

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

POUR LES REGIONS

SEBAAT - MOUATSA - BEN CHOUBANE

4 PLANCHES

Proposé Par :

SETHYAL

Etudié par :

A.AZZOUG

Dirigé par :

Mr:- B. SALAH

PROMOTION :

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

SUJET

ETUDE D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

POUR LES REGIONS

SEBAAT – MOJATSA – BEN CHOU BANE

Proposé Par :

SETHVAL

Etudié par :

A.AZZOUG

Dirigé par :

Mr :- B. SALAH

PROMOTION :

RE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ATIONALE POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

ment: HYDRAULIQUE
ur: SALAH BOUALEM
génieur: AZZOUG AKLI

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

١٩٨٠

الموضوع: دراسة شبكة تصريف المياه القذرة لمناطق " مواتسة - سبات - وبن شويبا
الخلاصة: هذه الدراسة تشمل حساب شبكة أحادية لتصريف المياه القذرة ، ومياه الامطار
لثلاثة مناطق تبعد عن مقر البلدية بالرويبة ، بثلاثة كيلومترات
وتبعث هذه المياه فيما بعد الى محطة تطهير
المياه بالرغايبة .

Titre: Etude d'un réseau d'assainissement pour les régions MOUATSA, SEBAAT
BENCHCUBANE

résumé: Cette étude concerne le calcul d'un réseau unitaire pour l'évacuation
des eaux usées et pluviales pour le groupe de trois agglomérations
situé à trois Kilomètres du chef lieu de la commune de Rouiba . A
cet effet la methode rationnelle a été utilisée avec des données propre
au site . Les eaux collectées sont transités vers la station d'épuration
de Reghaia .

Subject: Study of a network of water disposal for MOUATSA, SEBBAT, BENCHCUBAL

Abstract: The present work concern a calculation of a signale network for
removal of used waters from a group of three Villages situated
at 3 Kms from the centre of Rouiba . For this ; a rtionnel method
been used with data spécifique to the site.

DEDICACES



Je dedie cette thèse à :

- Mon père et ma mère
- Mes frères et soeurs
- Mes ami (ES)

-o- R E M E R C I E M E N T S -o-

Qu'il me soit permis, au terme de cette étude d'exprimer mon entière gratitude à mon promoteur .

Monsieur SALAH BOUALEM pour ses conseils et son aide -

Je tiens à remercier également :
Monsieur MALIK (Maison H. PACKARD).

Monsieur ABDELATIF (Sous Lieutenant)

Monsieur ABDERAHMANE BENTABOUCHE

Monsieur KHAZNADJI MAHMOUD , et sans oublier les personnes qui m'ont aidées et soutenues durant l'exécution de ce travail et qui m'est impossible de tous les nommer .

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I-1 DEFINITION	6
I-2 PRESENTATION DU PROBLEME	9

CHAPITRE II : PRESENTATION DES CENTRES D'AGGLOMERATION

II-1 DESCRIPTION DU SITE	11
II-1-1 SITUATION GEOGRAPHIQUE	11
II-1-2 TOPOGRAPHIE	11
II-1-3 GEOLOGIE	11
II-1-4 PLUVIOMETRIE DE LA REGION	12
II-2 DONNEES RELATIVES A L'AGGLOMERATION	12
II-2-1 VOCATION ET IMPORTANCE DE L'AGGLOMERATION ..	12
II-2-2 MODE D'OCCUPATION DES SOLS	13
II-2-3 RELIEF	14
II-3 ASSAINISSEMENT EXISTANT	14
II-4 POPULATION	15

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

III-1 POPULATION FUTURE	15.
III-2 CHOIX DE LA LIMITE DES SOUS-BASSINS	16.
III-3 CHOIX DU COEFFICIENT DE RUISSELEMENT	17.
III-4 CALCUL DE LA DENSITE	17.

CHAPITRE IV : DETERMINATION DES DEBITS PLUVIAUX PAR LA
 METHODE RATIONNELLE

IV-1 INTRODUCTION	18.
IV-2 CALCUL DE L'INTENSITE MOYENNE DE PRECIPITATION ..	20.
IV-2-1 BASSINS EN SERIES	22.
IV-2-2 BASSINS EN PARALLELES	22.

CHAPITRE V : L'EVALUATION DES DEBITS D'EAUX USEES

V-1 NATURE ET QUANTITE DES EAUX USEES	25.
---	-----

CHAPITRE VI : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

VI-1 CONDITIONS D'ECOULEMENT ET EXPLOITATION	
VI-1-1 VITESSES ADMISSIBLES	29.
VI-1-2 DONNEES HYDRAULIQUES	30.
VI-1-3 DEGRE DE REMPLISSAGE	32.
VI-2 CHOIX DU SYSTEME DE RESEAU	39.

VI-3 CONDITIONS D'IMPLANTATION DU RESEAU	40
VI-3-1 EMBLACEMENT DES CANALISATIONS	40
VI-3-2 POSITION EN PROFONDEUR DES CANALISATIONS	40
VI-3-3 POSE DES CANALISATIONS EN TRANCHEES	41
VI-4 DISPOSITION CONSTRUCTIVE	41
VI-4-1 CHOIX DU MATERIAUX	41
VI-4-2 ETANCHEITE DES TUYAUX	42
CHAPITRE VII : OUVRAGES ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'EGOUT	
VII-1 OUVRAGES PRINCIPAUX	43
VII-2 OUVRAGES ANNEXES	43
VII-2-1 BRANCHEMENTS PARTICULIERS	43
VII-2-1-1 GENERALITES	43
VII-2-1-2 CARACTERISTIQUES	44
VII-2-2 CANIVAUX (RIGOLES)	44
VII-2-3 BOUCHES D'EGOUT	46
VII-2-3-1 ROLES	46
VII-2-3-2 CARACTERISTIQUES	46
VII-2-4 REGARDS	48
VII-2-4-1 ESPACEMENT ET EMBLACEMENT	48
VII-2-5 REGARDS DE CHASSE	48

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DU DÉVERSOIR D'ORAGE

La station d'épuration ne peut, d'une manière générale recevoir le triple ou au maximum le quadruple du débit du temps sec. Il est donc ordinairement inutile de faire transiter jusqu'à la station des débits d'orage destinés à être rejetés au préalable dans un milieu naturel.

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

Le calcul du déversoir d'orage en est très incertain, car le niveau d'eau à l'intérieur du déversoir ne peut être déterminé de façon précise.

Les deux collecteurs principaux sont soulagés par un déversoir d'orage avec une dilution de 4 (une partie d'eaux usées par trois parties d'eau pluviale) est atteinte par rapport au débit du temps sec.

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR D'ORAGE

VIII-1 DETERMINATION DU DEBIT A TEMPS SEC51.

VIII-2 DETERMINATION DE LA HAUTEUR DU DEVERSOIR53

CHAPITRE IX : STATION DE POMPAGE

IX-1 BUT PRINCIPAL DE LA STATION DE POMPAGE56.

IX-2 VIS D'ARCHIMEDE58.

CHAPITRE X : CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE I : INTRODUCTION

I-1 Definition

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux usées d'une communauté. Ces eaux sont collectées à l'intérieur de propriétés par un réseau de canalisation enterrées, puis évacuées gravitairement vers un égout public qui en assure le rejet dans un exutoire étudié de manière à ne pas nuire à l'hygiène publique.

On distingue :

- Les eaux de pluie
- Les eaux vannes ou eaux noires (WC)
- Les eaux ménagères ou grises (cuisines, salles de bain et des buanderias)

Toutes ces eaux véhiculent des matières organiques et minérales en suspension ou dissoutes dont la teneur caractérise le degré de pollution de l'eau.

I-2 Presentation du Probleme

L'objectif du present travail est d'etudier le reseau d'assainissement des trois centres ruraux a savoir les agglomerations de: MOUATSA, SEBAAT et BEN CHOUBANE qui sont situes a 3 km de ROUIBA, chef lieu de la commune. Ces centres ruraux ne disposent actuellement d' aucun systeme de collecte d'eau usee sauf pour SEBAAT qui est couvert partiellement par un reseau separatif. Les eaux residiaires sont rejetees dans l'oued SEGUIA.

L'assainissement de cette agglomeration est dicte par un souci d'une meilleur protection de l'environnement et elimination d'une nuisance engendre par ces rejets.

D'une facon generale, le reseau d'assainissement doit repondre a deux categories de preoccupation a savoir:

- Assurer une evacuation correcte des eaux pluviales de maniere a empecher la submersion des zones urbanisees et

eviter toute stagnation dans les points bas apres les
averses.

- Assurer l'evacuation des eaux usees menageres, les eaux
vannes et le cas echeant des eaux residuaires
industrielles.

Pour repondre a cet objectif, nous estimons qu'il serait
preferable d'envisager un systeme unitaire pour l'ensemble des
trois centre du fait qu'il est moins encombrant et plus economique
au point de vue dimensionnement.

Cette etude devrait pouvoir s'integrer dans le cadre de P.U.D de
la region de ROUIBA, REGHAIA qui prevoit entre autre
l'implantation d'une station d'epuration pour la collecte et
traitement des differents rejets qui proviennent non seulement
des dites trois centres mais egalement des agglomerations
avoisinantes.

CHAPITRE II : PRESENTATION DES CENTRES D'AGGLOMERATION

II-1 Description du Site

II-1-1 Situation Geographique

Ces trois centres ruraux qui forment une seule agglomeration sont situes a 30 km a l'Est d'Alger. En se referant a la carte topographique on remarque que les points les plus hauts qui dominant l'ensemble, sont situes a une altitude variant entre 22 et 37 m par rapport au niveau de la mer.

II-1-2 La Topographie

La topographie joue un role essentiel en matiere d'assainissement ou l'ecoulement gravitaire est de regle quand il s'agit d'evacuer des eaux aussi rapidement que possible, pour eviter les depots dans le reseau. Ces trois centres ruraux presentent une legere pente vers le Nord en direction de ROUIBA qui est traversee par le collecteur principal charge d'evacuer les eaux usees vers la station d'epuration de REGHAIA.

II-1-3 La Geologie

Pour tous les ouvrages sous-terrains et les ouvrages importants

comme le bassin de retenue, station de pompage, station d'épuration, une étude géotechnique de structure des terrains est nécessaire. La géologie de cette agglomération est composée de couche d'argile jusqu'à 4 à 5m de profondeur. Au delà se trouve le banc rocheux qui entraînera des problèmes de pente pour les conduites, si la profondeur d'excavation est très sollicitée.

II-1-4 La Pluviométrie de la Région

La pluviométrie constitue une donnée essentielle du coût du réseau, il faut savoir que l'agglomération doit être protégée contre les inondations provoquées par les eaux d'orage. Dans un réseau unitaire, c'est l'évacuation des eaux d'orage qui déterminent les caractéristiques hydrauliques des réseaux de collecte. Bien entendu les débits de pointe d'eau pluviale sont très supérieurs à ceux des pointes des eaux usées, de plus l'exploitation impose des pentes minimales supérieures pour les ouvrages d'eaux pluviales.

II-2 Données Relatives à l'Agglomération

II-2-1 Vocation et Importance de l'Agglomération

Suivant leur position géographique, les villes ont des vocations différentes. La nature de ces trois centres ruraux modifie les débits des eaux résiduelles. Pour les agglomérations

purement rurales, l'assainissement collectif constitue la solution preferable pour l'evacuation des eaux usees d'origine domestique. Cette zone ne contient pas de touristes ni d'activites industrielles preponderantes qui apporteraient une pollution de maniere a compliquer l'epuration du melange avec les eaux d'origine domestiques. Cette agglomeration est en majorite a vocation agricole.

II-2-2 Le Mode d'Occupation des Sols

Sur le plan d'assainissement, le mode d'occupation des sols determine:

- La qualite d'eau de ruissellement des voix publiques.
- La qualite et la nature des eaux usees produites par la population et ces activites.

Du point de vue urbanisme, les donnees d'un plan d'occupation des sols comprennent:

- Les coefficients d'occupation de sol (densite urbaine)
- Zone d'urbanisation, zone d'activite specialisee, voie et ouvrages publics.
- Zones naturelles, espaces boisees classees espaces verts.

II-2-3 Le Relief

Le relief de ces trois centres ruraux a assainir est tres regulier, la surface topographique presente une legere pente vers le Nord en direction de ROUIBA. L'oued Seguia traversant la majorite de l'agglomeration, est sec pendant une grande periode de l'annee.

II-3 Assainissement Existant

Tres souvent, dans une agglomeration, on se trouve en presence de canalisation deja existantes si ces ouvrages sont en bon etat, cette situation de fait, constitue une donnee de poids pour le choix de la solution a adopter dans notre cas, une partie seulement de ces centres est assainie en systeme separatif d'eau usee dont les pentes sont faibles, si bien que les pentes d'autocourage ne sont pas satisfaites a cause de la zone de SEBAAT dont le niveau est bas. IL faut noter par ailleurs un sous-dimensionnement du reseau qui est du essentiellement au developpement de l'agglomeration.

II-4 Population

D'après le recensement de l'année 1987 la population se répartie comme suit :

MOUATSA $P_0 = 4000$ hab

SEBAAT + 402 log = 6228 hab

BEN CHOUBANE $P_0 = 3962$ hab

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

III-1 Population Future

D'après l'évolution du niveau de vie, et la croissance démographique. On calcule la population pour l'an 2020 d'après la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1+K)^n$$

Où P_0 : désigne la population actuelle

$K = 3.2$, le taux de croissance pris à l'échelle nationale

P_n : désigne la population future

$n = 33$, l'écart d'années

Entre l'année de référence et de l'année du projet en question nous déterminons la population future pour chaque centre rural qui est donnée par le tableau N°1 :

CENTRES	Po	Pn
MOUATSA	4000 hab	11311 hab
SEBAAT	6228 hab	17645 hab
BEN CHOUBANE	3962 hab	11244 hab

Tableau N°1

On obtient une population totale de :

$$Pt = 40160 \text{ hab}$$

III-2 Choix De La Limite Des Sous-bassins

La répartition des sous-bassins a été prise suivant :

- Les aires élémentaires en utilisant les coefficients de ruissellement moyens.
- Les courbes de niveaux.
- Les routes.
- Les pentes
- Les limites naturelles (Oueds ,Collines,etc...)

Une goutte d'eau tombée dans une telle limite sera évacuée par un collecteur.

III-3 Choix Du Coefficient De Ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface est defini comme etant le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface au volume d'eau tombe sur elle. Quelques valeurs du coefficient de ruissellement C sont donnees ci-dessous :

-Habitation tres dense	0.9
-Habitation moins dense	0.6 a 0.7
-Quartier residentiel	0.2 a 0.3
-Zone industrielle	0.2 a 0.3
-Square, jardin, prairie ect...	0.05 a 0.2

III-4 Calcul De La Densite

Densite c'est le rapport du nombre d'habitant sur la surface

$$D = \frac{\text{Nbne hab}}{A}$$

Pour avoir une densite partielle on obtient :

$$D_i = \frac{C_i P_t}{C_{tp} A_t}$$

C_i : Coefficient de ruissellement partiel

P_t : Population totale

C_{tp} : Coefficient total pendere

A_t : Surface totale

On a donc été amené à calculer les valeurs de $P_i = D_i * A_i$ puisqu'il n'existe pas de P.U.D pour cette agglomération. LE tableau No 2 nous donne une idée sur la répartition de la population à travers tout le bassin à étudier :

DETERMINATION DE LA POPULATION POUR CHAQUE SOUS-BASSIN

BASSINS	SURFACES A_i (ha)	DENSITES	N. HAB
B 4-3	8.2	81.36	717
B 4-2	3.725	131.04	489
B 4-1	2.05	87.36	180
B 1-1	9.15	152.88	1399
B 1-2	3.375	174.72	590
B 1-3	3.1	87.36	271
B 2	19.9	262.08	5216
B 7	14.00	87.36	1224
B 8-1	8.2	131.04	1075
B 8-2	10.375	87.36	907
B 5	11.35	131.04	1514
B 6-1	9.150	131,04	1200
B 3	23.325	349.44	8151
B 6-2	4.125	262 08	1082
B 14-2	14.275	152.88	2183
B 14-1	2.775	174.72	485
B 13-6	6.775	218.4	1480
B 13-5	2.3	131.04	302

Tableau No 2

Suite du Tableau No2

B 12	10.7	131.04	1403
B 11	6.8	174.72	1189
B 13-7	2.225	174.72	389
B 13-4	5.625	262.08	1475
B 13-3	2.075	174.72	363
B 13-2	3.125	131.04	410
B 13-1	5.5	218.4	1202
B 10	12.375	218.40	2703
B 9	25.075	152.88	3834

CHAPITRE IV : DETERMINATION DES DEBITS PLUVIAUX PAR LA METHODE RATIONNELLE

IV-1 Introduction

Pour avoir une idee sur le debit pluvial des trois centres nous avons appliques la methode dite rationnelle, qui donne des resultats satisfaisants pour les petites agglomerations:

$$Q = K.C.I A$$

K : Coefficient minorateur de l'intensite

C : Coefficient de ruissellement

I : L'intensite moyenne de precipitation en l/s/ha

A : Aire d'apport en ha

Dans les calcules qui suivent on prent $k = 1$ nous devons egalement signaler que nous avons pris par hypothese que le coefficient C est constant pour toute la duree pluviometrique.

IV-2 Calcul de l'Intensite Moyenne de Precipitation

D'apres la formule de GUMBEL

$$I_{24}(P) = I_{24} C_v (\sqrt{6} / \pi) [-\ln(-\ln p) - 0.5772] + I_{24}$$

ou $\pi = 3.14$

Avec

$I_{24}(p)$: pluie journalière maximale annuelle de fréquence donnée

$$ET \quad I_{24} = \frac{P_j}{24} \text{ (mm/h)} \quad \text{Avec} \quad P_j = 53.1$$

P : Probabilité de non dépassement de I_{24}

$$P = 1 - 1/T \quad \text{Avec} \quad T = 2 \text{ Ans (periode de retour)}$$

d'ou

$$P = 1 - 1/2 = 0.5$$

et

$$C_v = 0.37 \quad (\text{exposant climatique})$$

d'ou

$$I_{24}(p) = 53.1/24 [0.37 \sqrt[6]{P_i (-\ln(-\ln 0.5) - 0.5772)}] + 53.1/24$$

$$I_{24}(p) = 2.08 \text{ mm/h}$$

d'apres la formule de Montani

$$I_t(p) = I_{24}(p) [t/24]^{b-1} \quad \text{en mm/h, avec } t \text{ en heures}$$

ou b : coefficient de variation

avec $t = 15$ min, le temps de concentration t_c sera

$$t_c = 3.98 (L / \sqrt{I})^{0.77}$$

ou L : longueur du collecteur en km

I : pente du collecteur en millièmes

$$I_t(p) = 2.08(0.25/24)^{0.37-1} = 2.08(0.25/24)^{-0.63}$$

donc on obtient

$$I_t(p) = 36.89$$

A partir de $I_t(p)$ on calcule l'intensité moyenne de précipitation

$$I = \frac{10000 \text{ (l/ha mm)} \cdot 36.89 \text{ (mm/min)}}{60 \text{ (s/min)} \cdot 60}$$

donc $I = 102.49 \text{ l/ha/s}$

Par suite, calculons pour chaque sous-bassin le débit d'eau pluviale qui est résumé dans le tableau suivant, sans oublier la longueur de chaque tronçon ainsi que la pente I qui est égale à la différence de cote amont et aval sur la distance L . C'est ainsi qu'on obtient le débit pluvial.

IV-2-1 Bassin en Série

a- Surface $A = A_1 + A_2 + \dots + A_n = \sum A_i$

b- Pente moyenne $I = \left[\sum L_i / \sum (L_i / \sqrt{I_i}) \right]^2$

L_i : longueur du collecteur

I_i : pente du collecteur

c- Coefficient de ruissellement $C = \sum C_i A_i / \sum A_i$

d- Temps de concentration $t = 3.98 \left[\sum L_i / \sqrt{I_i} \right]^{0.77}$

IV-2-2 Bassin en Parallèle

a- Surface $A = \sum A_i$

b- Pente

La pente moyenne équivalente est donnée par :

$$I = \frac{I_1 Q_1 + I_2 Q_2 + \dots + I_n Q_n}{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n} = \frac{\sum I_i Q_i}{\sum Q_i}$$

c- Coefficient de ruissellement

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

d- Temps de concentration

$$t_c = 3.98 \left(L / \sqrt{I} \right)^{0.77} \quad \text{reference}$$

L : la longueur la plus grande

Les resultats obtenus sont resumes dans le tableau No 3

Determination des debit pluviaux

Troncon	Bassin	Surface Ai (ha)	Coeff ruis C	Long L(m)	Pent I	Tc	Intens	Qp
1-2	B4-3	8.2	0.2	350	14	15	102.47	168.05
3-2	B4-2	3.725	0.3	235	4	15	102.47	114.51
2-4	B4-1	2.05	0.2	155	3	15	102.47	42.01
4-5	B1-1	9.15	0.35	750	4	26.72	71.22	228.08
6-5	B1-2	3.375	0.40	250	21	15	102.47	138.34
5-7	B1-3	3.1	0.2	250	4	15	102.47	63.53
8-7	B2	19.90	0.6	790	3	31.61	64.75	773.115
7-9	B7	14.00	0.2	500	4	19.55	86.75	242.9
10-9	B8-1	8.2	0.3	310	10	15.00	102.47	258.59
9-11	B8-2	10.375	0.2	325	15	15.00	102.47	212.63
12-13	B5	11.55	0.3	325	06	15.00	102.47	355.06
13-14	B6-1	09.150	0.3	465	06	15.82	99.08	271.98
15-14	B3	23.325	0.8	775	03	30.61	65.39	1220.18
14-16	B6-2	4.125	0.6	350	06	15.00	102.47	253.61
16-17	B14-2	14.275	0.35	275	07	15.00	102.47	511.97

Tableau No 3

Suite du tableau No 3

18-17	B14-1	2.775	0.4	140	08	15.00	102.47	113.74
19-17	B13-6	6.775	0.5	445	10	15.00	102.47	347.18
17-20	B13-5	2.3	0.3	200	05	15.00	102.47	70.70
22-21	B12	10.7	0.3	275	14	15.00	102.47	328.92
21-20	B11	6.8	0.4	335	08	15.00	102.47	287.72
20-23	B13-7	2.225	0.4	115	04	15.00	102.47	91.20
24-23	B13-4	5.625	0.6	225	20	15.00	102.47	345.84
23-25	B13-3	2.075	0.4	80	06	15.00	102.47	85.05
26-25	B13-2	3.125	0.3	150	27	15.00	102.47	96.07
25-27	B13-1	5.5	0.5	250	03	15.00	102.47	281.79
28-27	B10	12.375	0.5	375	13	15.00	102.47	634.03
27-11	B9	25.075	0.35	875	03	33.61	61.64	540.97

CHAPITRE V : L'EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES

V-1 Nature et Quantite des Eaux Usees

Les quantites d'eau a evacuer sont a considerer selon les valeurs extremes des debits qui president a la determination des caracteristiques physiques et hydrauliques des reseaux de transport.

Les eaux doivent etre rassemblees de facon hygienique dans les terrains et etre ensuite evacuees. Les eaux usees domestiques sont les eaux menageres et les eaux vannes qui regroupent:

- a- Les eaux de WC
- b- Les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et douche
- c- Les eaux usees des cours

D'une maniere generale les debits seront evalues sur la base de la consommation d'eau potable recensee au jour de la plus forte consommation de l'annee.

On calcule le debit d'eau usee moyen a partir de la dotation journaliere qui est de 200 l/hab/j . Le debit d'eau usee est de 80% du debit d'eau potable.

On obtient :

$$Q_m = \frac{d_i A_i 200}{24 \cdot 3600} \cdot 0.8 \quad [l/s]$$

Pour le calcul du debit d'eau usee maximum, on lui affectera un coefficient de pointe d'apres la formule suivante:

$$C_p = a + b / \sqrt{Q_m}$$

C_p : coefficient de pointe

a : le parametre qui exprime la limite inferieure a ne pas dépasser lorsque Q_m croit vers l'infini, d'ou $a = 1.5$

b : le parametre qui introduit par sommation avec le terme a , la valeur de croissance exprimee par le second terme de la formule lorsque Q_m tend vers zero.

On prend $b = 2.5$

Q_m : le debit moyen journalier des rejets exprimes en [l/s].

D'ou on obtient :

$$C_p = 1.5 + 2.5 / \sqrt{Q_m}$$

Donc le debit d'eau usee maximum est :

$$Q_{eu \max} = C_p \cdot Q_m \quad \text{en l/s}$$

Le debit d'eau usee total , c'est le debit d'eau usee max plus le debit d'eau pluvial bien que le debit d'eau usee est tres negligeeable par rapport au debit d'eau pluvial.

Donc $Q_t = Q_{eu \max} + Q_p$

Les resultats figurent dans le tableau No 4.

Evaluation des Eaux Usees

Bassin	Nb d'hab	Qeu m [l/s]	Cp	Qeu max [l/s]
B 4-3	717	1.330	3.66	4.86
B 4-2	489	0.905	4.13	3.74
B 4-1	180	0.333	3.83	1.94
B 1-1	1399	2.591	3.05	7.90
B 1-2	590	1.093	3.89	4.35
B 1-3	271	0.502	4.03	2.53
B 2	5216	9.659	2.3	22.22
B 7	1224	2.266	3.16	7.16
B 8-1	1075	1.990	3.27	6.51
B 8-2	907	1.679	3.43	5.76
B 5	1514	2.804	2.99	8.38
B 6-1	1200	2.222	3.18	7.07
B 3	815	15.094	2.14	32.30
B 6-2	1082	2.004	3.26	6.53
B 14-2	2183	4.042	2.74	11.08
B 14-1	485	0.898	3.14	3.72
B 13-6	1480	2.740	3.04	8.25
B 13-5	302	0.559	3.84	2.71
B 12	1403	2.598	3.05	7092

Tableau No 4

Suite du Tableau No 4

B 11	1189	2.202	3.18	7.00
B 13-7	389	0.720	3.44	3.20
B 13-4	1475	2.731	3.01	8.22
B 13-3	363	0.672	3.55	3.06
B 13-2	410	0.759	3.37	3.32
B 13-1	1202	2.226	3.17	7.06
B 10	2703	5.005	2.61	13.06
B 9	3834	7.1	2.44	17.32

CHAPITRE VI : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

VI-1 Condition d'écoulement et exploitation

VI-1-1 Vitesses Admissibles

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit dans toute la mesure du possible satisfaire aux conditions d'autocourage suivantes:

- L'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur decantation.
- L'entraînement des vases fermentissibles par un débit minimal d'eaux usees.

Afin de satisfaire a ces conditions on se fixe une vitesse minimal de 0.6 m/s.

- Par de suite de l'érosion du radier de canalisation par des matériaux charies, une vitesse d'écoulement maximal doit être respectée.

$$V_{\max} < 4\text{m/s}$$

VI.1.2 Données Hydrauliques

Les canalisations d'égout dimensionnées par un débit en plein section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps, que des quantités d'eau plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées, aussi elles ne seront que partiellement remplies de l'abaque de Manning-Strickler, pour une certaine valeur de pente, et du diamètre normalisé choisi on déduit le débit Q_{ps} et leur vitesse V_{ps} du tuyau rempli entièrement. Ces valeurs permettront d'apprécier le degré de remplissage pour chaque tronçon.

Pour le calcul de la section d'égout, la formule de base de l'écoulement libre est :

$$Q = V S$$

Q : Débit en mètres cube par seconde

V : La vitesse d'écoulement d'eau en m/s

On peut faire appel à la formule de Manning-Strickler

$$V = K R^{2/3} I^{1/2}$$

qui sera en définitif utilisée, car d'une part elle présente l'avantage d'avoir une forme monome qui permet des calculs plus simples et réalisables à la règle, et d'autre part elle s'applique bien pour la compréhension des procédés d'écoulement qu'on rencontre dans la technique d'élimination des eaux usées.

Le débit à travers une canalisation de section S s'exprime par :

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

avec K le coefficient de Manning qui dépend de la nature de l'effluent, de la nature des parois internes de la canalisation ainsi que du type de joints employés pour assurer l'étanchéité des tuyaux.

Un abaque spécial a été établi pour résoudre l'équation de Manning-Strickler pour une certaine valeur moyenne de coefficient K déterminé expérimentalement, et qui englobe tous les cas de fabrication rencontrés, (voir les eaux usées, H. Gomela, Annexe II)

On prend :

$$K = 90$$

En fonction de la pente du radier, et du debit Q_t a transiter a travers un troncon quelconque, on determine a l'aide de l'abaque de Manning-Strickler, le diametre D du troncon pour une canalisation circulaire, la section est :

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

et le rayon hydraulique sera : $R = 0,25 D$

Tous les calculs, se feront pour le type de section circulaire. En examinant l'etat de l'ecoulement dans chaque troncon, nous pouvons dire s'il faut ou non changer le type de section.

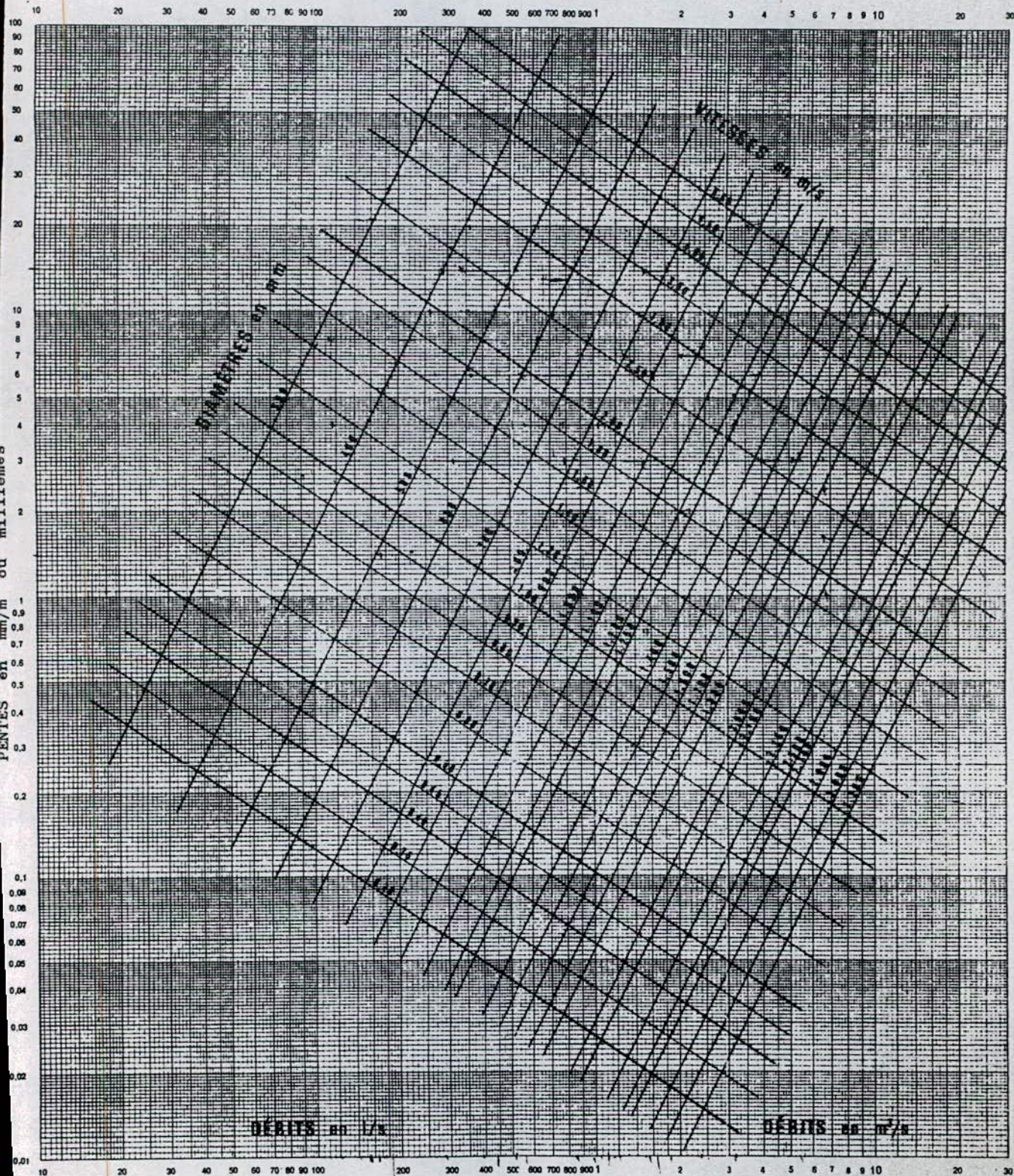
VI-1-3 Le Degre de Remplissage

La connaissance de la vitesse d'ecoulement s'etablissant en cas de remplissage partiel est utile pour l'appréciation des possibilites d'autocourage (vitesse du flot par temps secs). Cette vitesse V_{eu} est atteinte en regime uniforme pour un debit Q_{eu} correspondant a une fraction du debit a pleine section Q_{ps} .

ANNEXE IX

RÉSEAUX PLUVIAUX ET RÉSEAUX D'EAUX USEES

(Canalisations circulaires - Formule de Manning - Strickler)



Pour les calculs des graphiques de remplissage adimensionnels dans lesquels les valeurs de remplissage sont mentionnées sous forme d'un rapport avec le remplissage total, ils représentent les rapports de grandeurs géométrique et hydraulique en fonction de taux de remplissage H/D (ou $H=D$ pour la section circulaire).

Ainsi pour l'effluent de temps sec, on calcule la valeur du rapport

$$\alpha = Q_{eu}/Q_{ps}$$

A l'aide de l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage pour les ouvrages circulaires on obtient le tableau numéro 5:

Determination des Donnees Hydrauliques (degrees de remplissage)

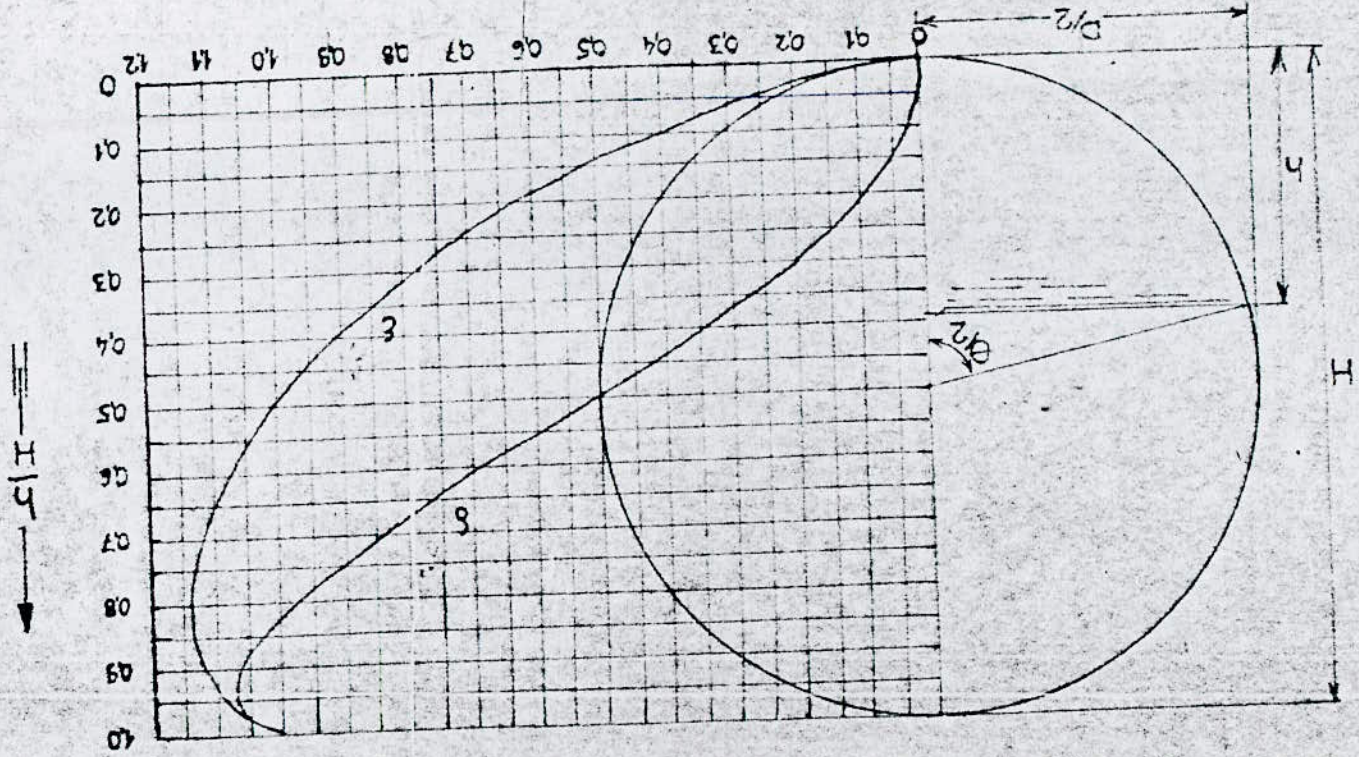
Troncon	Qt	Qt(cum)	D	Qps	Vps	rQ
1-2	173	173	400	285	2.35	0.61
3-2	118.25	118.25	400	158	1.23	0.75
2-4	43.95	335	600	390	1.40	0.85
4-5	235.98	571	700	680	1.78	0.84
6-5	142.69	142.69	300	163	2.35	0.88
5-7	66.06	780	800	980	1.83	0.80
8-7	795.34	795.34	800	850	1.70	0.94
7-9	250.06	1045	900	1100	2.0	0.95
10-9	258.59	258.59	500	290	2.0	0.89
9-11	218.39	1521.98	900	2500	3.90	0.61
12-13	363.44	363.44	600	560	1.98	0.85
13-14	279.05	642.49	700	840	2.35	0.77
15-14	1258.45	1258.45	1000	1480	1.96	0.85
14-16	260.14	1512.59	1000	1625	2.6	0.94
16-17	523.05	2035.6	1000	2350	3.0	0.86
18-17	117.46	117.46	400	220	1.68	0.53
19-17	355.43	355.43	500	440	2.30	0.81
17-20	73.41	2561.5	1200	3200	2.80	0.80

Tableau No 5a

Suite du Tableau No 5a

22-21	336.84	336.84	500	520	2.70	0.65
21-20	294.72	631.56	600	640	2.30	0.99
20-23	94.4	3193.06	1250	3200	2.65	0.99
24-23	354.06	354.06	500	600	3.20	0.59
23-25	88.11	3635.23	1250	3800	3.40	0.96
26-25	99.39	99.39	300	183	2.65	0.54
25-27	199.43	3934.05	1500	450	2.60	0.87
28-27	647.09	647.09	600	820	2.85	0.79
27-11	558.29	5139.13	1600	5400	2.75	0.95

Section circulaire. Vitesse et débit pour différentes profondeurs d'eau.
 V_h et Q_h : Vitesse moyenne et débit pour une hauteur d'eau h
 V_H et Q_H : Vitesse moyenne et débit pour une hauteur d'eau H



$$\leftarrow \frac{V_H}{Q_H} = S \cdot \frac{V_h}{Q_h} = \epsilon \rightarrow$$

Determination des Donnees Hydrauliques (degre de remplissage)

Troncon	rh	rv	H (m)	V (m/s)	Vqsp
1-2	0.55	1.05	220	2.47	1.48
3-2	0.62	1.08	248	1.33	0.80
2-4	0.70	1.12	420	1.57	0.94
4-5	0.68	1.11	476	1.98	1.19
6-5	0.72	1.12	216	2.63	1.58
5-7	0.66	1.10	528	2.01	1.21
8-7	0.77	1.13	616	1.92	1.15
7-9	0.78	1.14	702	2.28	1.37
10-9	0.72	1.12	360	2.24	1.34
9-11	0.55	1.05	495	4.09	2.46
12-13	0.57	1.06	342	2.4	1.26
13-14	0.64	1.10	448	2.59	1.55
15-14	0.7	1.12	700	2.20	1.32
14-16	0.77	1.13	770	2.94	1.76
16-17	0.7	1.12	700	3.36	2.02
18-17	0.63	1.03	212	1.73	1.04
19-17	0.66	1.10	330	2.53	1.52
17-20	0.66	1.10	792	3.08	1.85

Tableau No 5b

VI-2 Choix du Systeme de Reseau

Le systeme unitaire s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilite de concevoir economiquement un reseau d'eaux pluviales de surface c.a.d :

- Si les pentes du terrain sont faibles ce qui impose de grosses sections aux reseaux d'egout separatif. LE reseau de type unitaire est economique de pose, car facile a mettre en oeuvre surtout en site urbain deja encombre. en sachant d'une part que c'est toujours l'existant qui impose le choix.

Pour le systeme unitaire une seule conduite est utilisee pour evacuer les eaux pluviales et les eaux usees.

- Les differents eaux a evacuer sont:

Les eaux de ruissellement.

Les eaux usees, d'origine domestique.

Les eaux industrielles.

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux de pluie, l'evage et de drainage. Les eaux industrielles sont insignifiantes au niveau de notre agglomeration.

Suite du Tableau No 5b

22-21	0.57	1.06	285	2.86	1.72
21-20	0.79	1.13	988	2.99	1.79
20-23	0.79	1.13	988	2.99	1.79
24-23	0.54	1.04	270	3.33	2.0
23-25	0.78	1.14	975	3.88	2.33
26-25	0.53	1.03	159	2.73	1.64
25-27	0.71	1.11	1065	2.89	1.73
28-27	0.67	1.11	1065	2.89	1.73
27-11	0.78	1.14	1248	3.14	1.88

VI-3 Conditions d'Implantation du Réseau

VI-3-1 Emplacement des canalisations

Les rues ont une largeur de moins de 7 mètres, les canalisations d'égout seront donc placées dans l'axe de la chaussée: les branchements d'immeubles auront de ce fait la même longueur.

VI-3-2 Position en Profondeur des Canalisations

La continuité des niveaux au radier au ~~radier~~ est assurée uniquement pour éviter la meilleure partie de la pente disponible. Lors de la pose des conduites une profondeur minimale de 0.8m est représentée, pour les canalisations de tête. Les profondeurs des tuyaux sont déterminées selon les points de vue suivants:

a- les conduites sont à disposer suffisamment bas, pour franchir par en dessous et sans difficultés les autres conduites disposées dans les rues (eau potable, gaz, etc...) sans que les déplacements des canalisations mentionnées soient nécessaires.

Les conduites d'eaux usées sont à 10 cm sous celle d'adduction d'eau.

b- La résistance au gel: cette considération est négligée pour la région d'Alger (pas de gel).

VI-3-3 Pose des Canalisations en Tranchee

La largeur minimal B des tranches sera egale au diametre exterieur de la canalisation, augmente de 0.50m. Les tuyaux seront poses a partir de l'aval du reseau de facon a avoir les emboitements des conduites dirigees vers l'amont. Il faut comprimer les materiaux de remplissage.

$$B = D_{ext} + 0.5$$

VI-4 Disposition Constructive

VI-4-1 Le Choix du Materiaux

La canalisation constitue l'ouvrage principal du reseau d'assainissement, c'est pourquoi les materiaux de construction des installations d'eaux usees doivent etre de telle nature qu'ils puissent resister aux actions:

- mecaniques
- statiques
- chimiques

Les actions mecaniques resultent du charriage par les eaux usees, des sables, graviers, et autres, qui provoquent l'erosion des radiers.

Les charges statiques comprennent la position des terres et de l'eau, ainsi que les surcharges dues a la circulation.

Les attaques chimiques sur les materiaux de construction sont tres nombreuses. Il faudra tenir compte que des substances corrosives explosives ou toxiques pourront toujours parvenir dans les conduites.

VI-4-2 L'Etancheite des Tuyaux

Afin d'assurer de bonnes conditions d'etancheite il faudra:

- Obtenir une bonne compasite du materiaux constitutif (important pour contre).
- Minimiser les fuites provenantes surtout des joints, en utilisant des assemblages a anneaux roulants en caoutchoux, dont le montage est facile, et qui garantisse une bonne etancheite.
- Apporter un soin particulier a la pose des conduites.

Le beton qui est utilise souvent en Algerie sera choisi : le ciment alumineux utilise pour la preparation du beton, car il possede des proprietes anti-corrosives.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ET ACCESSOIRES DU RESEAU D'EGOUT

Les ouvrages constitutif d'un reseau d'egouts se divisent en deux :

- Ouvrages principaux
- Ouvrages annexes

VII-1 Ouvrages Principaux

Ce sont les canalisations, dont toutes les caracteristiques et les calculs ont ete traites aux chapitres precedents. Leur majorite ne sont pas visitables, car une grande partie du reseau est constituee de conduites dont le diametre ne depasse pas 1.50m

VII-2 Ouvrages Annexes

VII-2-1 Branchement Particulier

VII-2-1-1 Generalites

Le role des branchements particuliers est d'ecouler dans le reseau d'egout, les eaux usees et eventuellement les eaux pluviales des immeubles, en assurant les meilleures conditions d'hygiene des locaux, tout en sauvegardant le bon fonctionnement du reseau de collecte.

VII-2-1-2 Caractéristiques

Les branchements particuliers doivent être étanches et résistants. Pour un réseau du type unitaire, il y a un seul branchement par immeuble (canalisation d'évacuation). Un branchement particulier comprend:

- Le raccordement à l'immeuble
- La canalisation de branchement
- Le raccordement à l'égout public

La jonction d'un branchement particulier avec la canalisation d'évacuation des eaux de l'immeuble s'effectuera au moyen d'un siphon disconnecteur, ce qui permettra d'éviter l'obturation du branchement par des matières en provenance des locaux.

Le diamètre de la conduite de branchement sera au moins égal à 150mm.

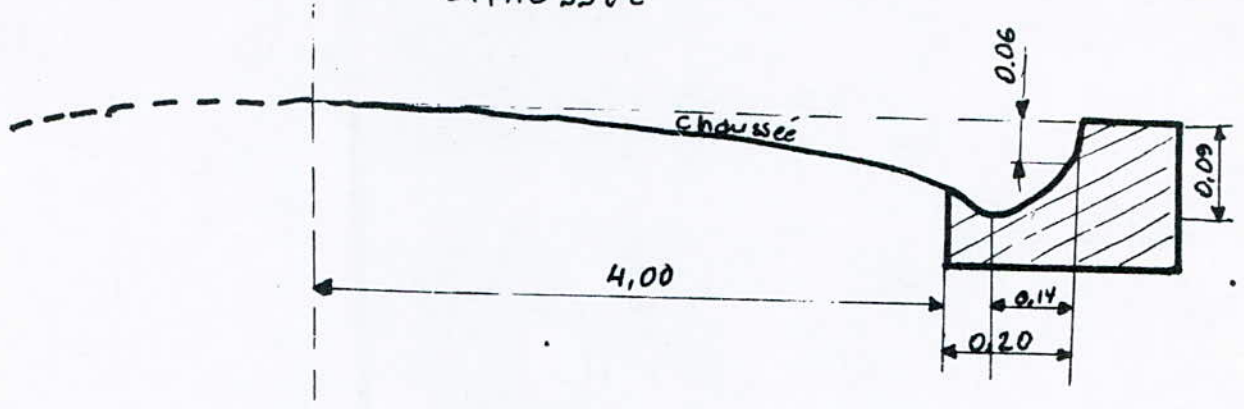
Les dispositifs de raccordement à une canalisation d'égout public pourront être constitués par:

- Un regard de jonction
- ou une boîte de branchement

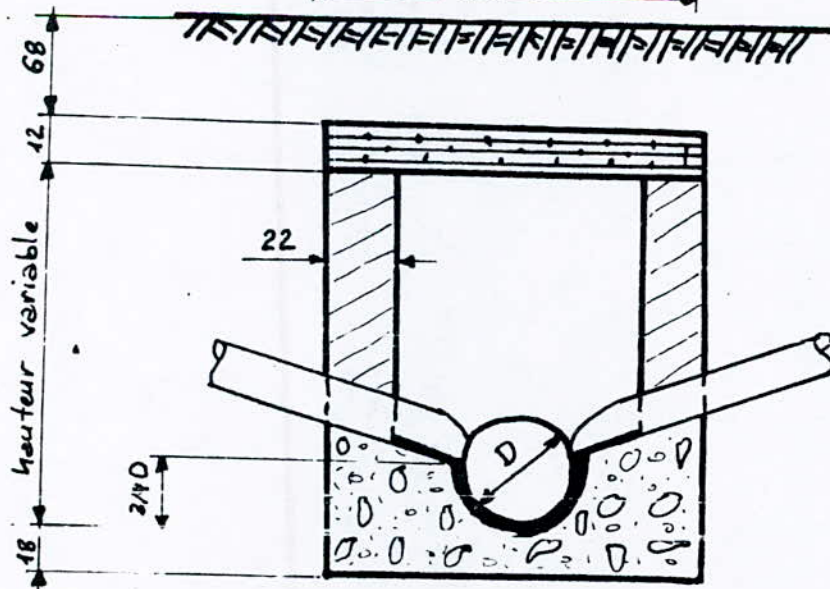
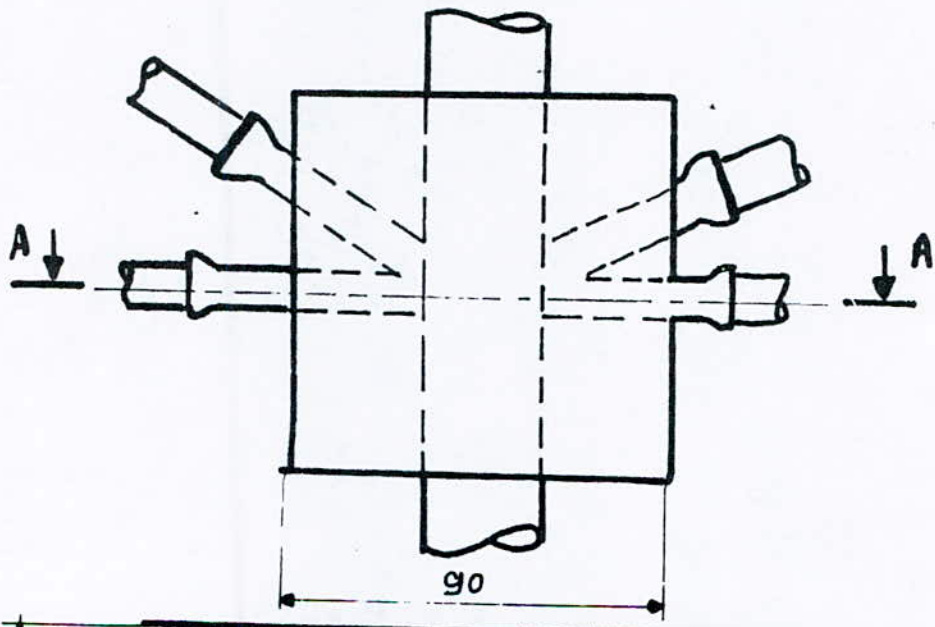
VII-2-2 Caniveaux (rigoles)

Les caniveaux sont destinés à véhiculer les eaux collectées, de la chaussée jusqu'aux bouches d'égout. Leur tracé sera prévu lors de la conception des voiries.

Coupe d'un caniveau inscrit dans la chaussée



BOITE DE BRANCHEMENT



COUPE A-A

VII-2-3 Bouches d'Egout

VII-2-3-1 Role

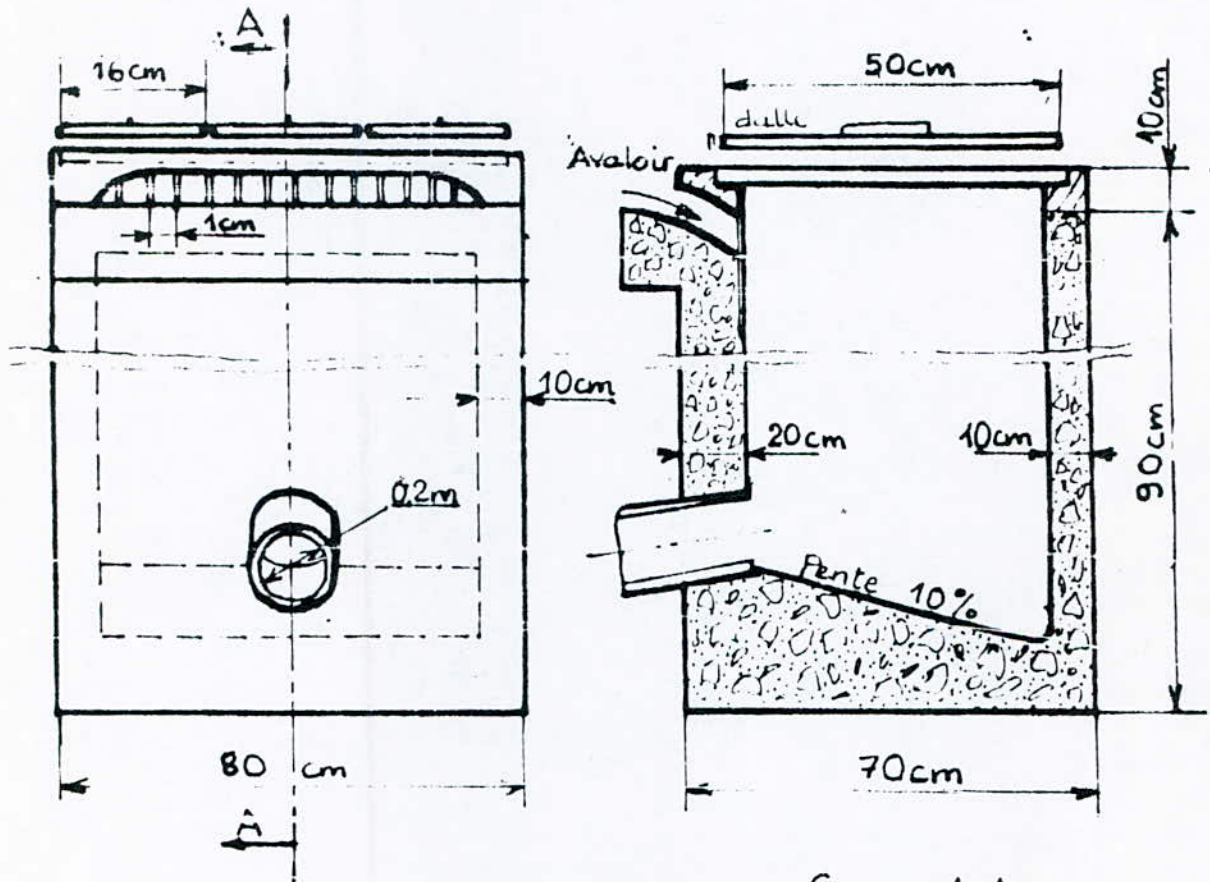
Les bouches d'egout servent a l'introduction dans un egout, des eaux de pluie et de lavage des rues. Elles doivent garantir une bonne ventilation et aeration du reseau.

VII-2-3-2 Caracteristiques

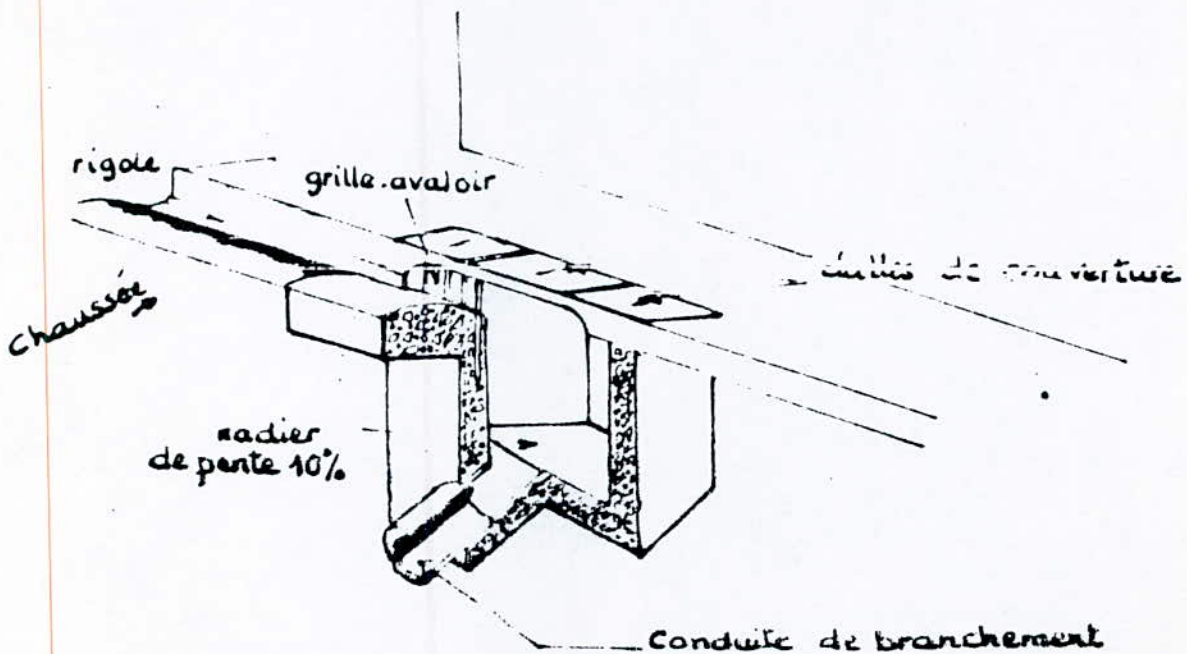
L'introduction de corps solides (obstruants, ou pulverulants) a l'interieur des canalisations est proscrire. Les Bouches d'egout sont du type selectif avec decantation, elles comprennent les elements suivant:

- Un branchement de raccordement a la canalisation d'evacuation, constitue par une conduite de diametre minimal de 0.2m
- Un radier etanche en beton, d'epaisseur de 10cm
- Un cadre superieur en beton arme, destine a supporter le couronnement de la bouche.
- Un dispositif de recouvrement constitue par une dalle en beton arme.
- Une ouverture a acces lateral, dite "avoiloir". Elles seront placees au bord de la chaussee.

BOUCHE D'ÉGOUT SELECTIVE A ACCÈS LATERAL AVEC DÉCANTATION.



Coupe A-A



VII-2-4 Regards

VII-2-4-1 Espacement et Emplacement

Il y aura entre chaque regard un espacement de 40 à 50 m, dans les lignes droites, un regard doit être disposé :

- au débouché d'une canalisation
- à chaque modification de section
- à chaque jonction de canalisation
- à chaque changement de pente

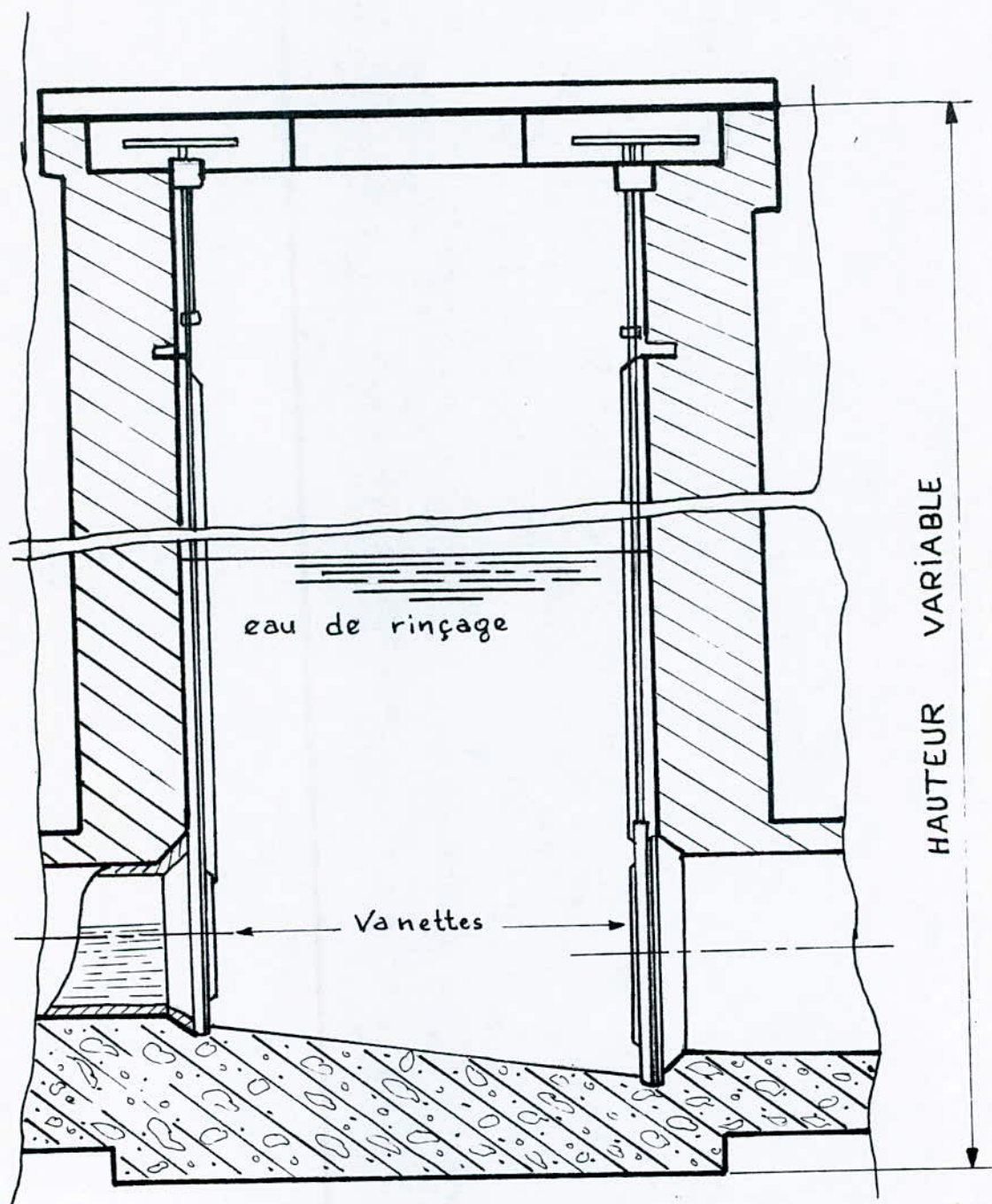
VII-2-5 Regards de Chasse d'Eau

Lorsque la pente de la canalisation d'eaux usées est insuffisante, on pallie ce défaut par des chasses. Un volume d'eau important, brusquement et périodiquement envoyé dans la canalisation, entraîne tous les éléments qui s'y sont déposés et font obstacle au bon écoulement,

le volume d'eau est obtenue par un siphon de chasse, placé dans un regard formant réservoir. le fonctionnement en est simple et automatique, le regard se remplit d'eau et comprime de l'air sous une cloche. A un certain niveau cet air se détend en chassant l'eau du réservoir.

Un siphon de chasse se place soit en tête de canalisation, soit mais plus rarement en cours de trajet. Il doit être implanté dans un endroit ventilé et comporter une alimentation en eau avec un robinet de barrage.

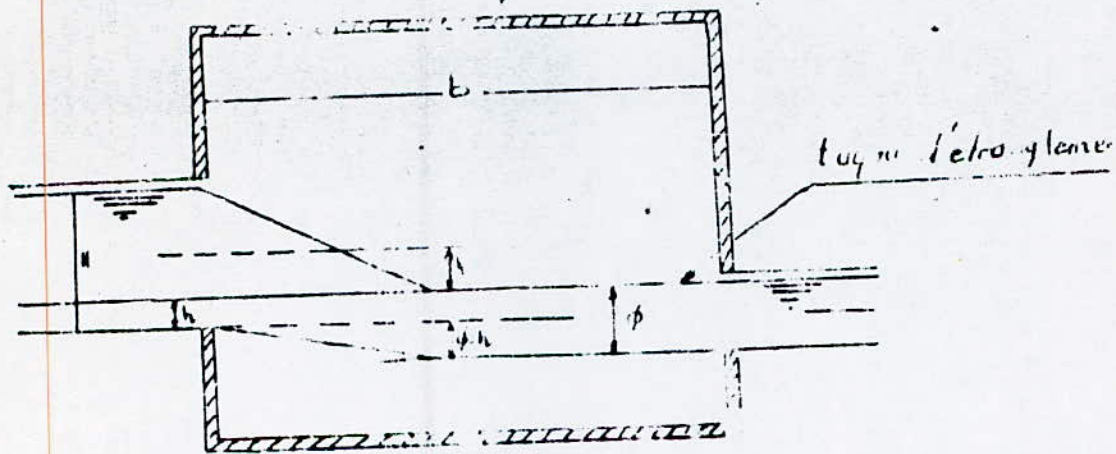
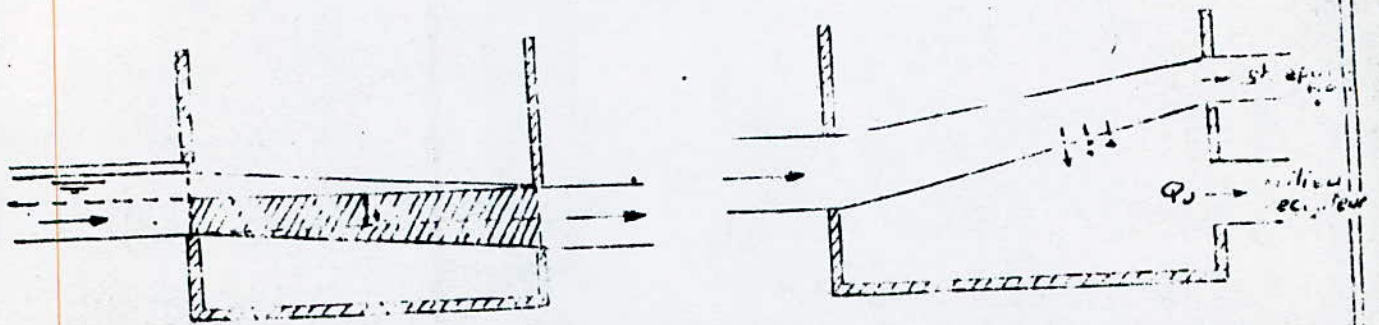
REGARD DE CHASSE



Une chasse ne doit pas concerner plus de 100 m de canalisation; le volume d'eau doit être égal au 1/6 du volume de la canalisation à curer et elle doit fonctionner au moins deux fois par jour.

L'expérience prouve que son fonctionnement est malheureusement souvent defectueux et qui demande une surveillance. Aussi s'efforce-t-on d'éviter son emploi, une solution consistant à rejeter en tête du réseau les eaux pluviales d'un bâtiment voisin.

Deversoir d'orage



VIII-1 Determination du Debit a Temps Sec

$$i \quad Q_{eu} \max = i \left(C_{pi} \frac{d_i s_i 200}{86400} \right) 0.8 ;$$

ou d_i : densite partielle

s_i : surface partielle en ha

$Q_{eu} \max$: debit partiel max d'eau usee en l/s

-Le debit Q_{st} allant vers la station d'epuration est :

$$Q_{st} = Q_{eu} \max + 3 Q_{eu} \max = 4 Q_{eu} \max$$

$$Q_{st} = 217.17 + 3 (217.17) = 868.68 \text{ l/s}$$

-Le debit Q_{rej} allant vers le milieu naturel (l'oued) :

$$Q_{rej} = Q_t - Q_{st}$$

$$Q_{rej} = 6661.11 - 868.68 = 5792.43 \text{ l/s}$$

VIII-2 Determination de la Hauteur du Deversoir

$$Q_t = 6661.11 \text{ l/s}$$

$$D = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Pente } I = 0.005$$

d'apres l'annexe IX, on a : $Q_{ps} = 7000 \text{ l/s}$ et $V_{ps} = 3.5 \text{ m/s}$

$$r_Q = Q_t / Q_{ps} = 6661.11 / 7000 = 0.95$$

D'après l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage pour les ouvrages circulaires on obtient

$$r_h = 0.78 \quad \text{et} \quad r_v = 1.14$$

$$H_t = r_h D = 1248 \text{ mm}$$

$$V = 3.99 \text{ m/s}$$

$$v = 1/10 Q_{ps} = 2.39 \text{ m/s}$$

$$r_{Qst} = Q_{st} / Q_{ps} = 868.68 / 900 = 0.96$$

$$r_h = 0.78 \quad \text{et} \quad r_v = 1.14$$

$$H_{st} = 780 \text{ mm}$$

$$V = 1.35 \text{ m/s}$$

$$v = 1/10 Q_{ps} = 0.81 \text{ m/s}$$

$$D_h = H_t - H_{st} = 1248 - 780 = 468 \text{ mm}$$

$$\text{or} \quad Q_{rej} = \frac{2}{3} u b \sqrt{\frac{2}{3} g} h_r^{2/3}$$

$$\text{avec } h_r = D_h / 2 = 234 \text{ mm}$$

$$u = 0.6 \quad \text{et} \quad Q_{rej} = 5792.43 \text{ l/s}$$

on détermine la valeur de b d'après :

$$b = \frac{3}{2} \frac{Q_{rej}}{u \sqrt{\frac{2}{3} g} h_r^{3/2}} = 28.88 \text{ m}$$

Remarque:

On obtient une largeur b du déversoir d'orage les environs de 28m, qui est une grande largeur. Alors pour ce cas on choisit deux déversoirs en parallèle avec une largeur chacun de 14 m.

Determination du Dimensionnement du collecteur principale
allant du deversoir d'orage vers la station d'epuration.

Troncon	Long (M)	Cote Am (M)	Cote Av (M)	Pente %	Qrej L/S
11-29	500	20.5	20	1	866,68
29-30	430	20	19.3	1.6	866,68
30-31	465	19.3	17,7	3	866,68
31-32	510	17.7	16,5	2,4	866,68
32-33	430	16.5	15,5	2,3	866,68
33-34	400	15.5	14,5	2,5	866,68
34-35	140	14.5	13,5	7,1	866,68

Tableau No 6a

Determination des donnees hydraulique (Degres de
remplissage du collecteur principale No 3

troncon	D (mm)	Vps m/s	Qps l/s	rQ	rH	rV	H mm	V m/s	V 0,6 < V
11-29	1000	1,18	900	0,96	0,78	1,14	780	1,35	0,81
29-30	1000	1,45	1140	0,76	3,64	1,10	640	1,60	0,860
30-31	900	1,85	1150	0,75	0,62	1,08	558	2	1,20
31-32	900	1,64	1050	0,83	0,69	1,11	621	1,64	1,08
32-33	900	1,60	1000	0,87	0,71	1,12	639	1,79	1,08
33-34	900	1,68	1060	0,82	0,67	1,11	603	1,86	1,12
34-35	700	2,40	920	0,84	0,68	1,11	476	2,66	1,60

Tableau No 6b

CHAPITRE IX : STATION DE POMPAGE

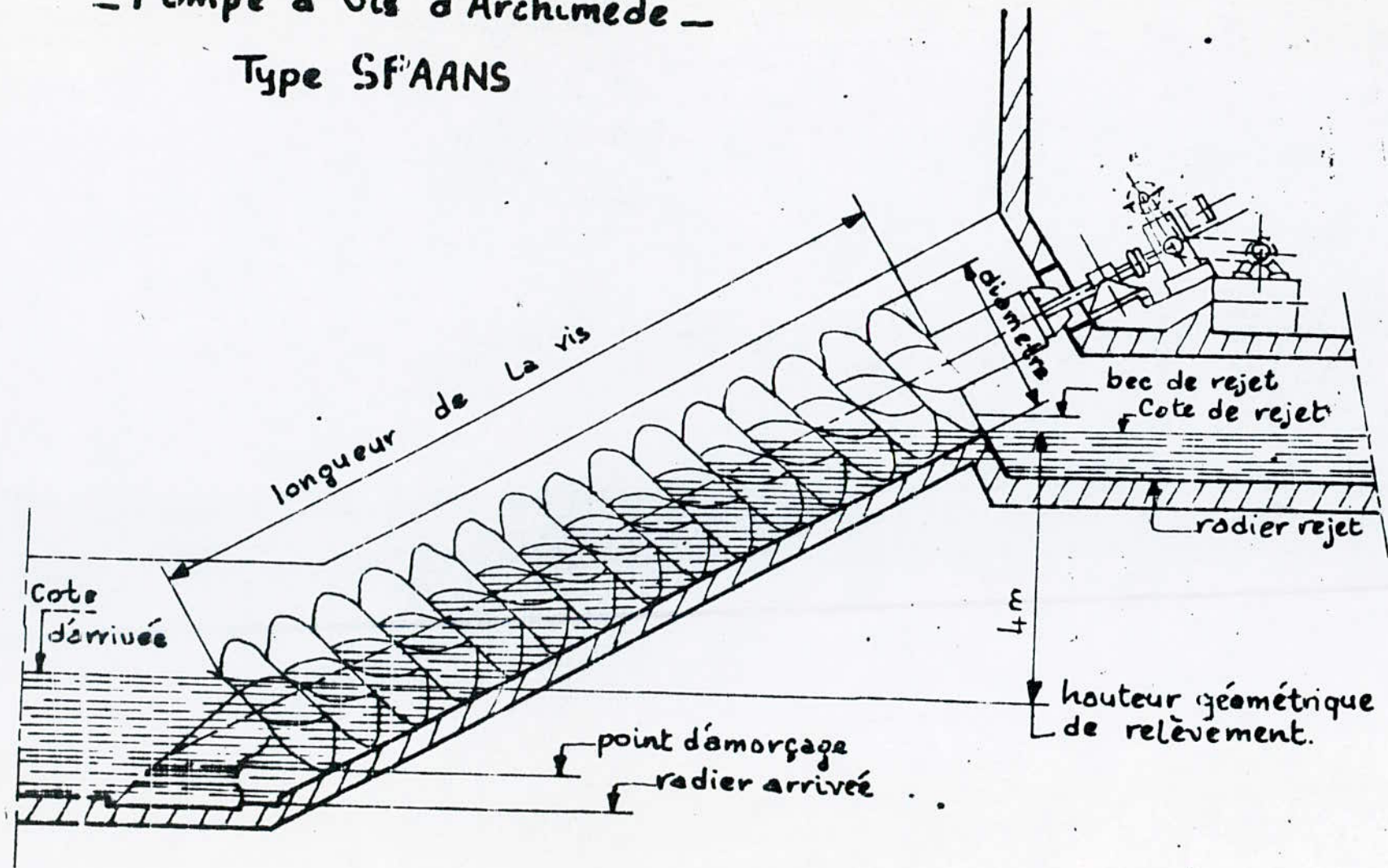
IX-1 But principal de la station de pompage

Les trois centres ruraux d'etudes sont implantes en une region plate. Afin d'obtenir l'ecoulement gravitaire des eaux usees, les canalisations ont et tracees a contre pente.

De ce fait, leur enfoncement progressif j'usqu'au point d'accumulation de toutes les eaux, nous fait obtenir une profondeur maximale du radier de la derniere canalisation debouchant a l'exutoire de 4 m.

D'autre part le futur collecteur reliant le deversoir d'orage a la station d'epuration est charge d'evacuer les eaux usees. Il est donc necessaire de relever les eaux a la cote 22 pour pouvoir les deverser dans ce collecteur principal. Le relevement de ces eaux s'effectuera a l'aide de pompes a vis d'Archimede.

Pompe à vis d'Archimède
Type SF'AANS



IX-2 Vis d'Archimede

La vis d'Archimede est constituee par un tube en acier sur lequel sont soudees les spires en tôle. Au deux extremités du tube sont également fixes les deux arbres speciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers support.

Les vis d'Archimede presentent les avantages suivant:

- suppression de la fosse d'aspiration, les eaux brutes peuvent etre reprise au niveau admissible a la canalisation d'amenee.
- le relevage de toute les matieres vehiculees par l'eau
- elimination des crepines et aucun danger d'obstruction
- consommation electrique proportionnelle au releve.

Il est preferable d'utiliser les pompes de type SPANNS, qui sont souvent utilisees dans le pays. Le debit maximum des pompes est de 6000 l/s.

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

- En ce qui concerne notre site on remarque d'après les courbes de niveau, une différence d'attitude entre deux cotes très faible . Ce qui nous a ramené a faire des excavations parfois trop profonde pour obtenir des pentes acceptable.
- Le choix du réseau été difficile vu la disposition trois centres rureaux qui n'étés pas uniforme ,d'ou la nécessité de prévoir une station de relevage afin d'evacuer les eaux usées vers la station d'épuration se trouvant à Reghaia .

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

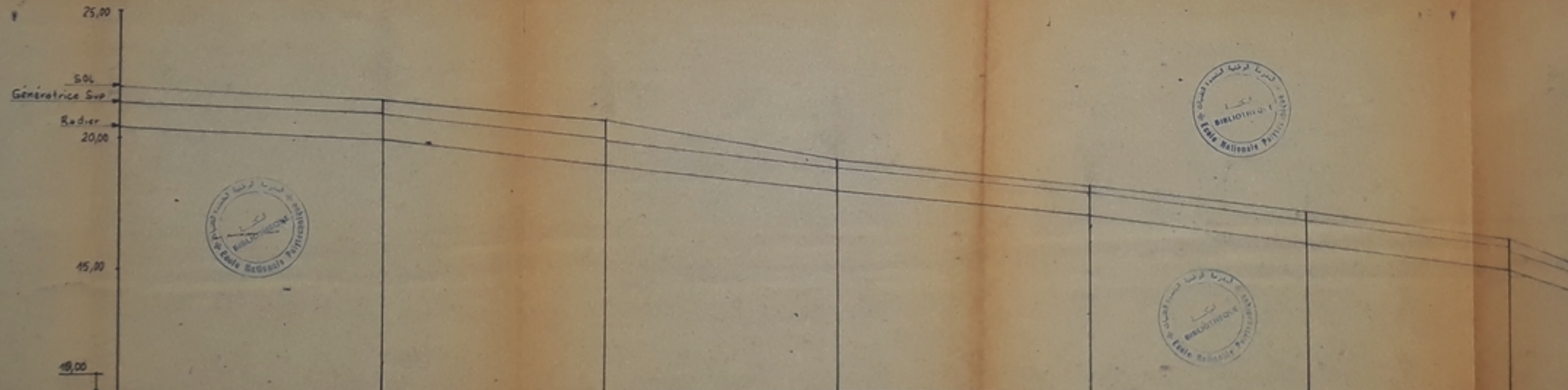
-o- B I B L I O G R A P H I E -o-

- Les Réseaux d'assainissement : ROGER BOURRIER
- Les Réseaux d'égout : PIERRE ROCHA
- Manuel de l'assainissement urbain K. IMHOFF
- Les eaux usées dans les agglomérations : G. GOMELA
- Ouvrage d'assainissement : A. VALENTIN
- Les reseedus urbain : Technique et documentation .
- Momenlo d'assainissement : HENRY MUNCHY
- Cours d'assainissement urbain : Université STUTTGART
- Guide de l'assainissement : MAIRICE LOUDET .

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (11 35)

1/100
1/5000



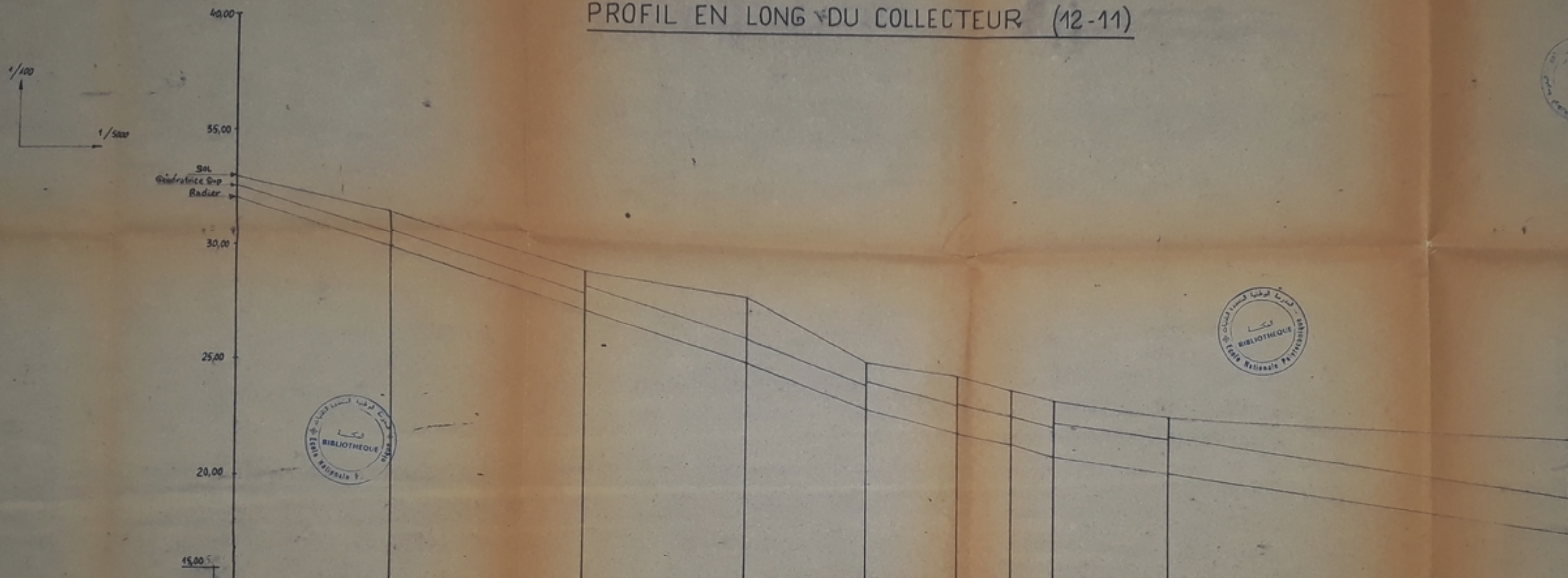
Tronçons	11	29	30	31	32	33	34	35
Diamètres (mm)		1000	1000	900	900	900	900	700
Longueurs Partielle (m)		500	430	465	510	430	400	140
Longueurs Cumulées (m)	0	500	930	1395	1905	2335	2735	2875
Cotes du Sol	22,00	21,50	20,80	19,20	18,00	17,00	16,00	15,00
Cotes du Radier	20,50	20,00	19,00	18,00	17,00	16,00	15,00	14,00
Pentes du Radier (m p.m)		0,001	0,0016	0,003	0,0024	0,0025	0,0025	0,007

TABEAU N° 3	E.N.P
TITRE	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (11-35)
DRESSE PAR	M. A AZZOUG
VERIFIER PAR	M. B. SALAH



13/88

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR (12-11)



Tronçons	12	13	14	16	17	20	23	25	27	41
Diamètres (mm)	600	700	1000	1000	1200	1250	1250	1500		1600
Longueurs Partielle (m)	325	465	350	275	200	115	80	250		875
Longueurs Cumulées (m)	0	325	790	1140	1415	1615	1730	1910	2060	2935
Cotes du Sol	32,50	31,50	29,00	28,00	25,00	24,50	23,00	22,50	22,80	22,00
Cotes du Radier	31,80	30,00	27,10	26,00	23,00	22,00	21,50	21,00	20,20	18,00
Pentes du Radier (m.p.m)	0,006	0,006	0,006	0,007	0,005	0,004	0,006	0,005		0,003

13/88

-2-

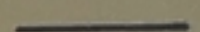


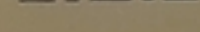



TABEAU N°2	E.N.P
TITRE	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR (12.11)
DRESSE PAR	M. A. AZZOUG
VERIFIER PAR	M. B. SALAH

CALCUL DES EAUX PLUVIALES



LEGENDE:

-  Collecteur Principal
-  Collecteur Secondaire
-  Limite du Bassin Versant
-  Limite du Sous Bassin
-  Numéros des Sous Bassins

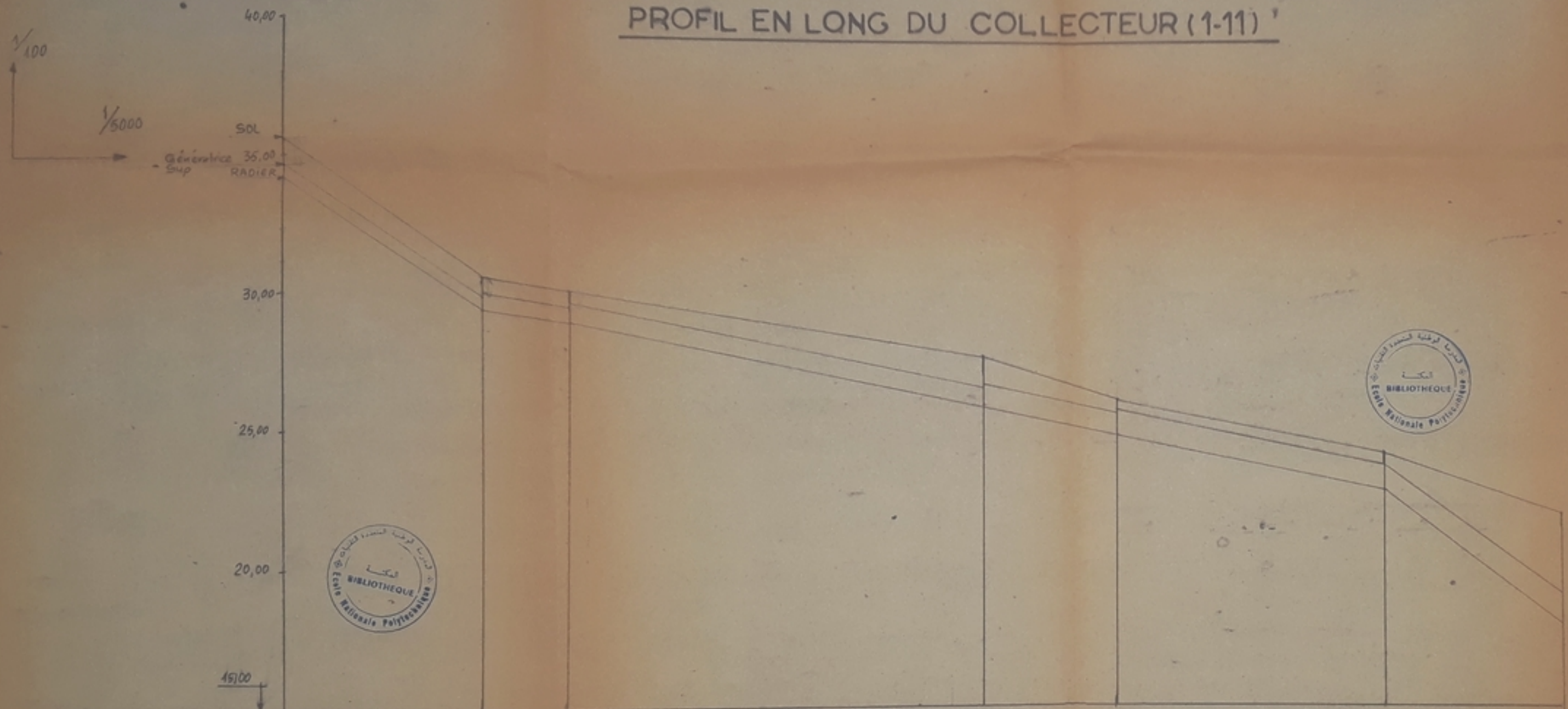
13/88

-3-



TABEAU: N° 4	E.N.P
TITRE	CALCUL DES EAUX PLUVIALES
DRESSE PAR	A. AZZOUG
VERIFIER PAR	B. SALAH

PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR (1-11)



Tronçons	1	2	4	5	7	9	11
Diamètres (mm)	400	600	700	800	900	900	
Longueur Part (m)	350	155	750	250	500	325	
Longueur Cum (m)	0	350	505	1255	1505	2005	2330
Cotes du Sol	35,50	30,50	30,00	27,80	25,90	24,00	22,00
Cotes du Radier	34,30	29,50	29,00	26,00	24,90	23,00	18,00
Pentes du Radier (mpm)	0,014	0,003	0,004	0,004	0,004	0,015	

13/88

-4-

TABEAU N° 1	E.N.P
TITRE	PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR (1-11)
DRESSE PAR	Mr:- A. AZZOUG
VERIFIER PAR	Mr:- B. SALAH



