

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

27/80
2EX

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

ETUDE D'UN RESERVOIR INTERMEDIAIRE DANS UN RESEAU D'EGOUTS UNITAIRE

SPLANCHES

Proposé par :

Dr. UTRYSKO B.

Etudié par :

B. BENAMEUR

A. BOUAZZA ABID

Dirigé par :

Dr UTRYSKO B.

PROMOTION : JUIN 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«*»

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«*»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«*»

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

ETUDE D'UN RESERVOIR INTERMEDIAIRE DANS UN RESEAU D'EGOUTS UNITAIRE

Proposé par :

Dr. UTRYSKO B.

Etudié par :

B. BENAMEUR

A. BOUAZZA ABID

Dirigé par :

Dr UTRYSKO B.

PROMOTION : JUIN 1986

-○○○○- (DEDICACES) -○○○○-
=====

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de
reconnaissances à:

- Mes parents pour leur sacrifice consentis à mon
égard pour que je réussisse.
- Mon frère et mes soeurs.
- A toute ma famille.
- A tous mes amis.

A. BOUAZZA ABID

Je dédie ce mémoire à:

- Mes parents pour leur sacrifice consentis à mon
égard et pour leur soutient moral.
- MA soeur et mes freres.
- Mes neveux et nièces .
- A toute ma famille.
- A tous mes amis..

B. BENAMEUR

-ooOoo- (REMERCIEMENTS) -ooOoo-

Nous tenons à exprimer nos remerciements envers tous ceux qui de près ou de loin, ont contribué à la pleine élaboration de ce projet et tout particulièrement à :

-) Mr Dr.UTRYSKO notre promoteur pour sa contribution à l'élaboration de cette thèse.
-) Mr Dr.Ing.KETTAB, notre chef de département et Mr NAKIB pour leurs aides si efficaces.
-) Le corps enseignant de l'école nationale polytechnique d'Alger.
-) Le directeur de l'I.N.R.H pour l'apport inestimable de documentations émanant de son service d'hydrologie.
-) Nos amis pour leurs aides à l'élaboration de cette thèse.
-) Notre respect aux membres des jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

(A.BOUAZZA ABID / B.BENAMEUR)

.....

CHAPITRE I: INTRODUCTION

Page

I.1) BUT DE RECHERCHE.....	I
I.2) DIFFERENTS TYPES DES RESEAUX D'EGOUTS.....	2
A.1) Ouvrages principaux.....	6
B.2) Ouvrages annexes.....	7
I.3) BASSINS INTERMEDIAIRES.....	12

CHAPITRE II: CALCULS HYDROLOGIQUES

II.1) INTRODUCTION.....	16
II.2) DONNEES DISPONIBLES.....	16
II.3) RECHERCHE DE LA FONCTION INTENSITE..... PAR LA METHODE DE "BODY"	16
II.4) RECHERCHE DE LA FONCTION INTENSITE..... PAR UNE LOI D'AJUSTEMENT.	21

CHAPITRE III: CALCULS DE RUISSELLEMENT

III.1) INTRODUCTION.....	33
III.2) METHODE RATIONNELLE.....	33

CHAPITRE IV : CALCULS DES DEBITS ET DES VOLUMES A EVACUER

* INTRODUCTION.....	44
A) LES DEBITS D'EAUX USEES DOMESTIQUES.....	44
B) LES DEBITS PLUVIALES A EVACUER.....	47

CHAPITRE V : CALCULS DE VOLUME DU BASSIN ET DU DEBIT REDUIT

a) CALCULS DES DEBITS INTER-ISOCHRONES.....	50
b) CALCUL DU VOLUME DU BASSIN.....	59

1) Calcul du débit évacuer du bassin.....	59
2) Recherche du volume graphiquement.....	60
3) Calcul du débit réduit.....	60

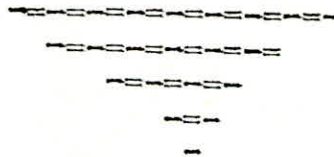
CHAPITRE VI: PROJET DU RESEAU

I) CALCUL DES COLLECTEURS PRINCIPAUX.....	61
II) ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT.....	68
III) POSE DES CANALISATIONS.....	69
IV) ENTRETIEN DES RESEAUX D'EGOUTS.....	75
V) PROTECTION DES CANALISATIONS	76
VI) DIMENSIONNEMENT DU CANAL EVACUANT.....	76
LE DEBIT USEE TOTAL DE LA VILLE	

CHAPITRE VII: PROJET DU BASSIN

1) DIMENSIONS DU BASSIN.....	79
2) CALCUL DU DEBIT RENTRANT AU BASSIN.....	80
PAR LES ORIFICES.	
3) AMENAGEMENT DU BASSIN.....	80
4) ACCESSOIRS DU BASSIN.....	81
5) EXAMEN DU BASSIN DE RETENU SUR LE PLAN.....	81
DE LA POLLUTION.	
6) MOYENS DE LUTTE CONTRE LA POLLUTION.....	82

<u>CONCLUSION.....</u>	83
------------------------	----





CHAPITRE I : INTRODUCTION

I.1) BUT DE RECHERCHE :

Notre présente étude a pour but l'assainissement de la ville de "GDYEL" qui vise à assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux usées susceptibles de donner naissance à des nuisances; et des eaux pluviales susceptibles de submerger les habitations et, ce dans les conditions compatibles avec les exigences de santé publiques et d'environnement ainsi que l'étude d'un réservoir intermédiaire nous permettant l'optimisation des diamètres de la conduite principales.

I.1.1) situation de la ville:

a) situation géographique:

La ville de GDYEL se situe en bordure de la route nationale N° II à 27 Km à l'est d'Oran et 25 Km à l'ouest d'Arzew.

b) Situation topographique:

Le centre de GDYEL est caractérisé par une pente douce et régulière qui varie de la côte 130 m à la côte 170m sur une longueur de 1500m d'où une pente moyenne de 2,67% .

c) Situation climatique:

L'aspect climatologique de la région de GDYEL se caractérise par un climat méditerranéen d'où un hiver plus ou moins froid et un été chaud ainsi on assiste à :

—) Une saison pluvieuse d'octobre à avril; les pluies sont inégalement réparties dans cette saison. La pluviométrie est de l'ordre de 320 mm à 660 mm. La température moyenne oscille généralement pendant cette saison autour de 14° C avec une température minimale pouvant atteindre jusqu'à 8° C .

—) Une saison chaude de juin à septembre avec une température qui varie entre 19°C et 32°C .

I.2) DIFFERENTS TYPES DES RESEAUX D'EGOUTS:

I.2.1: Introduction:

L'eau qui est distribué par les ouvrages d'alimentation n'est pas réellement consommée; elle est rendue en qualité dégradée d'où elle porte le nom d'eau usée. Elle est polluée; son rejet sans précaution risque bien souvent de provoquer les contaminations préjudiciables à la santé de la population. Il est indispensable de l'évacuer par un réseau spécial de canalisations d'assainissement ou égouts. Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer:

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat.
- Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène satisfaisantes.

I.2.2: Systèmes de réseaux d'égouts:

A) Systèmes fondamentaux: Deux systèmes fondamentaux de réseaux sont à distinguer:

- Le système unitaire.
- Le système séparatif.

En outre, on appelle système mixte un réseau constitué, selon les zones, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif. Ces systèmes sont, le plus souvent à écoulement gravitaire mais ils peuvent comporter des transports en charge.

A.1: Système unitaire: +++++

Dans le système unitaire toutes les eaux; y compris les effluents industriels après prétraitement éventuel, sont recueillis dans un réseau unique de collecte qui aboutit à une station d'épuration; la mise en place éventuelle, de deversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet direct par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

A.2: Système séparatif: +++++

Le système séparatif comprend:

- a) Un réseau pluvial.
- b) Un réseau d'eaux usées domestiques (eaux de vannes et les eaux ménagères).

a) Réseau pluvial: Le réseau pluvial est prévu pour absorber les pointes de ruissellement. Il est conçu pour verser son effluent dans le cours d'eau le plus proche en suivant les lignes de plus grande pente; d'où économie des sections d'ouvrages.

b) Réseau d'eaux usées: Le réseau d'eaux usées transite ces eaux jusqu'à une station d'épuration souvent assez éloignée de l'agglomération.

Il arrive que dans le système séparatif les erreurs aient lieu lors du raccordement des branchements ultérieurs, ce qui constitue un inconvénient sérieux; de plus en milieu rural les eaux de ruissellement peuvent être fortement polluées, d'autre part la mise en place des 2 réseaux séparés peut conduire, si l'étude n'est pas bien faite, à des frais plus élevés.

B) Système pseudo-séparatif:

C'est un système recevant les eaux usées, et tout ou partie des eaux de ruissellement en provenance directe des propriétés riveraines tandis que les eaux de ruissellement en provenance des chaussées sont évacuées par des caniveaux et par quelques ouvrages pluviaux.

L'avantage de ce système est qu'il n'y a pas lieu de séparer les eaux de ruissellement et les eaux usées en provenance d'un même endroit.

C) Systèmes spéciaux:

Il existe 3 types de systèmes spéciaux;

a) système sous dépression

Dans ce système le transport de l'effluent a lieu dans les canalisations mises en dépression.

b) système sous pression

Dans ce dernier la totalité du réseau est en charge.

c) système composite

C'est un système dont le schéma de base est un système séparatif. Certaines eaux de ruissellement particulièrement polluées sont évacuées dans le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

I.27) Types des réseaux d'égouts:

Il existe plusieurs types de réseaux d'égouts.

A.1:Réseau d'assainissement perpendiculaire:"schéma A"
+++++

Le réseau d'assainissement perpendiculaire raccourcit les canalisations; il convient pour les eaux de pluie et pour les eaux usées seulement si aucun traitement n'est nécessaire.

B.2:Réseau à collecteur latéral:"schéma B"
+++++

Le réseau à collecteur latéral est plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement; les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eaux. Ce réseau conduit toute l'eau vers un point de rejet unique E (voir schéma); où l'on peut par exemple placer une station d'épuration.

C.3:Réseau à collecteur oblique:"schéma C"
+++++

Le réseau à collecteur oblique ou transversal permet plus aisément le rapport de l'effluent en aval de l'agglomération. Généralement ce type de réseau est utilisé lorsque la pente du terrain est faible alors les terrains placés entre le collecteur et la rivière sont moins faciles à assainir.

D.4:Réseau à zones étagés ou à intercèption:"schéma D"
+++++

Ce réseau à zones étagés est une transposition du réseau à collecteurs latéraux, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux; il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

E.5:Réseau à centre collecteur unique ou à éventail:"schéma E"
+++++

Le réseau à centre collecteur unique ou à éventail convient pour les régions plates; il permet de concentrer l'effluent en plusieurs points ou il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

F.6:Réseau radial:"schéma F"
+++++

Le réseau radial est constitué en l'absence des pentes; c'est à dire que le terrain est plat. Il fait converger tous les égouts vers un point central, ou les eaux seront reprises par une pompe spéciale.

I.2.4) Elements constitutifs des reseaux d'egouts:

Les éléments constitutifs d'un reseau d'egout se subdivisent en:

-Ouvrages principaux.

-Ouvrages annexes.

A.1:Ouvrages principaux:
+++++

Les ouvrages principaux comprennent:

-Des tuyaux cylindriques.

-Des tuyaux ovoïdes préfabriqués normalisés.

-Des ouvrages visitables de profils particuliers, limités aux grands centres urbains.

A.1.1: Tuyaux, cylindriques; (voir figure I)

On utilise pour réaliser les réseaux d'assainissement, des tuyaux de section circulaire en béton non armé; des tuyaux en amiant-ciment; en grès vernissé; métallique; en polychlorure de vinyle non plastifié.. Généralement les canalisations composants les collecteurs sont en béton armé car ce matériaux présente une bonne étanchéité; résiste bien aux attaques mécaniques, statiques et chimiques du sol et des eaux transportées et ils ont un profil circulaire qui en plus des avantages économiques qu'il présente, se trouve préférable devant les autres par sa commodité durant les travaux de pose; sa disponibilité sur le marché et pour sa gamme de diamètre fabriquées de $\emptyset 250$ mm jusqu'à 3000 mm.

Remarque: On ne peut pas adopter de diamètres inférieurs à $\emptyset 250$ MM pour des tuyaux de sections circulaires sauf exception; pour éviter leur obstruction et permettre leur inspection.

A.1.2: Tuyaux, ovoïdes, préfabriqués;

Pour les gros debits et les diamètres dépassant les 0.6 m il est préférable d'utiliser les tuyaux ovoïdes préfabriqués en béton et béton armé dont la forme est représentée à la figure 2. Cette figure nous montre que la canalisation comporte une "cunette", petit canal latéral inférieur qui facilite l'écoulement des faibles debits et la circulation du personnel de visite et d'entretien.

A.1.3: Ouvrages, visitables, de profils particuliers;

Les ouvrages visitables de profils particuliers réalisés dans les grands centres urbains peuvent se classer en diverses catégories

definies comme suite.

a) égouts ordinaires à cunette:
.....

Ils permettent un bon écoulement des eaux, ils ont des dimensions variables.

b) égouts à cunette et banquettes:
.....

Les égouts à cunette et banquettes existent surtout dans les grandes villes, la banquettes permettant la circulation en période de temps sec.

c) collecteur à cunette et banquettes: (figure 3)
.....

Ils comprennent une cunette centrale pouvant atteindre 4m de largeur et 2 banquettes latérales servant pour la circulation des ouvriers et le guidage des engins de curages .

B.2: Ouvrages annexes:
+++++

Les ouvrages annexes jouent un rôle important dans l'entretien et l'exploitation rationnelle des réseaux d'égouts. Les principaux ouvrages annexes sont les suivants:

- Bouches d'égout.
- Regards.
- Déversoirs d'orage.

B.2.1: Bouches d'égout;
44

Les bouches d'égout servent à l'introduction des eaux de pluies et de lavage des chaussées. Elles sont établies aux points bas correspondants à une jonction des rues. Ils existent des bouches d'égout à accès latéral et des bouches d'égout à accès sur le dessus.

a) bouches d'égout à accès latéral:
.....

Parmi ces types de bouches d'égout on cite la bouche du type sans décantation représenté à la figure 1a. Elle n'offre aucun obstacle à la pénétration des résidus dans le réseau. L'introduction de l'eau s'effectue par une ouverture dite avaloir.

b) bouches d'égout à accès sur le dessus:
.....

Parmi ces types de bouches on cite la bouche avec grille avaloir à absorption total du flot en cas d'orage. Les barreaux de grille doivent, toujours, être placés perpendiculairement au sens de circulation (voir figure 1b) .

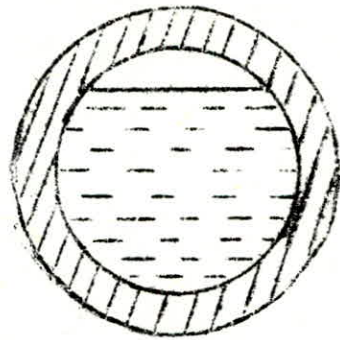


Figure 1: Tuyau de section circulaire

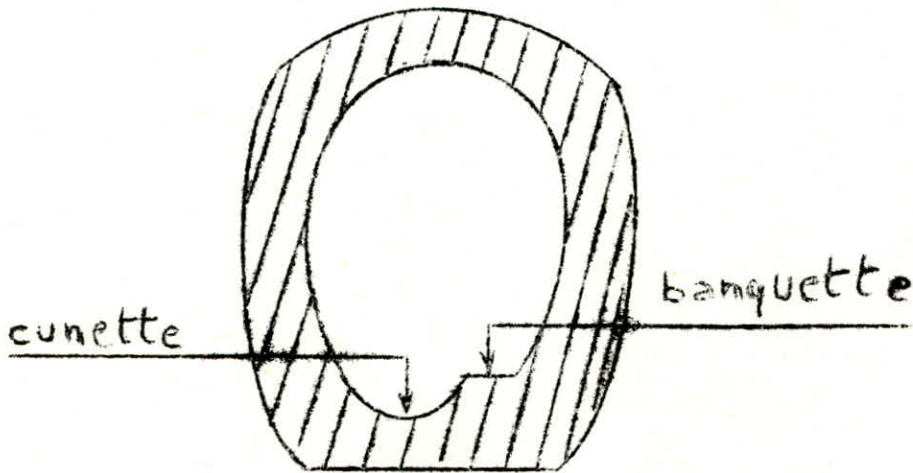


Figure 2: Tuyau de section ovoïde à cunette et banquette

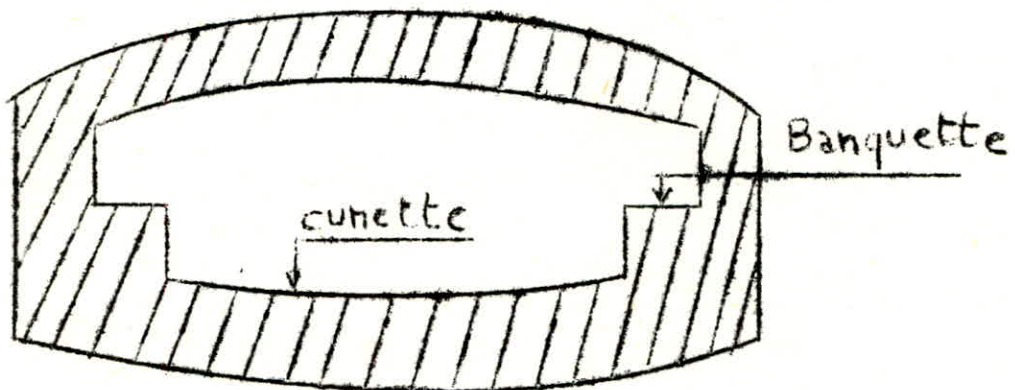


Figure 3: ouvrage visitable (collecteur à cunette et banquettes)

B.2.2; Regards;

Ils permettent d'assurer l'entretien et la ventilation des reseaux. Ils comportent en partie superieur, un dispositif de fermeture constitué d'un cadre et d'un tampon (figure 2).

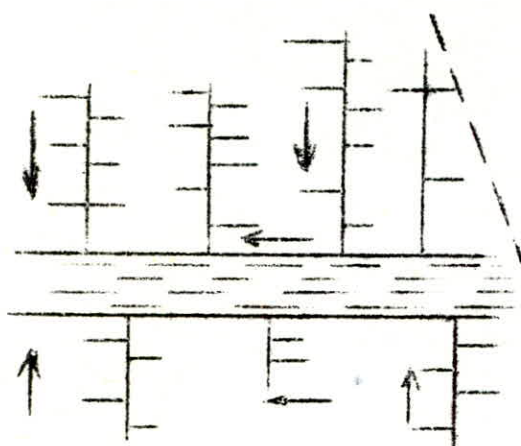
Sur les canalisations un regard de visite doit être installé:

- à chaque changement de direction.
- à chaque jonction de canalisation.
- Dans les parties droites et en pentes régulières tous les 80m au maximum.

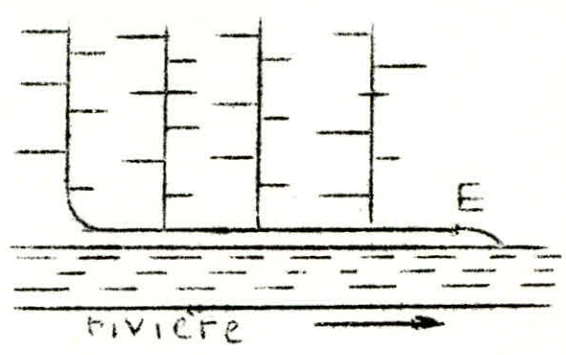
B.2.3; Deversoirs, d'orage;

Les deversoirs d'orages, installés le long des collecteurs, sont destinés à laisser passer, en direction d'un exutoire ou d'une dérivation naturelle, une fraction du débit d'orage. Cette fraction correspond à la tranche d'eau superieure de la somme du débit des eaux usées et de celui d'une petite pluie (figure 3).

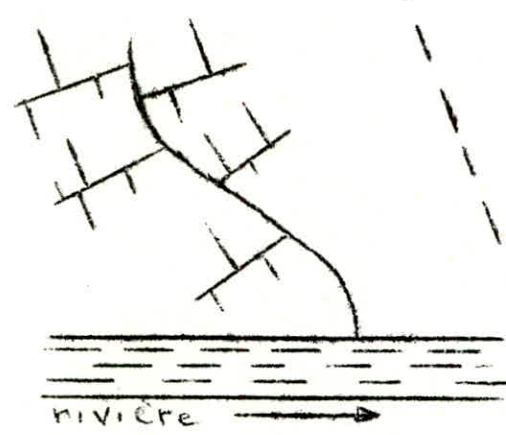
Le deversoir d'orage avec seuil de deversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le reseau de canaux. Le calcul en est très incertain car le niveau d'eau à l'interieur du deversoir ne peut pas être déterminée de façon precise.



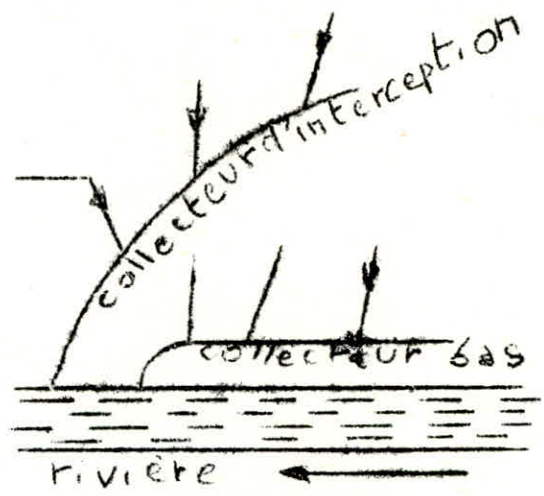
schema A: Réseau de assainissement perpendiculaire



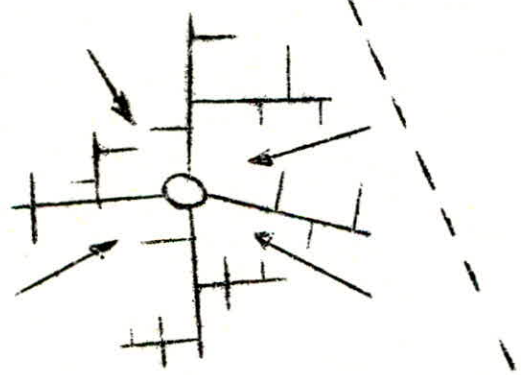
schema B: Réseau à collecteur Lateral.



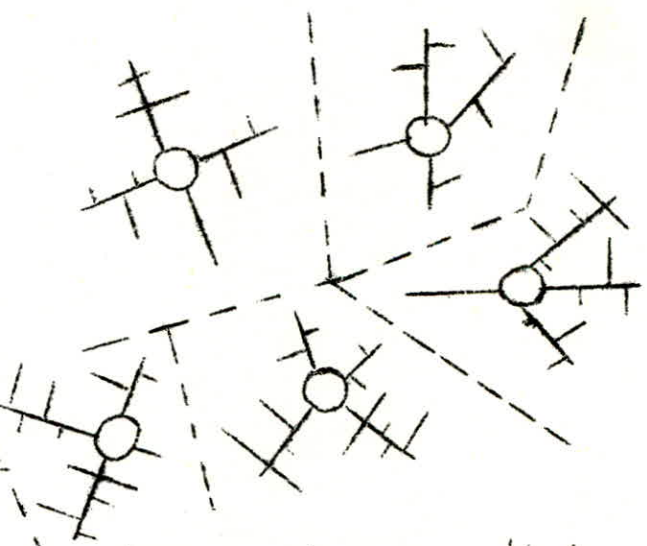
schema C: Réseau à collecteur oblique



schema D: Réseau à zones etages ou à interceptions



schema E: Réseau à centre collecteurs uniques ou à éventail



schema F: réseau radial

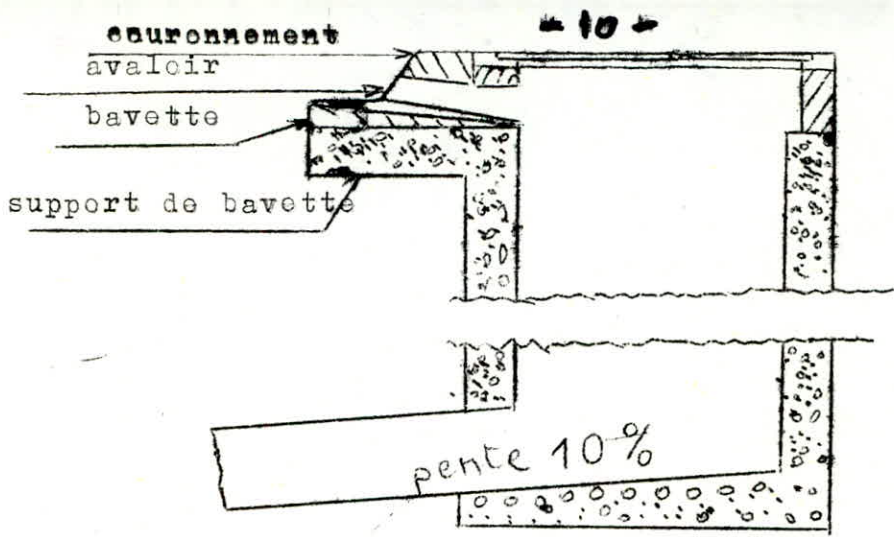


Fig 1a: Bouche d'égout à accès latéral (sans décantation)

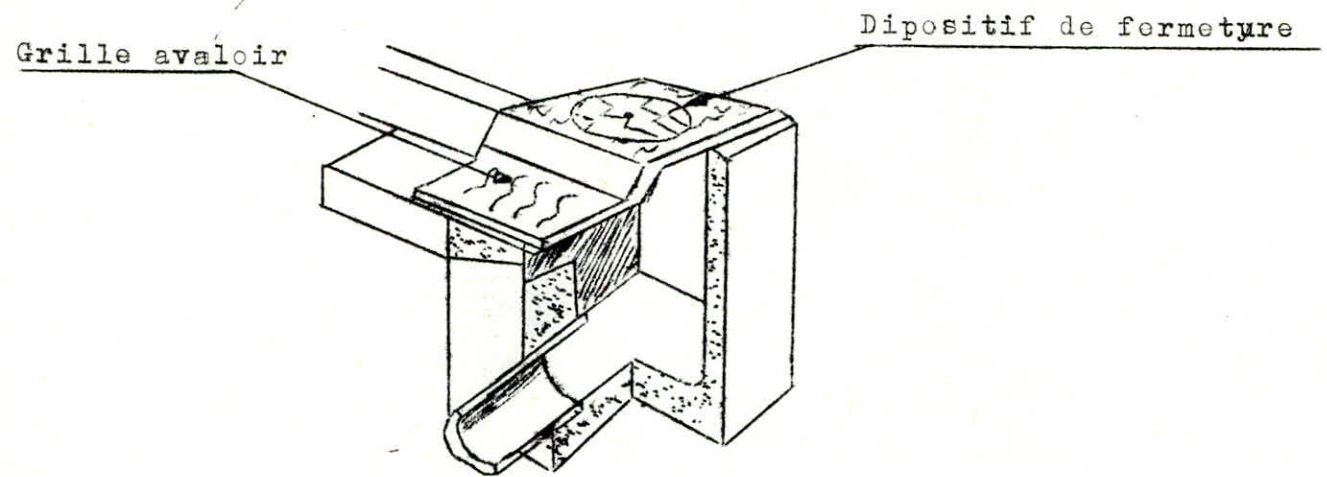


Fig 1b: Bouche d'égout à accès sur le dessus (ou bouche d'égout avec grille avaloir)

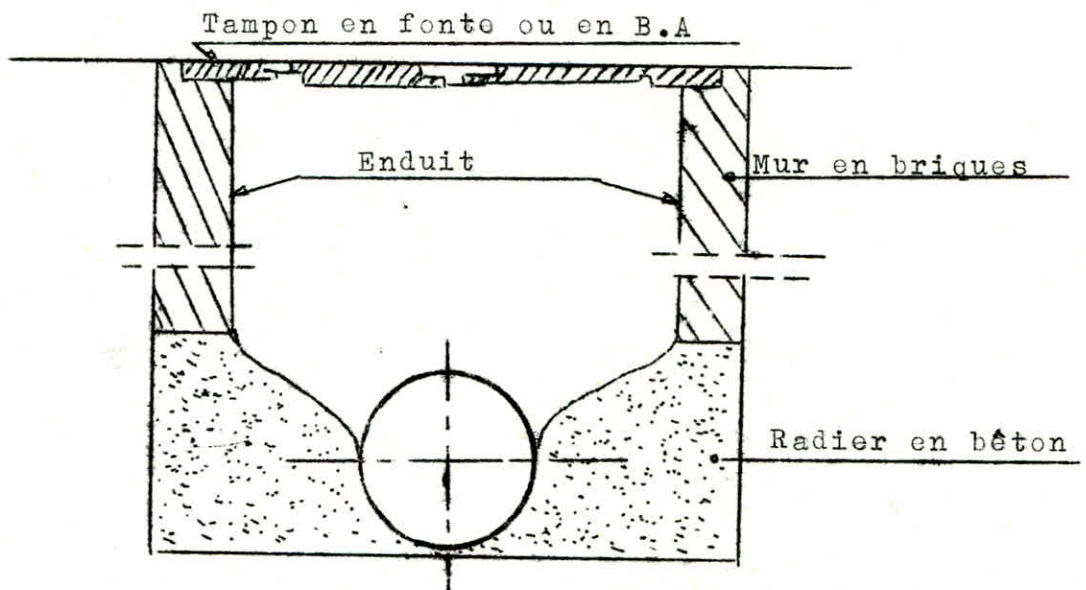
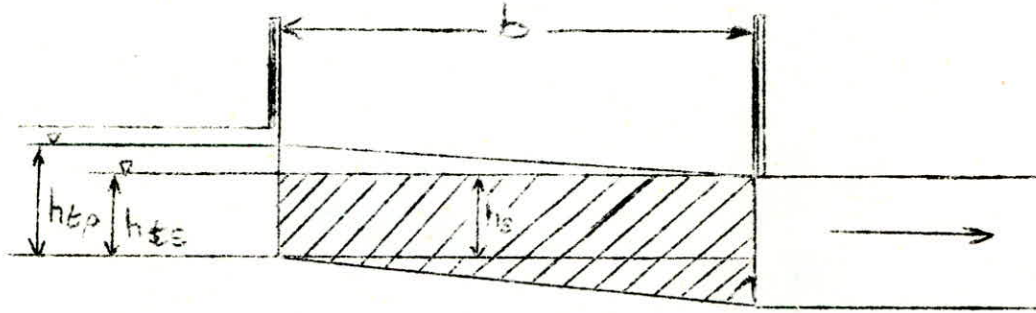


Fig 2: Regard de visite simple



Vue en coupe verticale

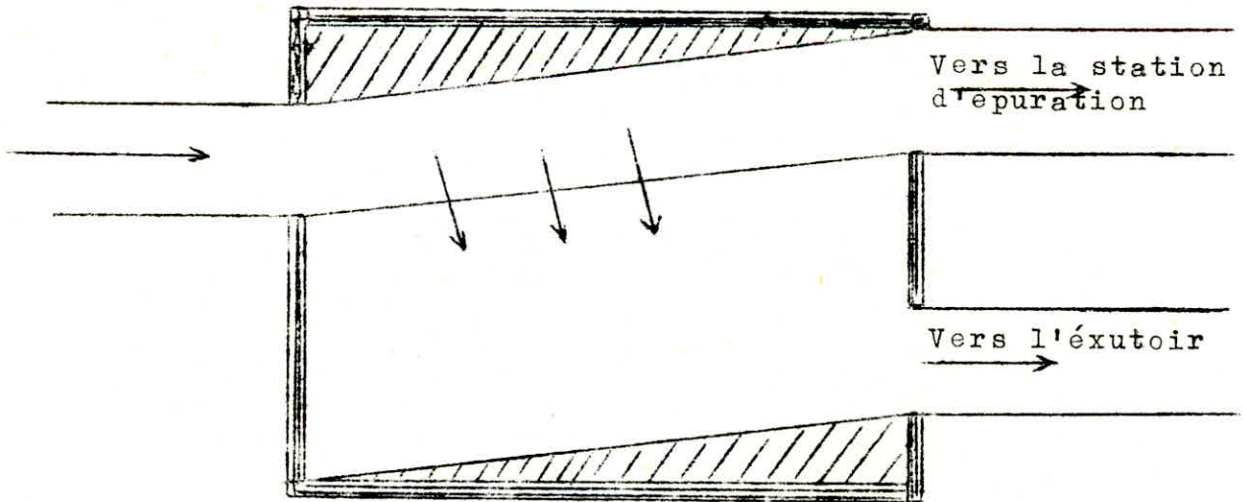
h_{tp} : hauteur des eaux en temps de pluie.

h_{ts} : hauteur des eaux en temps sec.

h_s : hauteur du seuil de déversoir.

b : Longueur du seuil de déversoir.

.....=/.=.....



Vue en plan horizontal

Figure 3: Déversoir d'orage

I.3) BASSINS INTERMEDIAIRES:

I.3.1:Généralités:

Les bassins intermédiaires sont des bassins d'accumulation d'eaux pluviales qui arrêtent les débits forts au moment de l'orage et de les évacuer lentement en débits plus faibles sur un temps plus long vers l'aval dans le collecteur ou dans le cours d'eau receptr. Ils agissent à la façon des barrages. Comme la limitation de l'écoulement est obtenu par retenu de l'onde du flot fluvial, il faut pouvoir disposer d'une pente suffisante pour que le remous à l'amant ne cause pas de gêne. Les bassins intermediaires sont dès lors susceptible de jouer un rôle précieux surtout sur les réseaux d'égouts présentant de conditions de pente suffisantes. Le manque de pente peut toute fois être pallié par une installation de pompage. Le contenu du bassin est après la pluie, rejeté par pompage dans le réseau d'egout afin que le bassin vide soit à nouveau disponible pour la pluie suivante. La première réalisation de ce genre de bassin a été conçue en allemagne par Mr MANNES en l'année 1913.

L'évacuation des eaux pluviales peut conduire à la réalisation d'ouvrages importants qui, dans le cas d'un réseau capable de débit de pointe decénnal, par exemple, ne seront utilisés à plein que quelques heures tous les dix ans.

D'autre part, après l'augmentation consécutive très sensible du débit de pointe dirigé vers un exutoire naturel qui peut se révéler insuffisant. Pour remédier à ces inconvenients, la technique actuelle s'oriente vers la réalisation de bassin de retenu, ouvrages destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques. Ces bassins susceptibles de réduire notablement la pollution et peuvent avoir un rôle pratique tel que reserves d'incendie ou d'arrosage. Toute fois, ces avantages ne peuvent être acquis que si les bassins sont bien conçus et régulièrement entretenus; dans la négative ils pourraient au contraire, présenter de serieux inconvenients.

I.3.2:But de l'utilisation des bassins:

Comme vue en généralités, le but de l'utilisation des bassins se résume comme suite:

-Arrêter les débits forts au moment de l'orage et de les évacuer lentement en débits plus faibles sur un temps plus long.

-Pour diminuer les dimensions des conduites.

I.3.3:Classement des bassins intermédiaires:

Les bassins intermédiaires se classent de la façon suivante:

- *Avec ou sans le débit de transit.
- *Avec ou sans le déversoir.
- *Sur l'axe de la conduite ou à crête.
- *Gravitaires; à pompes ou mixtes.
- *Fermés (couverts) ou à ciel ouvert.

I.3.4:Construction des bassins:

Les indications relatives à la construction des bassins ont trait:

- aux digues.
- aux ouvrages d'évacuation.

a)Digues:

Une digue est un véritable petit barrage et doit être conçue comme tel; le projeteur doit en effet; tenir ~~en~~ compte tout particulier du facteur sécurité pour la zone aval de la digue.La digue peut être réalisée en terre; en enrochements ou en béton armé ou non armé.

La première solution est généralement,la moins coûteuse.

L'étanchéité d'une digue en terre peut être obtenue:

- Soit dans sa masse (digue homogène).
- Soit au moyen d'un écran interne (digue à noyau).
- Soit au moyen d'un écran situé sur le parement amont(béton de ciment,béton bitumineux,feuilles de produits plastiques etc..)

L'étanchéité d'une digue en enrochement s'obtient par la mise en place d'un écran;soit interne soit amont.La solution digue en béton plus onéreuse que les autres,est ,plus rarement utilisée.D'épaisseur plus réduite elle peut avoir son application dans certains cas particuliers les digues des bassins de retenue sont soumises aux règlements de sécurité afférents aux barrages.

b)Ouvrages d'évacuation:
.....

Il existe trois types d'ouvrages d'évacuation:

- Les ouvrages de fonctionnement normal.
- Les ouvrages de sécurité.
- Les ouvrages de fond.

Les deux premiers types se décomposent toujours en:

- un ou plusieurs ouvrages d'admission qui règlent le niveau à partir duquel ils entrent en service.
- un ou plusieurs ouvrages de franchissement de la digue.
- un ou plusieurs ouvrages de fuite pour évacuation de l'eau.

A:Ouvrages de fonctionnement normal:
+++++

Les ouvrages de fonctionnement normal ont pour objet d'assurer, dans cette hypothèse, la régulation du débit aval;accessoirement ils assurent, dans le cas des bassins en eau, une régulation du niveau minimal à l'amont. Les ouvrages d'admission sont; en général; alimentés par en dessus ce qui permet la mise en place de dispositifs limitant l'introduction de corps étrangers. Pour les bassins de grande capacité, ces ouvrages peuvent être automatisés. Les ouvrages de franchissement de digue sont, le plus souvent des galeries, le matériau utilisé étant fonction de la nature de la digue et des conditions locales. Les ouvrages de fuite sont calculés en fonction du débit de sécurité qu'ils peuvent déverser au milieu naturel. Le volume de la retenue sera d'autant plus faible que le débit sera plus important d'ou l'intérêt d'une étude sérieuse de ce paramètre.

B:Ouvrages de sécurité:
+++++

Les ouvrages d'admission doivent être rustiques c'est à dire faites avec simplicité afin de pouvoir fonctionner avec une sécurité absolue. Les dispositifs les mieux adaptés sont les déversoirs à crête épaisse les déversoirs en mince paroi étant plus fragiles. Les déversoirs peuvent être implantés sur la digue ou en puits. En cas d'impossibilité d'implanter un déversoir, il peut être mis en place des clapets hydrauliques; à condition que leur fiabilité soit suffisante et que le danger résultant d'une surverse soit acceptable.

Les ouvrages de franchissement de digue sont constitués:

-dans le cas de déversoirs sur la digue par des canaux revêtus, denominés coursiers.

-dans le cas de déversoirs en puits par des galeries franchissant la digue.

Les ouvrages de fuite de sécurité étant sollicités lorsque l'ouvrage de fonctionnement normal est saturé, il convient de les réaliser à partir de talwegs naturels

G:Ouvrages de fond:
+++++

Les vannes de fond, à prévoir quelque soit le type de bassin, ont pour objet de permettre leur vidange. Celle-ci ne devra pas s'effectuer trop rapidement afin d'éviter des dégats aux rives.

=====

CHAPITRE II : CALCULS HYDROLOGIQUES

II.1) INTRODUCTION :

La présente étude hydrologique, a été élaborée dans le cadre du projet d'exécution du réseau d'assainissement de la ville de GDYEL afin de fournir les éléments hydrologiques nécessaires pour la conception et le dimensionnement du réseau et de ses ouvrages correspondants

II.2) DONNEES DISPONIBLES :

* Series de mesures de la station pluviométrique (pluies mensuelles et annuelles).

-station GDYEL (04.06.27), altitude 150m.

Période d'observation: 1941-1982.

Lacunes : 1963-1967.

moyenne annuelle de la série: 482,4 mm.

* Coordonnées Lambert du bassin versant: $\begin{cases} x=217,95 \\ y=280,99 \end{cases}$

II.3) RECHERCHE DE LA FONCTION INTENSITE PAR LA METHODE DE "BODY" :

II.3.1: Détermination des contours du bassin sur les cartes BODY :

- a) On détermine les contours du bassin versant de la ville de GDYEL sur une carte topographique disponible.
- b) On trace le réseau des coordonnées géographiques en degrés qui encadre le bassin sur la même carte.
- c) On place une feuille de calque sur la carte BODY, correspondant et en utilisant le réseau de coordonnées, on trace directement les contours du bassin sur le calque à l'échelle 1/500 000.

II.3.2: Détermination des valeurs de \bar{P} , \bar{P}_j , et C_v pour le bassin :

Pour les petits bassins (moins de 100 Km²) on peut estimer simplement ces valeurs, après la configuration des isolignes, qui couvrent la superficie du bassin sur les 4 cartes correspondants de BODY.

Procédés :

a) Précipitation moyenne annuelle: \bar{P}
.....

Cette valeur est tirée directement de la carte des isohyètes de la pluie moyenne annuelle établit par M. CHAUMONT.

$\bar{P} = 516 \text{ mm}$

b) Précipitation moyenne journalière: Pj

* Pour l'ouest algérien Mr BODY a établi une formule permettant la détermination de Pj qui est comme suite:

$$\overline{P_j} = 0,086 \overline{P} + 9,2$$

avec \overline{P} : précipitation moyenne annuelle, définit auparavant donc $\overline{P_j} = 53,6$ mm.

* D'autre part Pj peut être tiré graphiquement de la carte des isohyètes de la pluie moyenne journalière établit par " K. BODY "

$$\overline{P_j} = 54 \text{ mm}$$

Remarque: On remarque que les deux valeurs de Pj ainsi déterminées sont presque égales, notre choix se limite plus précisément sur la valeur de $\overline{P_j} = 53,6$ mm

c) Coefficient de variation Cv:

La valeur de Cv est tirée de la carte des isolignes du coefficient de la variation établit par "K. BODY".

$$Cv = 0,30$$

II.3.3: Détermination des précipitations journalière à différents fréquences:

Classification:

Supposant la validité de la répartition GALTON. Les précipitations de différentes fréquences sont déterminées par la formule suivante:

$$P_{jf} = \frac{\overline{P_j}}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{+\mu \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}$$

$\overline{P_j}$: précipitation moyenne journalière.

Cv: coefficient de variation.

μ : variable de GAUSS (voir tableau)

Les valeurs de la variable de GAUSS sont dressées dans le tableau suivant:

Frequences au dépassement %	50	20	10	5	2	1	0,5	0,2	0,1
Période de retour en année	2	5	10	20	50	100	200	500	1000
Variable de GAUSS μ	0	0,841	1,282	1,645	2,057	2,327	2,545	2,820	3,009

Remarque: D'après l'importance économique de l'ouvrage en projet, on peut limiter une période de retour. Généralement dans un réseau d'assainissement la période de retour est de 10 ans qui correspond à une fréquence de 10%. La période de retour pour le réservoir intermédiaire sera de 50 ans qui correspond à une fréquence de 2%.

Calcul:

Les valeurs calculées de P_{jf} d'après GALTON sont dressées dans le tableau qui suit:

$$P_{jf} = f(\mu) \quad (\text{vue que } \bar{P}_j \text{ et } C_v \text{ sont constants}).$$

Tableau 2

Fréquence au dépassement %	50	20	10	5	2	1
Période de retour en années	2	5	10	20	50	100
Variable de GAUSS μ	0	0,841	1,282	1,645	2,057	2,057
Précipitation journalière P _{jf} (mm)	51,32	65,69	74,77	83,17	93,88	101,6

Afin d'aboutir à des résultats meilleurs des précipitations journalières à différents fréquences; on fait un ajustement de 10 à 15% et on prend 13%.

Donc les P_{24,f} seront calculés par la formule suivante:

$$P_{24,f} = P_{jf} \cdot 1,13$$

et les résultats des calculs sont au tableau 3, LES P_{24,f} sont les pluies maximales annuelles de 24 heures de fréquence f.

Tableau 3: Valeurs des précipitations journalières ajustées

Fréquences en%	50	20	10	5	2	1
P _{jf} (mm)	51,32	65,69	74,77	83,17	93,87	101,60
P _{24,f} ajustées (mm)	57,99	74,23	84,50	93,98	106,07	114,80

II.3.4: Calcul des précipitations pour des durées de pluies différentes et des fréquences différentes et Calcul des intensités correspondantes:

a) ~~Précipitations pour des durées de pluies et de fréquences:~~

Avant tout il faut savoir la répartition des pluies instantanés (ou bien pluies de courtes durées) pour cela la répartition statique des précipitations temporelles a été calculée d'après la formule de "K.BODY" qui est la suivante:

$$P_{T,f} = P_{24,f} \left(\frac{T}{24} \right)^b$$

avec:

b: exposant climatique trouvé d'après la carte de BODY
b = 0,37

$P_{24,f}$: pluie maximale annuelle de 24 heures de fréquence f

$P_{T,f}$: pluie maximale annuelle de durée T et de fréquence f

Les résultats des calculs sont dressés dans le tableau 4

b) ~~Intensités correspondantes aux précipitations:~~

Les intensités correspondants aux précipitations se calculent par la formule suivante:

$$i_{T,f} = \frac{P_{T,f}}{T}$$

avec T: durée de pluie exprimée en heures.

Tous les calculs se trouvent aussi dans le tableau 4 (voir page20)

Tableau 4 : Représentation de la pluie dans le temps et de ses intensités correspondantes.

T_p [heure]		0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	4	6	9	12	18
$f = 50\%$	$P_{T,t}$ [mm]	10,71	13,84	16,08	17,89	20,78	23,12	26,86	29,88	34,72	40,34	44,87	52,13
	$i_{T,t}$ [mm/h]	42,84	27,68	21,44	17,89	13,85	11,56	8,95	7,47	5,78	4,48	3,74	2,89
$f = 20\%$	$P_{T,t}$ [mm]	13,71	17,72	20,59	22,90	26,61	29,59	34,39	38,25	44,44	51,63	57,43	66,73
	$i_{T,t}$ [mm/h]	54,84	35,44	27,45	22,90	17,74	14,79	11,46	9,56	7,40	5,73	4,78	3,70
$f = 10\%$	$P_{T,t}$ [mm]	15,61	20,17	23,44	26,07	30,29	33,69	39,14	43,54	50,59	58,78	65,38	75,96
	$i_{T,t}$ [mm/h]	62,44	40,34	31,25	26,07	20,19	16,84	13,04	10,88	8,43	6,53	5,45	4,22
$f = 5\%$	$P_{T,t}$ [mm]	17,36	22,43	26,06	28,99	33,69	37,47	43,54	48,43	56,26	65,37	72,72	84,49
	$i_{T,t}$ [mm/h]	69,44	44,86	34,75	28,99	22,46	18,73	14,51	12,10	9,37	7,26	6,06	4,69
$f = 2\%$	$P_{T,t}$ [mm]	19,59	25,32	29,42	32,72	38,02	42,29	49,14	54,66	63,50	73,78	82,07	95,35
	$i_{T,t}$ [mm/h]	78,36	50,64	39,22	32,72	25,34	21,14	16,38	13,66	10,58	8,19	6,84	5,29
$f = 1\%$	$P_{T,t}$ [mm]	21,20	27,40	31,84	35,42	41,15	45,77	53,18	59,15	68,73	79,86	88,83	103,20
	$i_{T,t}$ [mm/h]	84,8	54,8	42,45	35,42	27,43	22,88	17,72	14,78	11,45	8,87	7,40	5,73

II.4) RECHERCHE DE LA FONCTION INTENSITE PAR UNE LOI D'AJUSTEMENT:

II.4.1: Introduction:

La courbe de fréquence de la précipitation annuelle; résultant des observations sélectionnées ; étant tracée; le problème est de lui ajuster une loi théorique de probabilité qui la représentera aussi fidèlement que possible. En pratique, on choisit a priori l'une de ces lois et l'ajustement consiste à déterminer aux mieux; graphiquement ou par un calcul numérique les coefficients qui figure dans celle-ci. Si quelles que soient les valeurs données à, ces coefficients, la loi théorique initialement choisie paraît s'écarter sensiblement de la courbe expérimentale; on recommence l'opération avec une autre et on retient en définitive la loi théorique qui s'avère la mieux adaptée. Notre choix est porté sur l'ajustement par la loi de GUMBEL.

II.4.2: Ajustement par la loi de GUMBEL:

La réalisation par la méthode graphique d'une loi de GUMBEL à un échantillon de n valeurs extrêmes (précipitation) nécessite les opérations suivantes:

- a) On classe les n valeurs extrêmes des précipitations annuelles (X_i) relevés sur la station de GDYEL par ordre croissant en leur attribuant chacun un numéro d'ordre.
- b) On calcule pour chacune des valeurs la probabilité expérimentale par la formule:

$$P_e = \frac{m}{N+1}$$

avec:

P_e : probabilité expérimentale.

m : numéro d'ordre de 1.....N.

N : nombre totale des séries d'observations.

Les calculs sont au tableau 4.

- c) On calcule ensuite pour chacune de ces valeurs la variable réduite y d'après la formule suivante:

$$y = - \ln (- \ln P_e)$$

avec $P_e = F(x) = e^{-e^{-(x-1)}}$: fonction de répartition de la loi de GUMBEL et $y = (x-1)$

Les calculs sont également au tableau 4.

d) Tracé de la droite d'ajustement:
.....

Il existe plusieurs méthodes pour tracer la droite d'ajustement; on a choisit la méthode la plus employée qui est la méthode des moindres carrées, d'où l'équation de la droite est de la forme

$$X = X_0 + aY$$

recherche des paramètres d'ajustement X_0 et a :

Suite à des transformations mathématiques successives, on a aboutit à un système de deux équations qui est le suivant:

$$\begin{cases} N X_0 + \sum Y_i a = \sum X_i \\ \sum Y_i X_0 + \sum Y_i^2 a = \sum X_i Y_i \end{cases}$$

N : nombre total des séries d'observations

a et X_0 : paramètres de la droite d'ajustement

X_i : précipitation max annuelle

Y_i : variable réduite

A partir du système d'équation ci-dessus; on forme un système matriciel qui est comme suite:

$$\begin{pmatrix} N & \sum Y_i \\ \sum Y_i & \sum Y_i^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_0 \\ a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum X_i \\ \sum X_i Y_i \end{pmatrix}$$

Ayant trouver les différents paramètres, on les remplace dans le système matriciel indiqué auparavant d'où:

$$\begin{pmatrix} 32 & 16,125 \\ 16,125 & 45,052 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_0 \\ a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1288,4 \\ 1278,204 \end{pmatrix}$$

d'où $\begin{cases} X_0 = 32 \\ a = 17,5 \end{cases}$

alors l'équation de la droite d'ajustement sera sous la forme de:

$X = 32 + 17,5 Y$

cette droite est représenté sur la figure qui suit.

Tableau 4: Valeurs d'ajustement:

m	X_i (mm)	P_e	Y_i	$(Y_i)^2$	$X_i \cdot Y_i$
I	5,5	0,03	-I,254	I,572	-6,897
2	9	0,06	- I,034	I,069	- 9,306
3	9	0,09	- 0,878	0,770	- 7,902
4	10,7	0,12	- 0,751	0,564	- 8,035
5	18,5	0,15	- 0,640	0,409	-11,84
6	24,5	0,18	- 0,539	0,290	-13,205
7	28	0,21	- 0,445	0,198	-12,46
8	28,5	0,24	- 0,355	0,126	-10,117
9	28,5	0,27	- 0,269	0,072	-7,666
10	29	0,30	- 0,185	0,034	-5,365
11	30	0,33	- 0,103	0,010	-3,09
12	31	0,36	- 0,021	0,0004	-0,651
13	32	0,39	+ 0,060	0,0036	+ I,92
14	37	0,42	+ 0,142	0,020	+ 5,254
15	38	0,45	+ 0,225	0,050	+ 8,55
16	40	0,48	+ 0,309	0,095	+12,36
17	40,7	0,51	+ 0,395	0,156	+16,076
18	42	0,54	+ 0,484	0,235	+20,37
19	44,6	0,57	+ 0,576	0,331	+25,689

.../...

Suite du tableau 4

m	Xi (mm)	Pe	Yi	(Yi) ²	Xi.Yi
20	46,5	0,60	+ 0,671	0,450	31,201
21	48,5	0,63	+ 0,772	0,595	37,442
22	49	0,66	+ 0,878	0,770	43,022
23	49	0,69	+ 0,991	0,982	48,559
24	53	0,72	+ 1,113	1,238	58,989
25	55	0,75	+ 1,245	1,550	68,475
26	55,5	0,78	+ 1,392	1,937	77,256
27	61	0,81	+ 1,557	2,424	94,977
28	61,3	0,84	+ 1,746	3,048	107,029
29	67,2	0,87	+ 1,971	3,884	132,45
30	69	0,90	+ 2,250	5,062	155,25
31	69,4	0,93	+ 2,623	6,880	182,036
32	77,5	0,96	+ 3,198	10,227	247,84

$$\sum Xi = 1288,4$$

$$\sum Yi = 16,125$$

$$\sum (Yi)^2 = 45,052$$

$$\sum Xi.Yi = 1278,204$$

Ajustement de la loi de Gumbel aux précipitations max annuelles

X_i (précipitation)

100
95
90
85
80
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5

Echelles: {
- Horizontale: 1cm \rightarrow 0.5 unité
- Verticale: 1cm \rightarrow 5mm

-2

-1

0

1

2

3

Variable réduite y

e) Estimation des valeurs des précipitations max journalières

 de fréquence donnée P_{jf} déduit de la loi ajustée:

En attribuant aux très fortes précipitations les probabilités les plus faibles alors ces probabilités ont pour expression:

$$P = 1 - F(x)$$

ou F(x): fonction de répartition déjà vue auparavant

Les valeurs des précipitations P_{jf} sont dans le tableau suivant:

Période de retour (ans)	Fréquence $P = \frac{1}{T}$	F(x) = 1 - P	Variable réduite $y = -\ln(-\ln F_x)$	P _{jf} (mm)
2	0,50	0,50	0,37	39
5	0,20	0,80	1,50	58,5
10	0,10	0,90	2,25	71,5
20	0,05	0,95	2,97	84,5
50	0,02	0,98	3,90	100,5
100	0,01	0,99	4,60	112,5

Les P_{jf} sont tirées de la figure en page 25

II.4.3) Détermination des précipitations pour des durées de pluie différentes et de fréquences différentes (P_{T,f}):

On détermine les précipitations P_{T,f} par la formule suivante:

$$\frac{P_{T,f}}{P_{j,f}} = 0,39 \cdot T_p^{1/3} \implies P_{T,f} = P_{j,f} \cdot 0,39 \cdot T_p^{1/3}$$

Cette formule est valable seulement pour l'ouest algérien; établit par l'I.N.R.H.

avec:

P_{jf}: précipitation journalière à différentes fréquences.

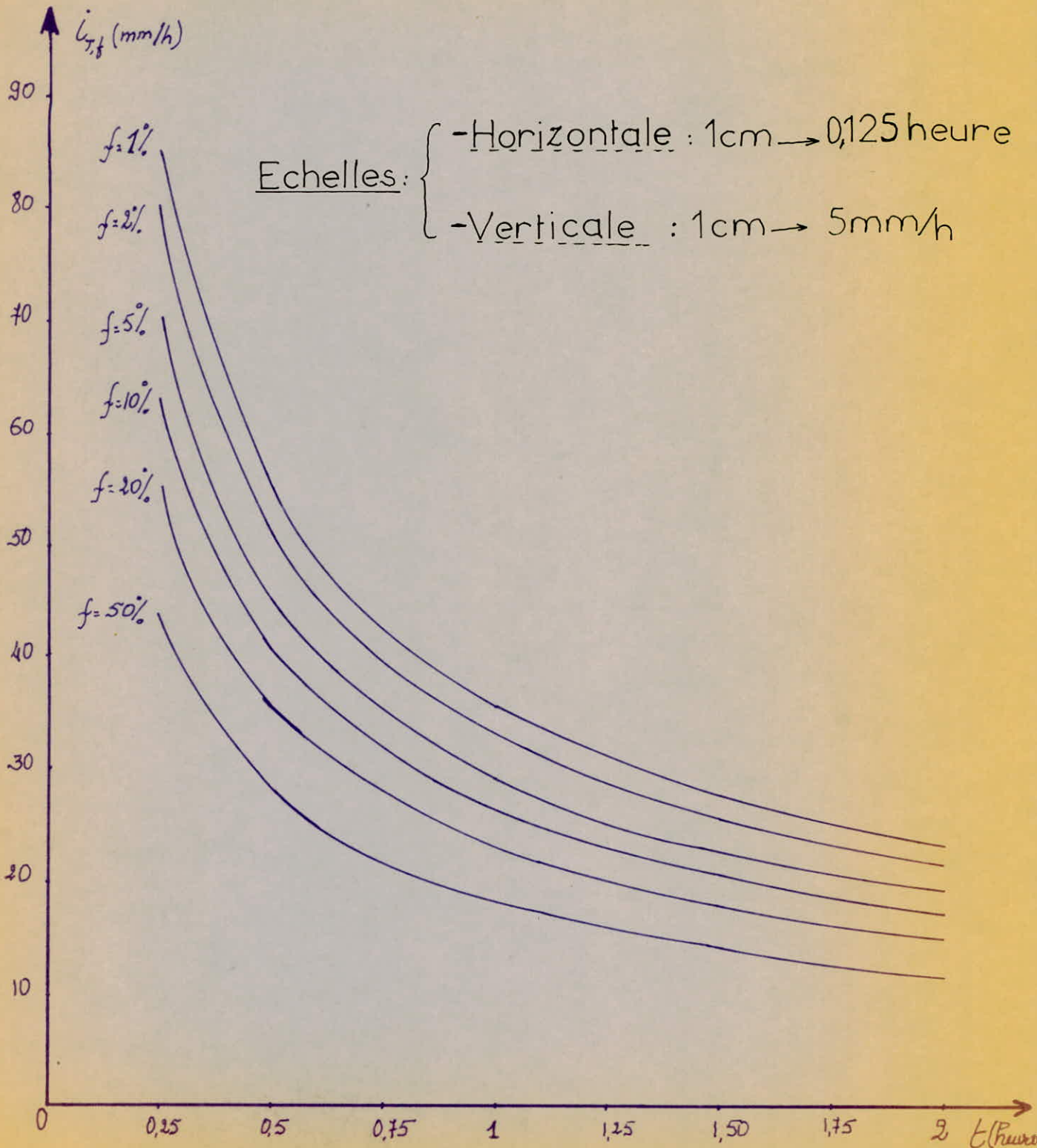
T_p: durée de pluie exprimée en heures.

Tous les calculs sont dans le tableau qui suit à la page 27.

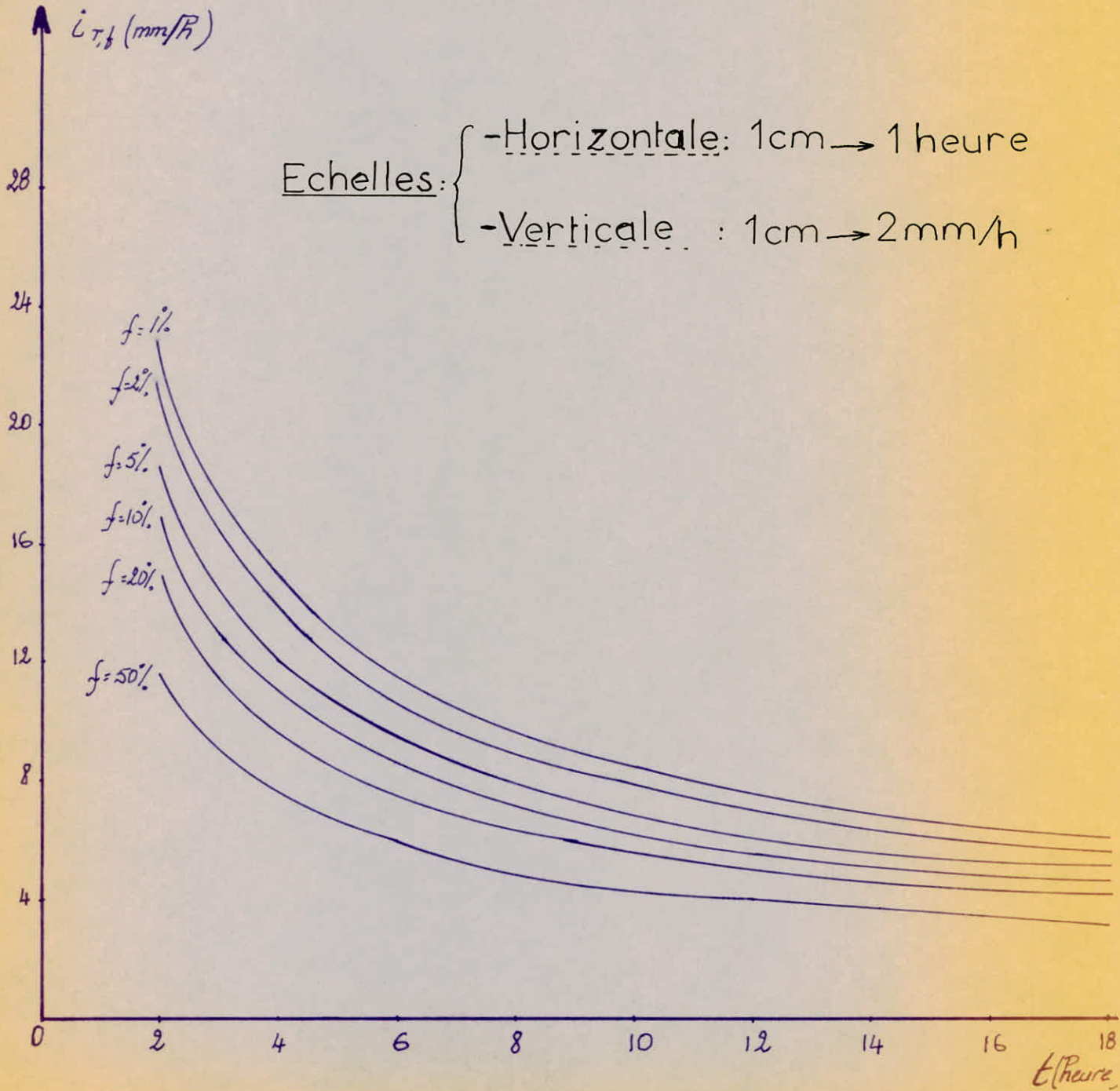
Tableau : Représentation de la pluie dans le temps et de ses intensités correspondantes

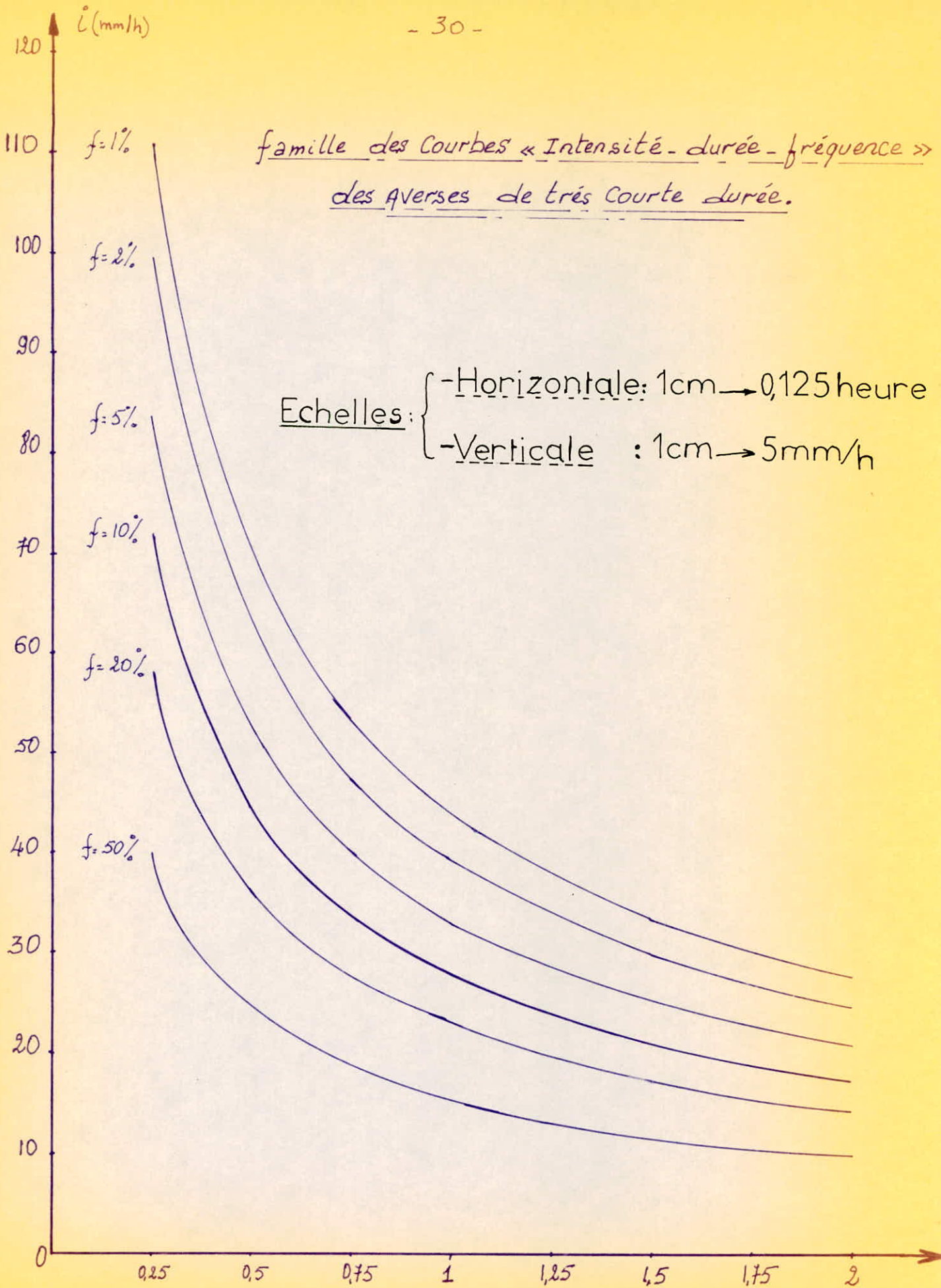
T_p (heures)		0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	4	6	9	12	18
$f=50\%$	$P_{T,t}$ [mm]	10,0	12,5	14,0	15,5	17,5	19,5	22	24	27,5	31,5	34,5	39,5
	$P_{T,t}=39$ [mm]	40	25	19	15,5	12	10	7,5	6	4,5	3,5	3	2,5
$f=20\%$	$P_{T,t}$ [mm]	14,5	18,5	21	23	26,5	29	33	36	41,5	47,5	52	59,5
	$P_{T,t}=58,5$ [mm]	58	36,5	28	23	17,5	14,5	11	9	7	5,5	4,5	3,5
$f=10\%$	$P_{T,t}$ [mm]	18	22,5	25,5	28	32	35	40	44	50,5	57,5	63,5	72,5
	$P_{T,t}=71,5$ [mm]	72	44,5	34	28	21,5	17,5	13,5	11	8,5	6,5	5,5	4
$f=5\%$	$P_{T,t}$ [mm]	21	26,5	30	33	38	41,5	47,5	52	59,5	68	75	85,5
	$P_{T,t}=84,5$ [mm]	83,5	52,5	40	33	25,5	21	16	13	10	7,5	6,5	5
$f=2\%$	$P_{T,t}$ [mm]	25	31,5	36	39,5	45	49,5	56,5	62	71	81	89	102
	$P_{T,t}=100,5$ [mm]	99,5	63	47,5	39,5	30	24,5	19	15,5	12	9	7,5	6
$f=1\%$	$P_{T,t}$ [mm]	28	35	40	44	50,5	55,5	63	69,5	79,5	90,5	100	114
	$P_{T,t}=118,5$ [mm]	111	70	53,5	44	33,5	27,5	21	17,5	13,5	10	8,5	6,5

famille des Courbes « Intensité - durée - fréquence »
des Averses de très courte durée.

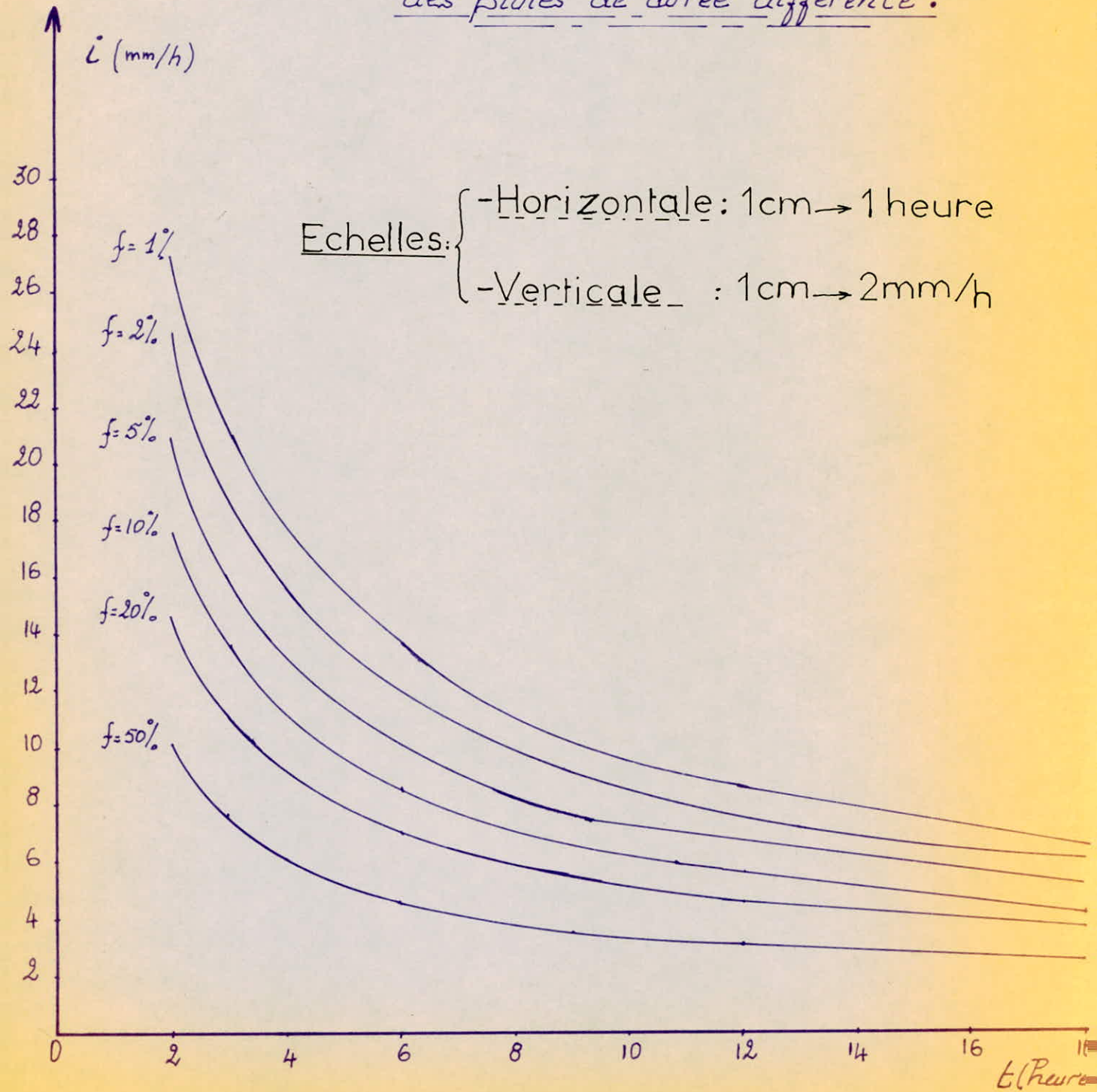


famille des courbes « Intensité - durée - fréquence »
des pluies de durée différente.





famille des courbes « INTENSITE - Durée - fréquence »
des pluies de durée différente.



Les quatre graphes tracés auparavant, d'après les tableaux de la page 25 et la page 27 nous montrent la variation de l'intensité en fonction de la durée de pluie et de la fréquence.

CONCLUSION:

On remarque que les intensités trouvées par la méthode (ajustement de la loi de GUEMBEL) sont supérieures à celles trouvées par la méthode de BODY.

Par mesure de sécurité on a pris les intensités trouvées par la méthode d'ajustement.

CHAPITRE III : CALCULS DE RUISSELLEMENT

III.1) INTRODUCTION :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer. Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques et en ce qui concerne les usages des ingénieurs en hydrologie urbaine; on peut citer deux méthodes principales d'évaluation des débits pluviaux:

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

III.2) METHODE RATIONNELLE:

Nous avons divisés l'agglomération en deux grands bassins B et A. Le système choisi est de type unitaire dont les grandes mérites sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

Ce système se compose de 4 collecteurs principaux, les collecteurs I et II se trouvent dans la zone B et les collecteurs III et IV ainsi que le réservoir intermédiaire se trouvent dans la zone A.

III.2.1: Principe de calcul pour la zone B:

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant B en secteurs ($B_1, B_2, B_3, \dots, B_j, \dots, B_n$) limités par des lignes isochrones telles que l'eau tombant sur le secteur B_1 respectivement ($B_2, \dots, B_j, \dots, B_n$) arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, 3\Delta t, \dots, n\Delta t$) ainsi que le montre la figure I.

Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie S ayant un coefficient de ruissellement C ; le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation:

$$Q = C.i.S$$

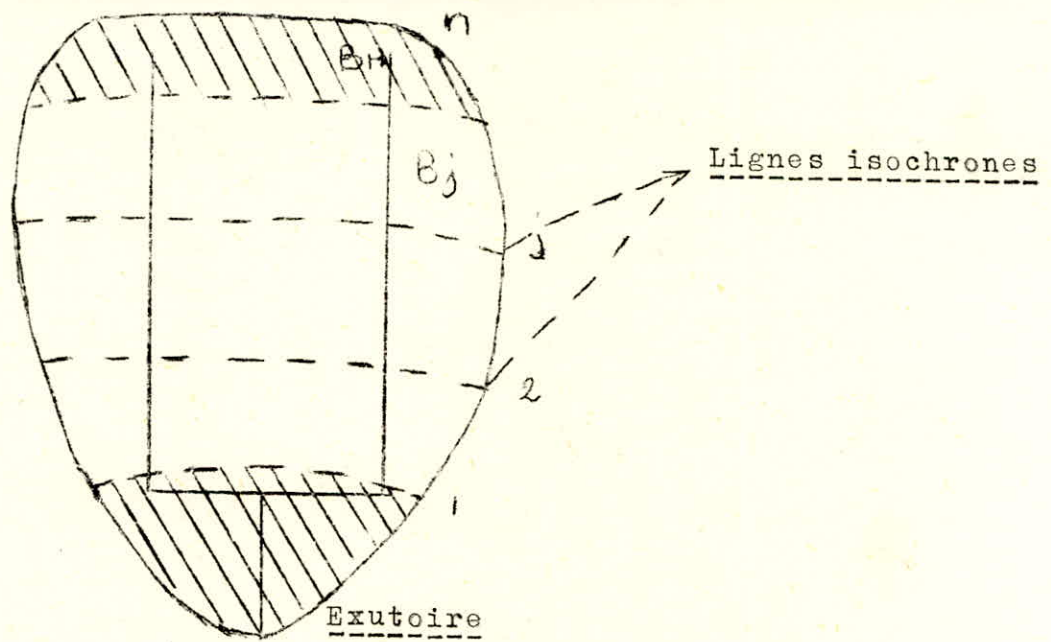
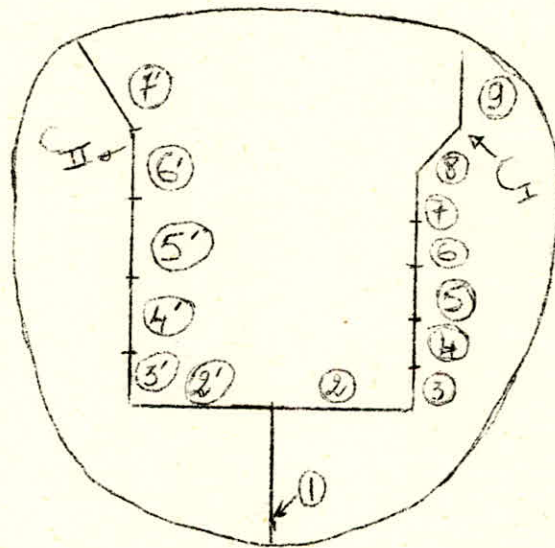


Fig I: Découpage du bassin B en n secteurs

III.2.I.I: Présentation du réseau dans le bassin versant B



Collecteur I:

N° tronçon	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Surface limitante (ha)	2,5	0,45	8,10	9	9	11,5	13,50	0,5	15,75
Longueur du tronçon (m)	200	155	270	300	300	250	295	125	350

Collecteur II:

$\sum L_i = 2245m$

N° tronçon	I	2'	3'	4'	5'	6'	7'
Surface limitante (ha)	2,5	0,5	11,25	14,25	7,5	13,30	8,44
Longueur du tronçon (m)	200	180	375	470	250	380	375

$\sum L_i = 1855m$

III.2.I.2: Découpage du bassin B en secteurs:
.....

a) Localisation des points des lignes isochrones pour les conduites et calcul:

On doit tout d'abord localiser des points dans notre réseau ou les lignes isochrones doivent passer pour cela on procède de la manière suivante:

D'après la formule de MANNING, pour le calcul simplifié des égouts la vitesse moyenne d'écoulement $V = \beta \cdot W_0 \cdot \sqrt{i}$

avec β : paramètre adimensionnel.

i : pente du radier (m.p.m)

W_0 : module de vitesse en m/s.

On suppose pour la première approximation que le diamètre de la conduite $d = 1$ m et que la rugosité $n = 0,013$ pour des conduites en béton armé avec parois en ciment lissé trouvé d'après le tableau des coefficients de rugosité suivant (REHORTON); et que la hauteur d'eau dans nos conduites sera $h = 0,8$ m donc le rapport $\eta = \frac{h}{d} = 0,8$ nous permet de trouver le paramètre adimensionnel $\beta = 1,16$ directement de l'abaque $\eta = f(\alpha, \beta)$ pour des sections circulaires.

D'après le tableau de MANNING on tire W_0 .

$h = d = 1 \text{ m} \implies W_0 = 31,25 \text{ m/s}$

d'où: $V = 36,25 \sqrt{i}$

Le temps de parcours t_i dans chaque tronçon de collecteur peuvent être déterminés par la formule $t_i = \frac{L_i}{V_i}$

avec L_i : longueur de tronçon n (m)

V_i : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) .

Pour chacun des chemins reliant un point quelconque de l'enveloppe du bassin à l'exutoire; on pourra par cumule trouver le temps de parcours total sur ce chemin. En ce qui concerne le tracé des lignes isochrones, nous avons pris le temps cumulé partiel (ou temps inter-isochrones) $t = \sum t_i = 5 \text{ min} = 300 \text{ secondes}$ pour chaque secteur isochrones. Tous les calculs concernant les vitesses, les temps de parcours dans chaque tronçon du collecteur I et II sont respectivement dans les tableaux a et b dans la page qui suit.

Tableau a: Collecteur I

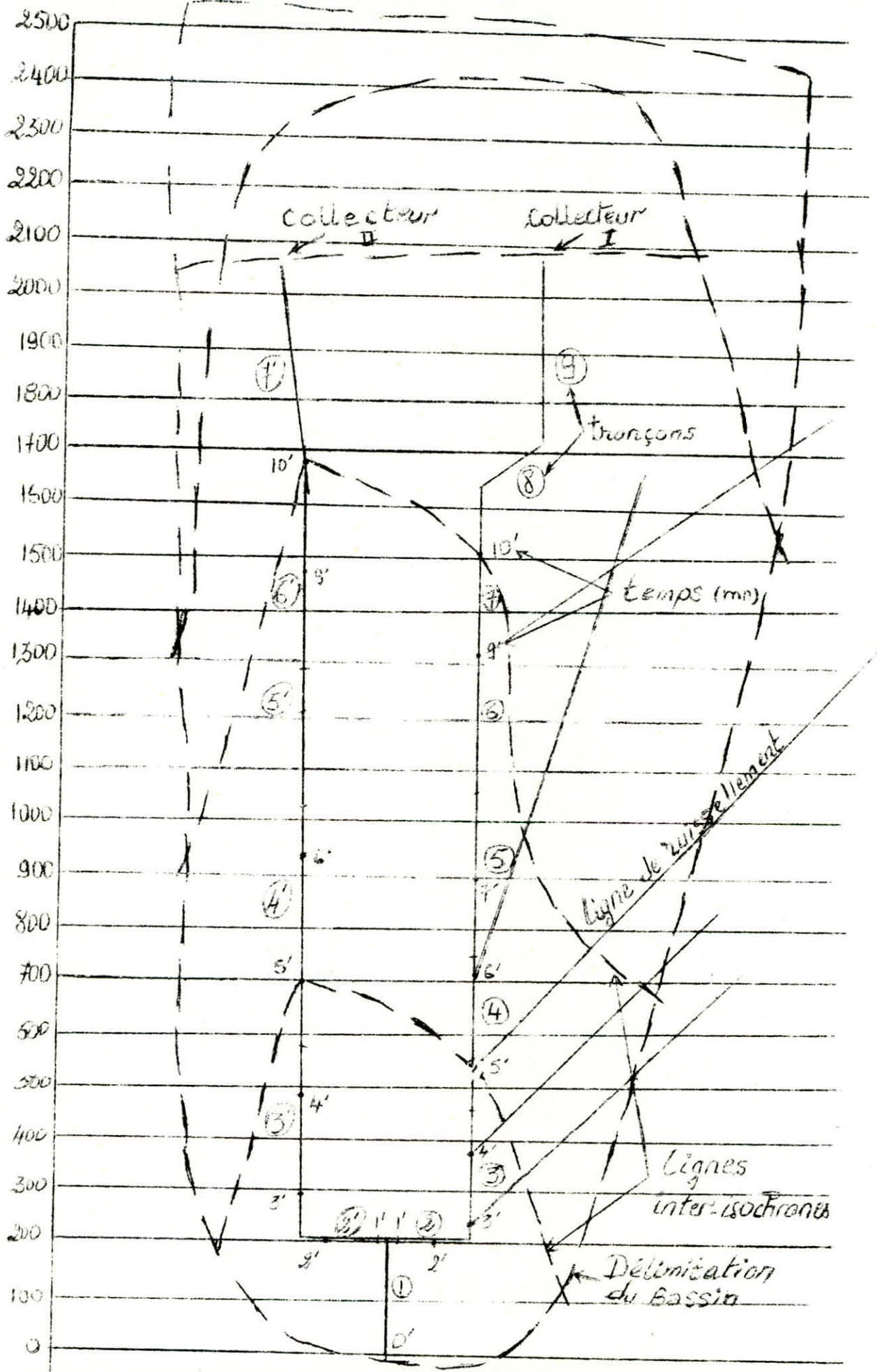
N° tronçon	I	2	3	4	5	6	7	8	9
Pente du radier %	I	0,19	0,37	0,66	0,83	I	0,84	0,4	0,57
Vitesse moyenne d'écoulement V (m/s)	3,625	1,58	2,26	2,94	3,3	3,625	3,32	2,30	2,73
Longueur de tronçon L (m)	200	155	270	300	300	250	295	125	350
Temps de parcours t (s)	56	98	123	102	91	69	89	55	128
Temps cumules $\sum t_i$ (s)	56	154	277	379	470	539	628	683	811
Temps cumules partielles inter-isochrones (s)				300			600		
Longueurs cumulées inter-isochrones (m)		693m					984,5m		

$$t_{\text{cumule}} = \sum \frac{L_i}{v_i} = 811 \text{ secondes}$$

Tableau b: Collecteur II

N° tronçons	I	2'	3'	4'	5'	6'	7'
Pente du radier %	I	0,27	0,72	0,8	I	0,63	0,213
Vitesse moyenne d'écoulement V (m/s)	3,625	1,88	3,07	3,24	3,625	2,87	1,67
Longueur de tronçon L (m)	200	180	375	470	250	380	375
Temps de parcours t (s)	56	96	122	145	69	133	225
Temps cumules t_i (s)	56	152	274	419	488	621	846
Temps cumules partielles inter-isochrones (s)				300		600	
Longueurs cumulées inter-isochrones (m)		840m				957m	

$$t_{\text{cumule}} = \sum \frac{L_i}{v_i} = 846 \text{ secondes}$$



b) Localisation des points des lignes isochrones pour le terrain et calcul:

Pour pouvoir localiser les points des lignes isochrones pour notre terrain de bassin B, le procedès a été fait géométriquement et pour avoir une idée sur le tracé une clarrification est nécessaire

- * Après avoir localiser les points des lignes isochrones dans les conduites, on doit chercher les lignes de ruissollement perpendiculaires aux pentes du terrain, qui passent sur ces points.
* Par la suite on calcule la distance x sur les lignes de ruissellement entre le point précédant avec un temps inter-isochrones t (c'est à dire sur la conduite) au point nouveau sur notre terrain et en supposant que la vitesse d'écoulement sur le terrain = I m/s, donc x =v.t (m) etc.....
* Après avoir trouver plusieurs points on joignera ces derniers pour obtenir une ligne isochrones (voir schéma).

III.2.I.3: Calcul du temps de concentration pour le bassin B:

a) Collecteur I:

Le temps de concentration du bassin est une durée nécessaire à l'eau pour s'écouler depuis le point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

t_c_I = t_I1 + t_I2

avec t_I1: temps de parcours cumulés d'eau dans le collecteur I
t_I2: temps de parcours du point dernier du collecteur I jusqu'à la limite du bassin.

t_I1 = 811 secondes = 13 mn 51 s (voir tableau a)

t_I2 = L_t / v = 200 / 1 = 200 s = 3mn 33s.

donc t_c_I = 17 mn

b) Collecteur II:

t_c_II = t_II1 + t_II2

avec t_{II_1} : temps de parcours cumulés d'eau dans le collecteur II
 $t_{II_1} = 846 \text{ secondes} = 14 \text{ mn } 10 \text{ s}$

t_{II_2} : temps de parcours du point dernier du collecteur II jusqu'à la limite du bassin.

$$t_{II_2} = \frac{L_2}{v} = \frac{300}{1} = 300 \text{ s} = 5 \text{ mn}$$

donc $t_{c_{II}} \cong 19 \text{ mn}$

Conclusion:

Etant donnée que le temps de concentration trouvé est très proche du temps de concentration moyen qui est de 15 mn en générale en ALGERIE. Alors notre temps de concentration pour cette étude sera de $t_c = 15 \text{ mn}$.

III.2.1.4: Recherche de la fonction intensité:

On cherche l'intensité de fréquence $p = 10 \%$ et de durée de pluie $t_{\text{pluie}} = 15 \text{ mn}$. A partir de familles des courbes (Intensité-durée - fréquences) des averses de très courtes durées on trouve notre intensité :

$$i_{10\%;15\text{mn}} = 72 \text{ mm/ heures} = 1,2 \text{ mm/ mn}$$

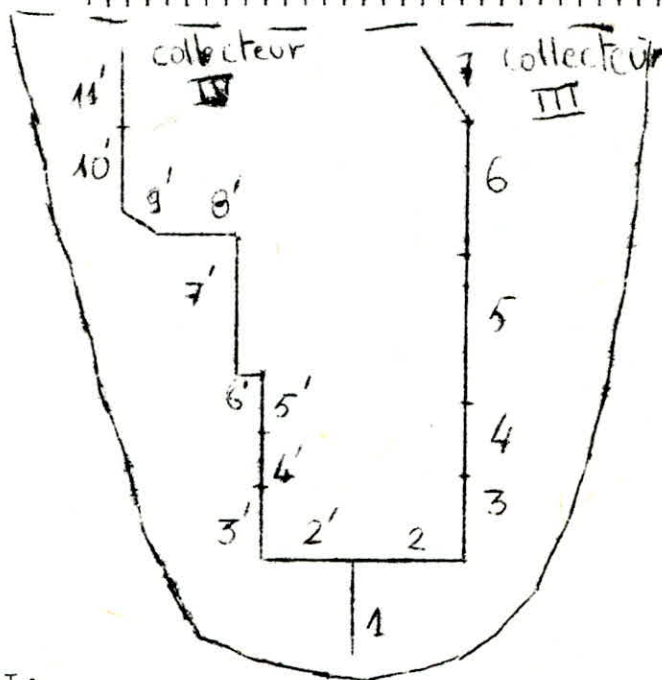
d'ou $i_{10\%;15\text{mn}} = 200 \text{ l/s/ha}$

III.2.2: Principe de calcul pour la zone A:

Le même principe s'effectue dans la zone A que précédement c'est à dire que le debit du ruissellement dans la zone A s'exprime toujours par la relation:

$$Q = C.i.S$$

III.2.2.I: Présentation du réseau dans le bassin versant A:



Collecteur III:

N° tronçon	I	2	3	4	5	6	7
Surface limitante (ha)	2,86	0,5	5,3	6,80	8,60	5,50	4,6
Longueur du tronçon (m)	130	105	265	340	390	275	225

$$\sum L_i = 1730 \text{ m}$$

Collecteur IV:

N° tronçon	I	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	11'
Surface limitante (ha)	2,86	0,55	5,83	3,44	3,91	10,075	4,50	7	0,18	6,75	10,87
Longueur du tronçon (m)	130	110	265	255	275	30	180	230	65	225	225

$$\sum L_i = 1990 \text{ m}$$

III.2.2.2: Découpage du bassin A en secteurs:

- a) localisation des points des lignes isochrones pour les conduites et calcul:

Le même procédé de calcul se fait pour le bassin A. Tous les calculs concernant les vitesses, les temps de parcours dans chaque tronçon du collecteur III et IV sont respectivement dans les tableaux c et d.

Tableau c: Collecteur III

N° du tronçon	I	2	3	4	5	6	7
Pente du radier i (%)	0,15	0,76	0,45	I	0,79	I	0,88
Vitesse moyenne d'écoulement v_i (m/s)	1,40	3,16	2,43	3,625	3,22	3,625	3,40
Longueur de tronçon L_i (m)	130	105	265	340	390	275	225
Temps de parcours t (s)	93	34	109	94	122	76	67
Temps cumulés $\sum t_i$ (s)	93	127	236	330	452	528	595
Temps cumulés partielles inter-isochrones (s)				300			
Longueur cumulés inter-isochrones (m)	732.....					

$$t_{\text{cumulés}} = \sum \frac{L_i}{v_i} = 595 \text{ s}$$

Tableau d: Collecteur IV

N° du tronçon	I	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	II'
Pente du radier i (%)	0,15	0,81	0,75	0,82	0,80	0,66	0,83	0,87	0,76	0,88	I
Vitesse moyenne d'écoulement v_i (m/s)	1,40	3,26	3,14	3,28	3,24	2,94	3,30	3,38	3,16	3,40	3,625
Longueur de tronçon L_i (m)	130	110	265	255	275	30	180	230	65	225	225
Temps de parcours t (s)	93	34	85	78	85	10	55	68	21	67	62

Suite du tableau d:

Temps cumulés t_i (s)	93	127	212	290	375	385	440	508	529	596	658
Temps cumulés partielles inter-isochrones (s)					300						600
Longeur cumulés inter-isochrones (m)793m.....		987m.....							

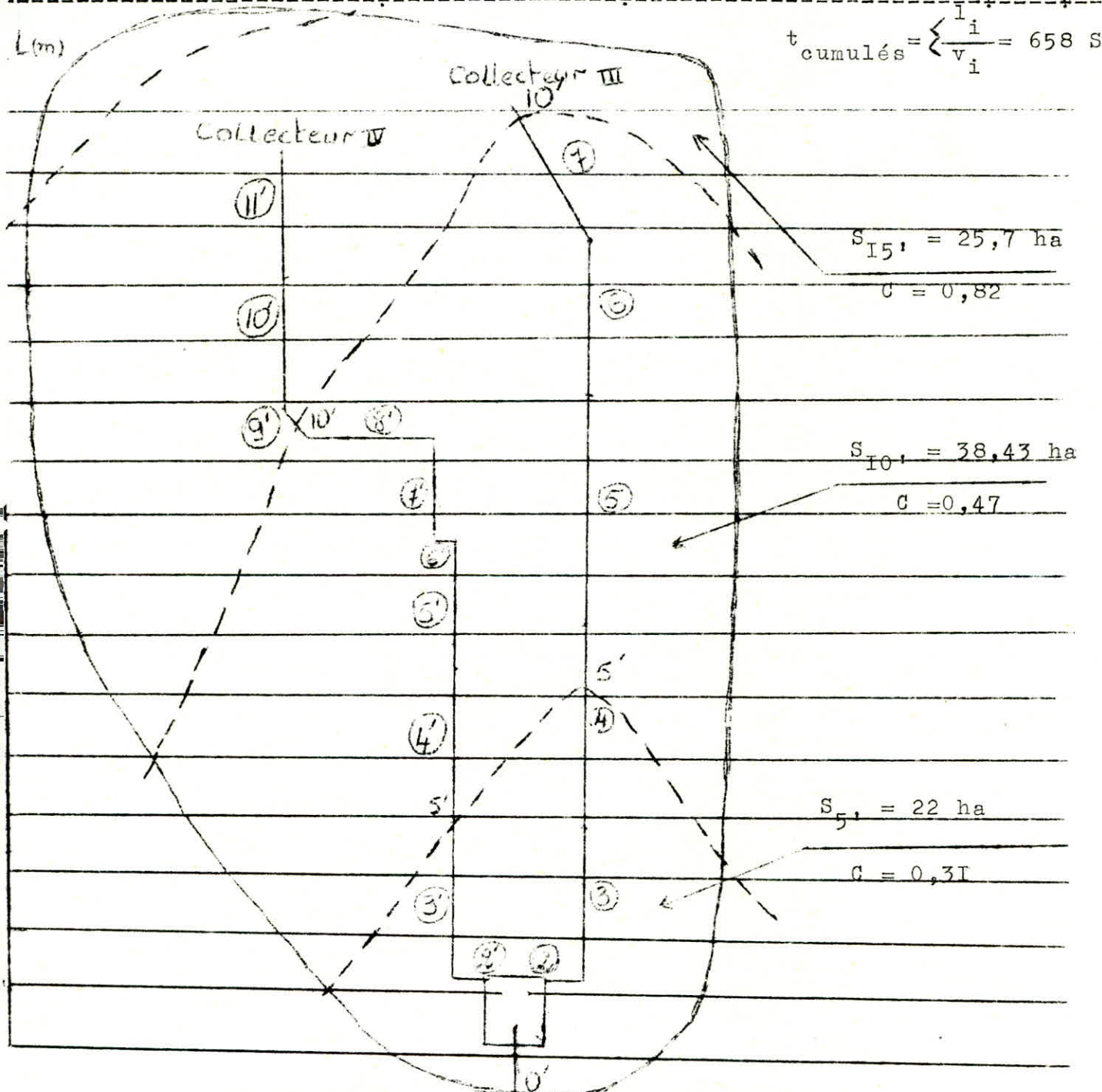


Schéma : Délimitation des surfaces inter-isochrones

b) Localisation des points des lignes isochrones pour le terrain de la zone A:

Le procédès a été déjà vue auparavant.

III.2.2.3: Calcul du temps de concentration pour le bassin B

a) Collecteur III

t_{c_{III}} = t_{III_1} + t_{III_2}

t_{III_1} = \sum \frac{L_i}{V_i} = 595 s = 10 mn 31 s

t_{III_2} = \frac{L_2}{V} = \frac{100}{1} = 100s = 1mn 40s

donc t_{c_{III}} = 12 mn

b) Collecteur IV:

t_{c_{IV}} = t_{IV_1} + t_{IV_2}

t_{IV_1} = 658 s = 11mn 36s

t_{IV_2} = \frac{L_2}{V} = \frac{120}{1} = 120 s = 2 mn

t_{c_{IV}} \cong 14 mn

Conclusion:

Pour la zone A on prend notre temps de concentration t_c = 15 mn

III.2.2.4: Recherche de la fonction intensité:

On cherche l'intensité de fréquence p= 2% et de durée de pluie t_{pluie} = 15 minutes.

A partir des familles de courbes intensité- durée-fréquence des averses de très courtes durées on trouve notre intensité

i_{2%, 15mn} = 99,5 mm/heures = 1,66mm/mn

i_{2%, 15mn} = 277 l/s/ha

CHAPITRE IV : CALCULS DES DEBITS ET DES VOLUMES A EVACUER:

Introduction:

Il est nécessaire d'évaluer les débits à évacuer dans les zones urbaines ou rurales, pour cela on doit connaître

- A) les débits usées domestiques.
- B) les débits pluviales (eaux de ruissellement)

A) Les débits usées domestiques:

I) Evolution de la population :

La ville de GDYEL groupe actuellement 12 300 habitants répartis entre le centre ville; les castors et le douars EL-HAMMAR vu sa position géographique, la ville est appelé à recevoir une population importante constitué en grande partie par le personnel des sociétés nationales: SONATRACH, S.N METAL, S.N.S ect.. implantées à proximité d' ARZEW.

L'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques données par la relation des intérêts composés qui est la suivante:

$$P_n = P_0 \left(1 + \frac{t}{100} \right)^n$$

ou P_n : population future à l'horizon 2010.

P_0 : population actuelle (12 300 habitants).

n : différence d'année entre l'année de référence 1985 et l'horizon considéré 2010 d'ou n = 25 ans.

t : taux d'accroissement annuelle en pourcentage
 $t = 3,2 \%$

donc $P_{(2010)} = 27\ 000$ habitants

2) Estimation des besoins en eau:

Les besoins en eau sont estimés en fonction des ressources disponibles, de l'importance de l'agglomération, des extantions et des normes d'hygiène. Des pertes inévitables sont dues généralement aux divers suites des canalisations de distribution, aux phénomènes de vieillissement des conduites, aux accidents ect....

On prévoit une majoration de composition sur le débit consommé total journalier de 20 %.

Tableau récapitulatif

TYPES DES BESOINS	CONSOmmATIONS JOURNALIERES (m ³ /j)	MAJORATION DE 20 %	CONSOmmATION Journalière total m ³ /j
Domestiques	5400	1080	6480
Scolaires	530	106	636
Sanitaires	227,5	45,5	273
Culturels	18,8	3,76	22,56
Cultuels	20	4	24
Sportifs et loisirs	6,6	1,32	7,92
Administratifs	8	1,60	9,60
Commerciaux	199	39,8	238,8
			= 7692 (m ³ /j)

d'où le débit total moyen journalier sera de:

$$Q_{\text{moy},j} = 7692 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$Q_{\text{moy},j} = 89 \text{ (l/s)}$$

3) Type d'eau à évacuer:

Dans la ville de GDYEL, les seules eaux à évacuer seront:

- ≡ Les eaux pluviales ou de ruissellement: elles comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage et les eaux de drainage.
- ≡ Les eaux usées d'origine domestique: elles comprennent les eaux ménagères (eau de lessive, de cuisine, toilette ect....) et les eaux de vannes (provenant des W.C, matières fécales).

3.1: Les eaux usées d'origine domestique:

Le calcul porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activités. D'une manière générale les débits d'eaux usées sont évalués sur la base des consommations d'eau potable recensée.

Dans notre étude, nous avons considéré 80% de ce volume qui aboutit dans le réseau d'égouts qui représente le débit moyen de rejet (journalier).

-) Le débit d'eau usée est de :

$$Q_m = \frac{0,8 \cdot 7692 \cdot 1000}{3600 \cdot 24} = 71,22 \text{ l/s}$$

-) Coefficient de pointe:

Il est calculé à partir de deux formules suivantes:

$$C_{pI} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} = 1,65$$

$$C_{p2} = 2,6 - 0,4 \log \left(\frac{H}{1000} \right) = 2,02$$

$$C_{p2} > C_{pI}$$

on prend $C_{p2} = 2,02$

-) le débit de pointe d'eau usée est:

$$Q_p = Q_m \cdot C_{p2}$$
$$Q_p = 0,143 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de pointe Q_p étant trouvé on peut calculer le débit unitaire q .

Hypothèse:

On suppose que la densité est uniforme dans toute la ville
donc $q = \frac{Q_p}{l_i} = \frac{0,143}{7820} = 1,828 \cdot 10^{-5} \text{ (m}^2/\text{s)}$

pour trouver le débit usée dans un tronçon quelconque, il suffit de multiplier le débit unitaire par la longueur de ce tronçon par exemple dans un tronçon I-2 de longueur l , le débit usée sera

$$Q_{I-2} = q \cdot l_{I-2}$$

B) Débits pluviales à évacuer:

I. Débits de ruissellement:

Les débits de ruissellement sont trouvés en appliquant la méthode rationnelle avec $Q = c.i.s.$

≡ c: coefficient de ruissellement (C'est le rapport du volume d'eau d'une surface de ruissellement donnée qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombé sur elle).

Quelques valeurs du coefficient de ruissellement c

- . Habitations très denses 0,9
- . " " " " " denses 0,6 ÷ 0,7
- . " " " " " moins denses 0,4 ÷ 0,5
- . Cartiers résidentiels 0,2 ÷ 0,3
- . Zones industrielles 0,2 ÷ 0,3
- . Squares, jardins prairie..... 0,05 ÷ 0,2
(suivant la pente et perméabilité du sol)

≡ i: intensité de pluie en (mm/mn) ou (l/s/ha)

≡ s: surface à drainer en hectars (ha)

II. Débit total à évacuer dans la zone A et B:

Pour dimensionner un réseau il nous faut le débit total à évacuer qui sera la somme (débits usées + débits pluvials).

Tous les calculs sont dressés dans les tableaux suivant I, II, III, IV .

Calcul des débits à évacuer dans la zone B
Collecteur I

Érçonson	9	8	7	6	5	4	3	2
Débit usé [l/s]	6,4	2,28	5,39	4,57	5,48	5,48	4,94	2,84
Débit pluvial [l/s]	315	25	1080	1380	720	720	324	27
Débit total Q_T [l/s]	321,4	27,28	1085,4	1384,6	725,5	725,5	329	29,8
Débit cumulé [l/s]	321,4	348,6	1434	2819,6	3545	4270,5	4599,5	4629

Collecteur II

Érçonson	7'	6'	5'	4'	3'	2'
Débit usé [l/s]	6,85	6,95	4,57	8,59	6,85	3,30
Débit pluvial [l/s]	844	1064	1350	1710	900	30
Débit total Q_T [l/s]	850,85	1070,95	1354,57	1718,6	906,85	33,3
Débit cumulé [l/s]	851	1922	3276	4995	5902	5935

Le débit total à évacuer à la sortie des collecteurs I et II est de $Q = 4629 + 5935 = 10564$ l/s

$$Q = 10,564 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Calcul des débits à évacuer dans la zone A

Collecteur III

Tronçons	7	6	5	4	3	2	
Débit usé [l/s]	4,1	5	7,2	6,20	5	2	
Débit pluvial [l/s]	552	550	688	680	424	50	
Débit total Q_T [l/s]	556,1	555	695,2	686,20	429	52	
Débit cumulé [l/s]	556,1	1111,1	1806,3	2492,5	2921,5	2973,5	

Collecteur IV

Tronçons	11'	10'	9'	8'	7'	6'	5'	4'	3'	2'
Débit usé [l/s]	4,1	4,1	1,2	4,2	3,3	0,5	5	4,70	5	2
Débit pluvial [l/s]	870	810	32,4	1260	810	13,5	548	275	350	22
Débit total Q_T [l/s]	874,1	814,1	33,6	1264,2	813,3	14	653	279,7	355	24
Débit cumulé [l/s]	874	1688	1721	2985	3798	3812	4465	4744	5099	5123

Le débit total à évacuer à la sortie des collecteurs

III et IV est de $Q = 2973,5 + 5123 = 8096,5 [l/s]$

$Q = 8,096 [m^3/s]$

CHAPITRE V : CALCULS DE VOLUME DU BASSIN ET LE DEBIT REDUIT :

+ DEBIT A EVACUER DANS LA ZONE A :

Etant donné que dans cette zone , il est prévu de construire un bassin d'accumulation , on travaille avec une période de retour de 50ans donc la fréquence $f = \frac{1}{50} = 0,02 = 2\%$

a) Calcul des debits inter-isochrones :

Le temps de pluie qui vari de 15 mn à 3^h est cela à cause de l'importance de l'intensité $i = 277 \text{ l/s/ha}$

$$Q = C; i . s \text{ en (l/s)}$$

Exemple: $t_p = 15 \text{ mn}$ et $t_c = 15 \text{ mn}$ donc $t = t_p + t_c = 30 \text{ mn}$

$$t = 5 \text{ mn} \rightarrow Q = C_5 . i . S_5$$

$$t = 10 \text{ mn} \rightarrow Q = i . (C_5 . S_5 + C_{10} . S_{10})$$

$$t = 15 \text{ mn} \rightarrow Q = i . (C_5 . S_5 + C_{10} . S_{10} + C_{15} . S_{15})$$

$$t = 20 \text{ mn} \rightarrow Q = i . (C_{10} . S_{10} + C_{15} . S_{15})$$

$$t = 25 \text{ mn} \rightarrow Q = i . (C_{15} . S_{15})$$

$$t = 30 \text{ mn} \rightarrow Q = 0$$

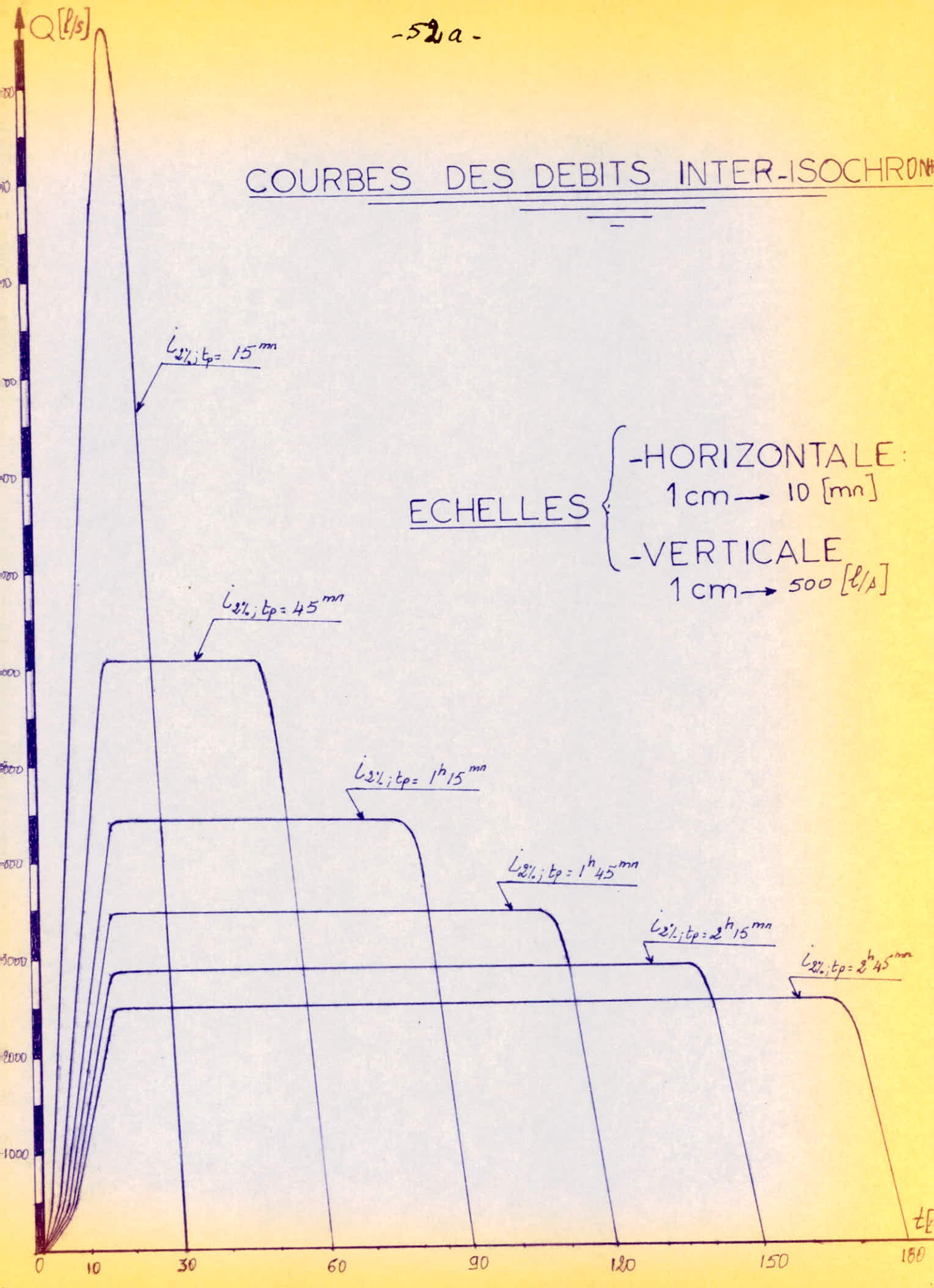
Tous les calculs sont dans les tableaux suivants : ces debits trouvés nous servent à tracer les courbes $Q=f(t)$. Après avoir tracer les courbes de débit on calcul les volumes correspondants à chaque intervalle de temps voulu. Après les calculs des volumes cumulés on trace les courbes des volumes cumulés (voir planche) .

Tableau des débits inter-cochones Q en [l/s]

$i_{20}, t=15 \text{ mn}$ = 27 l/s	$i_{20}, t=30 \text{ mn}$ = 175 l/s	$i_{20}, t=45 \text{ mn}$ = 132 l/s	$i_{20}, t=1 \text{ h}$ = 110 l/s	$i_{20}, t=1 \text{ h } 15 \text{ mn}$ = 95 l/s	$i_{20}, t=1 \text{ h } 30 \text{ mn}$ = 84 l/s	$i_{20}, t=1 \text{ h } 45 \text{ mn}$ = 75 l/s	$i_{20}, t=2 \text{ h}$ = 68 l/s	$i_{20}, t=2 \text{ h } 15 \text{ mn}$ = 62 l/s	$i_{20}, t=2 \text{ h } 30 \text{ mn}$ = 58 l/s	$i_{20}, t=2 \text{ h } 45 \text{ mn}$ = 55 l/s	$i_{20}, t=3 \text{ h}$ = 53 l/s	TT: DM P ₂ (cumulé l/s)
1890	1194	900	750	648	573	512	464	423	396	375	362	5
6893	4355	3285	2737	2364	2090	1866	1692	1543	1443	1369	1319	10
12730	8043	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	15
10841	8043	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	20
5838	8043	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	25
0	8043	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	30
6849	6849	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	35
3688	3688	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	40
0	0	6667	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	45
5166	5166	5855	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	50
2782	2782	5855	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	55
0	0	5855	5855	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	60
4805	4805	4396	4396	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	65
2319	2319	4396	4396	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	70
0	0	4396	4396	4396	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	75
3718	3718	3861	3861	3861	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	80
2002	2002	3861	3861	3861	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	85
0	0	3861	3861	3861	3861	3447	3125	2849	2666	2528	2436	90
3288	3288	3288	3288	3288	3288	3447	3125	2849	2666	2528	2436	95
1770	1770	1770	1770	1770	1770	3447	3125	2849	2666	2528	2436	100

Temp C/mold (mm)	$W_{21}, t = 15 \text{ min}$ = 277 Pa/Ka	$W_{21}, t = 15 \text{ min}$ = 175 Pa/Ka	$W_{21}, t = 45 \text{ min}$ = 132 Pa/Ka	$W_{21}, t = 1 \text{ h}$ = 110 Pa/Ka	$W_{21}, t = 1 \text{ h } 15 \text{ min}$ = 95 Pa/Ka	$W_{21}, t = 1 \text{ h } 30 \text{ min}$ = 84 Pa/Ka	$W_{21}, t = 1 \text{ h } 45 \text{ min}$ = 75 Pa/Ka	$W_{21}, t = 2 \text{ h}$ = 68 Pa/Ka	$W_{21}, t = 2 \text{ h } 15 \text{ min}$ = 62 Pa/Ka	$W_{21}, t = 2 \text{ h } 30 \text{ min}$ = 58 Pa/Ka	$W_{21}, t = 2 \text{ h } 45 \text{ min}$ = 55 Pa/Ka	$W_{21}, t = 3 \text{ h}$ = 53 Pa/Ka
105							3447	3125	2849	2666	2528	2436
110							2935	3125	2849	2666	2528	2436
115							1580	3125	2849	2666	2528	2436
120							0	3125	2849	2666	2528	2436
125								2662	2849	2666	2528	2436
130								1443	2849	2666	2528	2436
135								0	2849	2666	2528	2436
140									2427	2666	2528	2436
145									1307	2666	2528	2436
150									0	2666	2528	2436
155										2270	2528	2436
160										1223	2528	2436
165										0	2528	2436
170											2153	2436
175											1159	2436
180											0	2436
185												2074
190												1117
195												0

COURBES DES DEBITS INTER-ISOCHRONES



COURBES DES DEBITS INTER-ISOCHRONE

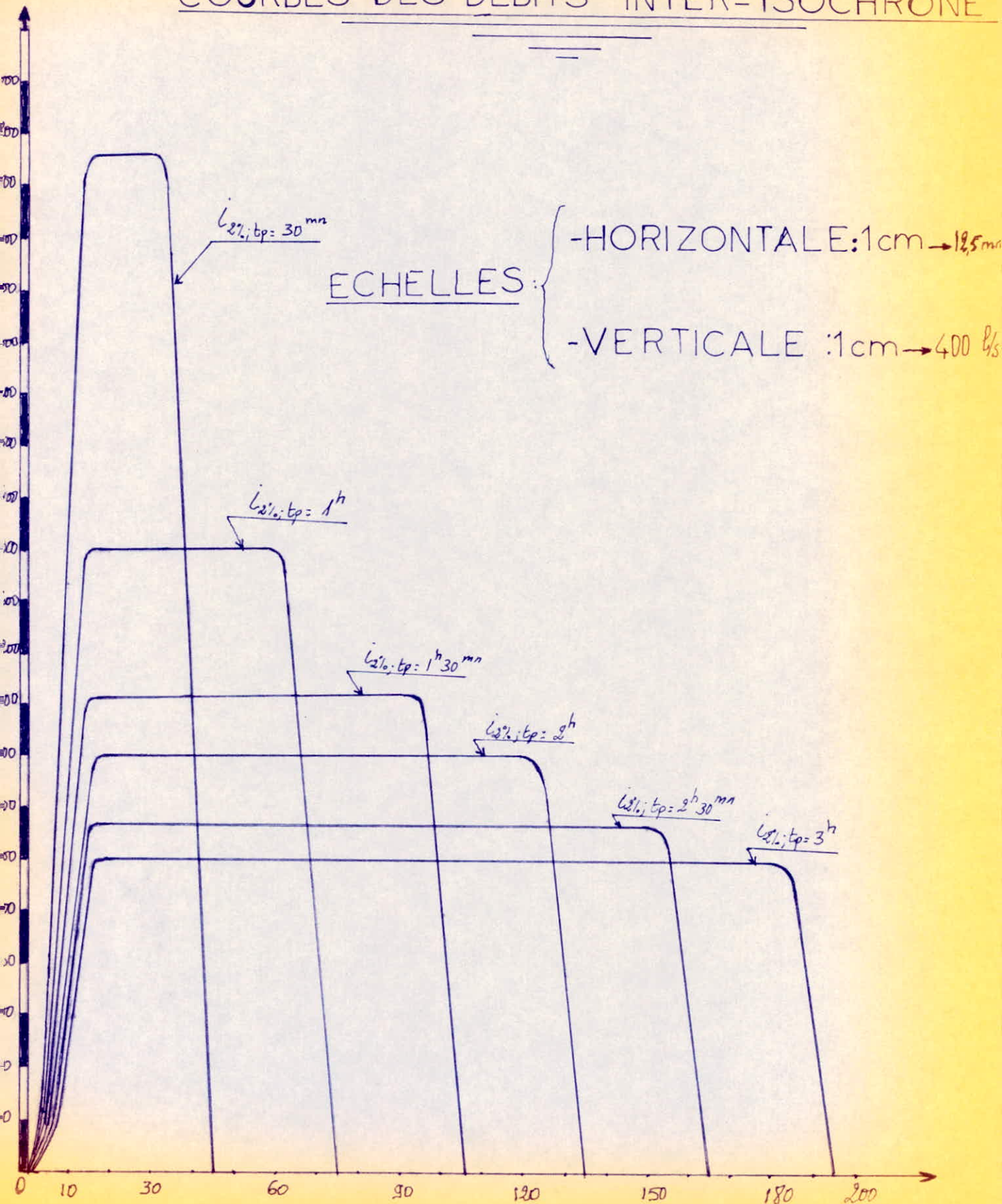


Tableau : calcul des volumes ΔV avec une intensité de 2% et temps de pluie variable
 $t_p = 15 \text{ mn}$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30
Le volume ΔV [m ³]	0	283,5	1317,5	2943,5	3535,65	2502	876
Le volume cumulé [m ³]	0	283,5	1601	4544,5	8080,15	10582,15	11458,15

$t_p = 30 \text{ mn}$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
Le volume ΔV [m ³]	0	179,1	832,35	1859,7	2412,9	2412,9	2412,9	223,8	1580,55	553,2
Le volume cumulé [m ³]	0	179,1	1011,45	2871,15	5284	7696,95	10109,85	12343,6	13924,2	14477,4

$t_p = 45 \text{ mn}$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Le volume ΔV [m ³]	0	135	628	1403	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1685	1192,2	417,3
Le volume cumulé [m ³]	0	135	763	2166	3986	5806	7626	9446	11266	13086	14771	15963,1	16380,5

$$t_p = 1^h$$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Le volume ΔV [m ³]	0	112,5	523,1	1168,8	1516,5	1516,5	1516,5	1516,5	1516,5	1516,5	1516,5	1516,5	1516,5	1404	993,6	347,85
Le volume cumulé [m ³]	0	112,5	635,6	1804,4	3321	4837,4	6354	7870,4	9386,9	10903,4	12420	13936,4	15453	16857	17850,6	18198,45

$$t_p = 1^h 15 \text{ mn.}$$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Le volume ΔV [m ³]	0	97,2	452	1014	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1319	1217	858	300
Le volume cumulé [m ³]	0	97,2	549,2	1563,2	2882,2	4201,2	5520,2	6839,2	8158,2	9477,2	10796,2	12115,2	13434,2	14753,2	16072,2	17391,2	18608,2	19466,2	19766,2

$$t_p = 1^h 30 \text{ mn}$$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105
Le volume ΔV [m ³]	0	86,0	399,4	892,65	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1158,3	1065,6	758,7	265,5
Le volume cumulé [m ³]	0	86,0	485,4	1378	2536,3	3694,6	4852,9	6011,2	7169,5	8327,8	9486,1	10644,4	11802,7	12961	14119,3	15277,6	16435,9	17594,2	18752,5	19818,1	20576,8	20842,3

$$t_p = 1^h 45 \text{ mn}$$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
Le volume ΔV [m ³]	0	76,8	356,7	797	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	1034	957,3	677,3	237
Le volume cumulé [m ³]	0	76,8	433,5	1230,5	2264,5	3298,5	4332,5	5366,5	6400,5	7434,5	8468,5	9502,5	10536,5	11570,5	12604,5	13638,5	14672,5	15706,5	16740,5	17774,5	18808,5	19842,5	20799,8	21477,2	21714,1

$$t_p = 2^h$$

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70
Le volume ΔV [m ³]	0	69,5	323,4	722,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5
Le volume cumulé [m ³]	0	69,5	393	1115,5	2053	2990,5	3928	4865,5	5803	6740,5	7678	8615,5	9553	10490,5	11428

Le temps t [mn]	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135		
Le volume ΔV [m ³]	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	937,5	868	615,75	216,45		
Le volume cumulé [m ³]	12365,5	13303	14240,5	15178	16115,5	17053	17990,5	18928	19865,5	20803	21671	22286,75	22503,2		

$$t_p = 2^h 15^{mn}$$

Le temps $t [mn]$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Le volume $\Delta V [m^3]$	0	63,5	295	659	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7
Le volume cumulé $[m^3]$	0	63,5	358,5	1017,5	1872,2	2726,9	3581,6	4436,3	5291	6145,7	7000,4	7855,1	8709,8	9564,5	10419,2	11273,9

Le temps $t [mn]$	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	
Le volume $\Delta V [m^3]$	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	854,7	791,5	560	196	
Le volume cumulé $[m^3]$	1220,6	2075,3	3030	4092,7	5047,4	6002,1	6956,8	7911,5	8866,2	9820,9	10675,5	11530,3	12382,8	12981,8	13077,8	

$$t_p = 2^h 30^{mn}$$

Le temps $t [mn]$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Le volume $\Delta V [m^3]$	0	59,4	275,85	616,35	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8
Le volume cumulé $[m^3]$	0	59,4	335,25	951,6	1751,4	2551,2	3351	4150,8	4950,6	5750,4	6550,2	7350	8149,8	8949,6

Le temps $t [mn]$	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135
Le volume $\Delta V [m^3]$	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8	799,8
Le volume cumulé $[m^3]$	9749,4	10549,2	11349	12148,8	12948,6	13748,4	14548,2	15348	16147,8	16947,6	17747,4	18547,2	19347	20146,8

Le temps $t [mn]$	140	145	150	155	160	165
Le volume $\Delta V [m^3]$	799,8	799,8	799,8	790,4	524	183,45
Le volume cumulé $[m^3]$	20946,6	21746,4	22546,2	23386,6	23810,6	23994

$$t_p = 2^h 45^{mn}$$

Le temps $t [mn]$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Le volume $\Delta V [m^3]$	0	56,25	261,5	584,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5
Le volume cumulé $[m^3]$	0	56,25	317,85	902,35	1660,85	2419,35	3177,85	3936,35	4694,85	5453,35	6211,85	6970,35	7728,85	8487,35

Le temps $t [mn]$	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135
Le volume $\Delta V [m^3]$	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5
Le volume cumulé $[m^3]$	9245,85	10004,35	10762,85	11521,35	12279,85	13038,35	13796,85	14555,35	15313,85	16072,35	16830,85	17589,35	18347,85	19106,35

Le temps $t [mn]$	140	145	150	155	160	165	170	175	180					
Le volume $\Delta V [m^3]$	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	758,5	702,2	496,8	173,85					
Le volume cumulé $[m^3]$	19864,85	20623,35	21381,85	22140,35	22898,85	23657,35	24397,85	24856,3	25030,2					

Tableau des volumes cumulés pour $i_2; t_p = 3$ heures

Le temps t [mn]	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Le volume ΔV [m ³]	0	54,3	252,15	563,25	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8
Le volume cumulé [m ³]	0	54,3	306,45	869,5	1600,5	2331,3	3062,1	3792,9	4523,7	5254,5	5985,3	6716,1	7446,9	8177,7

Le temps t [mn]	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135
Le volume ΔV [m ³]	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8
Le volume cumulé [m ³]	8908,5	9639,3	10370,1	11100,9	11831,7	12562,5	13293,3	14024,1	14754,9	15485,7	16216,5	16947,3	17678,1	18408,9

Le temps t [mn]	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195		
Le volume ΔV [m ³]	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	730,8	676,5	478,65	167,55		
Le volume cumulé [m ³]	19139,7	19870,5	20601,3	21332,1	22062,9	22793,7	23524,5	24255,3	24986,1	25662,6	26141,25	26308,8		

-58
-88

b) Calcul du volume du bassin (reservoir).

1) Calcul de debit évacué du bassin.

On suppose les diametres de 600 à 1000 mm et à l'aide de la formule de MANNING on calcul le debit et la vitesse d'écoulement .

$$v = \beta \cdot w_0 \cdot \sqrt{J}$$

$$Q = \alpha \cdot K_0 \cdot \sqrt{J}$$

Tous les calculs sont aux tableaux si dessous .

ϕ [m]	J	α	β	K_0 (l/s)	w_0 (m/s)	\bar{v} (m/s)	Q (m ³ /s)
0,5	$8,78 \cdot 10^{-3}$	I	I	6,32	22,373	2,096	0,592
0,7	$8,7 \cdot 10^{-3}$	I	I	9,524	24,748	2,318	0,892
0,8	$8,78 \cdot 10^{-3}$	I	I	13,576	27,008	2,53	1,272
0,9	$8,78 \cdot 10^{-3}$	I	I	18,557	29,17	2,73	1,738

- Tableau des volumes pour le ϕ 0,6 m avec $Q_{ps} = 0,592 \text{ m}^3/\text{s}$

t (mn)	0	5	10	30	60	120	180
V (m ³)	0	177,6	355,2	1065,6	2131,2	4262,4	6393,6

-Tableau des volumes pour le ϕ 0,7 m avec $Q_{ps} = 0,892 \text{ m}^3/\text{s}$

t (mn)	0	5	10	30	60	120	180
V (M ³)	0	267,6	535,2	1060,6	3211,2	6422,4	9633

-Tableau des volumes pour le ϕ 0,8 m avec $Q_{ps} = 1,27 \text{ m}^3/\text{s}$

t (mn)	0	5	10	30	60	120	180
V (m ³)	0	381,6	763,2	2289,6	4579,2	9158,4	13737,6

-Tableau des volumes pour le ϕ 0,9 m avec $Q_{ps} = 1,738 \text{ m}^3/\text{s}$

t (mn)	0	5	10	30	60	120	180
V (m ³)	0	521,4	1042,8	3128,4	6256,8	12513,6	18770,4

Une fois les droites des volumes en fonction du temps sont tracées et chaque une des courbes correspond à un diamètre (voir planche) .

2) Recherche du volume graphiquement .

- On mène une parallèle à la droite des volumes et on essaie de tracer cette parallèle tangente à l'une des courbes tracées On répète le même procédé autant que le nombre des conduites échantionnées .

* Notre choix sera basé sur la parallèle qui enveloppe toutes les courbes ; c'est la parallèle à la droite correspondante à 800mm et la courbe correspondante à $t_p = I^h 15 \text{ mn}$.

+On mène une parallèle à la droite du volume jusqu'a obtenir une tangente à la courbe correspondante à $I^h 15 \text{ mn}$ mais cette fois-ci vers le bas (prés de l'origine des axes)

- enfin on joignera le point de contact (de tangence) à la droite du volume correspondant à 800 mm est cela verticalement et parallèle à l'axe de coordonnée .

$$V_{\text{bassin}} = V + \Delta V = 12940 + 360 = 13300 \text{ m}^3$$

$$\boxed{V_{\text{bassin}} = 13300 \text{ m}^3}$$

3) Calcul du debit réduit .

après avoir décider de prendre la conduite de 800 mm alors le debit transité est de $Q = 1,272 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le debit réduit est de 6 fois moins que le debit dans les deux collecteurs connectés au bassin .

CHAPITRE VI : PROJET DU RESEAU :

I) Calcul des collecteurs principaux :

1) Dimensionnement :

=====

Les égouts , collecteurs sont construits en fonction des condition climatologique c'est à dire sur la base des précipitation . En raison de l'importance des debits pluviaux comparés aux debits des eaux usées domestique ; le choix du diamètre a été et pour chaque tronçon en fonction de la pente (j) et des débits totaux (débits pluviaux ajoutés aux debits des eaux usée .) . Ainsi en fonction de Q_t et de j on détermine le diamètre de l'égout ; la vitesse à pleine section (v_{ps}) et la vitesse réelle d'écoulement (v_r) . Cette dernière ne devant pas dépasser les limites de la fourchette (0,6 ÷ 4 m/s) . Si cette condition n'est pas satisfaite, on refait les calculs en opérant à des changement de la pente ainsi que la profondeur de la tranchée tout en s'assurant que l'écoulement est toujours gravitaire .

2) Etape de calcul :

a) Détermination du diamètre de la canalisation :

Le diamètre de la canalisation est tiré de l'abaque IX de MANNING- STRICKLER en fonction de la pente et du debit à évacuer (debit de dimensionnement) . Dans le cas où le diamètre tiré de l'abaque n'est pas normalisé on prend le diamètre supérieur normalisé .

b) Vérification des conditions d'autocurage .

Un réseau d'assainissement doit être autocureur pour éviter l'érosion par les matières solides transportées . Les conditions d'auto-curage peuvent être traduites comme suite :- vitesse supérieure à 0,6 m/s pour $Q_{ps}/10$
- Vitesse supérieure à 0,3 m/s pour $Q_{ps}/100$
Les résultats des calculs , sont reportés aux tableaux (1 ,2,3,4) avec la méthode de calcul suivante :

* Débit et vitesse à pleine section: Q_{ps} et V_{ps}

Le débit et la vitesse à pleine section sont déterminés par les formules simplifiées de MANNING suivantes:

$$Q_{ps} = \alpha \cdot K_c \cdot \sqrt{i} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

et
$$V_{ps} = \beta \cdot W_c \cdot \sqrt{i} \quad (\text{m/s})$$

avec $\alpha = \beta = 1$ pour pleine section.

* Fraction du débit r_Q :

En fonction de $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ on tire de l'abaque V (variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage) la fraction de la hauteur total de remplissage $r_H = \frac{H_c}{H_{ps}}$ avec H_{ps} = diamètre D de la canalisation et la fraction de la vitesse à pleine section $r_v = \frac{v}{V_{ps}}$.

* Hauteur de remplissage:

$$H = D \cdot r_H \quad (\text{m})$$

* Vitesse réelle d'écoulement:

$$v = v_{ps} \cdot r_v \quad \text{en (m/s)}$$

* Vitesse d'écoulement pour $Q_{ps}/10$:

$$v = 0,6 \cdot v_{ps} \quad \text{en (m/s)}$$

Conclusion .

L'examen des différents calculs (tableau I,2,3,4) montre que:

-) Les conditions d'autocurage sont satisfaisantes.
-) Les vitesses dans les différents tronçons sont inférieures à 4 m/s .

CAUCUIS des EGOUTS

$$Q = \alpha K_o I^{1/2}$$

$$v = \beta W_o I^{1/2}$$

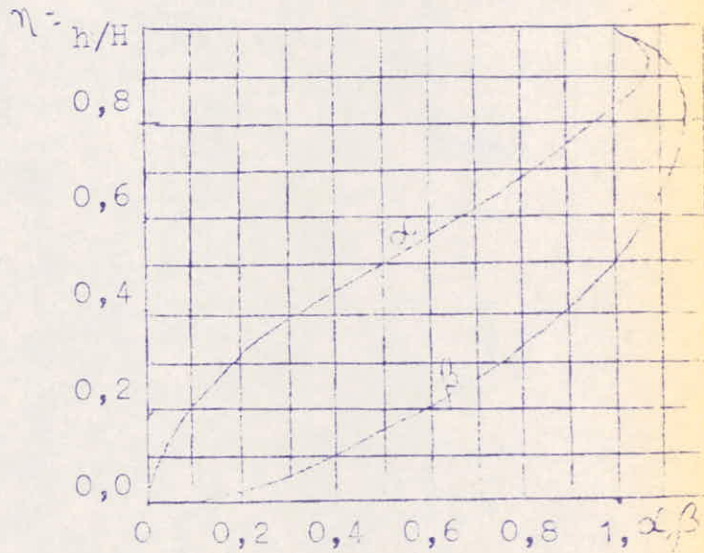
parois en ciment, beton lisse

n = 0,013

H m	K _o m/s	W _o m/s
0,15	0,159	9,013
0,20	0,342	10,886
0,25	0,619	12,603
0,30	1,004	14,204
0,40	2,155	17,153
0,50	3,898	19,854
0,60	6,326	22,373
0,70	9,524	24,748
0,80	13,576	27,008
0,90	18,557	29,170
1,00	24,543	31,250
1,10	31,605	33,257
1,20	39,812	35,201
1,30	49,229	37,089
1,40	59,922	38,926
1,50	71,952	40,717
1,60	85,382	42,465
1,80	116,675	45,850
2,00	154,261	49,103
0,45	1,619	15,656
0,60	3,476	18,905
0,75	6,285	21,881
0,90	10,198	24,655
1,05	15,354	27,272
1,20	21,884	29,760
1,50	39,561	34,431
1,80	64,165	38,781
2,10	96,566	42,879

1. Section circulaire

H = d



2. Section ovoïde

H = 1,5 B

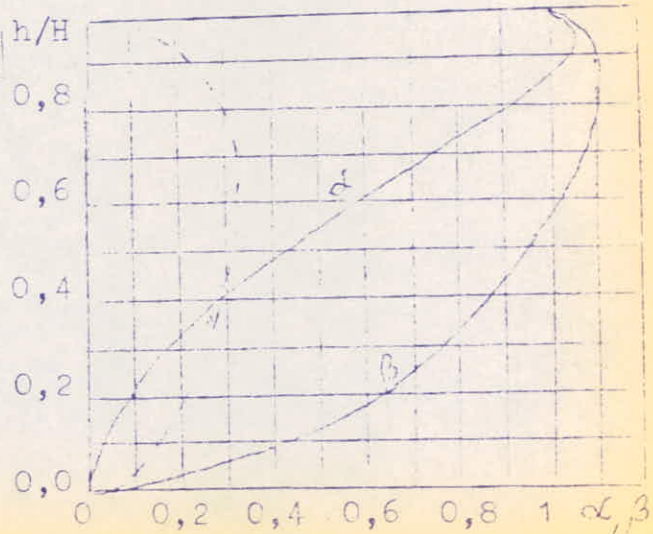


Tableau des coefficients de rugosité n /suivant R.E.Horton/

nature des surfaces	etat des parois			
	parf.	bon	a. bon	mauv.
Ciment lissé	0,010	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Bois raboté	0,010	0,012	0,013	0,014
Bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moellons bruts assemblés au ciment. . .	0,017	0,020	0,025	0,030
Pierres sèches	0,025	0,030	0,035	0,035
Moellons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire, lisses	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques en tôle plissée section demi-circulaire	0,023	0,025	0,028	0,030
Canaux et fossés en terre, droits et uniformes	0,017	0,020	0,023	0,025
Canaux et fossés avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,035	0,035
Canaux et fossés avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre a larges méandres . . .	0,023	0,025	0,028	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,028	0,030	0,035
Canaux avec lits de pierres rugueuses, herbes sur les rives de terre	0,025	0,030	0,035	0,040
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,035	0,035
Canaux naturels:				
1. propres, rives en ligne droite, l'eau au niveau le plus haut, sans gue ou étang profond	0,025	0,028	0,030	0,033
2. comme 1 mais avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3. avec méandres, quelques étangs et endroits peu profonds, propres . . .	0,035	0,040	0,045	0,050
4. comme 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5. comme 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6. comme 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7. zones a eau coulant lentement, avec herbes ou etangs très profonds . . .	0,050	0,060	0,070	0,080
8. zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

Tableau des caractéristiques à pleines sections dans le collecteur I

Etronçon	Débit Q [l/s]	Diamètres [mm]	Pentes I [m.p.m]	Pleine section		r_Q	r_H	r_V	H_0 [mm]	V [m/s]	σ (1/10 Q_{ps}) [m/s]
				Q_{ps} [l/s]	V_{ps} [m/s]						
2	4628	1400	0,0066	4868	3,16	0,95	0,76	1,13	1064	3,57	1,90
3	4599	1400	0,0066	4868	3,16	0,94	0,75	1,13	1050	3,57	1,90
4	4270	1400	0,0066	4868	3,16	0,87	0,71	1,12	994	3,54	1,89
5	3544	1200	0,0083	3627	3,20	0,97	0,78	1,13	936	3,61	1,92
6	2819	1100	0,01	3160	3,32	0,89	0,72	1,12	792	3,71	1,99
7	1434	900	0,0084	1700	2,67	0,84	0,69	1,11	621	2,96	1,60
8	349	600	0,0084	579	2,05	0,60	0,55	1,05	330	2,15	1,23
9	322	600	0,0084	579	2,05	0,55	0,52	1,02	312	2,10	1,23

-64-

Tableau des caractéristiques à pleines sections dans le collecteur II

Tronçon	Débit $Q [l/s]$	Diamètre (mm)	pente $I [m.p.m]$	Pleine section		r_q	r_H	r_v	H_0 [mm]	V [m/s]	v ($1/10 Q_{ps}$) [m/s]
				$Q_{ps} [l/s]$	$V_{ps} [m/s]$						
2'	5935	1500	0,0072	6105	3,45	0,97	0,78	1,13	1170	3,89	2,07
3'	5902	1500	0,0072	6105	3,45	0,96	0,77	1,13	1155	3,89	2,07
4'	4995	1400	0,008	5360	3,48	0,93	0,75	1,13	1060	3,93	2,08
5'	3276	1200	0,01	3981	3,52	0,82	0,68	1,11	810	3,90	2,11
6'	1922	1000	0,0063	1948	2,5	0,98	0,78	1,13	780	2,82	1,5
7'	851	1000	0,0063	1948	2,5	0,43	0,44	0,96	440	2,4	0,86

Tableau des caractéristiques à pleines sections dans le collecteur III

Grosor	Débit Q [l/s]	Diamètre [mm]	Pente I [m.p.m]	pleine section		r_Q	r_H	r_v	H_0 [mm]	V [m/s]	V ($1/10 Q_{ps}$) [m/s]
				Q_{ps} [l/s]	V_{ps} [m/s]						
2	2973	1300	0,0076	4291	3,23	0,70	0,61	1,08	793	3,48	1,93
3	2921	1300	0,0045	3302	2,48	0,88	0,71	1,12	923	2,77	1,48
4	2492	1100	0,01	3160	3,23	0,78	0,65	1,10	715	3,65	1,99
5	1806	1000	0,0079	2181	2,77	0,82	0,68	1,11	680	3,07	1,66
6	1111	800	0,01	1357	2,7	0,81	0,66	1,10	528	2,97	1,62
7	556	600	0,0088	593	2,09	0,93	0,65	1,13	450	2,36	1,25

108

Tableau des caractéristiques à pleines sections dans le collecteur IV

Étrécons	Débit Q [l/s]	Diamètre [mm]	Pente I [m.p.m]	pleine section		r_Q	r_H	r_v	H_0 [mm]	V [m/s]	V (1/10 Q _{ps}) [m/s]
				Q _{ps} [l/s]	V _{ps} [m/s]						
2'	5123	1400	0,0081	5392	3,50	0,95	0,76	1,13	1064	3,95	2,1
3'	5099	1400	0,0075	5189	3,37	0,98	0,78	1,13	1092	3,80	2,02
4'	4744	1400	0,0082	5426	3,52	0,81	0,71	1,12	994	3,94	2,11
5'	4465	1400	0,008	5359	3,48	0,83	0,69	1,11	966	3,88	2,08
6'	3812	1300	0,0066	4020	3,028	0,94	0,75	1,13	975	3,42	1,80
7'	3798	1300	0,0083	4485	3,37	0,84	0,69	1,11	897	3,74	2,02
8'	2985	1200	0,0087	3713	3,28	0,80	0,66	1,105	792	3,62	1,96
9'	1721	1000	0,0076	2139	2,72	0,80	0,66	1,105	660	3,0	1,63
10'	1688	900	0,0088	1740	2,73	0,97	0,78	1,13	702	3,08	1,63
11'	874	700	0,01	952	2,47	0,91	0,73	1,125	511	2,77	1,48

-69-

II) Eléments constitutifs du réseau d'égout:

Les éléments constitutifs de notre réseau d'égout se subdivisent en :

-) Ouvrages principaux.
-) Ouvrages annexes.

I) Ouvrages principaux:

Ils comprennent les tuyaux à section circulaire. Pour notre étude, nous avons préconisé des tuyaux à section circulaire en béton armé (à parois en ciment lissé) pour leur résistance aux charges permanentes et pour la gamme de diamètre fabriquées de ϕ 250 mm jusqu'à 3000 mm. Ceci correspondrait bien à notre cas où les diamètres se situent entre 600 et 1500 mm.

Ces tuyaux de longueur utile d'au moins 2 m; sont normalement assemblés par joints souples préfabriqués réalisés avec bagues d'étanchéité en elastomère, livrés avec les tuyaux.

2) Ouvrages annexes:

Parmi les ouvrages annexes; on a utilisé les regards de visites et les regards avec chute pour des différences de niveaux moyennes (voir planche), ainsi que des bouches d'égouts servant à l'introduction des eaux de pluies et de lavage des chaussées. Ces bouches d'égouts sont établis aux points bas correspondant à une jonction des rues.

« « Regard avec chute
.....

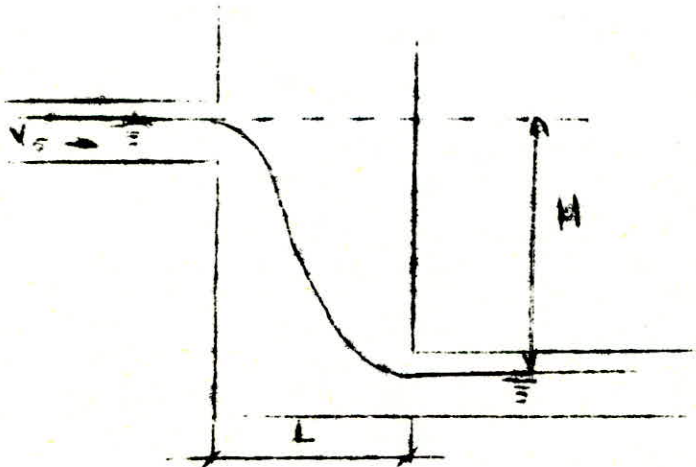
Notre choix a été fixé sur une chute de " tobogan" qui assure la continuité de l'écoulement et évite les remous. L'étude de dimensionnement a été faite sur la chute 4 du collecteur I. La longueur L de la chambre est déterminée de la façon suivante:

Le mouvement d'une particule est représenté par les équations: $X = V_5 \cdot t$ et $Y = \frac{1}{2} g \cdot t^2$

Pour $Y = H$, on obtient: $L = X = V_5 \cdot \sqrt{\frac{2H}{g}}$

avec V_5 : vitesse d'écoulement dans le tronçon N° 5

H : Différence de la cote piezométrique entre le tronçon N° 5 et N° 6 d'où $L = 2,10$ m (voir planche)



III) Pose des canalisations:

I: Emplacement:

Dans les rues de moins de 15 m de largeur, les égouts sont placés, en général dans l'axe de la chaussée; les branchements d'immeubles ont; de ce fait; la même longueur.

2: Execution de la tranchée:

-) La largeur de la tranchée doit être égale au minimum à 0,60 m ou au diamètre extérieur de la canalisation augmenté de 0,5 m.
-) Les profondeurs minimales sont disposées suffisamment bas pour franchir par en dessus sans difficultés les autres canalisations (A.E.P, gaz, électricité) et surtout pour éviter la pollution de l'eau potable par infiltration.
-) Le lit de pose:
 - * si le tronçon étudié présente un bon terrain, les canalisations seront posées sur un lit de sable.
 - * dans le cas contraire il faut disposer d'un grand lit de sable ou de confectionner une dalle en béton sur laquelle reposeront les canalisations.

3: Confection des joints:

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. Dans le cas de joint au mortier de ciment sur des canalisations dont le diamètre est supérieur ou égale à 0,600 m; le joint doit faire l'objet à l'intérieure de la canalisation d'un régréage au mortier de ciment.

4: Pose des canalisations en tranchée:

La pose des canalisations dans la tranchée est un travail qui exige de la précision (au niveau de l'alignement de l'axe de la conduite) ainsi que le respect du niveau du radier; comme le stipule les plans et profils pour chaque tronçon du réseau.

Remarque: Les profils ont été fait que pour les collecteurs I et IV mais par contre les calculs se trouvant dans les tableaux (I',2',3',4') sont respectivement pour les collecteurs I,II,III,IV.

Formule de calcul:
\$

* La côte du radier aval = côte du terrain - (profondeur du remblai + ϕ)

* La côte du radier amont = côte du radier aval + L.I
LI: perte de charge au niveau du tronçon considéré.

* La côte piezometrique = côte du radier + H_o.

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval; l'emboitement étant dirigé vers l'amont.

Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terres tassées ou de coins en bois; l'usage des pierres étant proscrit.

5: Epreuve des canalisations et essai du réseau:

Elle doit avoir lieu avant remblaiement sur les tronçons compris entre deux regards consécutifs. L'épreuve à l'eau est déconseillée dans le cas des joints en ciment. Les suggestions imposées pour le remblaiement exigent que les essais soient effectués avant la prise du ciment, les essais peuvent alors s'effectués à la fumée.

6: Remblaiement des tranchées:

Un premier remblai doit être effectuer à une hauteur de 0,15 m au dessus de la génératrice supérieure de la canalisation; il doit être réalisé à la main avec la terre des déblais séparée de tout élément susceptible d'endommager la conduite. Ce remblai doit être soigneusement damé à la main.

Tableau des valeurs qui nous permettent de tracer le profil du collecteur I

Grosion	H ₀ [m]	L [m]	I [m.p.m]	L.I [m]	Côtes			Profondeur du remblai δ [m]
					radier	piezometrique	terrain naturel	
2	1,064	155	0,0066	1,023	130,6	131,66	133	1
					131,6	132,66	134,5	1,5
3	1,05	270	0,0066	1,782	132,3	133,35	134,5	0,8
					134,1	135,15	136,8	1,3
4	0,994	300	0,0066	1,98	134,6	135,60	136,8	0,8
					136,6	137,60	140	2
5	0,936	300	0,0083	2,49	137,3	138,24	140	1,5
					139,8	140,74	144	3
6	0,792	250	0,01	2,50	141,5	142,30	144	1,4
					144	144,80	149	3,9
7	0,621	295	0,0084	2,478	145,8	146,40	149	2,3
					148,3	148,90	151,3	2,1
8	0,33	125	0,0084	1,05	148,6	148,90	151,3	2,1
					149,65	149,90	152,7	2,5
9	0,312	350	0,0084	2,94	149,65	149,75	152,7	2,5
					152,60	152,90	154,4	1,2

Tableau des valeurs qui nous permettent de tracer le profil du collecteur II

Erosion	Ho [m]	L [m]	I [m.p.m]	L.I [m]	Cotes			profondeur du remblai δ [m]
					radier	Piezometrique	terrain naturel	
2'	1,17	180	0,0072	1,296	130	131,17	133	1,5
					131,3	132,47	134	1,2
3'	1,16	375	0,0072	2,7	131,7	132,86	134	0,8
					134,4	135,56	138,7	2,8
4'	1,06	470	0,008	3,76	136,4	137,46	138,7	0,9
					140,1	141,22	145	3,5
5'	0,81	250	0,01	2,5	142,1	142,31	145	1,7
					144,6	145,41	147	1,14
6'	0,78	380	0,0063	2,39	144,8	145,60	147	1,2
					147,2	148,0	150	1,8
7'	0,44	375	0,00213	0,80	148,05	148,5	150	0,95
					148,85	149,3	152	2,15

-72-

Tableau des valeurs qui nous permettent de tracer le profil du collecteur III

Ergonson	Ho [m]	L [m]	I [m.p.m]	L.I [m]	Côtes			Profondeur du remblais [m]
					radier	piezometrique	terrain naturel	
2	0,793	105	0,0076	0,8	132,7	133,5	136,2	2,2
					133,5	134,3	136,8	2,0
3	0,923	265	0,0045	1,2	134,5	135,42	136,8	1,0
					135,7	136,62	140	3,0
4	0,715	340	0,01	3,4	137,7	138,41	140	1,2
					141,1	141,81	145,2	3,0
5	0,680	390	0,0079	3,1	142,6	142,68	145,2	1,6
					145,7	146,36	150,1	3,4
6	0,528	275	0,01	2,75	146,7	147,30	150,1	2,6
					149,45	150,0	152	1,75
7	0,450	225	0,0088	2,0	149,45	149,9	152	1,95
					151,45	151,45	155	2,95

Tableau des valeurs qui nous permettent de tracer le profil du collecteur IV

Erosion	H ₀ [m]	L [m]	I [m.p.m]	L.I [m]	Côtes			Profondeur du remblais [m]
					radier	piezometrique	terrain naturel	
2'	1,064	110	0,0081	0,891	132,6	133,7	135,0	1,0
					133,5	134,6	136,8	1,9
3'	1,092	265	0,0075	1,98	134,5	135,6	136,8	0,9
					136,5	137,6	139,2	1,3
4'	0,994	255	0,0082	2,09	137,0	138,0	139,2	0,8
					139,1	140,1	143,8	3,3
5'	0,966	275	0,008	2,2	141,1	142,1	143,8	1,3
					143,3	144,3	148,0	3,3
6'	0,975	30	0,0066	0,198	144,3	145,3	148,0	2,4
					144,5	145,5	149,0	3,2
7'	0,897	180	0,0083	1,50	145,5	146,4	149,0	2,2
					147,0	147,9	151,5	3,2
8'	0,792	230	0,0087	2,0	148,0	148,8	151,5	2,3
					150,0	150,8	154,0	2,8
9'	0,66	65	0,0076	0,5	151,0	151,6	154,0	2,0
					151,5	152,1	155,7	3,2
10'	0,702	225	0,0088	1,98	152,0	152,7	155,7	3,0
					154,0	154,7	158,0	3,1
11'	0,511	225	0,01	2,25	154,5	155	158,0	2,8
					156,75	157,3	160,0	2,55

La seconde partie du remblai peut-être réalisé à l'aide d'engin mécanique; étant précisé que la terre utilisée ne doit contenir ni blocs de roche ni débris végétaux ou animaux.

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0,30 m .

IV) Entretien des réseaux d'égouts:

L'exploitation des réseaux d'égout comprend des opérations d'entretien courant telle que:

-) Débouchages accidentels.
-) Curages journaliers.
-) Nettoyages périodiques.
-) Réparation des fuites.

I: Débouchages accidentels:

Ce sont les opérations ponctuelles qui n'ont lieu qu'en cas d'obstructions causées par des dépôts importants ou par des racines. Elles se font à l'aide des jongs manoeuvrés à la main.

2: Curages journaliers:

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égouts, afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations consisté à l'auto-curage de celles-ci.

3: Nettoyages périodiques:

On fait appel au nettoyage sous forte pression d'eau de 40 à 100 bars à l'aide d'engins comportant une pompe entraînée par un moteur électrique ou thermique.

4: Réparation des fuites:

Les tuyaux peuvent sous l'effet d'un tassement différentiel du sol, se fissurer ou se rompre. Il est actuellement possible de procéder à un examen intérieur par une caméra de télévision qui permet de localiser avec précision la nature des dommages.

V) Protection des canalisations :

Les tuyaux en béton armé; en raison des charges externes importantes qui s'exercent sur eux, sont renforcés d'une armature en forme de cage; construite avec des tiges d'acier. Cette cage peut être simple ou double, circulaire ou elliptique. On doit parfois recouvrir la parois interne de plastique ou de peinture à base de goudron afin de la protéger contre les acides, les produits chimiques, les particules abrasives et certaines organismes biologiques. Divers autres moyens de protection ont été utilisés parmi lesquels peuvent être cités:

-) La mise en place de mortier de ciment allumineux.
-) L'utilisation de fluosilicates de Zinc ou de magnésium
-) La mise en oeuvre d'une solution chaude de silicate de sodium.
-) L'emploi de fluorure de silicium.
-) La fixation de plaques préfabriquées en matières plastique.
-) Le revêtement en caoutchouc chlore.

VI) Dimensionnement du canal évacuant le débit usée total de la ville de GDYEL.

a) Le débit total évacué sera de :

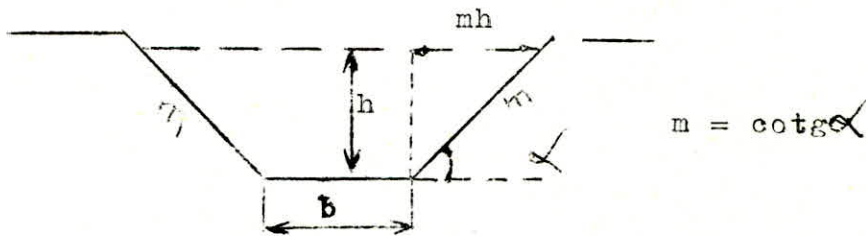
$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{conduite reservoir}} + Q_{(I,II)}$$

$$Q_{\text{total}} = 1,272 + 14,63 \cong 16 \text{ m}^3/\text{s}$$

On a choisit un canal trapézoïdal en mortier de ciment (le plus utilisés) et d'après le tableau de R.E.HORTON on tire la rugosité $n = 0,012$.

b) Recherche de la pente du talus:

Pour avoir une section de meilleure conductivité (section avantageuse)



$$S = (b + mh) h$$

$$P_m = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$$

Pour avoir une section minimale il faut avoir un périmètre mouillé minimal $\frac{dP_m}{dh} = 0$; $\min P_m \rightarrow \min A$

Suite à des transformations on a aboutit à:

$$\frac{dA}{dm} = 0 ; \quad m = 1/\sqrt{3} \quad \text{et} \quad \alpha = 60^\circ$$

Pour la meilleure conductivité $\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m)$

donc $\frac{b}{h} = 1,51 \Rightarrow b = 1,51 h$

Le débit $Q = v \cdot S = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S \cdot J^{1/2} = \frac{1}{n} \frac{S^{5/2}}{P_m} \cdot J^{1/2}$

$J = i$ (écoulement uniforme)

$n = 0,012$ (rugosité)

$$\left\{ \frac{S^{5/3}}{P_m^{2/3}} \right\} = \frac{nQ}{\sqrt{J}}$$

Le débit total à évacuer est de $Q = 16 \text{ m}^3/\text{s}$

$$J = i = \frac{128 - 127}{800} = 1,25 \cdot 10^{-3} = 0,125 \%$$

$$\frac{nQ}{J} = \frac{0,012 \cdot 16}{1,25 \cdot 10^{-3}} = 5,43$$

$$S = (b + mh) h = (1,51 h + mh) h = h^2 (1,51 + m)$$

$$P_m = b + 2h \sqrt{1 + m^2} = (1,51 h + 2h \sqrt{1 + m^2}) = h(1,51 + 2\sqrt{1 + m^2})$$

$$\left\{ \frac{S^{5/3}}{P_m^{2/3}} \right\} = \frac{nQ}{J} = 5,43 \quad (\text{constante})$$

c) Par la méthode d'approximation, on donne les valeurs à h et on cherche le rapport $\frac{S^{5/3}}{P_n^{2/3}}$ jusqu'à ce que ce rapport soit égal à $\frac{n Q}{\sqrt{J}} = 5,43$.

Le calcul est au tableau suivant:

h (m)	S (m ²)	$S^{5/3}$	P_n (m)	$P_n^{2/3}$	$S^{5/3} / P_n^{2/3}$
1	2,0873	3,4075	3,8194	2,4412	1,3958
1,3	3,5275	8,1674	4,9652	2,9273	2,8092
1,5	4,6964	13,1572	5,7291	3,1980	4,11413
1,6	5,3434	16,313	6,111	3,3385	4,88
1,65	5,6826	18,0752	6,302	3,4076	5,30
1,70	6,0323	19,965	6,493	3,4760	5,743

On prend $h = 1,7$ m car le rapport $\frac{S^{5/3}}{P_n^{2/3}}$ correspondant est le même que celui trouvé auparavant $\frac{n Q}{\sqrt{J}} = 5,43058$

Calcul de b:

$$\frac{b}{h} = 1,51 \Rightarrow b = 1,5 h = 2,55 \text{ m}$$

d) Vérification du régime:

$$B = b + 2(0,57 \cdot 1,7) = 4,4 \text{ m}$$

$$\frac{S^3}{B} = \frac{(6,032)^3}{4,4} = 49,88$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1,1 \cdot (16)^2}{9,81} = 28,70$$

$$\frac{S^3}{B} > \frac{\alpha Q^2}{g}$$

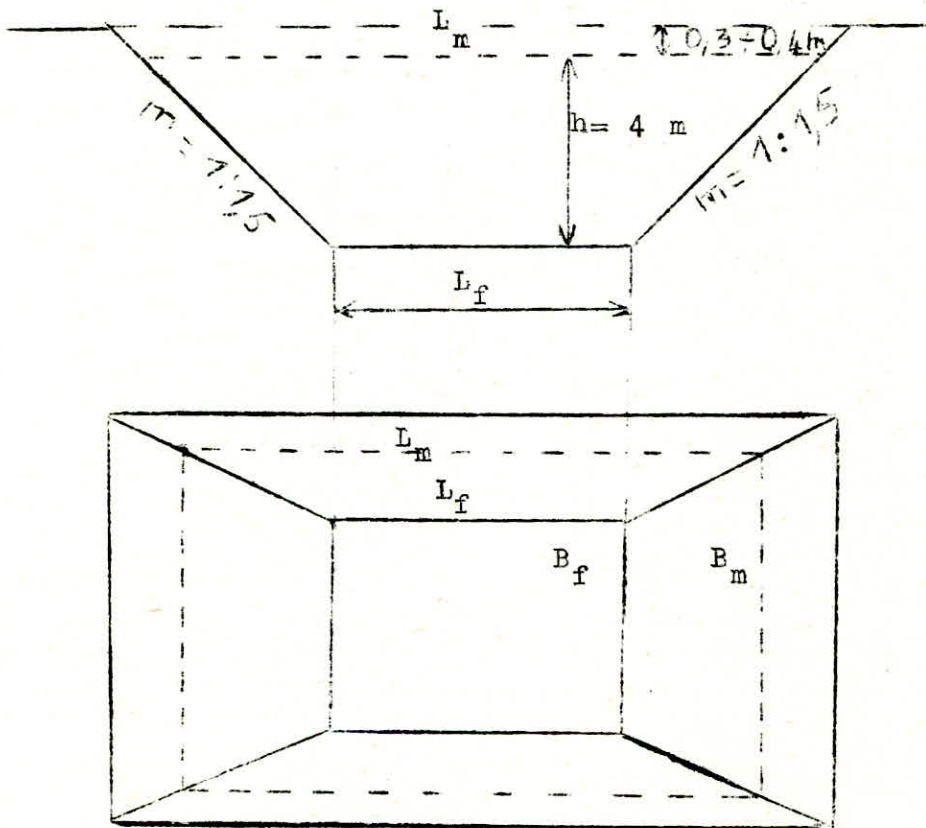
le régime est fluvial.

=====

CHAPITRE VII : PROJET DU BASSIN

I) DIMENSIONS DU BASSIN:

Le bassin choisit sera de forme trapézoïdale avec un volume $V = 13300 \text{ m}^3$ (Déjà calculé)



$$V = L_m \cdot B_m \cdot h$$

h : hauteur du plan d'eau = 4 m

$$L_m = L_f + m \cdot h$$

L_m : Longueur moyenne du bassin

L_f : Longueur du fond du bassin

On fixe $L_f = 54 \text{ m} \rightarrow L_m = 60 \text{ m}$

$$B_m = \frac{V}{L_m \cdot h} = \frac{13300}{60 \cdot 4} = 55,4 \text{ m}$$

B_m : Base moyenne du bassin.

B_f : Base du fond du bassin.

$$B_f = B_m - mh = 49,40 \text{ m}$$

2) CALCUL DU DEBIT RENTRANT AU BASSIN PAR LES ORIFICES:

On propose quatres orifices circulaires de diamètre $\phi = 1,2\text{m}$ et le débit max rentrant au bassin par ces orifices s'exprime par la relation suivante:

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 g H}$$

$\mu = 0,59 - 0,63$: coefficient de débit pris égale à $0,60$

S: section totale des 4 orifices.

$$S = 4 \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 4,52 \text{ m}^2$$

H : la charge (la différence de niveau entre la ligne piézométrique dans la conduite d'amenée et le niveau max dans le bassin.)

$$H = 0,8 \text{ m}$$

donc $Q_{\max} = 0,6 \cdot 4,52 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,8} = 10,74 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{\max} = 10,74 \text{ m}^3/\text{s}$

3) AMMENAGEMENT DU BASSIN :

La construction du bassin sera en dalles préfabriquées en béton armé (lisse de préférence) et avec des joints de dilatation. Il y'aura des pentes au fond du bassin vers les orifices pour permettre l'évacuation rapide et sans stagnation. Dèsque le niveau d'eau usée dans le bassin sera minimale, ce dernier se videra.

-) En temps sec: Les eaux usées de la ville passe directement dans la conduite réceptrice à l'aide de la conduite reliant le point d'entrée du bassin et la conduite réceptrice, et cela afin d'éviter les odeurs désagréable dans la ville.
-) En cas d'une crue exceptionnelle (centennale) le bassin a tendance à déborder, alors les eaux déversées du bassin vont immergées les terrains agricoles sur une distance de 900m, pour rejoindre le lac.

4) Accessoires du bassin:

- * Une chambre de matériel est nécessaire à proximité du bassin.
- * Par mesure de sécurité contre les éventuels accidents, vu la profondeur du bassin et ses dimensions, il est préférable de mettre une cloture autour du bassin.
- * Le nettoyage du bassin est assuré par l' A.P.C de la ville.

5) Examen du bassin de retenue sur le plan de la pollution:

Les modifications que la stagnation de l'eau peut entraîner sont de trois ordres:

- physique .
- chimique .
- bactériologique .

- a) Les modifications d'ordre physique ont trait:
 - à la diminution de la turbidité de l'eau par suite de la décantation des matières en suspension.
 - à la diminution de la coloration de l'eau.
- b) Les modifications d'ordre chimique ont trait:
 - à l'augmentation de la teneur en oxygène dissous dans l'eau en raison de l'activité photosynthétique.
 - à la diminution de la D.B.O₅.
 - à la diminution des teneurs en sels nutritifs.
- c) Les modifications d'ordre bactériologique concernent une diminution du nombre des coliformes et des bactéries pathogènes, l'inactivation des virus paraissant plus lente que celle des bactéries.

Remarque:

Les modifications chimiques et d'ordre bactériologique n'aurent pas lieu dans notre cas vu que le temps de vidange du bassin est de 4 heures environ.

6 -) MOYENS DE LUTTE CONTRE LA POLLUTION:

Les principaux moyens de lutte contre la pollution pouvant résultant de la création de bassin de retenue se rattachent:

-)aux corps flottants.
-)aux matières rapidement décantables.
-)aux huiles et hydrocarbures.
-)aux pollutions et nuisances diverses.

* En ce qui concerne les corps flottants il faut les piéger par dégrillage des eaux, on peut aussi avoir recours à la mise en place d'une cloison siphonée.

* L'introduction des huiles et les hydrocarbures dans le bassin est à éviter, car la couche formée gêne la reoxygénation; pour éviter ces huiles il faut faire un deshuileur au niveau des garages etc.....

=====

-oo0oo- C O N C L U S I O N -oo0oo-

Notre modeste travail se termine par une simple conclusion qui est la suivante:

- Nous recommandons une surveillance et un entretien rigoureux des différents ouvrages d'assainissement et en particulier le réservoir intermédiaire qui n'est pas une construction assez fréquente dans notre pays.
- Enfin nous souhaitons que cette modeste étude puisse servir de référence pour le projet d'assainissement de la ville de "GDYEL".

=====

=====

=====

=====

-

-oo0oo- P L A N C H E S -oo0oo-

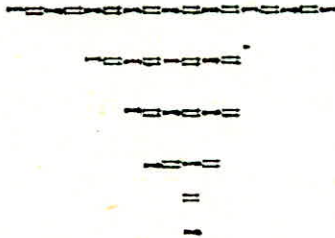
- Planche N° 1 : Courbe enveloppe des pluies pour une période de retour T .

- Planche N° 2 : Profil du collecteur I .

- Planche N° 3 : Profil du collecteur IV.

- Planche N° 4 : Vues en coupe du regard avec chute.

- Planche N° 5 : Vues en coupe du réservoir intermédiaire.



-oo0oo- (B I B L I O G R A P H I E)-oo0oo-

=====

- * H.GUERREE et G.GOMELLA: Editions Eyrolles - 1982 -
"Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales"
(250 pages)
- * J.BONNIN : Editions Eyrolles - 1982 -
"Aide Memoire de l'hydraulique urbaine"
(126 pages)
- * STUTTGART : -1974-
"Cours d'assainissement urbain"
(287 pages)
- * R.BOURRIER : technique & documentation -1981-
"Les réseaux d'assainissement"
(329 pages)
- * G.REMENIERAS : Editions Eyrolles -1976-
"L'hydrologie de l'ingenieur"
(456 pages)
- * A.MEBARKI : O.P.U -1984-
"Ressources en eau et aménagement en ALGERIE"
(302 pages)
- * K.IMHOFF : Editions DUNOD -1964-
"Manuel de l'assainissement urbain "
(405 pages)
- * P.KOCH : Editions DUNOD -1962-
"Les réseaux d'égouts" (332 pages)

-(P O L Y C O P I E)

* THESE (Janvier 1986):

"Réseau d'assainissement et station d'épuration
de la ville de BISKRA"

=====



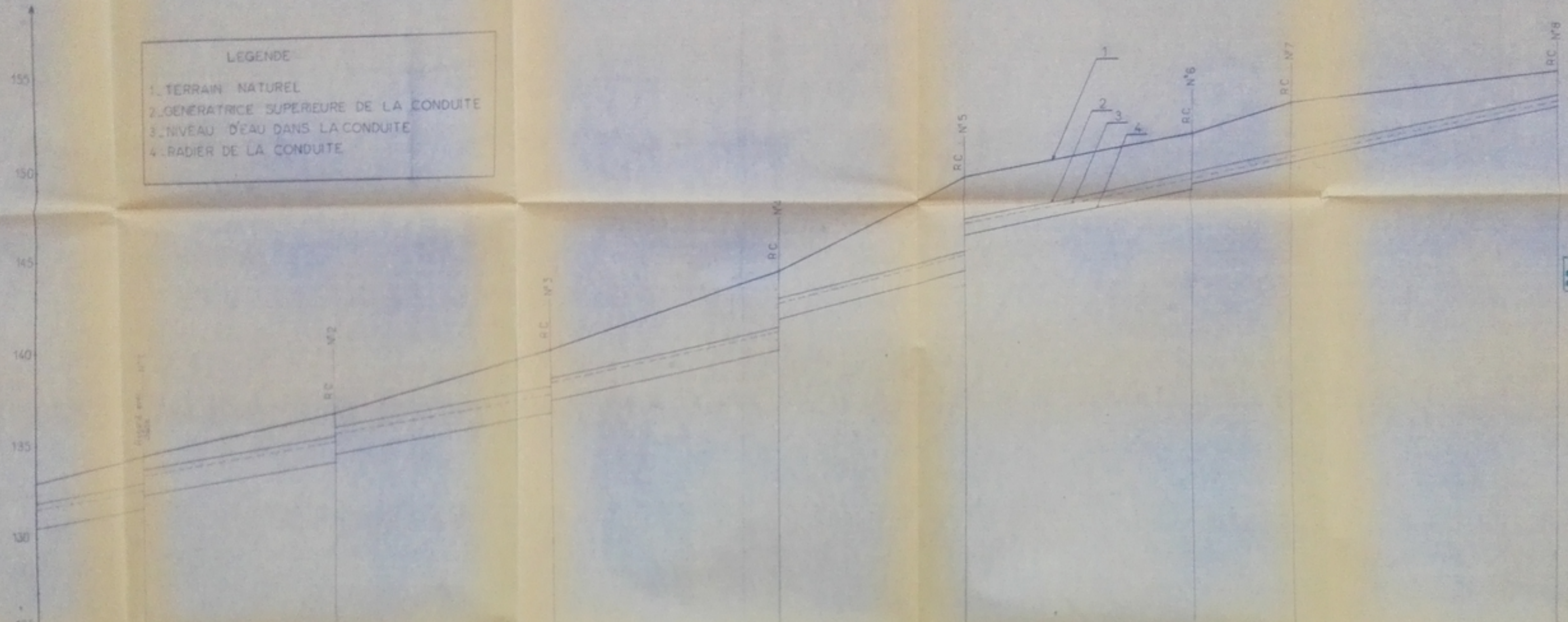
الجمهورية التونسية
 المعهد الوطني
 للتكنولوجيا
 Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية التونسية
 المعهد الوطني
 للتكنولوجيا
 Ecole Nationale Polytechnique

PH 2780
 1

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE PROJET DE FIN D'ETUDES THEME "ETUDE D'UN RESERVOIR INTERMEDIAIRE DANS UN RESEAU D'EGOUT UNITAIRE"	
Titre du dessin: Courbe enveloppe des pluies pour une période de retour T	Echelles: H. 1/1000 V. 1/1000
Dessiné par: B. BENAMEUR A. BOUZZA ABID	Date: 06/90
Promoteur: Dr. UTRYSKO B	Planche: N° 1

LEGENDE
 1. TERRAIN NATUREL
 2. GENERATRICE SUPERIEURE DE LA CONDUITE
 3. NIVEAU D'EAU DANS LA CONDUITE
 4. RADIER DE LA CONDUITE



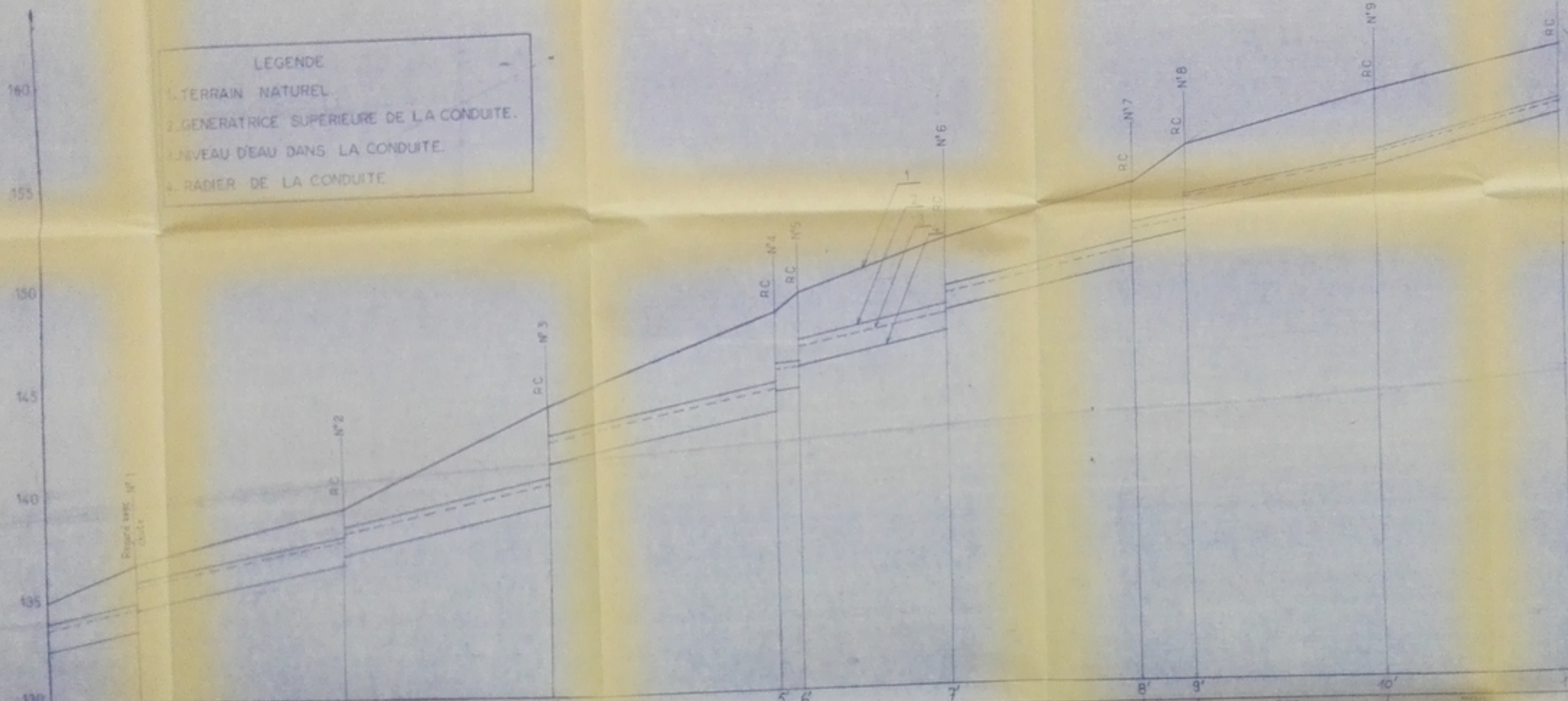
TRONÇONS	1	2	3	4	5	6	7	8
DIAMETRES (mm)	1000	1400	1400	1500	1600	300	600	600
DISTANCES PARTIELLES (m)	150	270	300	300	250	285	125	350
DISTANCES CUMULEES (m)								
COTES DU TERRAIN NATUREL (m)								
COTES DU RADIER (m)								
COTES PIEZOMETRIQUES (m)								
PENTES DU RADIER (prom)	0,004	0,0044	0,0044	0,0075	0,010	0,0024	0,0040	0,0027

المعهد الوطني للتكنولوجيا
 HIGHER NATIONAL POLYTECHNIC
 Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
 HIGHER NATIONAL POLYTECHNIC
 Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 THEME: ETUDE D'UN RESERVOIR INTERMEDIAIRE
 DANS UN RESEAU D'EGOUT UNITAIRE.
 Titre du dessin: Profil en long
 du collecteur I - Echelles: -Hor 1:2500
 -Ver 1:100
 Dessiné par: B. BENAMEUR - Département Hydraulique
 A. BOUAZZA ABID. DATE 06/86
 Promoteur: Dr. UTRYSKO B. PLANCHE N° 2

PH 02736



LEGENDE
 1. TERRAIN NATUREL
 2. GENERATRICE SUPERIEURE DE LA CONDUITE
 3. NIVEAU D'EAU DANS LA CONDUITE
 4. RADIER DE LA CONDUITE

TRONÇONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
DIAMETRES (mm)	1400	1400	1400	1400	1400	1300	1300	1000	900	700	700
DISTANCES PARTIELLES (m)	110	265	255	275	30	180	230	65	225	225	225
DISTANCES CUMULEES (m)											
COTES DU TERRAIN NATUREL											
COTES DU RADIER (m)											
COTES PIEZOMETRIQUES											
PENTES DU RADIER (perm)	0.0081	0.0078	0.0082	0.008	0.0083	0.0087	0.0096	0.0088	0.01		

المعهد الوطني للهندسة المعمارية
 المكتبة
 Ecole Nationale Polytechnique - Alger

المعهد الوطني للهندسة المعمارية
 المكتبة
 Ecole Nationale Polytechnique - Alger

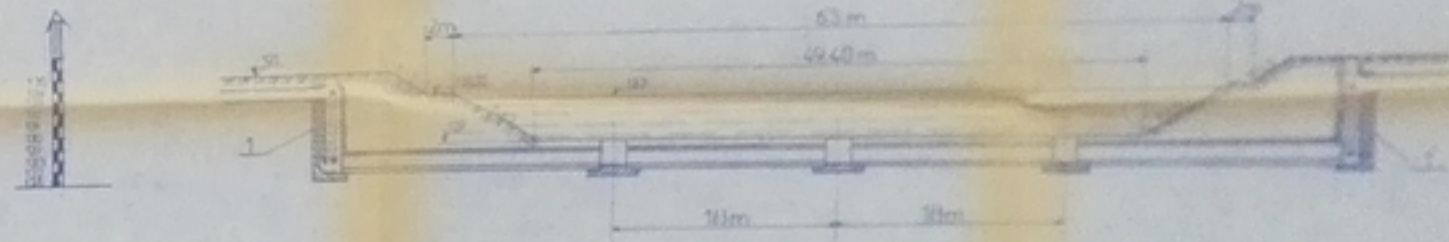
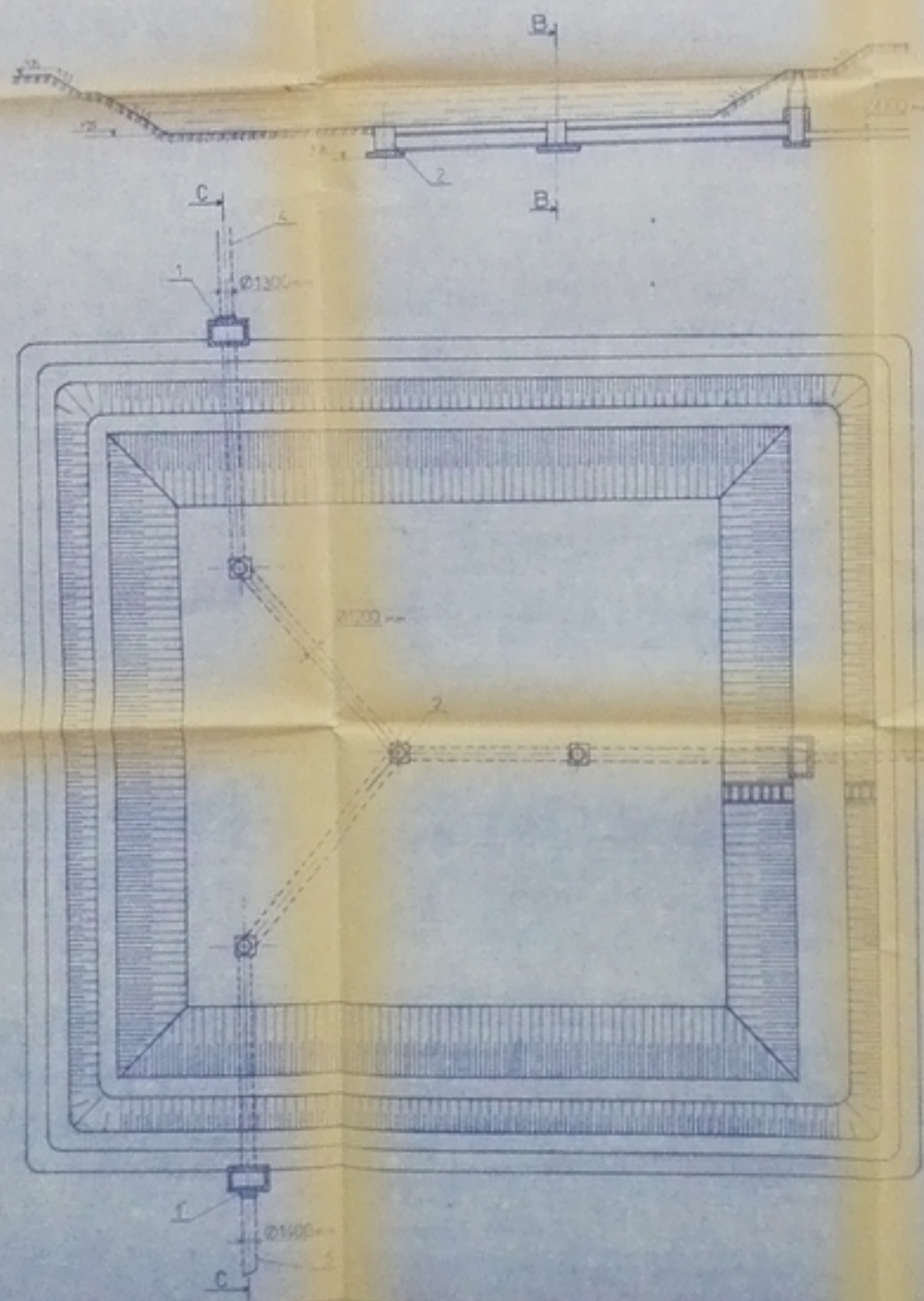
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 -PROJET DE FIN D'ETUDES-
 THEME: ETUDE D'UN RESERVOIR INTERMEDIAIRE
 DANS UN RESEAU D'EGOUT UNITAIRE.
 Titre du dessin: profil en long
 du collecteur IV Echelles: -Hor 1:2500
 -Ver 1:100
 Dessiné par: B. BENAMEUR
 A. BOUAZZA ABID Département Hydraulique
 DATE 05/84
 Promoteur: Dr. UTRYSKO B PLANCHE N° 3

COUPE B_B

COUPE A-A

COUPE C_C

- LEGENDE**
- 1 Regard d'aérié pour le collecteur III.
 - 2 IV
 - 3 Orifice circulaire de $\varnothing 1200$ mm.
 - 4 Regard de sortie.
 - 5 Collecteur III de $\varnothing 1300$ mm.
 - 6 Collecteur IV de $\varnothing 1400$ mm.
 - 7 Collecteur sortant de $\varnothing 1100$ mm.



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
- PROJET DE FIN D'ETUDES -	
RENDU ETUDE D'UN RESERVOIR INTERMEDIAIRE DANS UN RESEAU D'EGOUT UNIDIRE	
Travaux de : Vuarambo du reservoir intermediaire.	Echelle 1:250
Realise par : ISPENJAEUR & ENZAZZA ABO	Approuve par : M. M. M. M.
Presente par : UTIYIRO B.	PLANCHE N°5

