

15/88

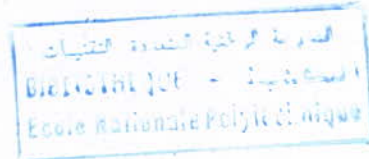
وزارة التعليم و البحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

1ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1ex

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE



## PROJET DE FIN D'ETUDES

### S U J E T

A S S A I N I S S E M E N T

D E

C H E R A G A E T S E S C E N T R E S

10 PLANCHES

Proposé Par :

SETHAL

Etudié par :

BAITICHE L.

Dirigé par :

M. NAKIB

PROMOTION : JUIN 1988

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث 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

S U J E T

A S S A I N I S S E M E N T  
D E  
C H E R A G A E T S E S C E N T R E S

Proposé Par :

SETHYAL

Etudié par :

BAITICHE L.

Dirigé par :

M. NAKIB

PROMOTION : JUIN 1988

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

- Ma famille
- M<sup>r</sup> et M<sup>me</sup> Songourou Mohamed.



---

## Remerciements

Je remercie M<sup>r</sup> NAKIB, promoteur de cette thèse.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à tous mes professeurs qui ont été à l'origine de ma formation.

Aussi, je remercie tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce mémoire.

L.S. BAITICHE

# Sommaire



- I.1 Introduction
- I.2 Présentation générale
  - I.2.1 Analyse des données pluviométriques
- II. Habitat et population
  - II.1 Population actuelle
  - II.2 Population future
  - II.3 Alimentation en eau potable
  - II.4 Assainissement
- III. Type d'eau à évacuer
  - III.1 Caractères physiques, chimiques et bactériologiques des eaux à évacuer
  - III.2 Débits à prévoir
  - III.3 Calcul de l'intensité maximale de pluie
  - III.4 Calcul du débit d'eaux pluviales
  - III.5 Calcul du débit d'eaux usées
- IV. Construction du réseau de canalisation
  - IV.1 Matériaux (Attaques statiques, mécaniques, chimiques)
  - IV.2 Choix du système
  - V. Eléments constitutifs du réseau d'égout
    - V.1 Matériels et pose
      - V.1.1 Installation des conduits
        - V.1.1.1 Tracé en plan
      - V.2 Pose des conduits

## VI Ouvrages annexes

VI.1 Ses dispositifs installés chez les particuliers

VI.2 Ses ouvrages normaux

VI.21 Branchements

VI.211 Regards de façade.

VI.212 Canalisation de branchement

VI.213 Dispositifs de raccordement

VI.22 Ouvrages de surface et de recueillie

VI.221 Fossés, gargouilles, caniveaux

VI.222 Bonches d'égout

VI.23 Ouvrages d'accès au réseau : regards de visite

VI.3 Ouvrages spéciaux

VII Résistance mécanique des tuyaux

VIII Diamètre des canalisations d'évacuation

VIII.1 Eaux usées

VIII.2 Eaux pluviales

IX. Caractéristiques des ouvrages à écoulement libre

IX.1 Définitions

IX.2 Pertes de charge et coefficient de Chezy.

- Calculs des densités, pentes équivalentes, temps de concentration

X. Deversoirs d'orage

X.1 Généralités

X.2 Dimensionnements

XI. Etude de la résistance mécanique aux charges extérieures



Introduction

d'élaboration du périmètre urbanisable de Cheraga à la demande de l'A.P.C a été une tâche de longue haleine à cause de divergence entre l'A.P.C d'une part et la D.U.C.H et le C.N.E.R.U d'autre part. Sa première étude avait été faite sur la base de l'étude du site qui avait montré la possibilité de répondre aux besoins de la population de Cheraga; pour les cinq ans à venir, à l'intérieur du périmètre urbain existant. Les disponibilités foncières enclavées sont importantes et la densité brute de la zone n'atteint pas six logements à l'hectare. L'ensemble de la zone est caractérisé par une urbanisation anarchique qui a produit des quartiers mal équipés et mal desservis par les réseaux d'infrastructures. L'objectif de l'étude était donc de doter ces quartiers de tous les équipements et infrastructures nécessaires au confort des habitants parallèlement à l'urbanisation des îlots enclavés. Du même coup il était possible de préserver les terrains agricoles riches dans la périphérie à condition d'appliquer la législation sur les réserves foncières communales de façon à pouvoir récupérer certains terrains privés. Le périmètre a été élargi jusqu'à Yidi Hadef pour pouvoir créer un nouveau quartier à l'ouest du chef lieu sur une partie des terres du domaine Flouma Fodil. Une nouvelle solution qui a été approuvée par l'A.P.C. élargie le 28 Mars 1983 a ainsi une capacité

d'accueil supérieure aux besoins de l'agglomération pour les cinq ans à venir.

## I.2. Présentation générale.

La commune de Cheraga, située dans la périphérie ouest de l'agglomération algérienne constitue la limite entre le tissu urbain de la capitale et les terrains agricoles du plateau Cheraga-Bonchaoui.

Les domaines agricoles, qui occupent 80% de la superficie de la commune, présentent dans leur ensemble d'excellentes potentialités, notamment pour les grandes cultures, et l'élevage.

Ce projet a pour but d'améliorer les conditions de vie des travailleurs agricoles qui pourraient ainsi récupérer environ 900 logements décentés actuellement occupés par des vivants. Le chef-lieu de Cheraga restera cependant le lieu principal de desserte en équipements pour la population de toute la commune.

Le chef-lieu s'étend actuellement sur une superficie de 300 ha.

### I.2.1 Analyse des données pluviométriques:

La D.H.E.F de Gipaza et l'I.N.R.H à Clairfont, Birman dros nous ont informés que pour une durée d'observation de 50 ans on a :

- La moyenne des pluies maximales annuelles de 24 heures

$$\bar{P}_{24} = 53,1 \text{ mm} / 24 \text{ h.}$$

- Le coefficient de variation des pluies maximales annuelles de 24 heures

$$C_v = 0,47.$$

- L'exposant climatique

$$b = 0,37$$

## I. Habitat et population

La population du chef-lieu de Cheraga s'est accrue de 66% durant la période 1966-1977 pour atteindre 14000 habitants, soit un taux d'accroissement annuel de

$$\log P = \log P_0 + n \log (1 + p)$$

$$\log (1 + p) = \frac{1}{n} \log \left( \frac{P}{P_0} \right)$$

$$\log (1 + p) = \frac{1}{11} \log \left( \frac{14000}{8434} \right)$$

$$\begin{aligned} n &= 11 \\ P &= 14000 \\ P_0 &= 8434 \\ p &= ? \end{aligned}$$

$$p = 0,047.$$

De cet effet la population en 1983 était de

$$P = P_0 (1 + p)^n$$

$$P = 14000 (1 + 0,047)^6$$

$$P \approx 18500 \text{ habitants}$$

$$\begin{aligned} n &= 6 \\ n &= 1983 - 1977 \end{aligned}$$

### II.1 Population actuelle

La commune est considérée zone industrielle, à proximité d'Alger, qui va certainement se maintenir dans les années à venir et il faut tenir compte dans la projection démographique concernant l'horizon 2005. Ainsi nous avons pris comme hypothèse un taux d'accroissement global de 4,4% par an qui correspond à un taux d'accroissement naturel légèrement plus bas. Selon cette hypothèse la population du chef-lieu est de  $P = P_0 (1 + p)^n$ .

$$P = 18500 (1 + 0,044)^4$$

$$P = 22000 \text{ habitants.}$$

$$n = 1987 - 1983 = 4$$



## I.2 Population future

La population en l'an 2005 sera donc :

$$P = P_0 (1 + p)^n$$

$$n = 2005 - 1987 = 18$$

$$P = 22000 (1 + 0,044)^{18}$$

$$P = 47800 \text{ habitants}$$

A l'intérieur du bassin versant la superficie disponible est suffisante pour 37800 habitants. Le nombre d'habitants prévu en l'an 2005 sera 47800 habitants; donc d'une différence de 10000 habitants. Pour assurer le terrain à l'abri de ces habitants en surnombre, nous avons cherché la superficie pour l'extension de la ville. Les terrains d'extension possibles que nous avons trouvés se situent à l'est du bassin versant. Le réseau d'égout du terrain d'extension peut se raccorder au collecteur Delly-Grachim déjà projeté.

## I.3 Alimentation en eau potable.

Cheraga est alimentée par le réservoir d'eau de Bois des Cars (5000 m<sup>3</sup>) par l'intermédiaire d'un réservoir de 1000 m<sup>3</sup> à Kameli et d'un réservoir de 100 m<sup>3</sup> à Zouana. Deux réservoirs supplémentaires de 1000 m<sup>3</sup> chacun sont projetés à proximité du réservoir de Kaou-eh.

## II.4 Assainissement

Le réseau d'assainissement actuel est très insuffisant. En effet seul le centre et ses environs immédiats ainsi qu'une partie de Zouana sont desservis. L'écoulement des eaux usées à ciel ou

- vert - commence à devenir un véritable problème d'environnement.

Les eaux usées et eaux pluviales de la zone de Cheraga sont rejetés dans l'oued Beni Messous.

### III. Type d'eaux à évacuer

#### III.1 Caractères physiques, chimiques et bactériologiques des eaux à évacuer

Mises à part les eaux de pluie et les eaux de lavage du sol, les eaux à évacuer par les égouts sont les eaux usées qui comprennent les eaux ménagères (cuisine, toilette, lessive) et les eaux de vannes (w.c); les eaux de provenance industrielle posent chaque fois un problème particulier.

Leur teneurs approximatives en différents matières sont résumées dans le tableau ci-après.

Composition moyenne des eaux usées.

	Matières minérales (mg/l)	Matières organiques (mg/l)	Total (mg/l)
Matières en suspension			
- decantables en 2 h	130	270	400
- non decantables en 2 h	70	130	200
Total	200	400	600
Matières dissoutes	330	330	660
Total	530	730	1260

## II.2 Debits à prévoir

Ses eaux usées sont les eaux distribuées, après usage; leur débit est le même (à l'abstraction faite des fuites du réseau de distribution).

Pour les eaux de pluie, on peut estimer leur débit par la formule

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad (1)$$

où  $A$  est la surface à drainer (en hectares).

$C$  est le coefficient de ruissellement

(Rapport entre le débit d'eau qui ruisselle et celui apporté par la pluie). On peut l'évaluer au moyen du tableau ci-après.

Valeurs du coefficient de ruissellement  $C$

Surfaces totalement imperméabilisées	
Zones d'habitations très denses	0,9
Pavages à large joints	
Zones d'habitations moins denses	0,4 ÷ 0,7
Macadam non goudronné, allées en gravier	
Quartier résidentiel	0,2 ÷ 0,35
Bris, jardins	0,05 ÷ 0,2

$i$  est l'intensité maximale de pluie (en l/s/hect).

Elle dépend beaucoup du type de climat, et donc de la région considérée; il faut l'évaluer pour une durée de pluie  $T$  correspondante au temps que met l'eau à se propager sur l'aire

drainée (on peut compter que cette propagation s'effectue à une vitesse de l'ordre de 1 m/s; et ajouter forfaitairement 5 minutes pour le temps d'accès de la pluie à l'égout).

### III.3 Calcul de l'intensité maximale de pluie

En appliquant la formule de Gumbel, et en se basant des données in situ et en prenant  $t = 15$  minutes soit 0,25 heures.

$$i_{24}(P) = i_{24} \cdot C_v \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} [-\ln(-\ln P) - 0,5772] + i_{24}$$

$$i_{24} = \frac{P_j}{24} = \frac{53,1}{24} = 2,2125 \text{ mm/h.}$$

$C_v$ : coef de variation de la série pluviométrique  $P = ?$

Pour une période de retour  $T = 5$  ans  $\Rightarrow P = 1 - \frac{1}{T} = 0,8$

$$i_{24}(0,8) = 2,2125 \cdot 0,147 \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} [-\ln(-\ln 0,8) - 0,5772] + 2,2125$$

$$i_{24}(0,8) = 2,9606 \text{ mm/h.}$$

$$i_T(P) = i_{24}(P) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$b = 0,37$  : exposant climatique.

$$i_T(P) = 2,9606 \left(\frac{0,25}{24}\right)^{-0,63} = 52,506 \text{ mm/h.}$$

mm/h =

l/s

soit 146 l/s/hec.

Cependant, conformément au calcul précis à partir du graphe de la station pluviométrique d'El Barrach; pour une période de retour de 5 ans et une durée de précipitation de 15 minutes, soit 0,25 heures; on trouve que

$$[P(0,25)]\% = 11,2 \text{ mm d'où } P_j = \frac{11,2}{0,19} = 58,94 \text{ mm/h.}$$

$$i_T = 58,94 \cdot \frac{10^4}{3600} = 163,7 \text{ l/s/hec.}$$

arrondi à 164 l/s/hec, pour une période de retour de 5 ans, d'une durée de précipitation de 15 min.

### III.4 Calcul du débit d'eaux pluviales

$$Q = C i A$$

### III.5 Calcul du débit d'eaux usées

Débit d'eau potable spécifique 225 l/j/hab

Coefficient saisonnier 1,3

Coefficient de réduction  $k$  0,8

$$Q = 225 \cdot 1,3 \cdot 0,8$$

$$Q = \underline{234 \text{ l/j/hab}}$$

### IV. Construction du réseau de canalisation

#### IV.1 Matériaux Quel le matériau choisi

Les matériaux de construction des installations d'eaux usées doivent être de telle manière qu'ils peuvent résister aux:

a. Attaques statiques: comprennent la pression des terres et de l'eau, les charges dues à la circulation, la superstructure et la pression des eaux souterraines.

b. Attaques mécaniques: résultent essentiellement du charriage par les eaux usées de sables, scories, graviers etc... Une trop grande vitesse de l'eau provoque une plus grande usure. Des variations irrégulières et soudaines peuvent apparaître dans les matériaux des tuyaux si ceux-ci transportent des eaux usées chaudes. L'eau chaude peut également conduire au ramolissement des joints dans les manchettes.

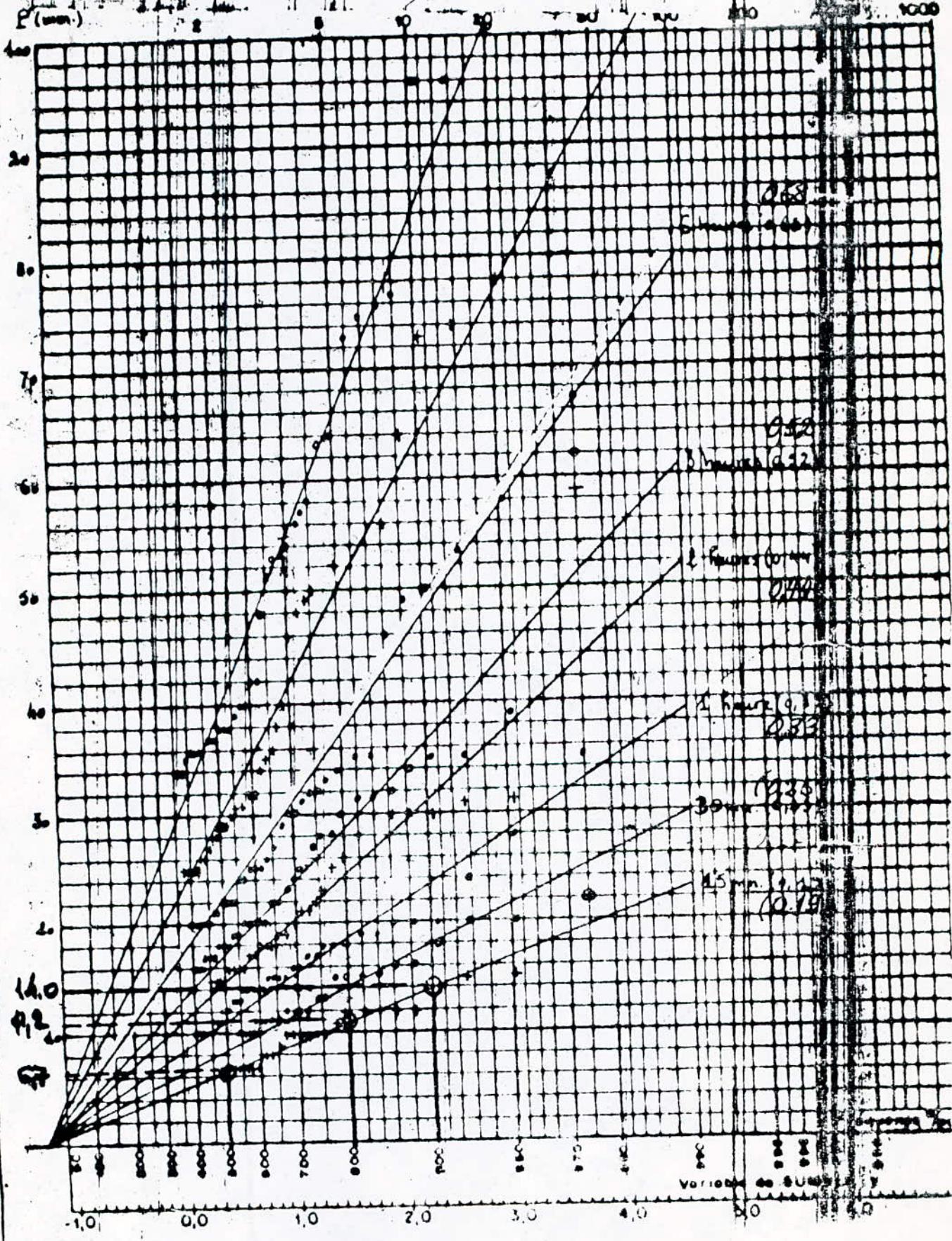
Alignement des points de mesure  
de dunes à El Harrach

(classes de flux  $\frac{3.2}{11}$ )

1 h. (1.19)

12 heures (0.30)

Repartir les points (années)



14.0  
12.0  
10.0

Variation de S

de tuyau.

c. Attaques chimiques : possibles sur les matériaux de construction sont très nombreux. En soi le charriage d'eaux usées nuisibles aux canaux n'est pas permis. Malgré cela, il faut tenir compte du fait que les substances corrosives, explosives et toxiques peuvent toujours parvenir dans les canalisations.

#### IV.2 Choix du système ?

Nous avons choisi le système unitaire (tout à l'égout) pour les raisons :

- Le cours d'eau est éloigné des points de collecte.
- Les pentes du terrain sont faibles, ce qui implique de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.
- Les eaux de pluie sont très polluées après de longues périodes sèches.
- Enfin, ce système est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

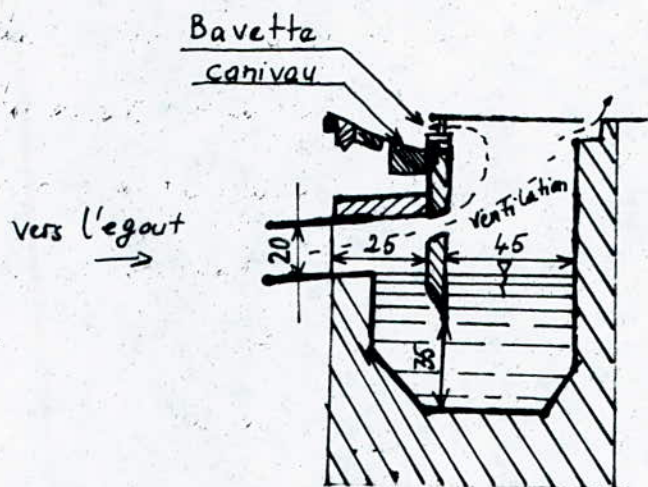
#### V. Éléments constitutifs du réseau d'égout

##### V.1 Matériaux et pose

On utilise pour réaliser les réseaux d'assainissement des tuyaux de section circulaire en beton (non armé), en amiante ciment, en grès vernissé, en plastique. On ne doit pas adopter de diamètres inférieurs à 0,25 m, sauf exception, pour éviter leur obstruction et permettre leur inspection.

On utilisera de place en place des puits à cloison siphonoïde per-

-mettant la decantation des matieres solides et evitant les odeurs en provenance de l'egout.



Puisard selectif à cloison siphonide.

### II.1.1. Installation des conduits

#### II.1.1.1. Tracé en plan

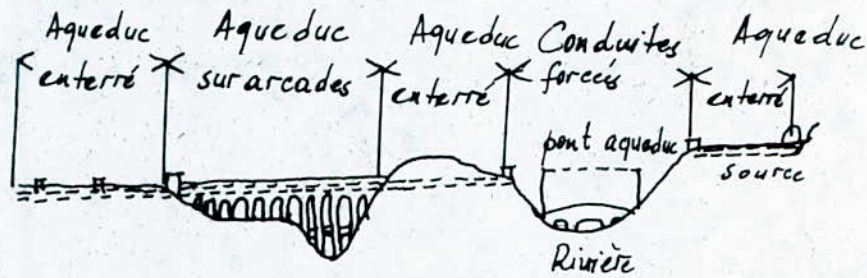
La ligne d'egale pente que l'on pourrait tracer sur la carte (tres proche d'une ligne de niveau) a parfois un tracé tres contourné, allongant beaucoup la longueur du conduit. Il est alors preferable de la raccourcir, au prix de quelques travaux supplémentaires, consistant à :

- Raccourcir les courbes en augmentant le volume des terrassements (et en essayant de compenser deblais et remblais voisins)
- Couper au plus court à travers les faibles reliefs, on en remblayant les faibles depressions.
- Eventuellement, lorsque le gain en longueur que permettraient ces ouvrages est bien important; franchir le relief par un tunnel ou un viaduc, ou encore un siphon (conduit



en charge).

La figure ci-dessous résume ces possibilités

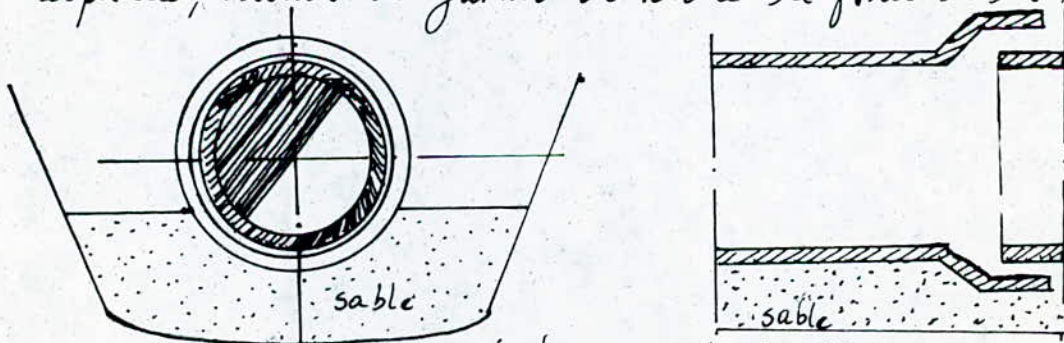


Ouvrages divers sur une adduction à surface libre

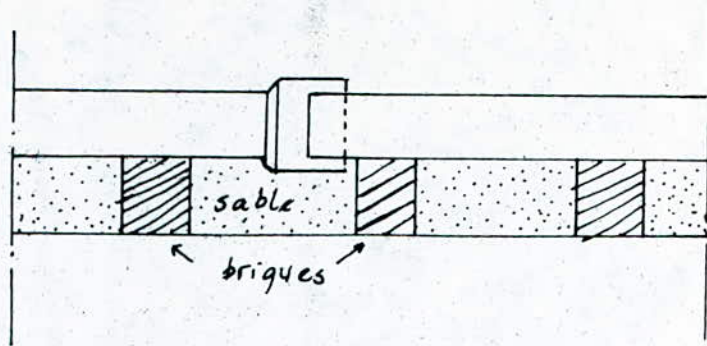
### V.2 Pose des conduites.

Les conduites préfabriqués sont le plus souvent posés en tranchée afin d'être protégés et de ne pas présenter d'obstacle à la circulation. Dans certains cas, ils peuvent être aériens (au besoin sur des piliers en maçonnerie), ce qui diminue l'importance des travaux de terrassement, mais alors la température de l'eau transportée risque de subir de trop grandes variations suivant les saisons, surtout si la distance à parcourir est grande.

On garnira le fond de la tranchée d'un lit de sable pour y poser les tuyaux, ou bien on posera ceux-ci sur des briques espacées, avant de garnir de sable le fond de la tranchée.

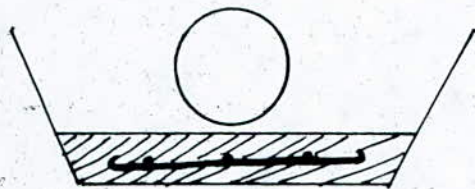


Pose des tuyaux sur lit de sable



Passer des tuyaux sur briques

En mauvais terrain, il pourra être nécessaire, pour éviter les affaiblissements qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints de couler au fond de la tranchée une dalle de béton.



Passer sur dalle en béton armé

## II. Ouvrages annexes.

Pour un meilleur fonctionnement du réseau, nous sommes amenés, à mettre en évidence, des ouvrages supplémentaires appelés ouvrages annexes; à considérer selon trois groupes distincts.

### II. 1 Les dispositifs installés chez les particuliers

A savoir, siphons; boîtes à graisses; bacs des huilleux

### II. 2 Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux ou courants qui se subdivisent en trois sous-groupes: les branchements proprement dits entre la propriété riveraine et le réseau collectif public, les ouvrages de surface et les ouvrages de recueille, les ouvrages intégrés au réseau de canalisation.

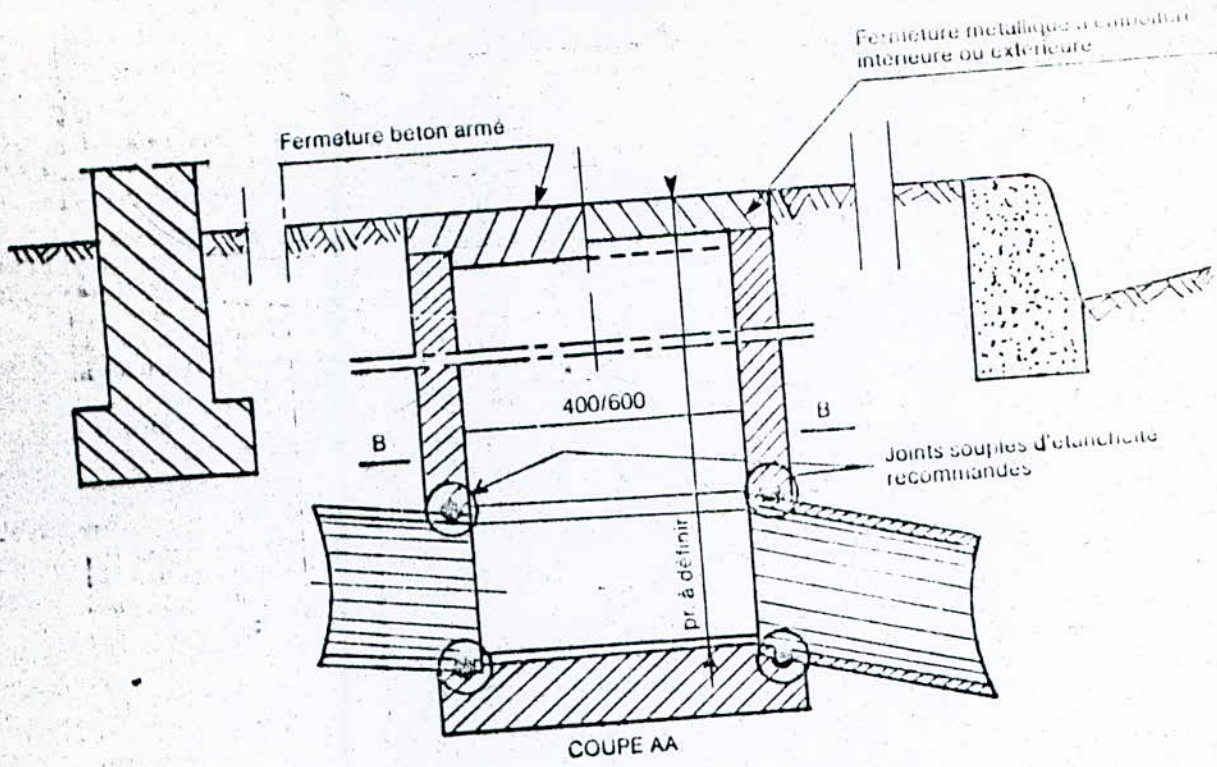
## II. 21 Branchements

En zone agglomérée, est obligatoire un branchement à l'égout de toute habitation ou établissement rejetant des eaux usées (Article 85 ; Chapitre II, eaux usées).

Un branchement particulier comprend : regard de façade, la canalisation de branchement, et, dispositif de raccordement

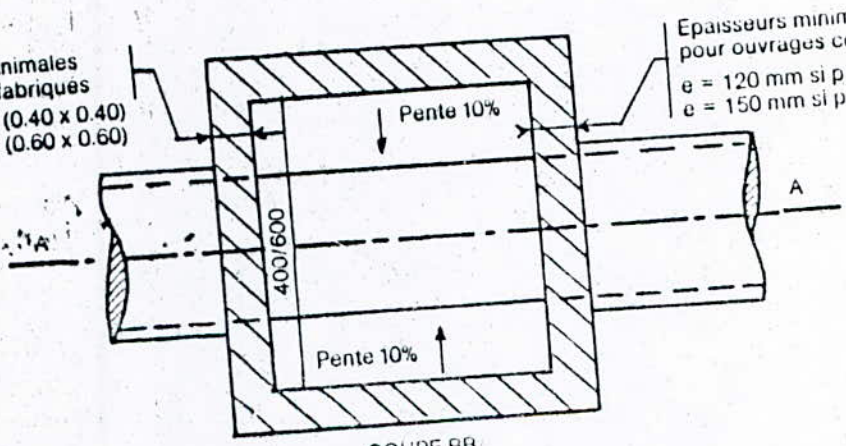
### II. 211 Regards de façade

Ces regards carrés ou circulaires sont disposés en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée.



COUPE AA

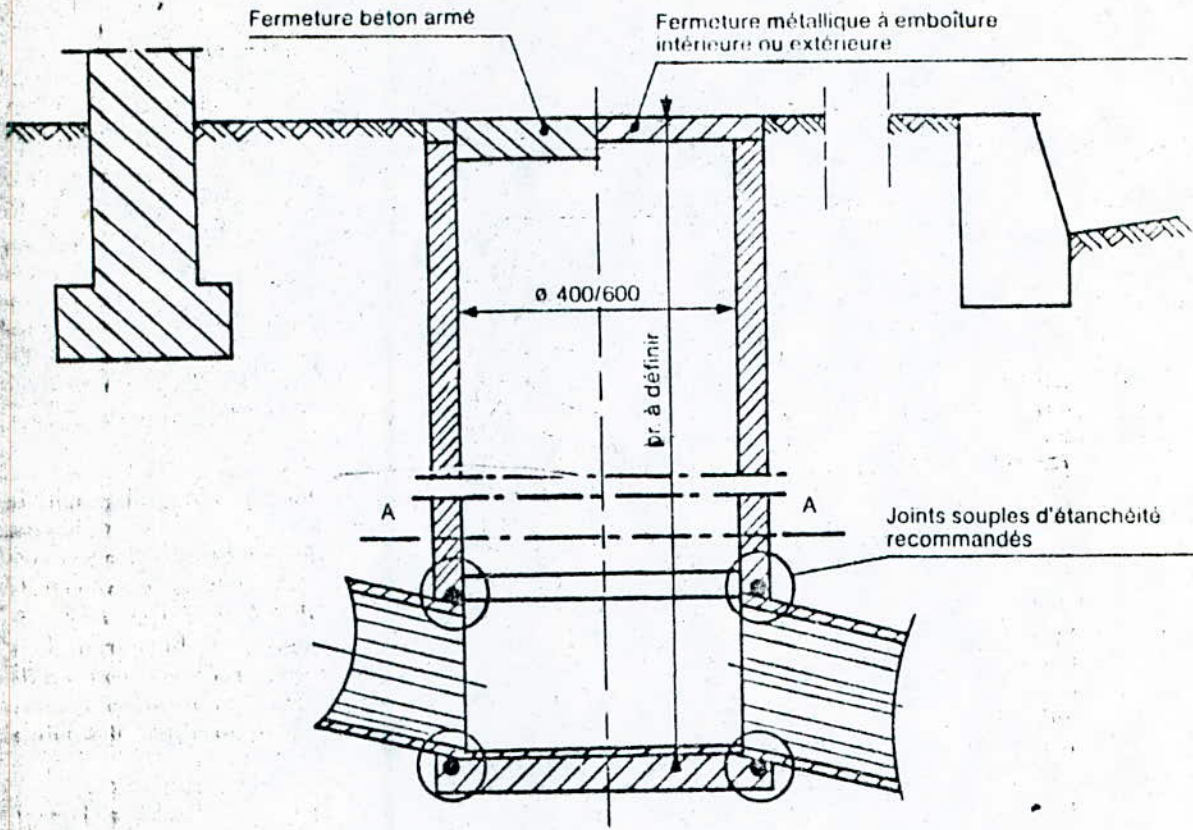
Épaisseurs minimales  
ouvrages préfabriqués  
e = 45 mm si (0.40 x 0.40)  
e = 65 mm si (0.60 x 0.60)



COUPE BB

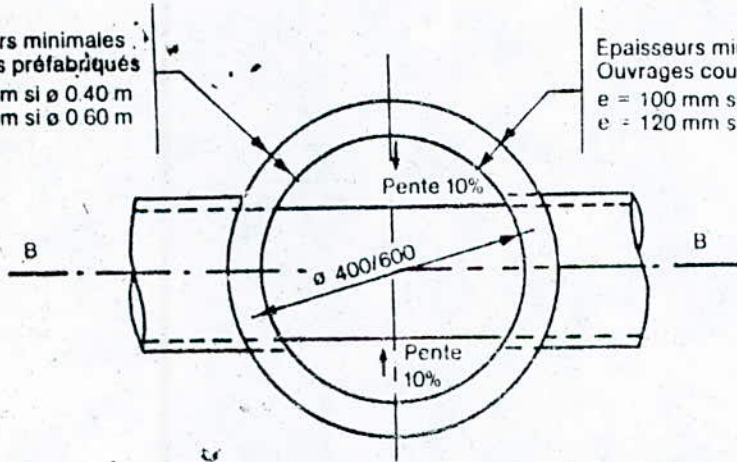
*Regard de façade de  
(section carrée)*

COUPE BB



Epaisseurs minimales  
Ouvrages préfabriqués  
e = 40 mm si  $\phi$  0.40 m  
e = 60 mm si  $\phi$  0.60 m

Epaisseurs minimales  
Ouvrages coulés en place  
e = 100 mm si p < 3 m  
e = 120 mm si p  $\geq$  3 m



COUPE AA

*Regard de façade (section circulaire)*

## VI. 212 Canalisation de branchement

Le diamètre de la canalisation de branchement ne doit pas être inférieur à 0,15m et ne doit dépasser 0,25m.

Les canalisations de branchements sont de préférence raccordés suivant une oblique à  $45^\circ$  ou  $60^\circ$  par rapport à l'axe général du réseau public.

## VI. 213 Dispositifs de raccordement

Quatre possibilités peuvent se présenter

### Brite de branchement borgne

Si l'ouvrage public a un diamètre moyen de 0,20m à 0,30m

### Branchements par culotte

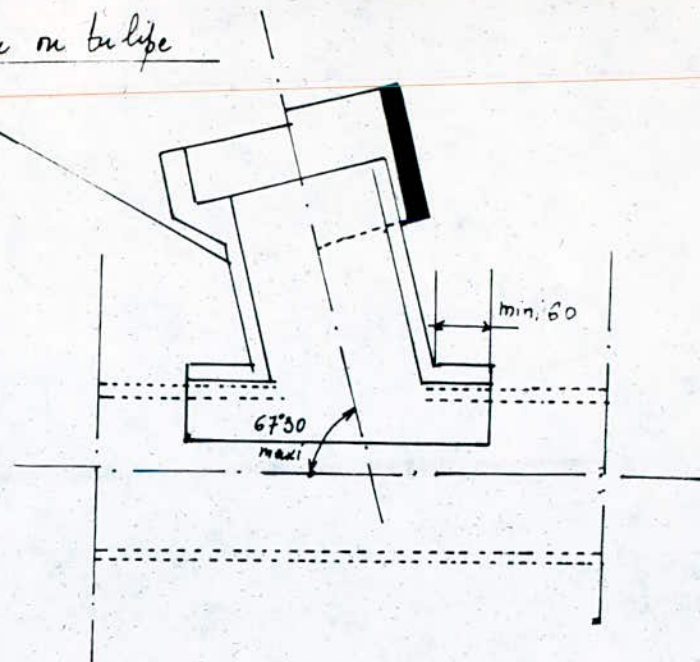
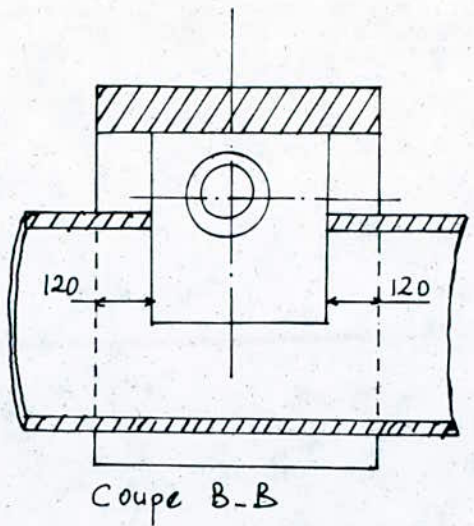
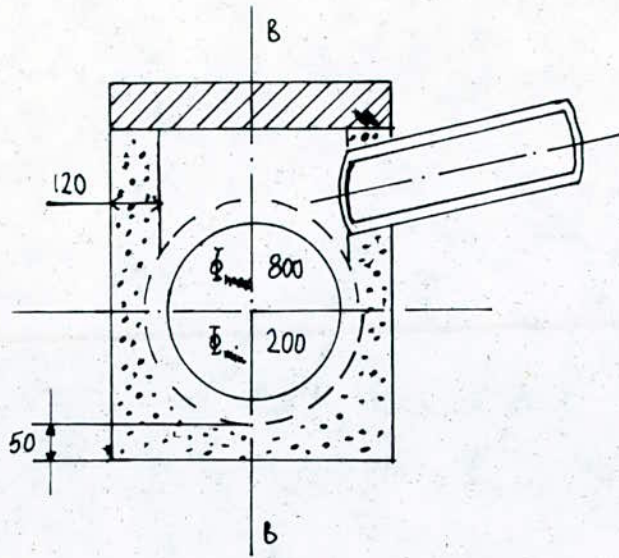
Lorsqu'il s'agit de raccorder la canalisation sur un ouvrage ou un ouvrage de faible diamètre.

### Raccord de piquage

Ce type est envisagé, lorsque le raccordement se fait sur une canalisation principale de faible diamètre.

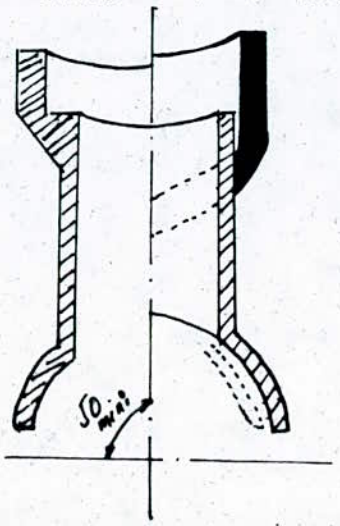
### Branchements par tulipe ou bnt lisse avec arrêts

On prévoit ce type de branchement sur les canalisations principales en béton armé ou non d'un diamètre minimal de 0,40m.



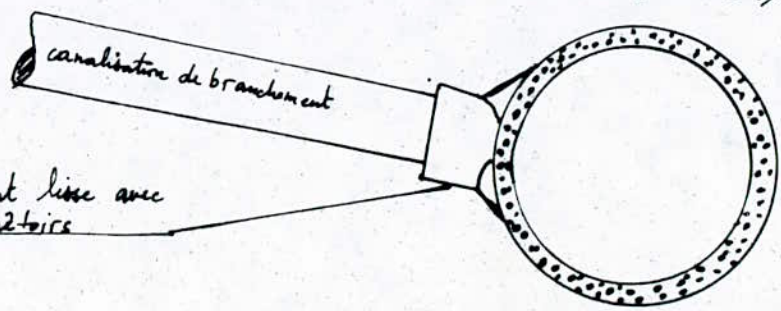
Boîte de branchement borgne sur collecteur de diamètre nominal  $\Phi \leq 0,80m$

Fixation sur le collecteur par collage ou mortier adhésif.



Raccord de friquage sur collecteur non visitable en amiante-ciment

Branchement par talipe ou bont lisse avec arête sur collecteur non visitable de diamètre  $\Phi$  nominal  $\geq 0,40m$



talipe ou bont lisse avec arête

## II. 22 Ouvrages de surface et de collecte

Les ouvrages de surface sont destinés en général, à la collecte des eaux pluviales. On distingue deux catégories.

- Les ouvrages de collecte et de transport: fossés, gargouilles, caniveaux.

- Les ouvrages de collecte proprement dite, en tête et sur le cours du réseau principal: les bouches d'égout.

### II. 221 Fossés, gargouilles, caniveaux

Fossés: destinés principalement à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural.

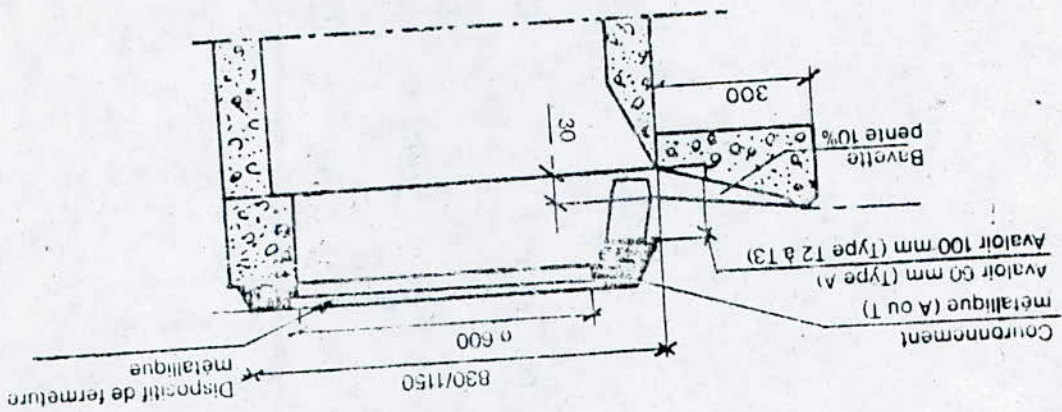
Gargouilles: forment la liaison entre les gouttières et les caniveaux.

Caniveaux: sont des accessoires de la voirie destinés à la collecte des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et les trottoirs.

### II. 222 Bouches d'égout:

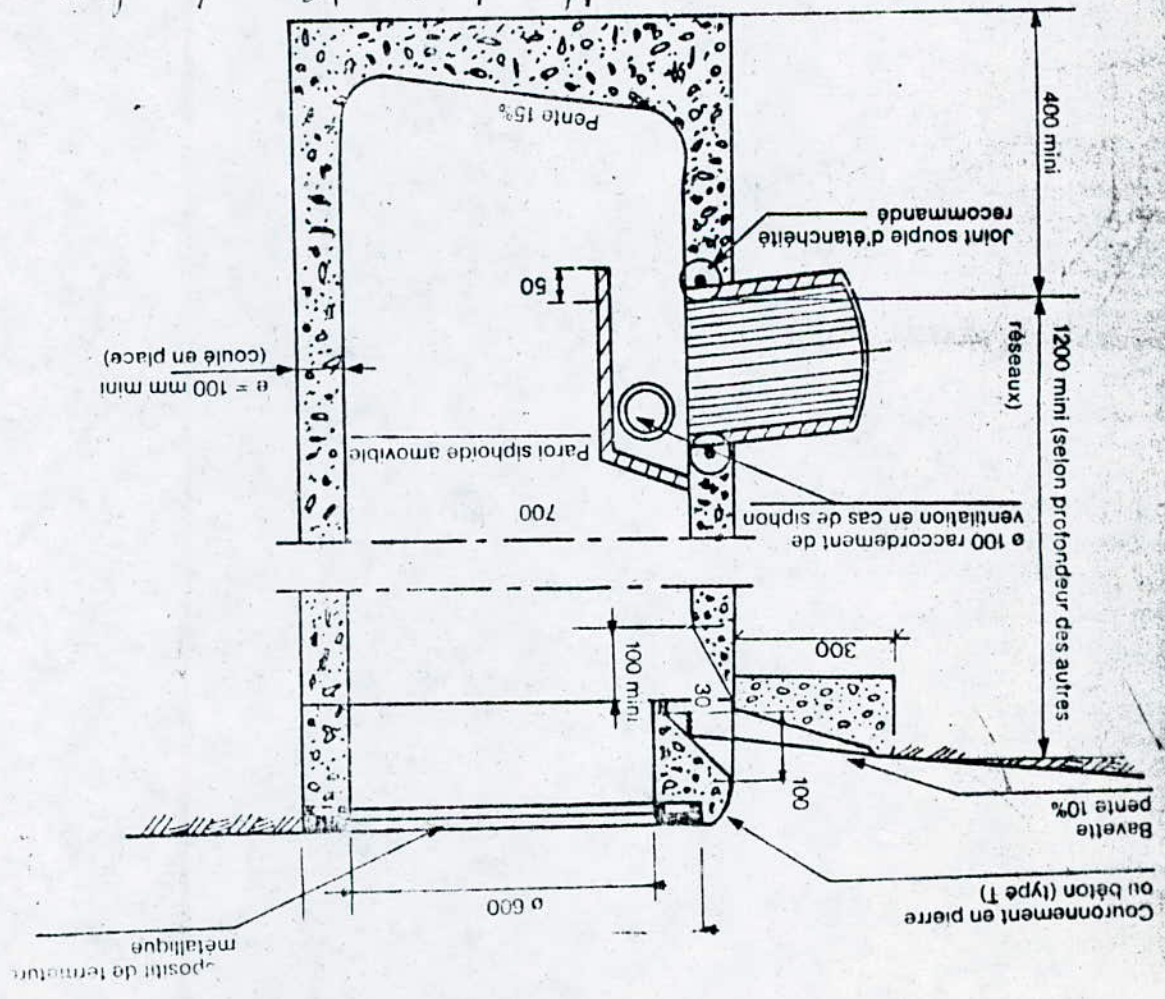
Destinées exclusivement à collecter les eaux en surface, elles sont généralement disposées à l'exutoire des aires de potentialité de débits à 40 l/s, soit sous les trottoirs, soit sous les caniveaux.

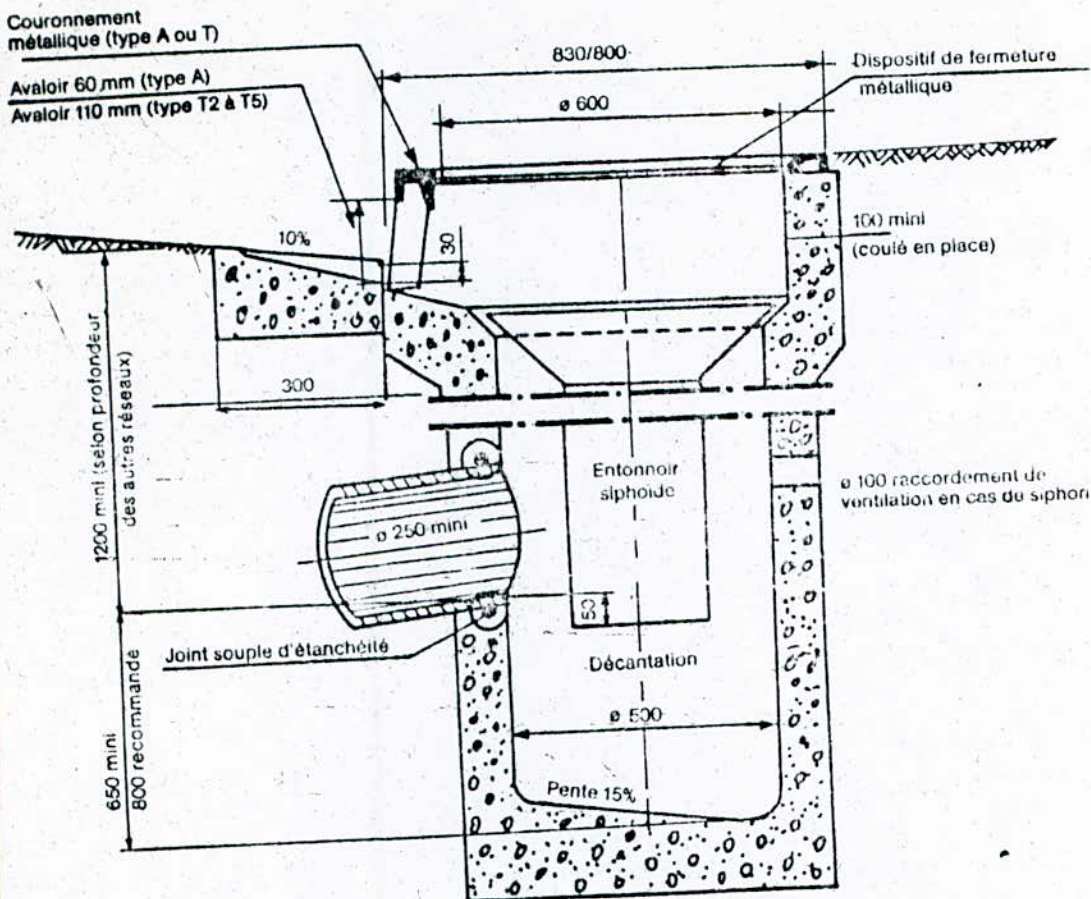




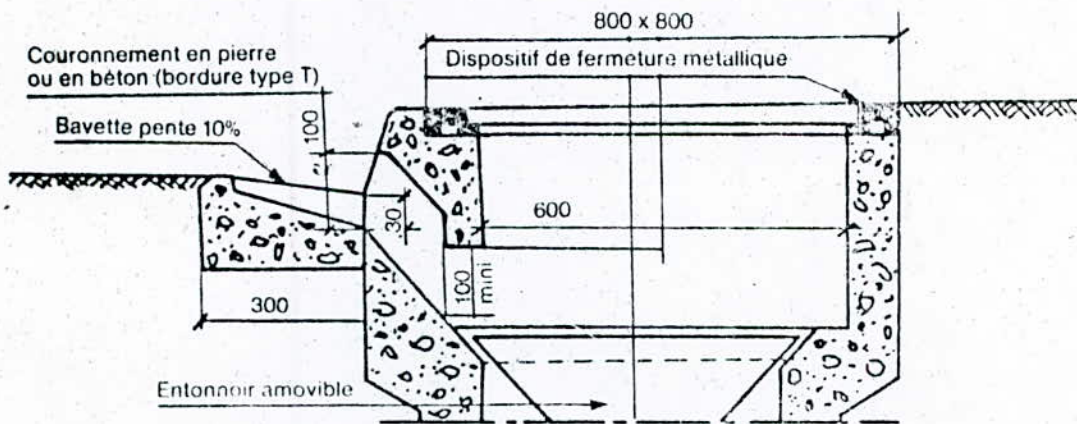
*Coupe de linteau d'égout à action rectangulaire  
 Linteau en pierre ou béton, couvrement métallique*

*Coupe de linteau d'égout à action rectangulaire  
 de 4m x 0,70m, avec déviation, appuie sur un  
 avec linteau et couvrement en pierre ou béton*





*Coupe de bouche d'égout à section circulaire de 0,50 m de diamètre, avec decantation siphonide ou un bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique*



*Coupe de bouche d'égout à section circulaire couronnement en pierre ou béton.*

### II.23 Ouvrages d'accès au réseau : regards de visite

Les ouvrages d'accès au réseau sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau.

### II.3 Ouvrages spéciaux

Adaptés aux circonstances rencontrées, à savoir, réservoir de chasse, bassins de dessablement, dégrilleurs, deversoirs d'orage, bassins de stockage, siphons, postes de relèvement ou refoulement.



## VII Résistance mécanique des tuyaux

La justification de la résistance mécanique des tuyaux d'essai - nissement repose sur la comparaison de la charge de rupture  $P_r$  garantie par le fabricant, avec la charge calculée lors des essais d'écrasement majorée d'un coefficient  $a$ .

$$P_r > a \cdot P_c.$$

où  $a$  prend les valeurs résumées dans le tableau ci-dessous

Matériaux	$a$
Tuyaux provenant d'usines non agréées	2,5
Tuyaux ne représentant pas de rupture fragile	1,3
Tuyaux représentant une rupture fragile et le diamètre nominal inférieur à 800 mm	1,50
Tuyaux représentant une rupture fragile et le diamètre nominal est supérieur à 800 mm	1,65

La charge calculée  $P_c$  par mètre de tuyau est donnée en deca newtons

$$P_c = \frac{Q + Q'}{m}$$

où  $m$  est un coefficient de pose

$$m = \begin{cases} 2,3 & \text{pour } \Phi_{\text{nominal}} \leq 0,50 \text{ m} \\ 2 & \text{pour } \Phi_{\text{nominal}} > 0,50 \text{ m} \end{cases}$$

$Q$ : l'action exercée par les remblais au niveau de la génératrice supérieure du tuyau.

Q : l'action exercée par les charges roulantes au niveau de la génératrice supérieure du tuyau.

Ses tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée en béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Sa longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Les fabricants produisent actuellement des tuyaux en béton non armé dans trois classes : 60B, 90B, 135B, correspondant à une charge minimale à l'écrasement rapportée à la surface diamétrale intérieure de 60, 90 ou 135 kN/m<sup>2</sup>.

L'essai à l'étanchéité est effectuée sous une pression de 1 bar pendant une demi-heure.

Les productions actuelles courantes permettant d'obtenir les résistances à la rupture minimales suivantes, exprimées en kca newtons

Charges de rupture R par mètre de tuyau (en kN) et épaisseurs e (en mm)						
Diamètre nominal [mm]	Serie 60B		Serie 90B		Serie 135B	
	R	e	R	e	R	e
150	1900	27	2400	27	3200	27
200	2000	30	2500	30	3500	32
250	2100	36	2600	36	3800	40
300	2400	45	2700	45	4100	48
400	2800	50	3600	52	5400	60
500	3500	60	4500	65	6750	70
600	4100	70	5400	80	8100	85
800	5000	85	7200	105	10800	130

Charges de rupture R (tAN/m)  
et épaisseur (e) (mm)

Diamètre nominal [mm]	Serie 604		Serie 904		Serie 135A	
	R	e	R	e	R	e
1000	6000	80	9000	90	13500	100
1200	7200	92	10800	105	16200	120
1400	8400	105	12600	120	18900	140
1500	9000	113	13500	128	20250	148
1600	9600	118	14400	135	21600	155
1800	10800	130	16200	150	24300	170
2000	12000	140	18000	160	27000	180
2200	13200	200	19800	200	29700	200
2500	15000	225	22500	225	33750	225
2800	16800	270	27000	270	40500	270
3000	19200	290	28800	290	43200	290
3200	19200	290	28800	290	43200	290
3500	21000	315	31500	315	47250	315

N.B.

A : beton armé.

B : beton non armé

## I. Diamètre des canalisations d'évacuation

Le principe de la détermination des sections des canalisations est que celles-ci doivent être suffisantes pour pouvoir transiter les débris de pointe, lorsque tous les appareils de l'immeuble sont supposés fonctionner avec un coefficient de simultanéité ( $\gamma$ ) donné par la formule

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{x-1}}$$

$x$  étant le nombre d'appareils installés.

### III. 1. Eaux usées

Les débits de base des appareils sanitaires sont donnés dans le tableau suivant.

Designation des appareils	Diamètre minimal intérieur du tuyau [mm]	Débits de base [l/s]
W.C. ordinaire	40	1.50
Bain de pieds	30	0.50
Bidet	30	0.50
Évier	40	0.75
Savabo	30	0.75
Blonde ordinaire	40	0.75
Urin	50	1.00
W.C. à chasse directe	80	1.50
W.C. à action siphonique	60	1.50



Pour déterminer les diamètres des tuyaux, on fait usage des abaques classiques, établis d'après la formule de BAZIN en fonction des pentes des canalisations et des vitesses dans les limites convenables comprises entre 0.45 m/s et 2.00 m/s.

### VIII. 2 Eaux pluviales

Les diamètres des canalisations d'eaux pluviales sont déterminés en tablant sur un débit maximal de  $3 \text{ l/mu/m}^2$  de projection horizontale de la toiture.

Sur ces bases, le tableau ci-après indique le diamètre des descentes d'eaux pluviales en fonction de la surface des combles en projection horizontale.

Diamètres des descentes pluviales [mm]	Une force en plan des combles lessés	
	Si le tuyau est raccordé au chéneau par un mignon cylindrique [m <sup>2</sup> ]	Si le tuyau est raccordé par un large cône ou cuvette [m <sup>2</sup> ]
60	28	40
70	38	55
80	50	71
90	64	91
100	79	113
110	95	136
120	113	161
130	133	190
140	154	220
150	177	253
160	201	287
170	227	324
180	254	363
190	287	410
200	314	449
210	346	494
220	380	543
230	416	593
240	452	646
250	490	700

## IX. Caractéristiques des ouvrages à écoulement libre.

### IX.1 Définitions

- Pour effectuer le calcul hydraulique, on a besoin de connaître
- La section ( $S$ ), l'aire de la section transversale occupée par l'eau dans le conduit (en  $m^2$ ).
  - Le périmètre mouillé ( $X$ ), la longueur du périmètre de cette section effectivement en contact avec l'eau (en m).
  - La pente ( $i$ ), le rapport entre la différence de niveau entre deux sections de la conduite, et sa longueur sur le même parcours.
  - Le rayon hydraulique ( $R_H$ ), le quotient  $\frac{S}{X}$  (en m).
  - La vitesse moyenne ( $V$ ), quotient du débit volumique par la section  $\frac{Q}{S}$  (en m/s).

### IX.2 Pertes de charge et coefficient de Chezy.

On démontre que la vitesse moyenne est donnée par la relation de Chezy

$$V = C \cdot \sqrt{R_H i}$$

où  $C$ : coefficient de Chezy.

Bazin a établi la formule donnant le coefficient de Chezy.

$$C = \frac{87 \sqrt{R_H}}{\gamma + \sqrt{R_H}}$$

où  $\gamma$  prend les valeurs résumées dans le tableau suivant.

$\gamma$ : fct de la nature des parois

n° des catégories	Nature des parois	$\gamma$ (m <sup>1/2</sup> )
1	Parois très unies (ciment, bois raboté)	0,06
2	Parois unies (planches, briques, pierres de tailles, etc.)	0,16
3	Parois en maçonnerie de moëllons	0,46
4	Parois de nature mixte (sections en terre très régulières)	0,85
5	Canaux enterrés dans les conditions ordinaires	1,30
6	Canaux en terre avec fonds de galets, parois herbées	1,75

$$\gamma = 9$$

L'écoulement s'effectuant sur des parois semi-rugueuses, le coefficient de Bazin est pris égal à 0,46 (réseau en service) et le coefficient de Chezy est équivalent à  $C = 60 R_H^{0,25}$ .

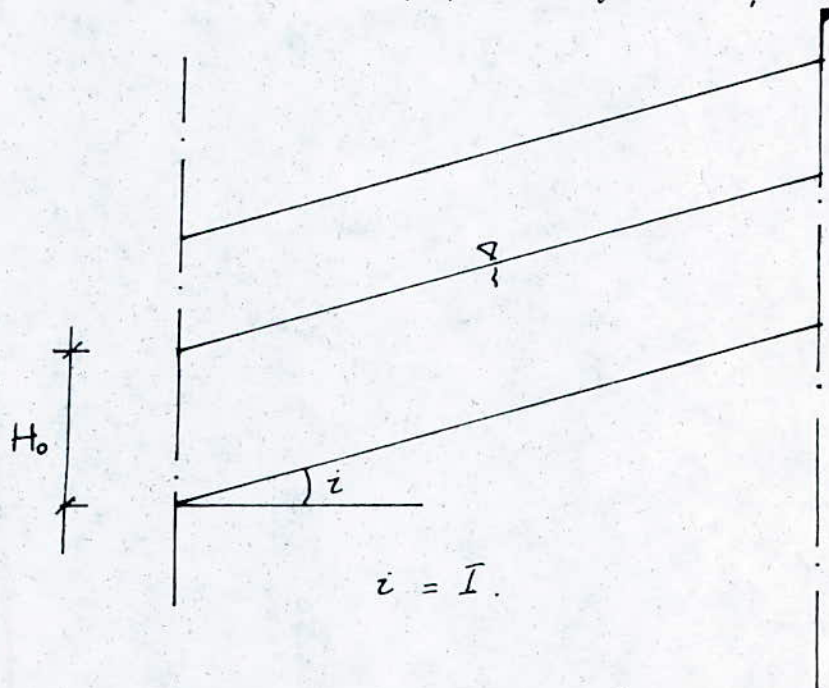
La vitesse d'écoulement est alors exprimée par cette formule

$$V = C \sqrt{R_H i} = 60 \cdot R_H^{0,25} \cdot i^{0,50}$$

Comme les réseaux sont en fait extrêmement sensibles aux régimes d'écoulement, il nous a paru préférable d'étudier les deux profils selon deux options.

- La première, qui consiste à idéaliser le profil de radier afin de faciliter les écoulements à faible débit.
- La seconde qui consiste à idéaliser le profil piézométrique.

Si le régime d'écoulement est gravitaire, le profil piézométrique est évidemment en fond du avec le profil du plan d'eau, la hauteur de remplissage  $H_0$  servant à la définition du profil du radier ou inversement d'où  $i = I$  (pente hydraulique).



Si le régime d'écoulement est sous pression, le profil piézométrique se calcule par référence à la génératrice supérieure aval du tuyau en appliquant, par unité de longueur  $(i \neq I)$ .

$$i = \left( \frac{V_{ps}}{60 R_{ps}^{0.76}} \right)^2$$

$V_{ps}$  et  $R_{ps}$  calculées à pleine section.

## Calcul des densités

Nous avons divisé la surface totale en cinq surfaces représentant différentes densités de population.

Nous calculons la densité de la population comme suit

$$d_i = \frac{P_i}{A_i} = \frac{C_i \cdot P_t}{C_{EP} \cdot A_t}$$

où  $C_i$  : le coefficient de ruissellement de la surface considérée.

$P_t$  : la population totale.

$C_{EP}$  : le coefficient de ruissellement équivalent ou pondéré

$A_t$  : la surface totale.

$$C_{EP} = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + A_3 C_3 + A_4 C_4 + A_5 C_5}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5}$$

$$A_1 = 70,58 \text{ ha}; A_2 = 70,02 \text{ ha}; A_3 = 98,62 \text{ ha}; A_4 = 90,46 \text{ ha}; A_5 = 101,22 \text{ ha}$$

$$C_1 = 0,45; C_2 = 0,50; C_3 = 0,35; C_4 = 0,25; C_5 = 0,25$$

$$C_{EP} = \frac{70,58 \cdot 0,45 + 70,02 \cdot 0,50 + 98,62 \cdot 0,35 + 90,46 \cdot 0,25 + 101,22 \cdot 0,25}{70,58 + 70,02 + 98,62 + 90,46 + 101,22}$$

$$C_{EP} = 0,346.$$

$$d_1 = \frac{P_t}{C_{EP} \cdot A_t} \cdot C_1 = \frac{37800}{0,346 \cdot 430,9} \cdot 0,45 = 253,54 \cdot 0,45$$

$$d_1 = 114,1 \text{ hab/ha.}$$

$$d_2 = 253,54 C_2 = 253,54 \cdot 0,50 = 126,8 \text{ hab/ha.}$$

$$d_3 = 253,54 C_3 = 253,54 \cdot 0,35 = 88,7 \text{ hab/ha}$$

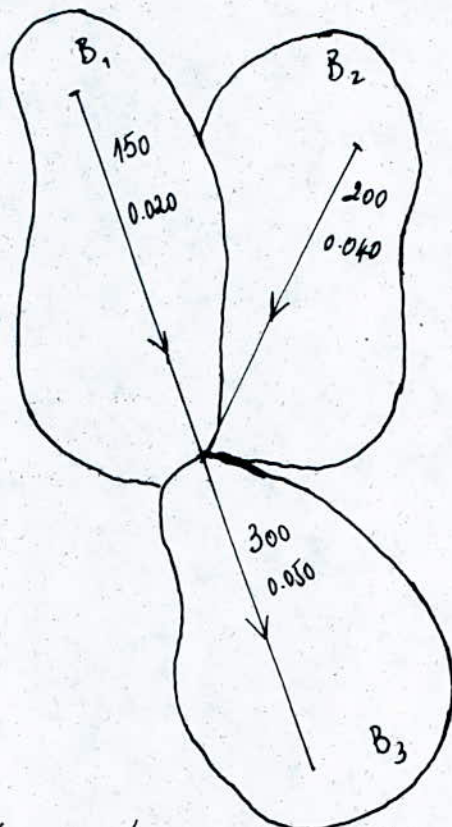
$$d_4 = 253,54 C_4 = 253,54 \cdot 0,25 = 63,4 \text{ hab/ha}$$

$$d_5 = 253,54 C_5 = 253,54 \cdot 0,25 = 63,4 \text{ hab/ha.}$$

## Calcul des pentes équivalentes, temps de concentration

Pour ces calculs, on a préféré traiter un exemple pour mieux éclaircir

On prend trois bassins	$B_1$	$B_2$	$B_3$
de surface	$A_1 = 20 \text{ ha}$	$A_2 = 30 \text{ ha}$	$A_3 = 30 \text{ ha}$
de longueur	$L_1 = 150 \text{ m}$	$L_2 = 200 \text{ m}$	$L_3 = 300 \text{ m}$
de pente	$I_1 = 0,020$	$I_2 = 0,040$	$I_3 = 0,040$



## Calcul des pentes équivalentes

$I_{eq}$  de  $B_1$  et  $B_2$ .

$$B_1 // B_2 \Rightarrow I'_{eq} = \frac{I_1 Q_1 + I_2 Q_2}{Q_1 + Q_2}$$

$I_{eq}$  de  $(B_1, B_2, B_3)$

$$(B_1 // B_2) \text{ en série avec } B_3 \Rightarrow I_{eq} = \frac{L_2}{\sqrt{I'_{eq}}} + \frac{L_3}{\sqrt{I_3}}$$

On prend le plus long cheminement hydraulique.

## Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration est donné par la formule

$$t_c = 3,98 \left( \frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,77}$$

(la formule du service Pontier de l'état de Californie)

avec  $L$  (en km) et  $t_c$  (en min)

$$(B_1 // B_2) \quad t_c = 3,98 \left( \frac{L_2}{\sqrt{I_{eq}}} \right)^{0,77}$$

$$(B_1 // B_2) - B_3 \quad t_c = 3,98 \left( \frac{L_2 + L_3}{\sqrt{I_{eq}}} \right)^{0,77}$$

Ces résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants.



		EAUX PLUVIALES												
Collecteur (1)	Tronçon (2)	A <sub>i</sub> (ha) (3)	Σ A <sub>i</sub> (ha) (4)	C (5)	C <sub>eq</sub> (6)	L (m) (7)	Σ L (m) (8)	Côte du radier		I (m.p.m) (11)	I <sub>eq</sub> (m.p.m) (12)	t <sub>c</sub> (Min) (13)	z (l/ha) (14)	Q (l/s) (15)
								amont (m) (9)	aval (m) (10)					
CP1	1-2	18,58	-	0,35	0,35	250	-	196,2	197,7	0,034	-	5	164	1066,492
	2-3	6,5	25,08	0,35	0,35	185	435	197,7	184	0,020	0,027	8	164	1439,592
	3-4	5,54	30,62	0,35	0,35	390	825	194	176,5	0,019	0,023	15	164	1757,588
CS1.1	5-6	10,36	-	0,45	0,45	525	-	187	177,5	0,018	-	11	164	764,568
	6-4	1,34	11,7	0,45	0,45	215	740	177,5	176,5	0,004	0,010	19	163	858,195
Point de calcul 4		-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,018	-	-	-
CS1.2	7-8	2,2	-	0,45	0,45	325	-	187,8	175,8	0,036	-	7	164	162,35
CT1.2.1	9-10	3,85	-	0,45	0,45	300	-	177,1	164	0,043	-	6	164	284,13
Point de calcul 11		-	6,05	0,45	0,45	-	325	-	-	-	0,040	6	164	446,49
CS1.2	8-11	1,18	7,23	0,45	0,45	265	590	175,8	172,9	0,011	0,020	12	164	533,574
CS1.3	12-13	6,68	-	0,45	0,45	605	-	177,4	172	0,009	-	17	164	492,984
CT1.3.1	14-15	7,22	-	0,45	0,45	485	-	165,5	153,2	0,025	-	10	164	532,836
Point de calcul 15		-	13,9	0,45	0,45	-	605	-	-	-	0,017	13	164	1025,82

Collecteur (1)	Tronçon (2)	EAUX PLUVIALES												
		A <sub>i</sub> (ha) (3)	Σ A <sub>i</sub> (ha) (4)	C (5)	C <sub>eq</sub> (6)	L (m) (7)	Σ L (m) (8)	Côte du radier		I (m.p.m) (11)	I <sub>eq</sub> (m.p.m) (12)	E <sub>c</sub> (min) (13)	z (l/s/ha) (14)	Q (l/s) (15)
								amont (m) (9)	aval (m) (10)					
CS1.3	13-16	1,68	15,58	0,45	0,45	205	900	172	168,5	0,012	0,015	19	163	1142,793
CS1.4	17-18	1,96	-	0,45	-	235	-	172,9	169,4	0,015	-	7	164	144,648
	18-19	0,98	2,94	0,45	0,45	240	475	169,4	165,6	0,016	0,015	12	164	216,972
CT1.4.1	20-19	4,12	-	0,45	-	280	475	169,8	165,6	0,015	0,015	12	164	304,056
CS1.4	19-21	0,32	7,06	0,45	0,45	170	645	165,6	164,9	0,004	0,009	18	163	517,851
CP1	4-11	5,8	42,32	0,45	0,55	355	1180	176,5	172,9	0,010	0,015	23	163	3793,988
	11-16	11,78	54,02	0,45	0,53	445	1625	172,9	168,5	0,010	0,023	25	163	4638,157
	16-21	9,08	78,68	0,45	0,50	360	1985	168,5	164,9	0,010	0,017	33	160	6294,400
CP2	22-23	19,28	-	0,35	-	915	-	205	180,3	0,027	-	15	164	1106,672
	23-24	5,64	24,92	0,35	0,35	305	1220	180,3	174,8	0,018	0,024	20	163	1421,686
CS2.1	25-26	8,46	-	0,35	-	340	-	198,7	186,8	0,035	-	7	164	485,604
	26-27	1,06	9,52	0,35	0,35	145	485	186,8	179,9	0,048	0,038	8	164	546,448
	27-28	3,32	12,84	0,35	0,35	260	745	179,9	177,8	0,008	0,019	15	164	737,016

Collecteur (1)	Tronçon (2)	EAUX PLUVIALES												
		A <sub>i</sub> (ha) (3)	ΣA <sub>i</sub> (ha) (4)	C (5)	C <sub>eq</sub> (6)	L (m) (7)	ΣL (m) (8)	Côte du ravier		I (m.p.m) (11)	I <sub>eq</sub> (m.p.m) (12)	t <sub>c</sub> (min) (13)	i (l/l/ha) (14)	Q (l/s) (15)
								amont (m) (9)	aval (m) (10)					
CT2.1.1	29-30	5,38	-	0,35	-	260	-	188,7	184,8	0,015	-	7	164	308,812
	30-28	1,86	7,24	0,35	0,35	150	410	184,8	177,8	0,047	0,021	9	164	415,576
Point de calcul 28		-	-	-	-	-	745	-	-	-	0,020	-	-	-
CS2.1	28-24	2,1	22,18	0,35	0,35	200	945	177,8	174,8	0,015	0,016	19	163	1265,369
CP2	24-31	3,14	50,24	0,35	0,35	360	1305	174,8	168,7	0,017	0,016	24	163	2866,192
CS2.2	32'-31	5,8	-	0,35	-	290	-	176,8	168,7	0,028	-	6	164	332,920
Point de calcul 31		-	-	-	-	-	1305	-	-	-	0,017	-	-	-
CP2	31-32	14,5	64,74	0,50	0,38	350	1655	168,7	168,4	0,001	0,020	26	162	3985,394
CS2.2	33-32	2,8	-	0,50	-	360	-	170,5	168,4	0,006	-	13	164	229,6
Point de calcul 32		-	67,54	-	0,34	-	1655	-	-	-	0,019	-	-	-
CP2	32-21	2,3	69,84	0,45	0,34	385	2040	168,4	164,9	0,009	0,016	34	161	3823,041
CP3	34-35	17,3	-	0,25	-	785	-	251	219	0,041	-	12	164	709,3
CS3.1	36-35	5,84	-	0,25	-	435	-	250	219	0,071	-	6	164	239,44

## EAUX PLUVIALES

		EAUX PLUVIALES												
		A <sub>i</sub> (ha)	ΣA <sub>i</sub> (ha)	C	C <sub>eq</sub>	L (m)	ΣL (m)	Côte du ravier		I (m.p.m)	I <sub>eq</sub> (m.p.m)	t <sub>c</sub> (min)	i (l/l/ha)	Q (l/s)
								amont (m)	aval (m)					
(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)		
Point de calcul 35		-	23,14	-	0,25	-	785	-	-	-	0.049	-	-	-
CP3	35-37	2,64	25,78	0,25	0,25	210	995	219	210	0.043	0.048	13	164	1056,98
CS3.2	38-37	7,6	-	0,25	-	460	-	252	210	0,091	-	6	164	311,6
Point de calcul 37		-	33,38	-	0,25	-	995	-	-	-	0.058	-	-	-
CP3	37-39	3,72	37,1	0,35	0,26	215	1210	210	205,7	0.020	0.055	15	164	1581,944
CS3.3	40-41	12,72	-	0,25	-	175	-	238,3	227,8	0.060	-	4	164	521,52
	41-42	9,3	22,02	0,25	0,25	280	455	227,8	211	0.060	0.057	7	164	902,82
	42-39	7,76	29,78	0,25	0,25	380	835	211	205,7	0.014	0.075	10	164	1220,98
CP4	43-44	34,02	-	0,25	-	1340	-	251	224,2	0.020	-	16	164	1394,82
CP5	45-46	9,8	-	0,25	-	305	-	283,2	271	0.040	-	7	164	401,8
	46-47	29	38,8	0,25	0,25	1085	1390	271	268,8	0.002	0.003	48	158	1532,6
CP6	48-49	11,56	-	0,25	-	200	-	250	240	0.050	-	4	164	473,96
	49-50	14,68	26,24	0,25	0,25	655	855	240	226,9	0.020	0.024	15	164	1075,84

Collecteur (1)	Tronçon (2)	EAUX PLUVIALES												
		A <sub>i</sub> (ha) (3)	Σ A <sub>i</sub> (ha) (4)	C (5)	C <sub>eq</sub> (6)	L (m) (7)	Σ L (m) (8)	Côte du ruisseau		I (m.p.m) (11)	I <sub>eq</sub> (m.p.m) (12)	t <sub>c</sub> (min) (13)	z (l/s/ha) (14)	Q (l/s) (15)
								amont (m) (9)	aval (m) (10)					
CP6	50-51	11,94	38,18	0,25	0,25	705	1560	226,9	212,8	0.020	0.022	24	163	1555,835
CP7	52-53	13,4	-	0,25	-	625	-	230	210	0.032	-	11	164	549,4
	53-54	10,84	24,24	0,25	0,25	515	1140	210	194,6	0.030	0.031	17	164	993,84
	54-55	4,48	28,72	0,25	0,25	270	1410	194,6	186,5	0.030	0.031	20	163	1170,34

44

Collecteur (1)	Tronçon (2)	EAUX USEES						
		$\sum A_i$ (ha) (4)	d (hab/ha) (16)	$Q_{e.us}$ (l/s/ha) (17)	$Q_{e.us}$ (l/s/hab) (19)	$Q_{e.us}$ (l/s/hab) (20)	$Q_{e.u}$ (l/s) (21)	
CP1	1-2	18,58	88,70	$2,25 \times 1,3 \times 0,8 = 2,34$	$\frac{1}{24 \times 3600}$	$2,708 \cdot 10^{-3}$	0,240	4,463
	2-3	25,08	88,70				0,240	6,019
	3-4	30,62	88,70				0,240	7,349
CS1.1	5-6	10,36	114,1				0,309	3,201
	6-4	11,7	114,1				0,309	3,615
CS1.2	7-8	2,2	114,1				0,309	0,680
CT1.2.1	9-10	3,85	114,1				0,309	1,190
CS1.2	8-11	7,23	114,1				0,309	2,234
CS1.3	12-13	6,68	114,1				0,309	2,064
CT1.2.1	14-15	7,22	114,1				0,309	2,231
CS1.3	13-16	15,58	114,1				0,309	4,814
CS1.4	17-18	1,96	114,1				0,309	0,606
	18-19	2,94	114,1				0,309	0,908
CT1.4.1	20-19	4,12	114,1				0,309	1,273

Collecteur (1)	Tranche (2)	EAUX USEES						
		$\sum A_i$ (ha) (4)	$d$ (hab/ha) (16)	$Q_{e.us}$ (l/s/hab) (17)	(18)	$Q_{e.us}$ (l/s/hab) (19)	$Q_{e.us}$ (l/s/ha) (20)	$Q_{e.u}$ (l/s) (21)
CS1.4	19-21	7,06	114,1	$225 \times 1,3 \times 0,8 = 234$	1	$2,708 \cdot 10^{-3}$	0.309	2,181
CP1	4-11	42,32	114,1				0.309	13,076
	11-16	54,02	114,1				0.309	16,692
	16-21	78,68	114,1				0.309	24,312
CP2	22-23	19,28	88,7				0.240	4,627
	23-24	24,92	88,7				0.240	5,981
CS2.1	25-26	8,46	88,7				0.240	2,030
	26-27	5,52	88,7				0.240	2,285
	27-28	12,84	88,7				0.240	3,082
CT2.1.1	29-30	5,38	88,7				0.240	1,291
	30-28	7,24	88,7				0.240	1,738
CS2.1	28-24	22,18	88,7				0.240	5,323
CP2	24-31	50,24	88,7				0.240	12,058
CS2.2	32'-31	5,8	88,7				0.240	1,392

Collecteur (4)	Tronçon (2)	EAUX		LISEES				
		$\Sigma A_i$ (ha) (4)	$d$ (hab/ha) (16)	$Q_{e.u.s}$ (ll/s/hab) (17)	(18)	$Q_{e.u.s}$ (ll/s/hab) (19)	$Q_{e.u.s}$ (ll/s/ha) (20)	$Q_{e.u}$ (ll/s) (21)
CP2	31-32	64,74	126,8	225 x 1,3 x 0,8 = 234	1 ----- 24 x 3600	2,708 10 <sup>3</sup>	0,343	22,206
CS2.2	33-32	2,8	126,8				0,343	0,960
CP2	32-21	69,84	114,1				0,309	21,581
CP3	34-35	17,3	63,4				0,172	2,976
CS3.1	36-35	5,4	63,4				0,172	1,004
CP3	35-37	25,78	63,4				0,172	4,434
CS3.2	38-37	7,6	63,4				0,172	1,307
CP3	37-39	37,1	63,4				0,172	6,381
CS.33	40-41	12,72	63,4				0,172	2,188
	41-42	22,02	63,4				0,172	3,787
	42-39	29,78	63,4				0,172	5,122
CP4	43-44	34,02	63,4				0,172	5,851
CP5	45-46	9,8	63,4				0,172	1,686
	46-47	38,8	63,4				0,172	6,674



Collecteur (1)	Tronçon (2)	EALX USEES						
		$\Sigma A_i$ (ha) (4)	d (hab/ha) (16)	Re.u.g (l/l/ha) (17)	(18)	Re.u.s (l/l/hab) (19)	Re.u.s (l/s/ha) (20)	Re.u (l/s) (21)
CP6	48-49	11,56	63,4	225 x 13 x 0,8 = 234	1 24 x 3600	2,70810 <sup>3</sup>	0,172	1,988
	49-50	26,24	63,4				0,172	4,513
	50-51	38,18	63,4				0,172	6,567
CP7	52-53	13,4	63,4				0,172	2,305
	53-54	24,24	63,4				0,172	4,169
	54-55	28,72	63,4				0,172	4,940

Colonne 8:  $\sum L$  est le cheminement le plus long si les bassins sont en parallèle. Dans le cas où les bassins sont en série  $\sum L$  est la somme des cheminements considérés.

Colonne 14:  $i$  (l'intensité maximale) est obtenue à partir d'un abaque. (Ajustement des précipitations  $P(t)$  de durée  $t$  à El Barrackh)  
Si  $t_c$  calculé est inférieur ou égal à 15 min, on prend  $i = 164 \text{ l/s/ha}$ .  
Si  $t_c$  calculé est supérieur à 15 min, la valeur de  $i$  sera donnée à partir de l'abaque.

Colonne 19: est obtenue en multipliant la colonne (17) et la colonne (18).

Colonne 20: est obtenue en multipliant la colonne (16) et la colonne (19).

Colonne 21: est obtenue en multipliant la colonne (20) et la colonne (4).

Remarque: Le débit calculé dans le tronçon 32-31 est plus petit que celui du tronçon 31-32.

Le dimensionnement se fait à partir du plus grand débit.

Calcul des diamètres des canalisations et ventilation à l'auto-curage

Le diamètre de la canalisation a été choisi à l'aide de l'abaque de BAZIN, à partir du débit à transiter et la pente du radier.

L'auto-curage est la faculté du réseau de se nettoyer lui-même.

Les conditions d'auto-curage peuvent être traitées comme suit

$$v > 0,6 \text{ m/s pour } \frac{1}{10} Q_{ps}$$

$$v > 0,3 \text{ m/s pour } \frac{1}{100} Q_{ps}$$

Ses résultats des calculs, sont obtenus sur la base des calculs suivants.

Le débit à pleine section  $Q_{ps}$  et la vitesse à pleine section  $V_{ps}$  ont été tirés de l'abaque de BAZIN, à partir du diamètre de la canalisation et la pente hydraulique.

En fonction de  $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ , on tire de l'abaque.

$$\Gamma_H = \frac{H}{H_{ps}} \quad ; \quad H_{ps} = D.$$

$$\Gamma_V = \frac{V}{V_{ps}}$$

- Hauteur de remplissage  $H = D \cdot \Gamma_H$  (mm).
- Vitesse réelle de l'écoulement  $V = V_{ps} \cdot \Gamma_V$  (m/s).
- Vitesse d'écoulement pour  $Q_{ps}/10$   $V = 0,6 V_{ps}$  (m/s).

Collector	T <sub>max</sub>	I (m.p.m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Φ (mm)	Plane section		r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	r <sub>V</sub>	H (mm)	V (m/s)	v (1/10 Q <sub>ps</sub> ) (m/s)
					Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	v <sub>ps</sub> (m/s)						
CPA	(2)	(11)	(15)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)
	1-2	0.034	1.07	900	1.63	3.2	0.66	0.58	1.06	464	3.39	1.92
	2-3	0.020	1.44	1000	2.80	3.0	0.52	0.50	1.01	500	3.03	1.8
CSA.1	3-4	0.019	1.76	1000	2.25	2.9	0.78	0.66	1.10	660	3.19	1.74
	5-6	0.018	0.77	800	1.2	2.4	0.32	0.39	0.85	312	2.04	1.44
	6-4	0.004	0.86	800	1.8	3.5	0.48	0.48	0.98	384	3.43	2.1
CSA.2	7-8	0.036	0.16	400	0.25	1.9	0.64	0.56	1.05	224	1.20	1.14
	9-10	0.043	0.29	500	0.51	2.6	0.57	0.52	1.02	260	2.65	1.56
CSA.2	8-11	0.011	0.54	800	0.94	1.8	0.57	0.52	1.02	416	1.83	1.08
	CSA.3	0.009	0.50	800	0.85	1.7	0.59	0.55	1.03	440	1.75	1.02
CTA.3.1	12-13	0.025	0.54	600	0.65	2.2	0.83	0.69	1.12	414	2.46	1.32
	14-15	0.012	1.15	1000	1.90	2.2	0.61	0.56	1.05	560	2.31	1.32
CSA.3	13-16	0.012	0.15	400	0.16	1.4	0.98	0.78	1.12	312	1.57	0.84
	CSA.4	0.015	0.22	500	0.31	1.6	0.71	0.61	1.09	305	1.74	0.96
CTA.4.1	17-18	0.016	0.31	600	0.5	1.8	0.62	0.56	1.05	336	1.89	1.08
	18-19	0.016	0.22	500	0.31	1.6	0.71	0.61	1.09	305	1.74	0.96
CTA.4.1	20-19	0.015	0.31	600	0.5	1.8	0.62	0.56	1.05	336	1.89	1.08

Collecteur (N)	T <sub>Tronç</sub> (2)	I (m.p.m) (11)	Q (m <sup>3</sup> /s) (15)	Φ (mm) (22)	Pleine section		r <sub>Q</sub> (25)	r <sub>H</sub> (26)	r <sub>V</sub> (27)	H (mm) (28)	V (m/s) (29)	σ (1/10 Q <sub>P</sub> ) (m/s) (30)
					Q <sub>P</sub> (m <sup>3</sup> /s) (23)	V <sub>P</sub> (m/s) (24)						
CS1.4	19-21	0.004	0,52	800	0,57	1,2	0,91	0,74	1,11	592	1,33	0,72
CP1	4-11	0.010	3,80	1500	5,00	2,8	0,76	0,63	1,09	945	3,05	1,68
	11-16	0.010	4,64	1500	5,00	2,8	0,93	0,76	1,12	1140	3,14	1,68
	16-21	0.010	6,30	1800	8,30	3,4	0,76	0,63	1,09	1134	3,71	2,04
CP2	22-23	0.027	1,11	800	1,50	3	0,74	0,65	1,09	520	3,27	1,8
	23-24	0.018	1,43	1000	2,20	2,9	0,65	0,58	1,06	580	3,07	1,74
CS2.1	25-26	0.035	0,49	600	0,77	2,8	0,63	0,56	1,05	336	2,94	1,68
	26-27	0.048	0,55	600	0,9	3,1	0,61	0,56	1,05	336	3,26	1,86
	27-28	0.008	0,74	800	0,8	1,6	0,93	0,76	1,12	608	1,79	0,96
CT2.1.1	29-30	0.015	0,31	600	0,5	1,8	0,62	0,56	1,05	336	1,89	1,08
	30-28	0.047	0,42	500	0,51	2,6	0,82	0,68	1,14	340	2,96	1,56
CS2.1	28-24	0.015	1,27	1000	2,1	2,6	0,60	0,55	1,04	550	2,70	1,56
CP2	24-31	0.017	2,87	1200	3,51	3,1	0,82	0,68	1,14	876	3,53	1,86
CS2.2	32'-31	0.028	0,34	500	0,4	2,1	0,85	0,69	1,12	345	2,35	1,26

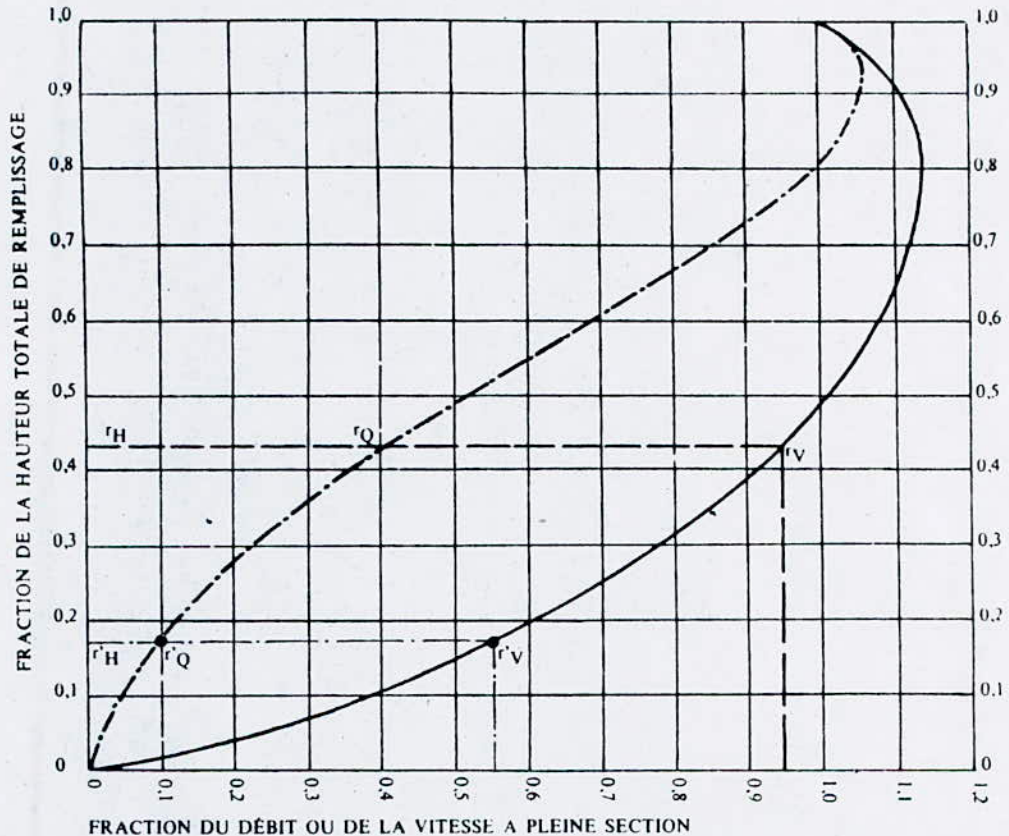
Collecteur (1)	Tronçon (2)	I (m.p.m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Z (mm)	Plaine section		Γ <sub>Q</sub>	Γ <sub>H</sub>	Γ <sub>V</sub>	H (mm)	V (m/s)	v <sup>2</sup> (1/90 Q <sup>2</sup> ) (m/s)
					Q <sub>p-2</sub> (m <sup>3</sup> /s)	v <sub>p-2</sub> (m/s)						
		(11)	(15)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)
CP2	31-32	0.001	3,99	1500	5	2,8	0,80	0,66	1,11	990	3,11	1,68
CS2.2	33-32	0.006	0,23	400	0,33	2,6	0,70	0,60	1,08	240	2,81	1,56
CP2	32-21	0.009	3,99	1500	4,52	2,7	0,88	0,72	1,13	1080	3,05	1,62
CP3	34-35	0.041	0,71	600	0,81	2,9	0,88	0,72	1,13	432	3,28	1,74
CS3.1	36-35	0.071	0,24	400	0,35	2,8	0,69	0,59	1,06	236	2,97	1,68
CP3	35-37	0.043	1,06	800	1,9	3,8	1,56	0,52	1,02	416	3,88	2,28
CS3.2	38-37	0.091	0,31	400	0,4	3,2	0,78	0,66	1,10	264	3,52	1,92
CP3	37-39	0.020	1,59	1000	2,4	3	0,66	0,58	1,06	580	3,18	1,8
CS3.3	40-41	0.060	0,52	500	0,59	3	0,88	0,72	1,13	360	3,39	1,8
	41-42	0.060	0,91	600	1	3,5	0,91	0,74	1,11	444	3,89	2,1
	42-39	0.014	1,23	1000	2	2,6	0,62	0,56	1,05	560	2,73	1,56
CP4	43-44	0.020	1,40	1000	2,87	3	0,49	0,48	0,98	480	2,94	1,8
CP5	45-46	0.040	0,40	500	0,49	2,6	0,82	0,68	1,14	340	2,96	1,56
	46-47	0.002	1,54	1000	2,45	3	0,63	0,56	1,05	560	3,15	1,8

Collecteur	Tronçon	I (m.p.m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Z (mm)	Pleine section		r <sub>Q</sub>	r <sub>H</sub>	r <sub>V</sub>	H (mm)	V (m/s)	v (1/10 q <sub>pe</sub> ) (m/s)
					Q <sub>pe</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>pe</sub> (m/s)						
					(23)	(24)						
(11)	(15)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)		
CP6	48-49	0.050	0,48	500	0,55	2,8	0,97	0,72	1,13	360	3,16	1,68
	49-50	0.020	1,08	800	1,22	2,6	0,89	0,72	1,13	576	2,94	1,56
	50-51	0.020	1,56	1000	2,45	3	0,64	0,56	1,05	560	3,15	1,8
CP7	52-53	0.032	0,55	600	0,71	2,5	0,77	0,63	1,09	378	2,73	1,5
	53-54	0.030	1,00	800	1,57	3,1	0,64	0,56	1,05	448	3,26	1,86
	54-55	0.030	1,18	800	1,57	3,1	0,75	0,63	1,09	504	3,38	1,86

ABAQUE Ab. 5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour  $r_Q = 0,40$ , on obtient  $r_V = 0,95$  et  $r_H = 0,43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r_V = 0,55$  et  $r_H = 0,17$  (autocurage).

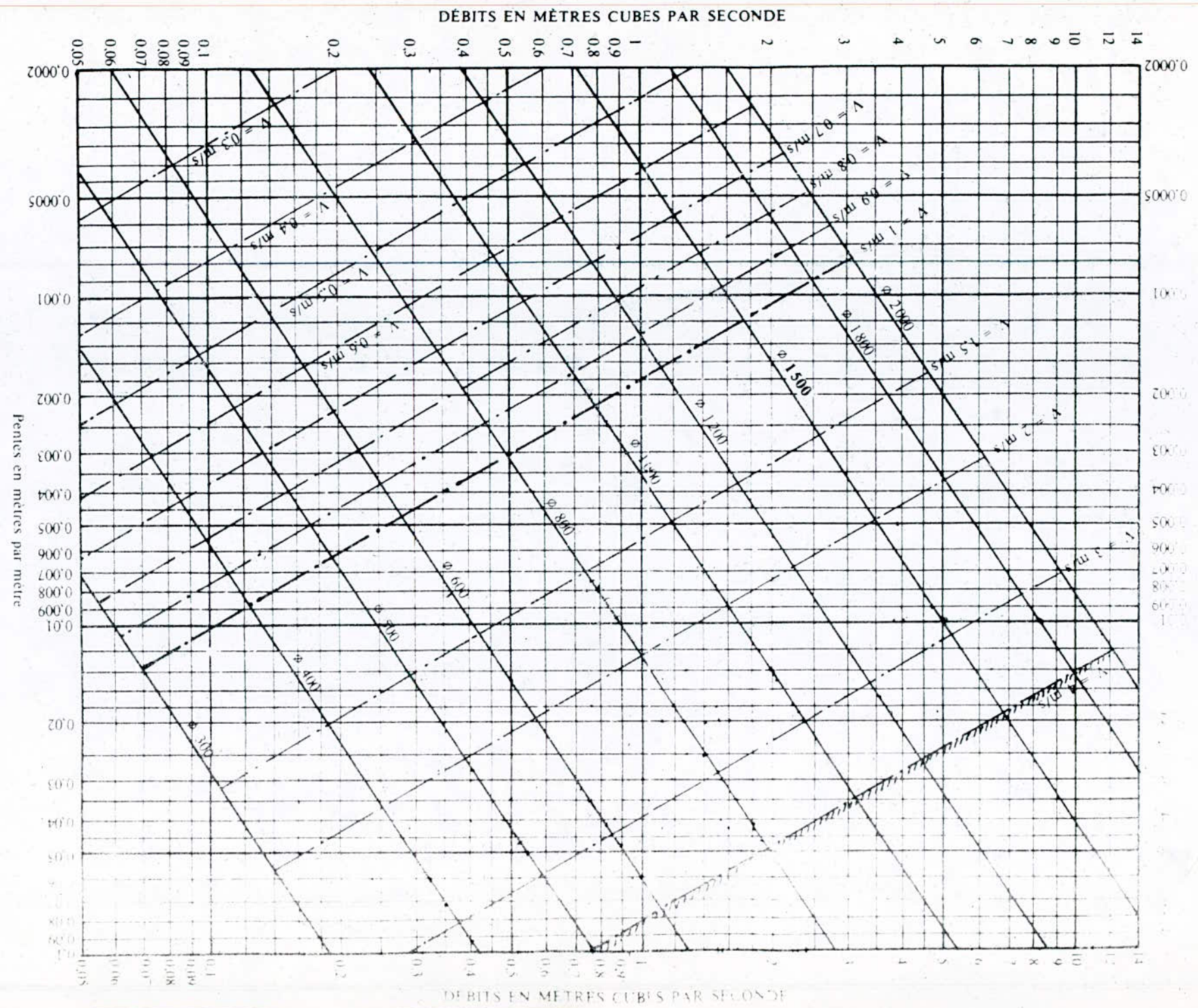
Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1,00$  est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1,07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0,95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1,14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0,80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

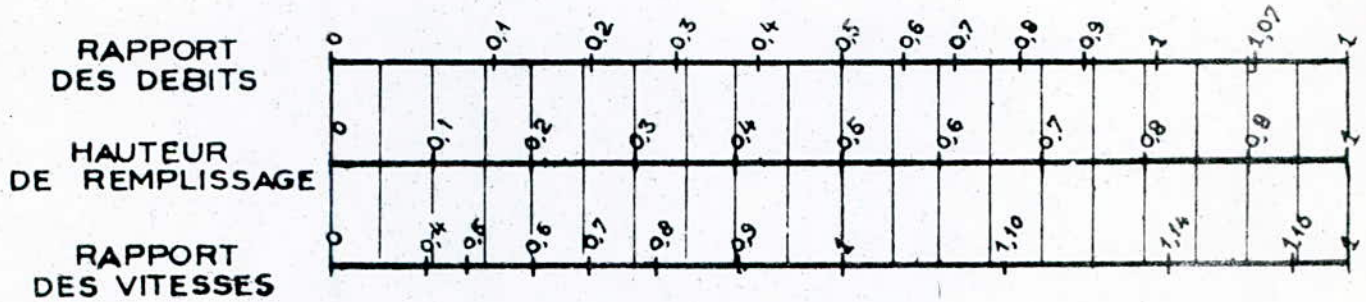




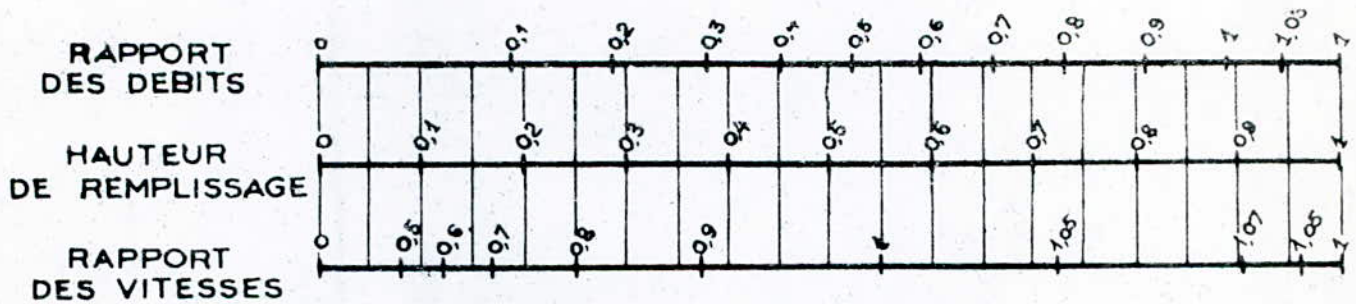
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $3/10$ , le débit est les  $2/10$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $78/100$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

## I. Deversoir d'orage

### I.1 Généralités

Les deversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction d'un exutoire naturel, une fraction de débit d'orage. Cette évacuation concerne, en général, la tranche d'eau supérieure à celle correspondant à la somme du débit des eaux usées et celui d'une petite pluvie.

La station d'épuration ne peut, d'une manière générale, recevoir que le triple du débit par temps sec ou le double du débit maximal d'eaux usées.

$$\text{Débit de passage} \approx 3. Q_{\text{moy. e.u}}$$

$$\approx 2. Q_{\text{max. e.u}}$$

Le deversoir d'orage avec seuil de déversement est la méthode la plus employée pour la séparation des eaux dans le réseau.

Le calcul est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du réseau ne peut pas être déterminé d'une façon précise.

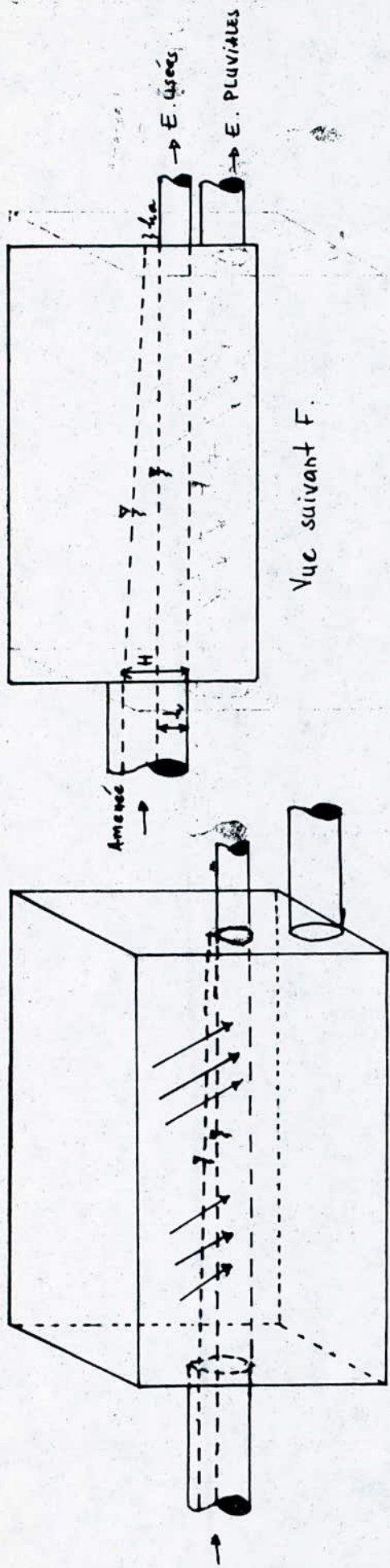
S'implacement d'un tuyau d'étranglement immédiatement après le deversoir d'orage est à recommander.

### I.2 Dimensionnement

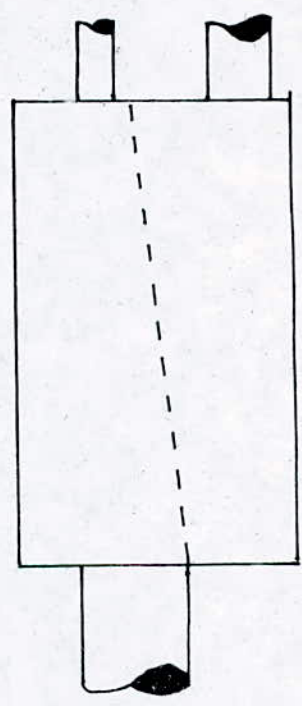
Nous projetons deux deversoirs d'orage, à la sortie du domaine urbanisé.

Le premier recueillant les eaux transitées par les collecteurs principaux CP1 et CP2.

Le second recueillant les eaux transitées par le reste des collecteurs.



F ↑



Amenée

$$Q_{ep} = 10,29 \text{ m}^3/\text{s} ; Q_{e.u} = 0,046 \text{ m}^3/\text{s} ; \beta = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{q_u}} = 1,92$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_{max} = 10,38 \text{ m}^3/\text{s} \\ I = 0,010 \end{array} \right\} \Rightarrow \Phi = 2000 \text{ mm}$$

L'abaque de BAZIN nous donne  $Q_{ps} = 11 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Etant donné que la station d'épuration peut recevoir le double du débit de pointe par temps sec, on a alors

$$Q_{st} = 2 \cdot 1,92 \cdot 0,046 = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit allant vers l'exutoire en temps de pluie sera

$$Q_{ex} = 10,38 - 0,18 = 10,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul du niveau d'eau dans le tuyau d'arrivée.

- Par temps de pluie

$$\Gamma_Q = \frac{Q_{max}}{Q_{ps}} = 0,94$$

$$\Gamma_H = 0,76$$

La hauteur de remplissage sera

$$H = \Gamma_H \cdot D = 1,52 \text{ m}$$

- Par temps de pluie, le débit rentrant à la station est

$$Q_{st} = 0,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Gamma_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} = 0,02$$

$$\Gamma_H = 0,01$$

La hauteur du seuil du déversoir d'orage

$$h_s = r_H \cdot D = 0,02 \text{ m.}$$

Hauteur de la lame déversante

$$H_d = H - h_s = 1,52 - 0,02 = 1,50 \text{ m.}$$

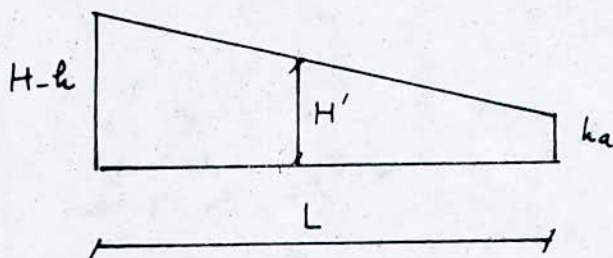
$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H')^{3/2}$$

On prend  $L = 10 \text{ m.}$  et  $\mu = 0,6.$

$$H' = \left( \frac{Q_d}{\frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$H' = \left( \frac{10,20}{\frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot 10 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$H' = 0,69 \text{ m}$$



$$h_a = (H - h_s) - 2H'$$

$$h_a = 1,50 - 1,38$$

$$h_a = 0,12 \text{ m}$$

2/

Amercé

$$Q_{ep} = 10,83 \text{ m}^3/\text{s} ; Q_{eu} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s} ; \phi = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{9m}} = 1,90$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_{max} = 10,93 \text{ m}^3/\text{s} \\ I = 0,011 \end{array} \right\} \Rightarrow \Phi = 2000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{st} = 2 \cdot 1,9 \cdot 0,05 = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Debit allant vers l'exutoire en temps de pluie :

$$Q_{ex} = Q_{max} - Q_{st}$$

$$Q_{ex} = 10,93 - 0,19 = 10,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Par temps de pluie :

$$r_Q = \frac{Q_{max}}{Q_{ps}} = 0,95$$

Par temps de pluie :

$$r_H = 0,76$$

La hauteur de remplissage sera

$$H = r_H \cdot D = 1,52 \text{ m}$$

- Par temps de pluie, le debit rentrant à la station est

$$Q_{st} = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$r_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} = 0,02$$

$$r_H = 0,01$$

La hauteur du seuil du dispositif d'orage

$$h_s = r_H \cdot D = 0,02 \text{ m}$$

La hauteur de la lame deversante

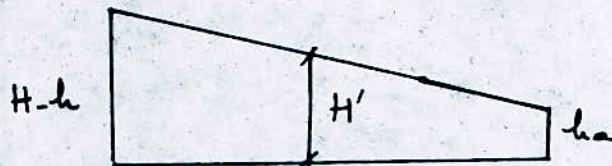
$$H_d = H - h_s = 1,52 - 0,02 = 1,50 \text{ m.}$$

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} \cdot H'^{3/2}$$

$$H' = \left( \frac{Q_d}{\frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$H' = \left( \frac{10,74}{\frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot 10 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3}$$

$$H' = 0,72 \text{ m.}$$



$$H' = \frac{(H-h) - ha}{2}$$

$$ha = (H-h) - 2H'$$

$$ha = 1,50 - 1,44$$

$$ha = 0,06 \text{ m.}$$



## Etude de la résistance mécanique aux charges extérieures

Nous traitons le tronçon 4-11 du collecteur principal CP1; le restant des tronçons du réseau est traité de la même façon et récapitulé dans le tableau qui suit.

Cette canalisation de diamètre 1500 mm, en béton armé, posée dans une tranchée de largeur (B) 2,50 m, avec une hauteur (H) de recouvrement de 1,50 m et soumise à l'action d'une charge roulante.

a) S'action des remblais

D'après  $E_1$ ; en interpolant entre  $H = 1,4$  m et  $H = 1,6$  m.

$$1,4 \longrightarrow 5910$$

$$1,5 \longrightarrow Q$$

$$1,6 \longrightarrow 6880$$

$$\frac{Q - 5910}{1,5 - 1,4} = \frac{6880 - Q}{1,6 - 1,5}$$

$$Q = \frac{5910 + 6880}{2} = 6395 \text{ tan/m.}$$

D'après  $E_2$ ; en interpolant entre  $H = 1,4$  m et  $H = 1,6$  m, avec

$$B = 2,5 \text{ m.}$$

$$1,4 \longrightarrow 6640$$

$$1,5 \longrightarrow Q$$

$$1,6 \longrightarrow 7500$$

$$\frac{Q - 6640}{1,5 - 1,4} = \frac{7500 - Q}{1,6 - 1,5}$$

$$Q = \frac{6640 + 7500}{2} = 7070 \text{ tan/m.}$$

L'action  $Q$  à retenir est  $6395 \text{ tAN/m}$ .

b) L'action des charges roulantes  $Q' = 0$ .

c) Charge équivalente  $P_c (D > 0,5 \text{ m}; m = 2)$ .

$$P_c = \frac{6395}{2} = 3197,5 \text{ tAN/m}.$$
$$\approx 3198 \text{ tAN/m}.$$

d) La charge de rupture minimale (rupture non fragile;  $\alpha = 1,3$ )

$$R > \alpha \cdot P_c$$

$$R > 1,3 \cdot 3198 = 4157,4 \text{ tAN/m}.$$

$$\approx 4158 \text{ tAN/m (serie 60A)}.$$

Collecteurs	Tronçons	$\Phi$ [mm]	B [m]	H [m]	Q d'après $E_1$ [Jan/m]	Q d'après $E_2$ [Jan/m]	Min ( $Q_{E_1}, Q_{E_2}$ ) [Jan/m]	Q d'après $E_4$ [Jan/m]	m	Pc	a	a.Pc	Zone
CP1	1-2	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	0	2	3185	1,5	4778	60B
	2-3	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	0	2	3270	1,3	6767	60A
	3-4	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	0	2	3270	1,3	4254	60A
CS1.1	5-6	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
	6-4	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
CSA.2	7-8	400	1,4	2,6	4420	6928	4420	1210	2,3	2748	1,5	4122	135B
CTA.21	9-10	500	1,5	2,5	5940	6034	5940	1575	2,3	2920	1,5	4380	90B
CS1.2	8-11	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
CS1.3	12-13	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
CT1.3.1	14-15	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
CS1.3	13-16	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870	2	5205	1,3	6767	60A
CS1.4	17-18	400	1,4	2,6	4420	6928	4420	1210	2,3	2748	1,5	4122	135B
	18-19	500	1,5	2,5	5940	6034	5940	1575	2,3	2920	1,5	438	90B

69.

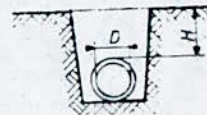
Collecteurs	Tronçons	$\Phi$ [mm]	$\delta$ [m]	H [m]	Q d'après $E_1$ [tan/m]	Q d'après $E_2$ [tan/m]	Min ( $Q_{E_1}, Q_{E_2}$ ) [tan/m]	Q d'après $E_4$ [tan/m]	m	$P_c$	$a$	a.P.c	Yonic
CT1.4.1	20-19	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
CS.1.4	19-21	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
CP1	4-11	1500	2,5	1,5	6395	7070	6395	0	2	3198	1,3	4158	60A
	11-16	1500	2,5	1,5	6395	7070	6395	0	2	3198	1,3	4158	60A
	16-21	1800	2,8	1,2	5870	6504	5870	0	2	2935	1,3	3816	60A
CP2	22-23	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
	23-24	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870	2	5205	1,3	6767	60A
CS2.1	25-26	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
	26-27	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
	27-28	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
CT2.1.1	29-30	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
	30-28	500	1,5	2,5	5140	6034	5140	1575	2,3	2920	1,5	438	90B
CS2.1	29-24	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870		5205	1,3	6767	60A

Collecteurs	T <sub>mmms</sub>	F [mm]	B [m]	H [m]	Q d'après E <sub>1</sub> [dan/m]	Q d'après E <sub>2</sub> [dan/m]	Min (Q <sub>E1</sub> , Q <sub>E2</sub> ) [dan/m]	Q d'après E <sub>4</sub> [dan/m]	m	P <sub>c</sub>	a	a.P <sub>c</sub>	Genre
CP2	24-31	1200	2,2	1,8	6580	7226	6580	5050	2	5815	1,3	7560	60A
CS2.2	32-31	500	1,5	2,5	5140	6034	5140	1575	2,3	2920	1,5	4380	90B
CP2	31-32	1500	2,5	1,5	6395	7070	6395	7115	2	6755	1,3	8782	60A
CS2.2	33-32	400	1,4	2,6	4420	6928	4420	1210	2,3	2748	1,5	4122	135B
CP2	32-21	1500	2,5	1,5	6395	7070	6395	7115	2	6755	1,3	8782	60A
CP3	34-35	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
CS3.1	36-35	400	1,4	2,6	4420	6928	4420	1210	2,3	2748	1,5	4122	135B
CP3	35-37	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
CS3.2	38-37	400	1,4	2,6	4420	6928	4420	1210	2,3	2748	1,5	4122	135B
CP3	37-39	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870	2	5205	1,3	6767	60A
CS3.3	40-41	500	1,5	2,5	5140	6034	5140	1575	2,3	2920	1,5	4380	90B
	41-42	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
	42-39	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870	2	5205	1,3	6767	60A

Collecteurs	Tronçons	$I$ [mm]	$B$ [m]	$H$ [m]	$Q$ d'après $E_1$ [dan/m]	$Q$ d'après $E_2$ [dan/m]	Min ( $Q_{E_1}, Q_{E_2}$ ) [dan/m]	$Q$ d'après $E_4$ [dan/m]	$m$	$P_c$	$a$	$a \cdot P_c$	Yonc
CP4	43-44	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	0	2	3270	1,3	4251	604
CP5	45-46	500	1,5	2,5	5140	6034	5140	1575	2,3	2820	1,5	4380	90B
	46-47	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870	2	5205	1,3	6767	60A
CP6	48-49	500	1,5	2,5	5140	6034	5140	0	2,3	2235	1,5	3353	60B
	49-50	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	0	2	3185	1,5	4778	60B
	50-51	1000	2,0	2,0	6540	7100	6540	3870	2	5205	1,3	6767	60A
CP7	52-53	600	1,6	2,4	5700	6330	5700	2600	2	4150	1,5	6225	135B
	53-54	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B
	54-55	800	1,8	2,2	6370	6800	6370	2850	2	4610	1,5	6915	90B

## ANNEXE E<sub>1</sub> CANALISATIONS RIGIDES

Valeur de l'action  $Q$  exercée par le remblai calculée avec l'hypothèse d'une tranchée large ou d'un remblai indéfini pour un poids volumique égal à 1800 daN/m<sup>3</sup> (Coefficient d'incertitude inclus)  
( $H$  en mètres,  $D$  en millimètres,  $Q$  en daN par mètre).



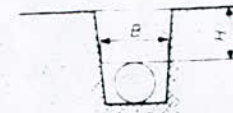
D (mm) \ H (m)	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1400	1500	1600	1800	2000
0.40	220	260	310	360	450	550	650	750	850	940	1050	1150	1250	1440	1540	1640	1840	2040
0.60	360	450	520	590	730	880	1020	1170	1320	1470	1610	1760	1910	2210	2360	2510	2800	3100
0.80	500	630	750	860	1050	1240	1430	1620	1820	2010	2210	2420	2610	3000	3200	3400	3790	4190
1.00	640	820	990	1140	1410	1630	1870	2120	2350	2600	2840	3080	3350	3850	4070	4320	4810	5310
1.20	780	1010	1220	1430	1780	2080	2350	2630	2920	3210	3530	3870	4210	4540	4890	5270	5870	6460
1.40	920	1200	1460	1710	2160	2550	2880	3210	3530	3870	4210	4540	4890	5330	5710	6260	6950	7640
1.60	1060	1390	1690	1990	2540	3020	3440	3820	4190	4570	4940	5330	5710	6490	6880	7270	8060	8850
1.80	1210	1570	1930	2270	2910	3490	4010	4470	4880	5300	5720	6150	6580	7450	7890	8350	9210	10090
2.00	1350	1760	2160	2560	3290	3960	4570	5130	5620	6070	6540	7020	7480	8440	8930	9430	10390	11370
2.20	1490	1950	2400	2840	3670	4430	5140	5790	6370	6900	7400	7910	8430	9480	10010	10540	11600	12680
2.40	1630	2140	2630	3120	4040	4900	5700	6440	7130	7750	8310	8870	9420	10550	11120	11700	12860	14020
2.60	1770	2320	2870	3400	4420	5380	6270	7110	7880	8590	9250	9860	10450	11660	12280	12960	14150	15400
2.80	1910	2510	3100	3690	4800	5850	6840	7760	8630	9440	10190	10890	11550	12820	13470	14140	15470	16820
3.00	2050	2700	3340	3970	5170	6320	7400	8420	9390	10290	11150	11950	12680	14020	14710	15420	16840	18280
3.50	2410	3170	3920	4670	6120	7500	8810	10080	11270	12410	13480	14500	15470	17220	18010	18810	20440	22090
4.00	2760	3640	4510	5380	7060	8670	10250	11720	13150	14530	15850	17090	18290	20500	21520	22480	24310	26160
4.50	3110	4110	5090	6090	8000	9850	11640	13360	15030	16640	18180	19680	21150	23790	25040	26240	28460	30510
5.00	3470	4580	5680	6790	8940	11050	13050	15010	16910	18760	20540	22270	23920	27080	28570	30000	32680	35130
5.50	3820	5050	6270	7500	9880	12210	14460	16660	18790	20870	22890	24840	26720	30360	32090	33750	36910	39820
6.00	4180	5520	6850	8200	10830	13380	15880	18310	20680	22990	25240	27430	29550	33650	35610	37510	41150	44520

**REMARQUES :**

1. Les valeurs du tableau sont à corriger, le cas échéant, dans le rapport du poids du terrain évalué, en daN/m<sup>3</sup>, à 1800.
2. Ce tableau est établi avec des diamètres extérieurs tels que  $D_e = 1,2 D$ . Pour des tuyaux de diamètre extérieur  $D_e$  différent, la charge  $Q$  peut être modifiée par le rapport  $\frac{D_e}{1,2 D}$ . Ce tableau peut être généralement appliqué sans modifications pour les tuyaux en béton.
3. Pour les tuyaux en amiante-ciment moins rigides que les tuyaux en béton, il est loisible de minorer de 10% les charges situées en-dessous de la limite en trait gras lorsque le rapport  $\frac{\text{épaisseur}}{D \text{ nominal}}$  est inférieur ou égal à 5%.

## ANNEXE E<sub>2</sub> CANALISATIONS RIGIDES

Valeur de l'action  $Q$  exercée par le remblai calculée avec l'hypothèse d'une tranchée étroite pour un poids volumique égal à  $1\ 800\ \text{daN/m}^3$  (Coefficient d'incertitude inclus) ( $B$  et  $H$  en mètres,  $Q$  en daN par mètre)



B (m) \ H (m)	0,7	1,0	1,3	1,6	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
0,40	530	780	1030	1270	1600	2020	2430	2850	3260	3670	4090	4500	4910
0,60	760	1130	1500	1870	2370	2990	3610	4230	4850	5470	6090	6710	7340
0,80	970	1460	1960	2450	3110	3940	4760	5590	6420	7250	8070	8900	9730
1,00	1170	1770	2390	3010	3830	4860	5890	6930	7960	9000	10030	11000	12100
1,20	1340	2070	2800	3540	4530	5760	7000	8240	9480	10720	11960	13200	14440
1,40	1500	2340	3190	4050	5200	6640	8080	9530	10970	12420	13870	15310	16760
1,60	1650	2600	3570	4540	5850	7500	9140	10790	12440	14100	15750	17400	19060
1,80	1790	2840	3920	5020	6490	8330	10180	12040	13890	15750	17610	19470	21330
2,00	1910	3070	4260	5470	7100	9150	11200	13260	15320	17380	19450	21510	23580
2,20	2020	3280	4590	5910	7690	9940	12190	14460	16720	18990	21260	23530	25800
2,40	2120	3480	4890	6330	8270	10710	13170	15630	18100	20570	23050	25520	28000
2,60	2220	3670	5190	6730	8830	11470	14120	16790	19460	22140	24820	27500	30180
2,80	2300	3850	5470	7120	9370	12200	15060	17920	20800	23680	26560	29450	32330
3,00	2380	4010	5730	7500	9890	12920	15970	19040	22120	25200	28280	31370	34470
3,50	2550	4380	6340	8370	11130	14640	18180	21740	25320	28910	32500	36100	39700
4,00	2680	4700	6880	9160	12280	16250	20270	24320	28400	32480	36580	40690	44800
4,50	2790	4970	7360	9870	13330	17760	22260	26790	31360	35940	40540	45150	49700
5,00	2870	5200	7790	10520	14310	19180	24140	29150	34200	39280	44370	49480	54600
5,50	2940	5400	8160	11110	15210	20510	25920	31410	36940	42500	48080	53690	59310
6,00	3000	5570	8500	11640	16050	21760	27620	33560	39570	45610	51680	57780	63890

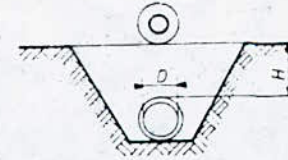
**REMARQUE :**

Les valeurs du tableau sont à corriger, le cas échéant, dans le rapport du poids du terrain évalué, en daN/m<sup>3</sup>, à 1 800.



ANNEXE E<sub>4</sub>

Valeur de l'action  $Q'$  exercée par le système de charges roulantes le plus défavorable compte tenu du coefficient dynamique (coefficient dynamique et d'incertitude inclus) ( $H$  en mètres,  $D$  en millimètres,  $Q'$  en daN par mètre)



D mm	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1800	2000
0.80	1620	2150	2670	3180	4180	5130	6020	6850	7610	8310	8950	9530	10050	10510	10930	11290	11620	12170	12630
1.00	1280	1790	2120	2530	3340	4120	4860	5560	6230	6850	7420	7960	8450	8900	9310	9690	10040	10660	11200
1.20	1050	1400	1740	2080	2760	3410	4040	4650	5220	5780	6300	6790	7250	7680	8090	8470	8820	9470	10060
1.40	890	1180	1470	1770	2340	2900	3450	3980	4490	4980	5450	5900	6330	6740	7130	7500	7860	8510	9110
1.60	760	1020	1270	1520	2020	2510	2990	3460	3930	4380	4810	5220	5620	6010	6380	6730	7070	7720	8320
1.80	670	900	1120	1340	1780	2220	2650	3070	3490	3900	4290	4680	5050	5410	5760	6100	6420	7050	7640
2.00	600	800	1060	1200	1590	1990	2380	2760	3140	3510	3870	4230	4570	4910	5240	5560	5870	6470	7040
2.20	540	720	900	1080	1440	1800	2150	2500	2850	3190	3520	3850	4170	4490	4800	5100	5390	5960	6500
2.40	500	660	820	990	1320	1640	1970	2290	2600	2920	3230	3530	3830	4120	4410	4690	4970	5510	6030
2.60	450	610	760	910	1210	1510	1800	2100	2390	2680	2970	3250	3530	3800	4070	4340	4600	5110	5600
2.80	420	560	700	840	1110	1370	1660	1940	2210	2480	2740	3010	3270	3520	3770	4020	4270	4750	5210
3.00	390	520	650	770	1030	1290	1540	1790	2040	2300	2540	2790	3030	3270	3510	3740	3970	4420	4860
3.50	320	430	540	650	860	1080	1290	1500	1710	1930	2130	2340	2540	2750	2950	3150	3350	3730	4110
4.00	275	370	460	550	730	910	1090	1280	1450	1630	1810	1990	2160	2340	2520	2680	2860	3190	3520
4.50	240	310	390	470	630	780	940	1100	1250	1410	1560	1710	1860	2010	2160	2310	2460	2750	3040
5.00	200	270	340	410	540	680	820	950	1080	1220	1350	1490	1620	1750	1880	2010	2140	2400	2650
5.50	180	240	300	360	480	600	720	830	950	1070	1190	1300	1420	1530	1650	1770	1880	2110	2330
6.00	160	210	260	320	420	530	630	730	830	940	1050	1150	1250	1350	1460	1560	1660	1860	2060

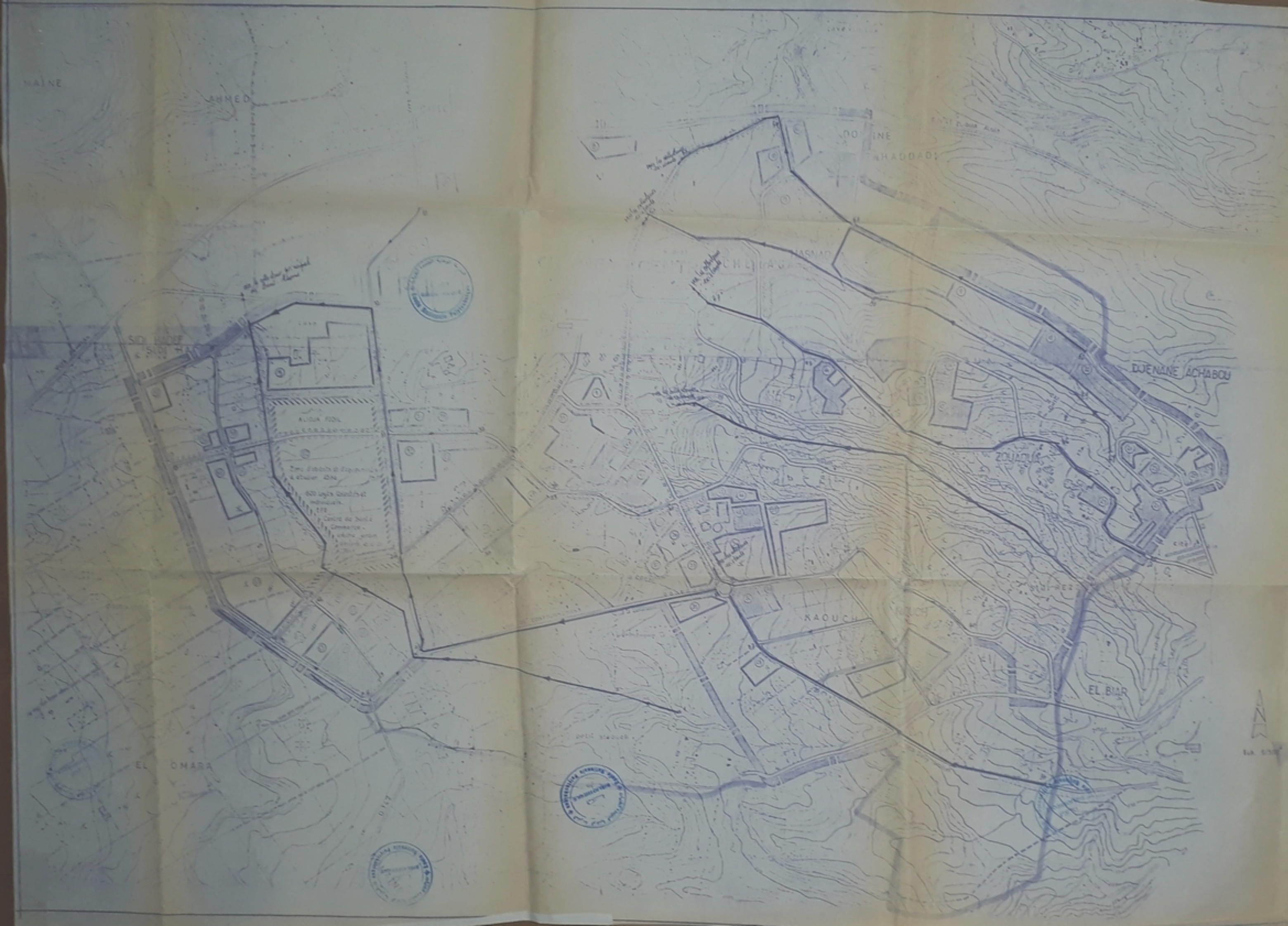
REMARQUE :

Ce tableau est établi avec des diamètres extérieurs  $D_e = 1,2 D$ . Pour des tuyaux de diamètre  $D'_e$  différent, les valeurs du tableau peuvent être modifiées dans le rapport  $\frac{D_e}{1,2 D}$ .

Les valeurs du tableau peuvent être généralement appliquées sans modification pour les tuyaux en béton.

## Bibliographie

- BONNIN (J.) - Aide memoire d'hydraulique urbaine. (Ed. Eyrolles 1982)
- BOURRIER (H.) - Les reseaux d'assainissement, calculs, applications, perspectives. (Ed. Technique et documentation 1981)
- CARLIER (M.) - Hydraulique generale et appliquee (Ed. Eyrolles 1980)
- COSTE (C.) et LOUDET (M.) - Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural. (Ed. du moniteur 1980).
- GUERREE (H.) et GOMELLA (C.) - Les eaux usees dans les agglomerations urbaines et rurales; I, la collecte. (Ed. Eyrolles 1982)
- IMHOFF (K.) - Manuel de l'assainissement urbain. (Ed. Dunod Paris 1964)
- PROJET DE FIN D'ETUDES - Reseau d'assainissement et station d'epuration de la ville de Biskra (Promotion Janvier 1986).

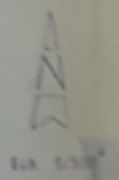


PH015/88



- Terrain disponible sans prix
- Terrain disponible sans de valeur
- Espace vert
- Zone à bâtir
- Limite de propriété d'Etat

<b>ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE</b>	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ORDONNEMENT DE CHARRAS ET SES CONTRAINTES	
PLAN DE SITUATION (ROYAUME POLYTECHNIQUE)	
Echelle 1/500	Département d'Apprentissage
Royaume de NALB	JUN 88
[Signature]	[Signature]





1	C = 0.40
	D = 116.4 hab/ha
	A = 70.58 ha

2	C = 0.50
	D = 126.8 hab/ha
	A = 70.02 ha

3	C = 0.35
	D = 88.7 hab/ha
	A = 98.62 ha

5	C = 0.25
	D = 65.6 hab/ha
	A = 101.22 ha

4	C = 0.25
	D = 63.4 hab/ha
	A = 90.46 ha

PH015/88

-2-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
LIMITE DE MEME DENSITES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
Departement d'hydraulique	
echelle : 1/5000 <sup>e</sup>	JUIN 88
PROMOTEUR : MR NAKIB	FAIT PAR : MR BAITICHE. S

MAINE

AHMED

CHIC

DOUINE

CHADDAI

CHERAGA CENTRE

HASMAO

DJENANE ACHABOU

ZOUAGUS

KOUCH

EL BIAR

SIDI HADEF

ALIZIA FOUA

Zone d'habitat dispersé  
à étudier (DPA)

600 Logis Gradifret  
individuels

Centre de Santé  
Commercia

aire de jeux  
des enfants

EL OMARA

COMAIN

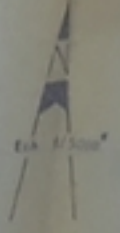
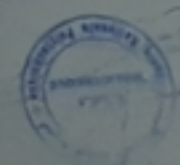


PH 215/88

- 3 -

- Terrain disponible bien protégé
- Espace vert
- Terrain disponible bien de l'état
- Zone à étudier
- limite de propriété d'usage
- Réseaux existants de type unitaire

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ORGANISATION DE CHARGES ET DE CENTRES	
RESERVA ESPLANADE (type voirie)	Département d'Algérie
	JUN 88
REALISATEUR: MR. BLAGA	FAIT PAR: MR. BAÏTICHE

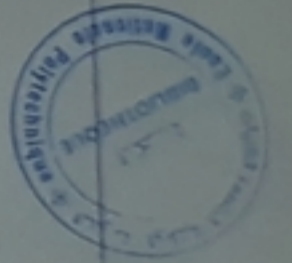




PHD 15/88

- 4 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
Profil en long du collecteur principal CP4	
échelles {	horizontale: 1/2500
	verticale: 1/200
Département d'Hydraulique	
JUN 88	
PROMOTEUR MR NAKIB	Fait par: M <sup>r</sup> BAITICHE. S



(200,00)

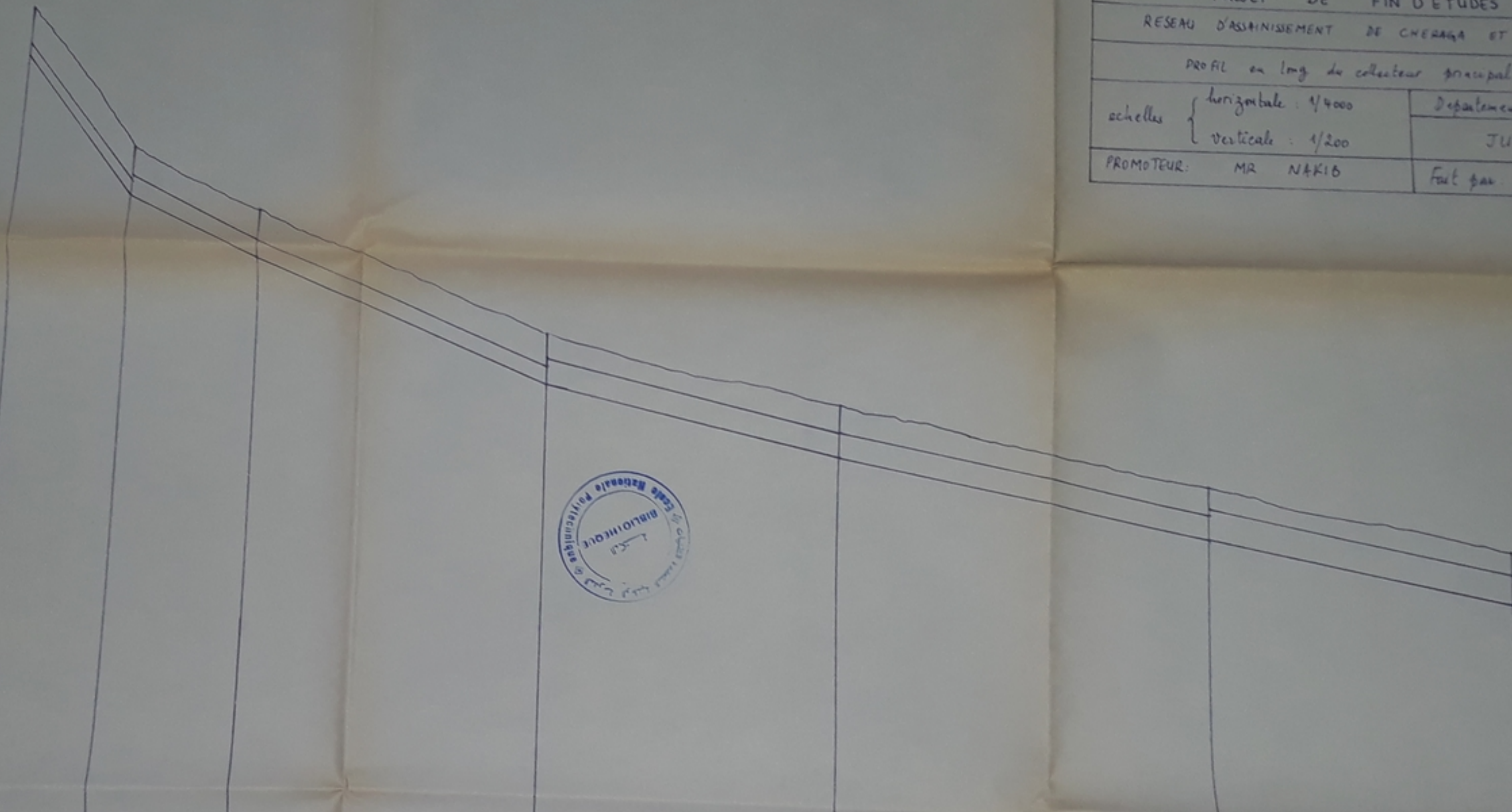
TRONCONS	43		
DIAMETRES (mm)			
Longueurs partielles (m)		1000	44
Longueurs cumulée (m)		1340	
Cotes de sol	254	1340	
Cotes de radier	251		
Pentes du radier (m. par m)		0.020	254,225,25



PH015/88

-5-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
PROFIL en long du collecteur principal CAS	
echelles	horizontale : 1/4000
	verticale : 1/200
Département d'Hydraulique	
JUN 88	
PROMOTEUR: MR NAKIB	Fait par MR BAITICHE S



(150,00)

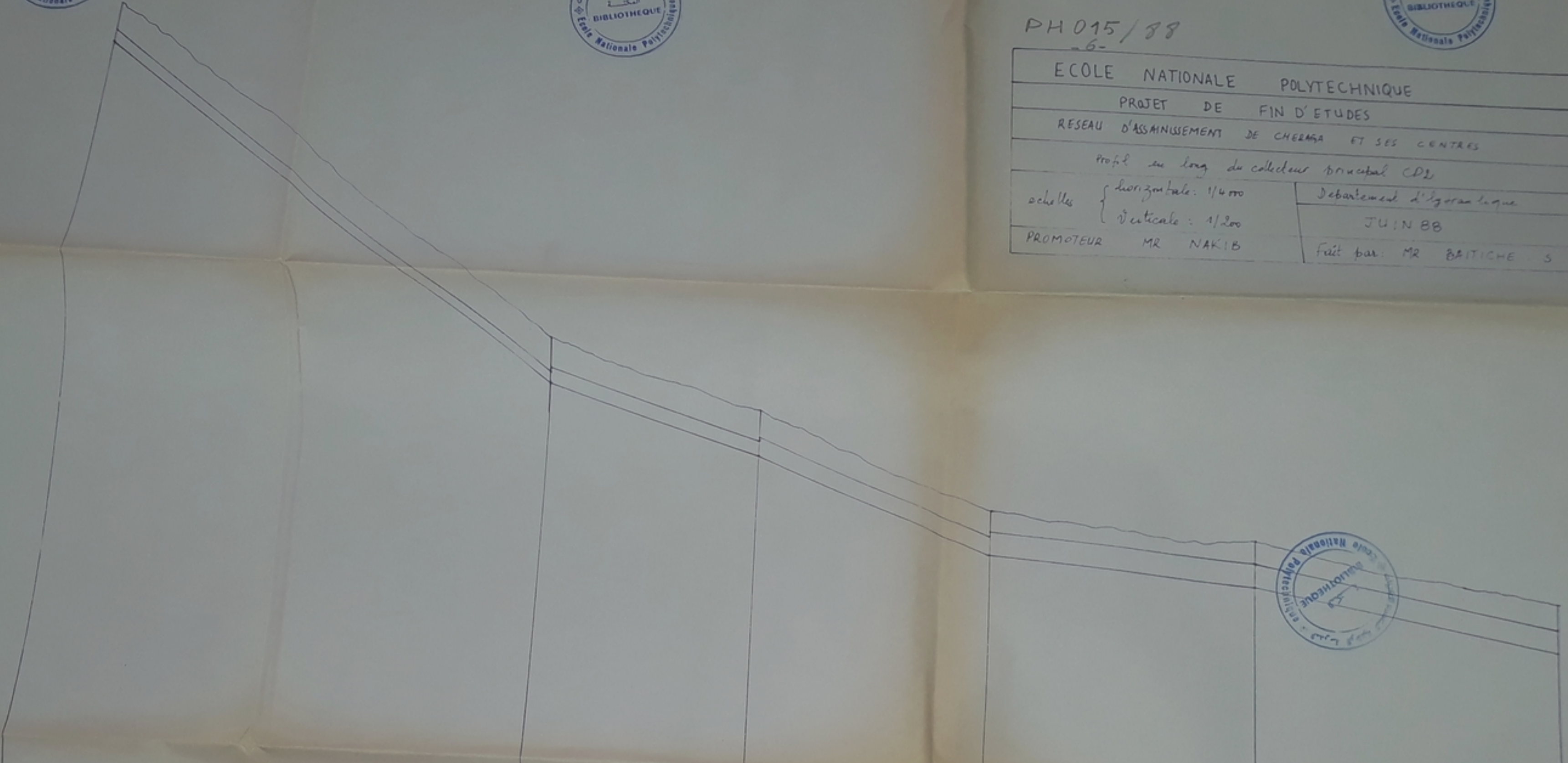
TRONCONS	1	2	3	4	5	6	7
DIAMETRES (mm)	800	1000	1000	1000	1500	1500	2100
Longueurs partielles (m)	250	185	390	355	445	1500	360
Longueurs cumulées (m)	0	250	435	825	1180	1625	1985
Cotes de sol	153,2	150,7	137	119,5	115,9	115,5	105,5
Cotes de radius	156,2	153,7	140,4	123,5	119,9	119,5	109,5
Pentes de radius (m-p.m)	0,034	0,020	0,049	0,040	0,040	0,040	0,040





PH 015/88  
-6-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
Profil en long du collecteur principal CD1	
echelles	horizontale: 1/4000
	verticale: 1/200
PROMOTEUR	MR NAKIB
Département d'Hydraulique	
JUIN 88	
Fait par: MR BAÏTICHE S	



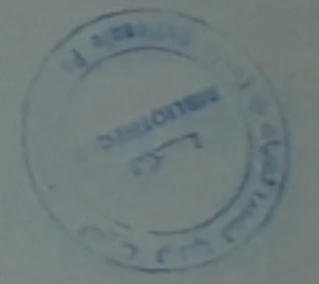
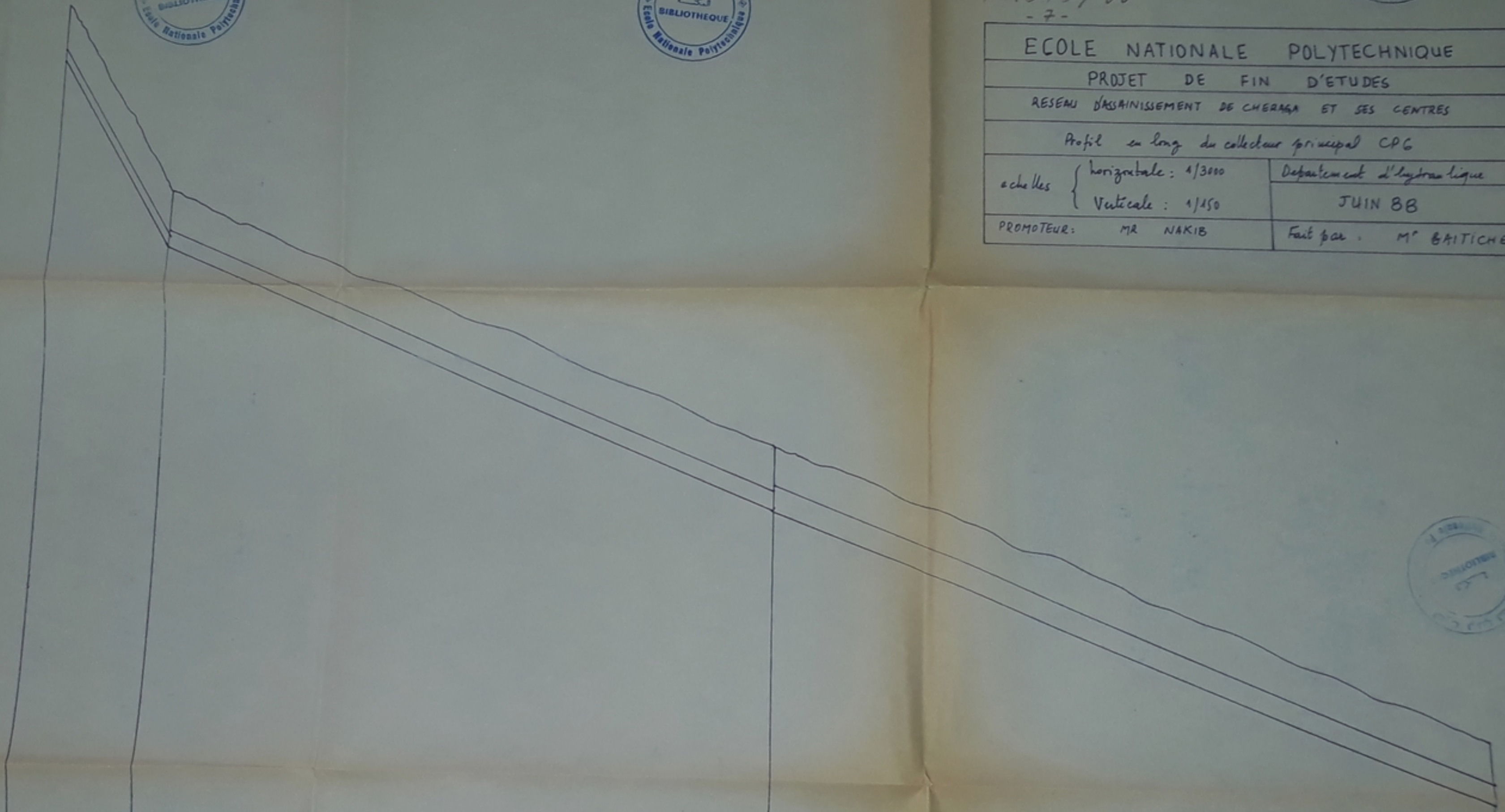
(150,00)							
TRONCONS	22						
DIAMETRES (mm)		800	23		24		31
Longueurs partielles (m)		915		1000		1200	32
Longueurs cumulées (m)	0			305		360	1500
Cotes du sol	208		180,3	183,915		174,8	171,7
Cotes du radius	205		180,3	183,9	182,0	174,8	171,7
Pentes du radius (m/m)		0,027		0,018		0,017	0,004
							0,009





PH015/88  
- 7 -

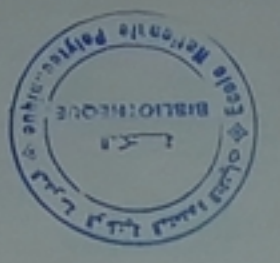
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
Profil en long du collecteur principal CPG	
échelles	horizontale : 1/3000
	verticale : 1/150
Département d'hydraulique	
JUN 88	
PROMOTEUR: MR NAKIB	Fait par: M <sup>r</sup> BAITICHE.S



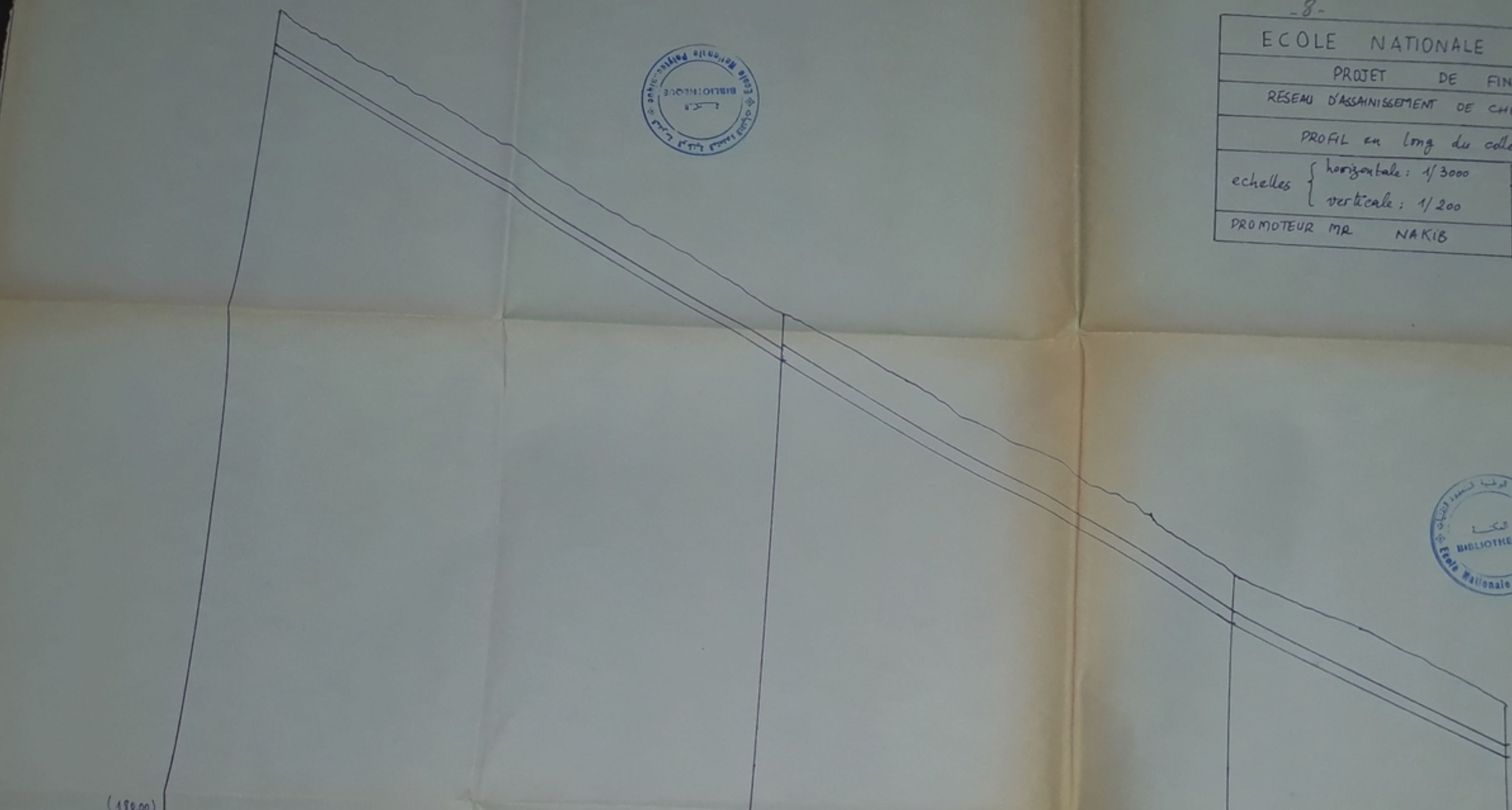
(210,00)						
TRONCONS	48	18		50		
DIAMETRES (mm)	500		800			81
longueurs partielles (m)	200		655		1000	
longueurs cumulés (m)	-	200			705	
Cotes du sol	115	205		216,9	225,5	231
Cotes du radier	110	200		216,9	225,5	231
Pentes du radier (m.p.m)	0,050		0,120			0,020



PH015/78  
-8-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
PROFIL en long du collecteur principal CP7	
echelles	horizontale: 1/3000
	verticale: 1/200
Departement d'hydraulique	
JUN 88	
PROMOTEUR MR NAKIB	Fait par: M <sup>r</sup> BAITICHE S

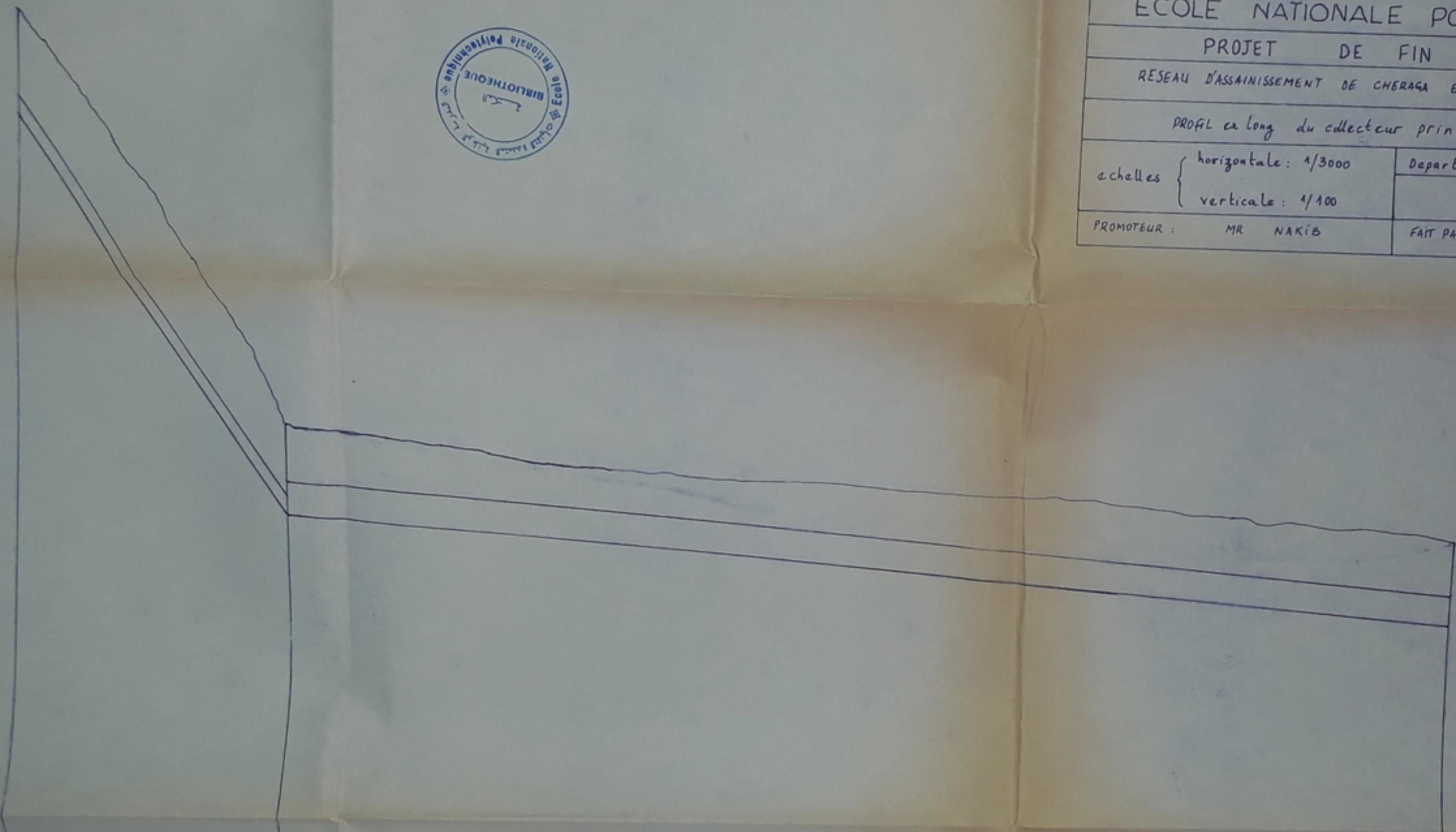


TRONÇONS	52	53	54	55
DIAMETRES (mm)	600	600	600	600
Longueurs partielles (m)	626	800	800	800
Longueurs cumulées (m)	0	515	1315	2115
Cotes de sol	233	213	193	173
Cotes de radier	230	210	190	170
Pentes du radier (m par m)	0.032	0.030	0.030	0.030



PH 015/88  
-9-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES	
PROFIL en long du collecteur principal CP5	
echelles {	horizontale: 1/3000
	verticale: 1/100
PROMOTEUR: MR NAKIB	Departement d'hydraulique
	JUIN 88
	FAIT PAR: MR DAITICHE S

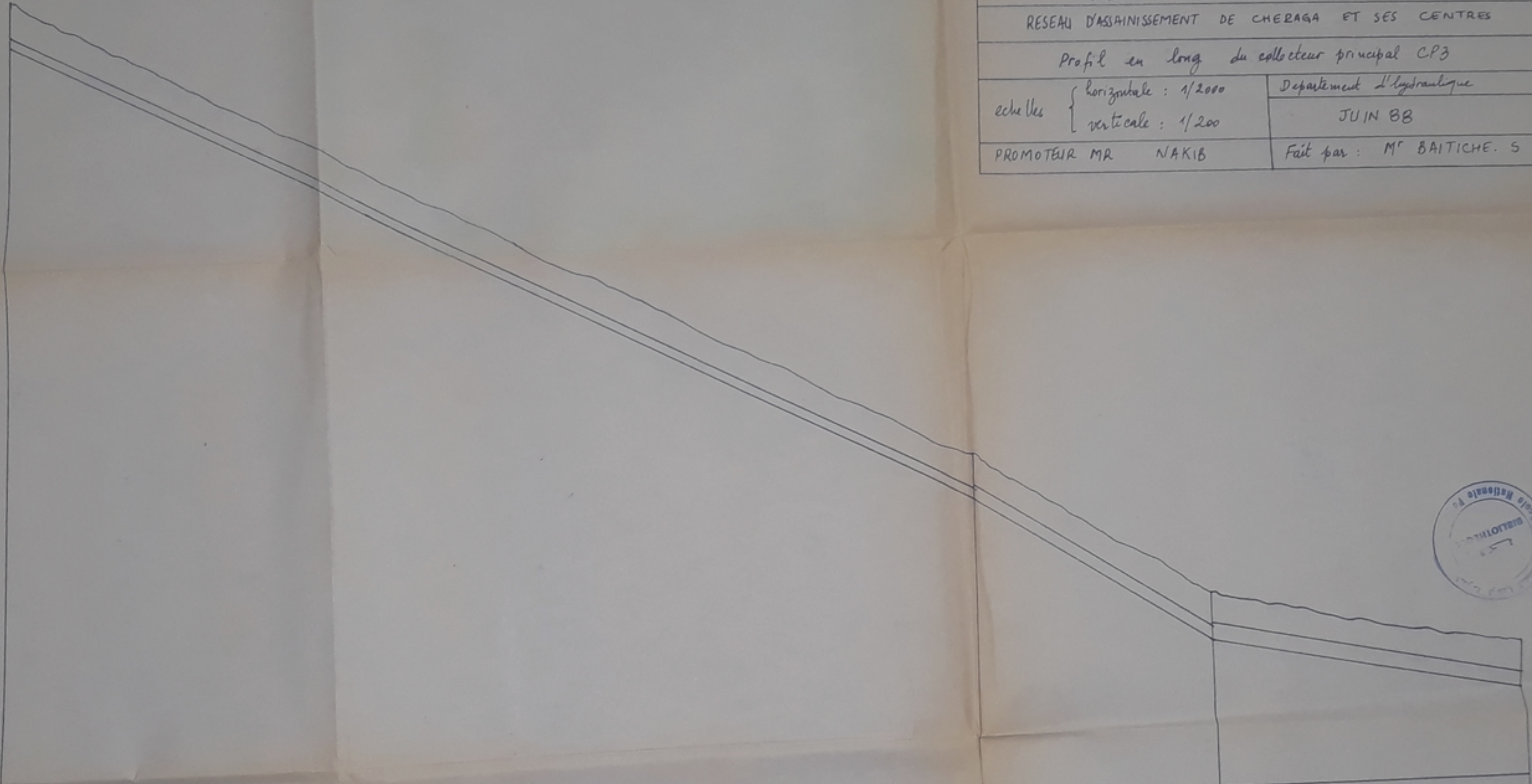


TRONCONS	45	46	47
DIAMETRES (mm)	500		
Longueurs partielles (m)	305		1000
Longueurs cumulées (m)	0	305	1075
Cotes de sol	273,226	274,205	268,130
Cotes du radius	273,226	274,205	268,130
Pentes des radius (= p m)	0,040		0,020



PH 016/88

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
PROJET DE FIN D'ETUDES		
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE CHERAGA ET SES CENTRES		
Profil en long du collecteur principal CP3		
echelles {	horizontale : 1/2000	Departement d'hydraulique
	verticale : 1/200	JUIN 88
PROMOTEUR MR NAKIB	Fait par : M <sup>r</sup> BAITICHE. S	



(200.00)		35	37	39
TRONCONS	34			
DIAMETRES(mm)		600	800	1000
Longueurs partielles (m)		785	210	215
Longueurs cumulees (m)	0	785	995	1210
Cotes du sol	157	219	210	205
Cotes de radier	152			
Pentes du radier (m/m)		0.043		0.020

