre, nickel, phosphore, etc.) les réseaux pluviaux en Afrique, peuvent, par défaut de conception ou de fonctionnement, véhiculer tous les types de déchets urbains.

A Dakar, le maintien de bornes fontaines gratuites dans le quartier de la Médina, par ailleurs bien équipé en réseaux "eau potable" et "assainissement", s'est traduit par une très importante pollution des eaux pluviales qui reprennent les dépôts accumulés au cours de la saison sèche.

Concentration en	MES (mg/l)	DCO (mg/l)	DBO5 (mg/l)	Débit (m3/h)
eaux pluviales (saison pluvieuse)	17	600	490	1 023 (débit de la pointe de crue)
eaux usées (saison sèche)	9,9	500	360	90 (débit moyen sur 24 h)

COUTS COMPARES DES RESEAUX ENTERRES ET A CIEL OUVERT A ABIDJAN

(d'après B.C.E.T. - 1982) → bsh'g

Fig. 1

Coûts d'investissement

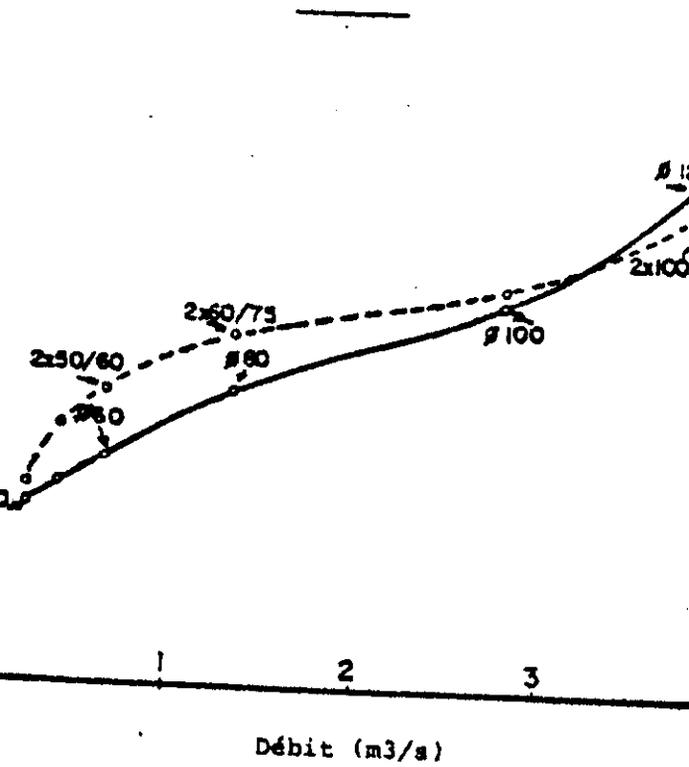
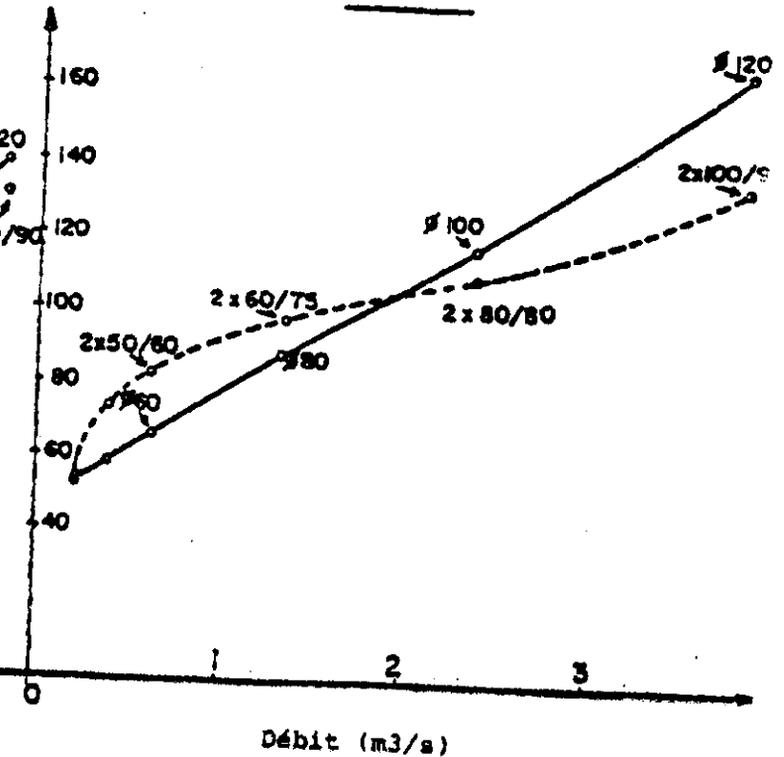


Fig. 2

Coûts d'investissement et entretien actualisés



— Réseau enterré
 - - - Réseau superficiel

Conclusion sur la comparaison des coûts d'investissements plus entretien selon B.C.E.T.

"L'examen des courbes (fig. 1 et 2) permet de faire quelques remarques intéressantes :

- tout d'abord, dans des conditions normales de travail, le réseau enterré s'avère moins coûteux que le réseau superficiel, ceci jusqu'au diamètre de 800 mm inclus.
- Au-delà, jusqu'au Ø 1000 inclus, la différence de coût entre les 2 systèmes diminue mais reste encore en faveur du réseau enterré.
- Si le réseau enterré comporte des canalisations de 1200 mm des coûts sensiblement équivalents sont à prévoir pour les deux systèmes.
- Enfin, et ceci est très important, la prise en compte des frais actualisés d'entretien ne modifie pratiquement pas les conclusions ci-dessus".

LISTE DES COEFFICIENTS DE RUGOSITE K DE LA FORMULE DE
MANNING ET STRICKLER

- Fossés naturels en très mauvais état et pente faible	10
- Fossés en très mauvais état, de pente 3 ‰	20
- Caniveau rugueux (galets, herbes...)	30
- Caniveau en terrain naturel ordinaire	30 à 40
- Caniveau en grosses maçonneries ou en stabilisé	45 à 60
- Caniveau en enrobé	60
- Caniveau en béton	70
- Collecteur en béton avec de nombreux branchements	70
- Collecteur en béton, grès, fonte...	80
- Collecteur gros diamètre en béton coulé en place, bien lissé (type SATUJO)	90
- Collecteur P.V.C.	100 à 120

(extrait de D 4)

C. I. E. H.

COMITE INTERAFRICAIN D'ETUDES HYDRAULIQUES

COURBES HAUTEUR DE PLUIE-DUREE-FREQUENCE

OUAGA-AERO

HAUTE-VOLTA

PERIODE 1954 - 1982

GRAPHIQUE R23

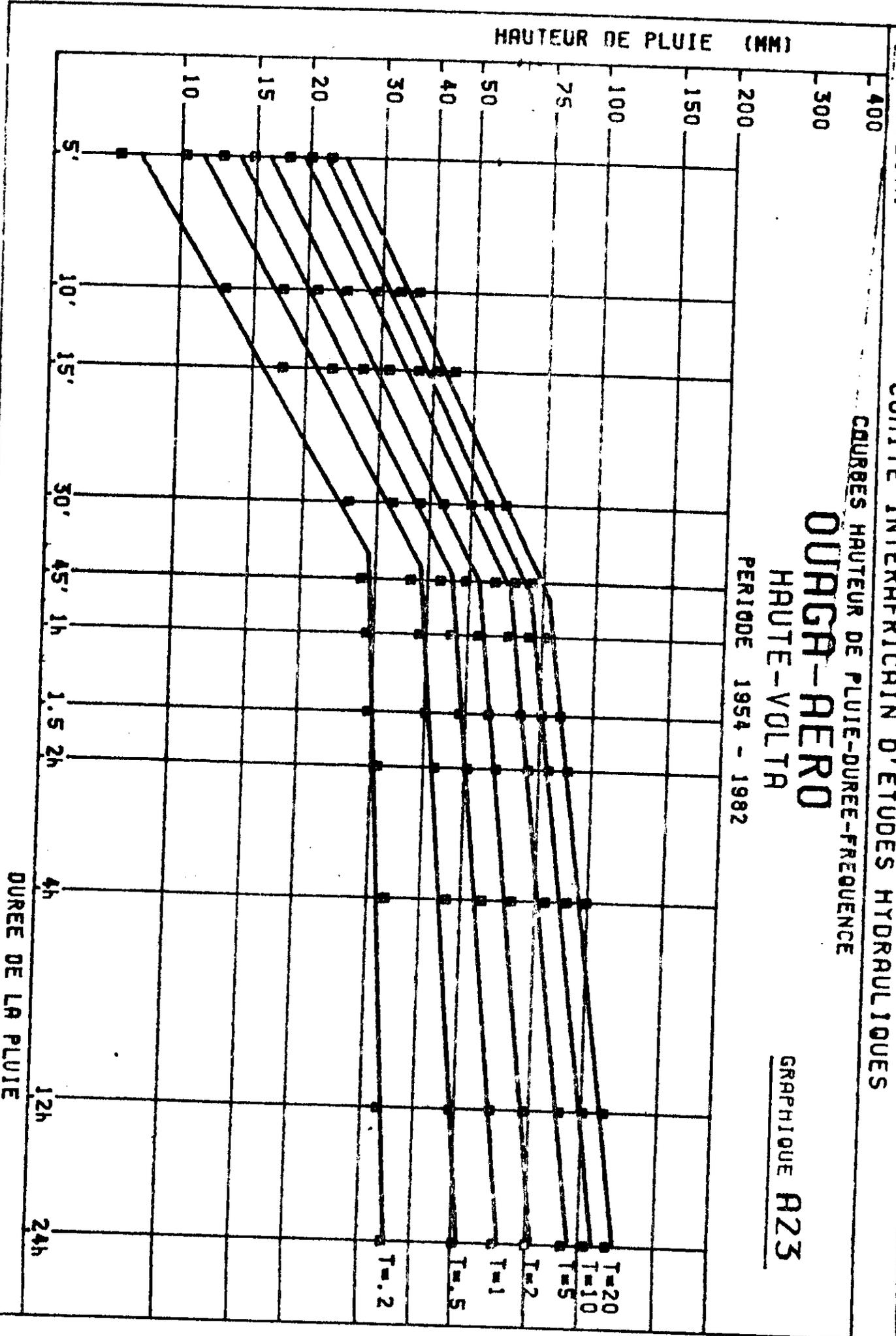


Tableau 02 (Résumé de 01)

masses versants	1	2	3	4	5	6	7
Débits (connex m ³ /s)	28,90	60,10	18,30	34,90	40,60	44,40	42,70
Temps de concentration	50'	60'	50'	60'	40'	30'	50'

Bassin	Débit au point (m ³ /s)	Altitude (m)	Longueur de la ligne (m)	Volume de la ligne (m ³)	Débit au point (m ³ /s)
1	46	10	70'	88913	300
2	110,4	60	62'	97524	1200
3	91	60	79,5'	125223	350
4	37,6	10	94,5'	96028	250
5	96	30	113'	216173	200

BIBLIOGRAPHIE

- Assainissement de la ville de Niamey - SCHEMA
DIRECTEUR - GWK Ingénieurs - Conseils.
- Evacuation des eaux pluviales urbaines (P. FOUQUET
et C. COSTE (PARIS/Association Amicale des
Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des
Ponts et Chaussées).
- Les systèmes d'assainissement urbain (J. P. LAHAYE).
- ① - Conception générale des systèmes d'assainissement
urbain. CIEH
- Guide de l'assainissement dans les agglomérations
urbaines et rurales
Ciril GOMERRA/ Henri GUERREE) Editions EYRDLES
- Essai d'adaptation à l'Afrique Tropical des
Méthodes Classiques de Calcul du débit des ouvrages
d'assainissement urbain. CIEH (L. LEMOINE et C.
MICHEL).
- Dossier d'appel d'offres sur "Boulevard circulaire"
(BCEOM)
- Quelques références sur le ruissellement urbain en
Afrique CIEH (JP. LAHAYE et C. PUECH).
- Hydraulique urbaine appliquée (2è partie)
(P. NONCLERQ) Editions CEBEDOC/Liège
- Bulletin de liaison du CIEH
N° 63 - JANVIER 1986 - SPECIAL ASSAINISSEMENT.