

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

189

»O«

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUARI BOUMEDIENNE

»O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
المعهد الوطني للعلوم التطبيقية
المكننة
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHN.OI.
BIBLIOTHEQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT)

THEME

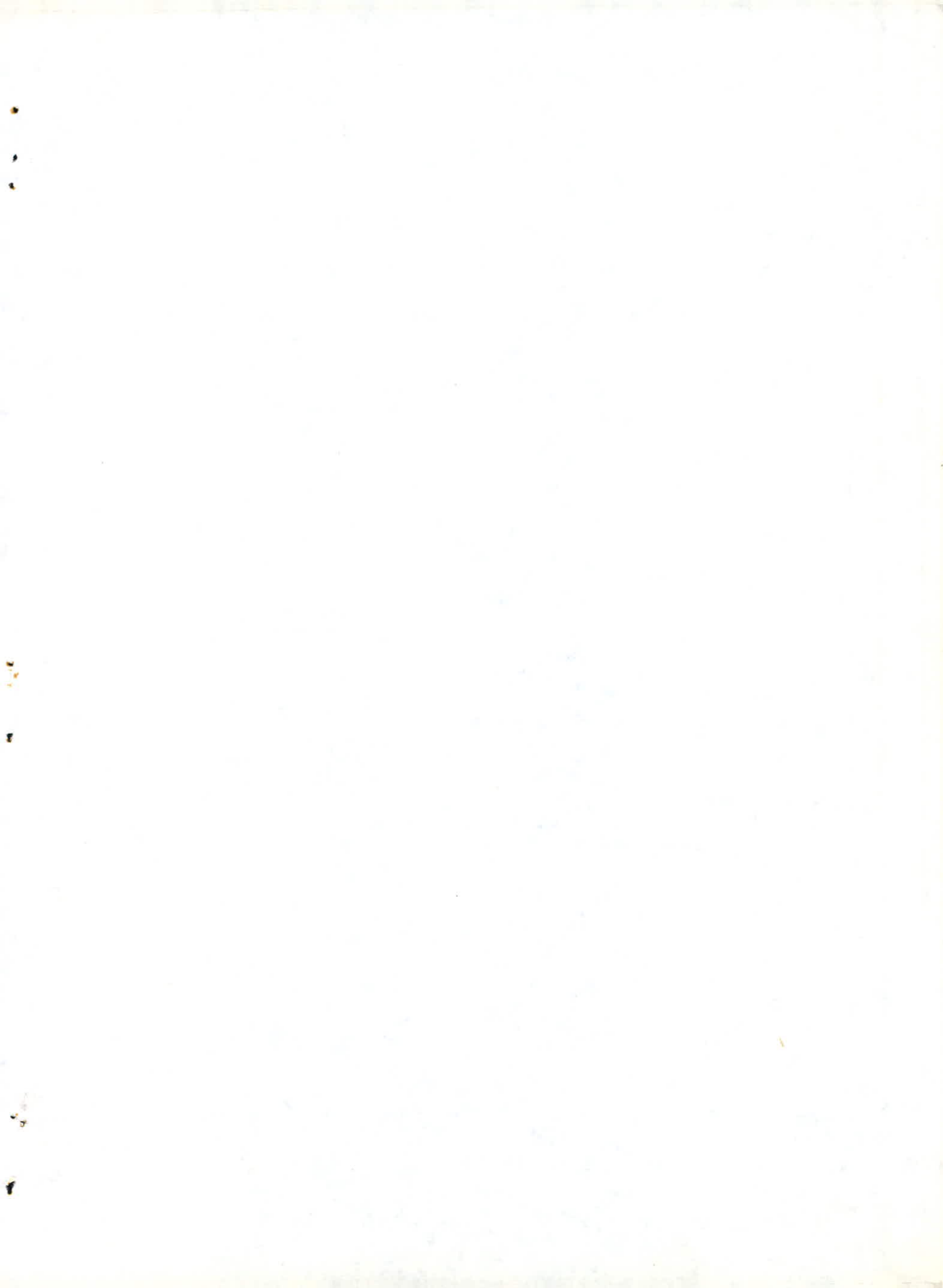
" ASSAINISSEMENT DU GRAND ALGER "
ETUDE DU COLLECTEUR LITTORAL ET
DE LA STATION D'EPURATION
D'EL-HARRACH

3 PLANS

Proposé par :
D.H.W. ALGER

Etudié par :
T. BENMALEK
B. HOUALEF

Dirigé par :
D. ERSZEGI
A. KETTAB



-- DEDICACES --

- Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance.
- A mon père pour son sacrifice consenti à mon égard .
 - A ma mère pour son soutien moral durant toute ma formation .
 - A mes frères , à mes soeurs, à leurs maris et à leurs enfants , à qui je leur souhaite le plus grand bonheur .
 - A tous ceux qui ont été , sont , et seront mes amis(es) .

BENMALEK Tayeb



-- DÉDICACES --

- Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance
- A ma mère qui m'aime beaucoup.
 - A mon père pour son sacrifice et sa patience .
 - A mes soeurs , à leurs maris ainsi qu'à leurs enfants et à qui je souhaite le plus grand bonheur .
 - A toute ma famille , grands et petits , pour le soutien moral qu'ell m'a témoigné durant ma formation .
 - A tous ceux qui ont été , sont , et seront mes amis(es) .
 - A celle qui sera ma femme .

HOUALIF Bolkaye

Houalif

-- REMERCIEMENTS --

Qu'il nous soit permis , au terme de cette étude d'exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs Mr ERSZEGI "Ingénieur à la DHW d'Alger" ainsi que Mr KETTAB "Chef du département Hydraulique" pour leurs conseils et leurs aide si efficaces .

Aussi nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation et en particulier Mr LAPRAY et Mr UTRYSCO .

Nos remerciements vont également à Mr LARDJANE et Mr AIT-ABDELLAH qui ont mis à notre disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration de la présente étude .

Nous remercions Melle HOURIA qui a bien voulu accepter de dactylographier ce texte .

Notre respect aux membres du jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre travail .

(BEKKAYE et TAYEB)

S O M M A I R E
-----OoO-----

CHAPITRE I / -

1.- INTRODUCTION	1
2.- PRESENTATION	2

CHAPITRE II / -

1.- DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRIMAIRES D'EAUX USEES AU DEVERSEMENT DANS LE COLLECTEUR LITTORAL.....	
1.1.- EAUX USEES :	4
1.2.- EAUX ETRANGERES :	6
1.3.- EAUX INDUSTRIELLES :	6
2.- TUYAUX DE TRANSITION	8

CHAPITRE III/-

1.- DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR LITTORAL	10
2.- CRITERES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION ET D'EXPLOI- TATION DU RESEAU DE CANALISATIONS	
2.1.- POSITION EN PROFONDEUR DES CANALISATIONS	13
2.2.- VITESSES D'ECOULEMENT ADMISSIBLES	13
2.3.- CHOIX DU MATERIAU DE CANALISATIONS	14
2.4.- PARCOUR DU TRACE	14

CHAPITRE IV/-

OUVRAGES DU RESEAU D'EGOUTS :

1.- REGARDS DE VISITE	15
2.- STATION DE RELEVAGE	

2.1.- POMPES A VIS D'ARCHIMEDE	16
2.2.- DETERMINATION DU RENDEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE	19

CHAPITRE V. / -

BASSINS DE DECANTATION

1.- ROLE	21
2.- CALCUL DU VOLUME DES BASSINS	
2.1.- DEBIT D'EVACUATION	21
2.2.- DEBIT DES APPORTS DE RUISSELLEMENT.....	22
2.2.1.- COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	22
2.2.2.- INTENSITE DE PLUIE	23
2.2.3.- TEMPS DE CONCENTRATION	25
2.3.- VOLUME DU BASSIN DE DECANTATION N° 1	27
2.4.- VOLUME DU BASSIN DE DECANTATION N° 2	29
3.- POMPES D'ASPIRATION	31

CHAPITRE VI. / -

SIPHON SOUS L'OUED-EL-HARRACH

1.- GENERALITES	41
2.- CALCULS HYDRAULIQUES	
2.1.- PRINCIPE	42
2.2.- DONNEES DE BASE	42
2.3.- NIVEAU D'EAU DANS LES CONDUITES D'AMENEE ET D'AVAL	
2.3.1.- COLLECTEUR LITTORAL	43
2.3.2.- COLLECTEUR RIVE DROITE	44
2.3.3.- COLLECTEUR RIVE GAUCHE	45

2.4.-	CALCUL DES PERTES DE CHARGE	
2.4.1.-	PERTES DE CHARGE LINEAIRES	45
2.4.2.-	PERTES DE CHARGE SINGULIERES	46
2.5.-	LIGNE D'EAU DANS LE SIPHON	
2.5.1.-	DEBIT PAR TEMPS SEC MAXIMUM Q_s	47
2.5.2.-	DEBIT PAR TEMPS DE PLUIE Q_p	47
3.-	AUTOEPURATION DES CONDUITES DE SIPHON	49

CHAPITRE VII. / -

STATION D'EPURATION D'EL-HARRACH

1.-	PRINCIPES DE TRAITEMENT DES EAUX USEES	50
2.-	RELEVAGE DES EAUX USEES	51
3.-	GRANDEURS DE DIMENSIONNEMENT (AN 2.000)	52
4.-	DEFINITION DE QUELQUES PARAMETRES	
4.1.-	DEMANDE BIOCHIMIQUE D'OXYGENE	53
4.2.-	MATIERES EN SUSPENSION	53
5.-	CHOIX DU PROCEDE D'EPURATION DES EAUX USEES	54
6.-	DESCRIPTION DE L'INSTALLATION	54
7.-	LES TRAITEMENTS PRELIMINAIRES	56
7.1.-	DEGRILLAGE	56
7.1.1.-	DIMENSIONNEMENT	57
7.1.2.-	RESIDU DU DEGRILLAGE	57
7.2.-	DESSABLEURS	58
7.2.1.-	DIMENSIONNEMENT	58
7.3.-	DESHUILLAGE	61
7.3.1.-	DIMENSIONNEMENT	61

8.- TRAITEMENTS PRIMAIRES	
8.1.- DECANTATION PRIMAIRE	62
8.2.- DECANTEURS PRIMAIRES (DIMENSIONNEMENT).....	62
9.- TRAITEMENT SECONDAIRE	64
9.1.- LITS BACTERIENS	64
9.1.1.- DIMENSIONNEMENT	66
9.1.2.- BESOINS EN OXYGENE	69
9.2.- DECANTEURS SECONDAIRES	70

CHAPITRE VIII /-

1.- TRAITEMENT DES BOUES	
1.1.- BILAN DES BOUES	71
1.2.- QUANTITES DE BOUES A TRAITER	72
2.- STABILISATION ET CONCENTRATION DES BOUES	73
2.1.- DIMENSIONNEMENT DU DIGESTEUR CHAUFFE (35°C.)..	73
2.2.- PRODUCTION DE GAZ	74
3.- EPAISSISSEMENT	75
3.1.- DIMENSIONNEMENT	75
4.- LITS DE SECHAGE	76
5.- RECAPITULATIF (2000).....	77

*

*

*

CHAPITRE - I -

1) INTRODUCTION

En vingt et un ans , depuis l'indépendance de l'Algérie jusqu'à la mi-1983 , la population de la ville d'Alger , estimée aujourd'hui à environ 2,2 millions d'habitants , a presque triplé.

Cet accroissement de la population a mené à une densification extraordinaire des quartiers d'habitations dans tous les arrondissements , tandis que le développement de l'industrie s'est concentré dans le quartier Sud est d'El-Harrach et le long de la baie.

A ce jour , les eaux usées domestiques et industrielles de la ville entière sont rejetées , non épurées , directement dans les cours d'eau récepteurs.

Le cours inférieur de l'Oued El-Harrach , le cours d'eau récepteur le plus important , représente en été un immense bassin de décantation et de fermentation , dont les odeurs pestilentiennes se manifestent parfois à une distance de plus d'un kilomètre.

Cette situation intenable s'aggrave de plus en plus, ce qui rend l'assainissement des eaux usées , nécessaire de toute urgence.

Dans ce modeste travail , et en vue de collaborer à l'étude de l'assainissement du grand-Alger , le D.H.W. nous propose l'étude complète du collecteur littoral et de la station d'épuration .

2) Présentation

Le collecteur à étudier aura pour rôle l'évacuation des eaux usées d'une zone, d'une superficie de 236 ha, située sur le long de la baie d'Alger et limitée par Bordj-El-Kiffan côté est, l'Oued-El-Harrach côté Ouest et l'autoroute-est côté Sud. Cette région sera une zone uniquement d'habitation.

Son plan de masse définitif n'est pas encore établi, ce qui nous a poussé à considérer fortuitement une variante (parmi d'autres) pour le calcul des débits par temps sec.

Cette variante nous indique qu'il est prévu la construction de 8500 logements. En prenant une moyenne de 7 hab/log, nous obtenons :

Nombre d'habitants = $8500 \times 7 = 59.500$ hab soit 60.000 hab.

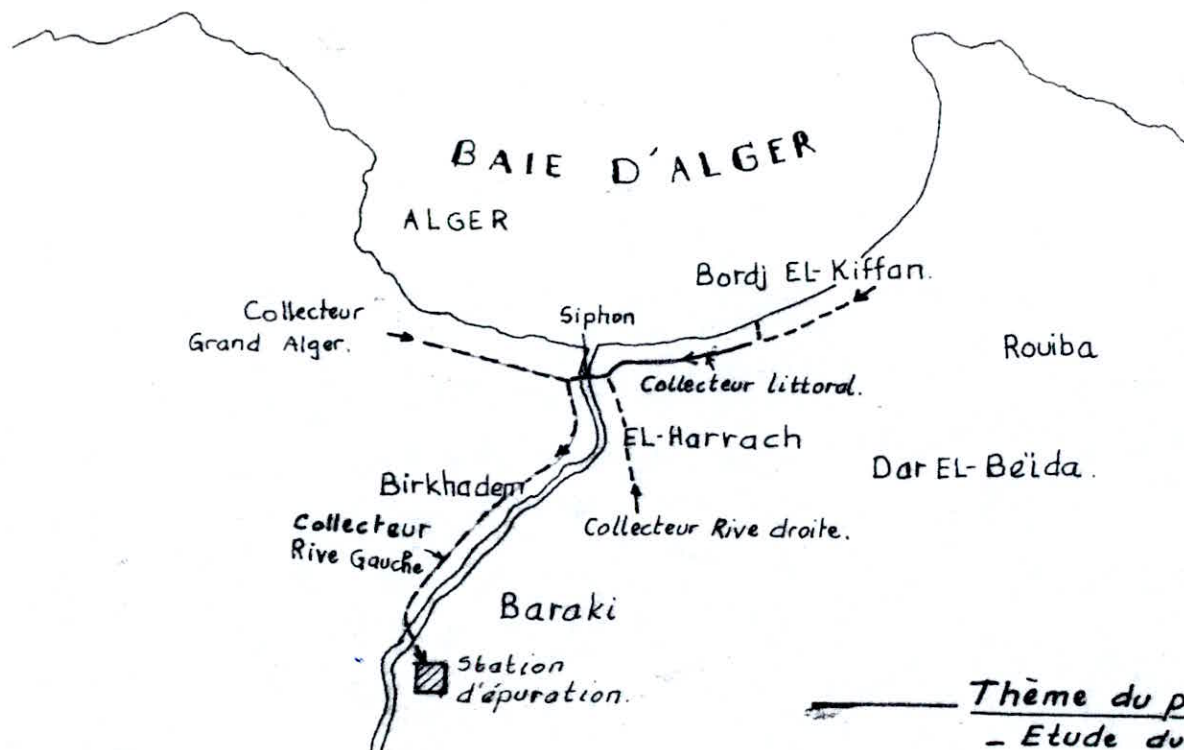
Densité = $\frac{\text{Nombre d'habitants}}{\text{Superficie totale}} = \frac{60.000}{236,15} = 254$ hab/ha

La nouvelle technique internationale exige de ne pas laisser passer la pollution des eaux pluviales, et donc ne pas élever le degré d'épuration des stations à l'aide des techniques difficiles. Ainsi l'assainissement de notre zone réalisé en système séparatif.

Deux (02) bassins de décantation seront prévus pour régulariser le débit des eaux pluviales et ne laisser passer que le double débit par temps sec.

Le collecteur littoral, long de 3,65 Km, débouchera dans le collecteur rive droite, qui traversera l'Oued-El-Harrach par un siphon à double conduite.

Le siphon aboutira au collecteur rive gauche qui acheminera les eaux usées à la station d'épuration d'El-Harrach.



Thème du projet :

- Etude du Collecteur Littoral.
- Calcul du Siphon
- Etude de la station d'épuration d'EL-HARRACH

Etude déjà faite du :

- Collecteur Rive droite
- Collecteur Grand Alger
- Collecteur Rive gauche.

CHAPITRE -II-

DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS PRIMAIRES D'EAUX USEES AU
DEVERSEMENT DANS LE COLLECTEUR LITTORAL

1-1 EAUX USEES

Les eaux usées d'origine domestique comprennent:

- Les eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive...)
- Les eaux-vannes (en provenance des W.C.)

Le calcul des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activité.

L'évolution de l'habitation et du mode de vie des usagers entraîne une quantité croissante de rejets et surtout une variation des débits dans le temps.

En vertu des statistiques et des expériences, l'augmentation probable des besoins spécifiques moyen en eau pour Alger peut être évaluée* comme suit :

1983 - 1990	: 150 l/hab/j
1990 - 2000	: 180 l/hab/j (sans industrie)
après 2000	: 200 l/hab/j

Suite aux pertes d'eau (évaporation ...), le débit d'eaux usées est toujours moins élevé que la consommation d'eau .

Cependant la diminution moyenne est si minime que , pour les calculs , le débit d'eaux usées peut-être considéré comme égal à l'eau consommée .

* COMEDOR

En prenant comme horizon l'an 2000 , nous estimons le débit d'eaux usées domestiques égal à 200 l/j/hab .

DEBIT MOYEN:

Il représente la moyenne des débits au cours des 24 heures.

$$Q_{\text{moy}} = \frac{\text{Débit spécifique estimé} \times \text{Nombre d'habitants}}{24 \times 3600} \quad \text{l/s}$$

Exemple :

Pour le collecteur primaire déversant au point N° VIII (voir planche N°=I).

- Superficie à assainir = 25,96 ha (déterminée par planimétrage).
- Population = densité x superficie =
= 254 x 25,96 = 6594 habitants

AINSI :

$$Q_{3\text{ moy}} = \frac{200 \times 6594}{24 \times 3600} = 15,26 \quad \text{l/s}$$

DEBIT DE POINTE

C'est le débit devant servir au calcul de la section de chaque collecteur primaire du système séparatif.

COEFFICIENT DE POINTE

Il se définit comme le rapport du débit max dans l'heure la plus chargée Q_{max} sur le débit moyen Q_{moy} .

$$C_p = \frac{Q_{\text{max}}}{Q_{\text{moy}}}$$

Le coefficient de pointe C_p , pour le calcul , a été pris sur un tableau spécial donné par la D.H.W d'Alger .

1-2 EAUX ETRANGERES:

Ce sont , en grande partie , des eaux souterraines qui affluent par les fentes dans les conduites et les regards.

Leur quantité est très difficile à estimer, elle dépend surtout de l'étanchéité des parois des canalisations et de leurs joints .

Différemment des eaux usées , le débit des eaux étrangères est constant dans le cours de la journée entière .

Prenant comme base des valeurs d'expérience , le débit spécifique d'eau étrangère a été fixé à :

$$e = 0 , 10 \text{ l/s/ha}$$

1-3 EAUX INDUSTRIELLES :

Pas de débit d'eaux industrielles à prendre en compte car la région en question sera une zone uniquement d'habitation .

Dimensionnement des Collecteurs primaires.

(Système Séparatif)

Sous-Zones d'habitation.	Superficie (ha)	Nombre d'habitants.	Débits. [l/s]					Pente minimale %.	Diamètre (mm)	Capacité' Qp [l/s] Vp [m/s]
			Eaux Usées	Coef. de pointe	Débit de pointe	Eaux Etrangères	Débit Total			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
S ₁	16,35	4154	9,61	2,77	26,62	1,64	28,26	5,7	250	45,88 0,93
S ₂	10,90	2770	6,41	2,93	18,78	1,09	19,87	7,4	200	28,88 0,92
S ₃	25,96	6594	15,26	2,50	38,15	2,60	40,75	4,2	300	63,10 0,89
S ₄	69,63	17691	40,94	1,90	77,79	6,96	84,75	4,2	350	95,61 0,99
S ₅	91,65	23286	53,89	1,77	95,38	9,17	104,55	3,3	400	121,0 0,96
S ₆	21,66	5503	12,74	2,61	33,25	2,17	35,42	5,7	250	45,88 0,93

2- TUYAUX TRANSITION (BASSINS DE DECANTATION-COLLECTEUR LITTORAL)

Le collecteur littoral n'évacuera, au maximum, que le double débit de pointe par temps sec amplifié par un coefficient de sécurité (pris fortuitement égal à 1,4) ; à cet effet deux (02) bassins de décantation BD 1 et BD 2 sont à prévoir afin de régulariser le débit des eaux pluviales.

Ainsi le débit total que véhiculera notre collecteur littoral serait : $Q_{\text{Pl}} = 1,4 \times 2 \times \sum Q_{\text{max Ts}}$

où $\sum Q_{\text{max Ts}}$ = débit cumulé par temps sec =
= $\sum (Q_{\text{sec}} \cdot C_p) + \sum Q_{\text{étrangère}}$

Le débit pluvial à l'aval du collecteur serait alors égale à :

$$Q_{\text{Pl total}} = 1,4 \times 2 \times \sum Q_{\text{max Ts}} - \sum Q_{\text{max Ts}}$$

Calcul numérique :

$$\begin{aligned} \sum Q_{\text{max Ts}} &= (123,6 + 12,74 + 53,89 + 40,94 + 15,26 + 16,02) \cdot 1,37 + \\ &+ (2,17 + 9,17 + 6,96 + 2,60 + 2,73) = \\ &= 262,45 \times 1,37 + 23,63 = 383,19 \quad \text{l/s} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{Pl total}} = 1,4 \times 2 \times 383,19 - 383,19 = 689,74 \quad \text{l/s}$$

De Bordj - El - Kiffan afflue un débit critique égal à 367,45 l/s dont * 191,58 l/s d'eaux usées (débit de pointe)

* 175,87 l/s d'eaux pluviales

Le débit pluvial " à injecter " dans le collecteur littoral serait alors égale à :

$$\begin{aligned} Q_{\text{Pl}} &= Q_{\text{Pl total}} - Q_{\text{Pl. Bordj-ElKiffan}} = \\ &= 689,74 - 175,87 = 513,87 \quad \text{l/s} \end{aligned}$$

Comme c'est indiqué ci-avant , on prévoit deux (02) bassins de décantation BD 1 et BD 2 pour régulariser le débit pluvial .

Etant donné que BD 1 capte les eaux pluviales d'un bassin versant d'une superficie égale à peu - près au double de celle du bassin correspondant à BD 2 , nous supposons que BD 1 évacuerait , par le tuyau de transition, le double débit évacué par BD 2 .

Ainsi , le débit pluvial véhiculé par le tuyau de transition correspondant à BD 2 est :

$$Q_{PI \text{ BD } 1} = Q_{PI} \times 2 = \frac{513,87 \times 2}{3} \approx 342,58 \text{ l/s}$$

et

$$Q_{PI \text{ BD } 2} = \frac{Q_{PI}^3}{3} = \frac{513,87^3}{3} = 171,29 \text{ L/S}$$

CHAPITRE III-

1- DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR LITTORAL

Les égoûts sont - outre des cas spéciaux-regardés et calculés comme conduites à écoulement libre , c'est à dire il s'agit des tuyaux dans lesquels le niveau d'eau reste au-dessous du sommet du tuyau ou l'atteigne à peine .

Au point 1 (voir planche N°= I) , le collecteur littoral se joint au collecteur rive droite .

Celui-ci , en ce point , a une cote égale à - 1,20 m nous avons donné à notre collecteur littoral une cote plus basse (de 20 cm)

égale à - 1,40 m pour créer une chute du collecteur rive droite .

Ainsi la 1^{ère} condition à respecter est que le collecteur littoral doit avoir -1,40 m comme cote du radier au point 1 , ce qui nécessitera une station de relevage (voir chapitre IV - 2) .

La 2^{ème} condition à tenir en compte est que les vitesses minimales d'autocurage doivent être assurées afin d'éviter la décantation des matières en suspension .La vitesse minimale est fixée à 0,5 m/s voir 0,4 m/s .

Pour vérifier cette condition , nous avons déterminé le débit minimum par temps sec (nocturne) . Pour une ville moyenne , Q_{min} peut être calculé par la formule :

$$Q_{min} = \frac{Q_{moy} \times 24}{37} \quad l/s$$

Où Q_{moy} = débit moyen d'eau usées.

La 3^{ème} condition , et la dernière , consiste à ce que la vitesse maximale ne doit pas dépasser $2 \frac{2}{3}$ m / s afin d'éviter l'érosion de la conduite .

Les canalisations d'épouts dimensionnées pour un débit à plein ne débitent , la plupart du temps , que des quantités d'eau plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées de sorte qu'elles ne sont remplies que partiellement.

La connaissance de la vitesse d'écoulement s'établissant en cas de remplissage partiel est nécessaire pour apprécier si la force traçtrice des eaux reste suffisante pour empêcher la formation de dépôts.

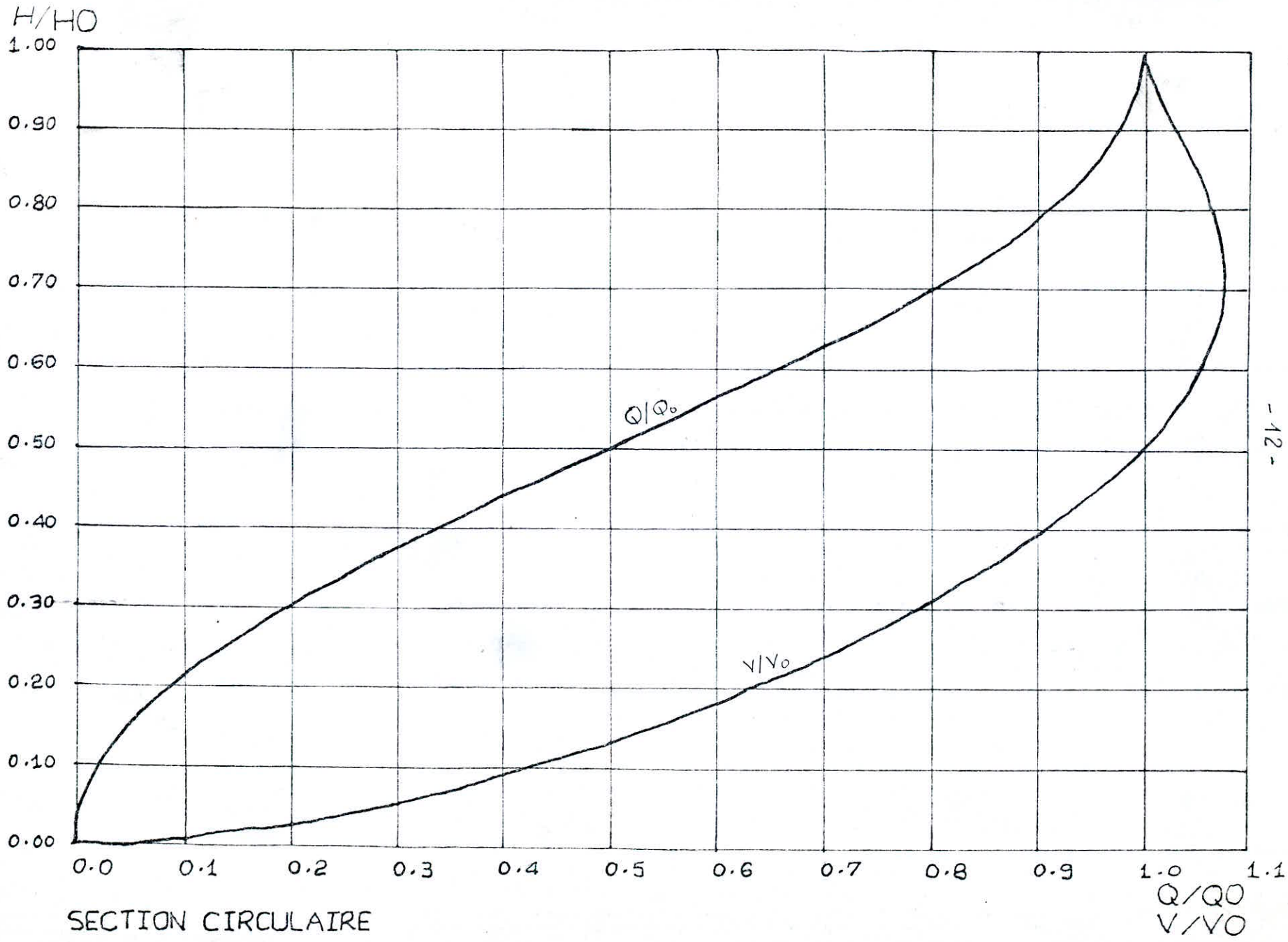
Pour les calculs , nous avons utilisé des graphiques de remplissage bidimensionnels , dans lesquels les valeurs de remplissage partiel sont mentionnées sous forme d'un rapport avec le remplissage total.

Ils représentent les rapports des grandeurs géométriques et Hydrauliques en fonction du taux de remplissage h/H (Où $H = D$)

(Voir le graphe page 12)

Le coefficient de rugosité de service , pour le calcul , a été pris égal à 1,50 mm .

Courbes de débit et de vitesse pour des remplissages partiels dans des canalisations circulaires (selon Prandtl-Franke-Thormann)



2) CRITERES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION ET D'EXPLOITATION DU RESEAU

DE CANALISATION

2-1 - Position en profondeur des canalisations :

Lors de la pose de canalisation , des profondeurs minimas sont à respecter; celle-ci sont déterminées selon les points de vue suivants :

a) Les canalisations sont à disposer suffisamment bas pour franchir par en-dessous sans difficultés , les autres canalisations disposées dans les rues (eau potable , gaz , électricité...), sans que des déplacements ou modification de profondeur des susdites canalisations soient nécessaires.

b) Influence de la température : cette considération ne joue aucun rôle vu les conditions climatiques d'Alger (pas de gel)

c) Un autre point doit être pris en considération : la profondeur des caves des maisons avoisinantes ; Dans l'état actuel des choses , on ne peut rien avancer sur ce point , car le plan d'urbanisation définitif n'est pas encore établi

2-2 - Vitesses d'écoulements admissibles

Dans la mesure du possible , la pente d'une canalisation sera établie parallèle à celle de la rue . Une pente minimale doit être respectée afin d'empêcher , le plus possible , la formation de dépôts dans le réseau de canalisations grâce à une suffisante vitesse d'écoulement , $V_{\min} \geq 0,5 \text{ m/s}$.

Par suite de l'érosion du radier des canalisations par les matériaux charriés , des vitesses d'écoulement maximales ne doivent pas être dépassées $V_{\max} \leq 2,0 \text{ m/s}$ (voire $3,0 \text{ m/s}$) .

Assainissement de la Région de L'Oued el Harrach

PB 7/83

P. 14

COLLECTEUR : LITTORAL

Tronçons		Longueurs (m)	Débits Par Temps Sec									Débits Pluviaux		Débit fictif Total (l/s)	Données Hydrauliques Sections Pleines				Degré de Remplissage					Cotes (m)		Différence de Niveau (m)		Observations							
			Eaux Usées (l/s)			Eaux Etrangères $q_e = 0.10 \text{ l/s ha}$		ΣQ_{maxTs} (l/s)	ΣQ_{minTs} (l/s)	Portielles (l/s)	Cumulées (l/s)	Portielles (l/s)	Cumulées (l/s)		Pente %	Section ϕ (mm)	Capacité V_p (m/s)	Q_p (l/s)	Temps Pluvial			Temps Sec (min)		Amont	Aval	Amont	Aval								
Allant	jusqua	de	Portielles	Cumulées	Coefficient de Pointe	Débit de Pointe	Débit min pendant la Nuit							Portielles					Cumulées	$\alpha = \frac{Q_f}{Q_p}$	$\beta = \frac{V_f}{V_p}$	$\gamma = \frac{h}{H}$	V_f (m/s)					h (cm)	$\alpha_s = \frac{Q_{min}}{Q_p}$	$\beta_s = \frac{V_s}{V_p}$	$\gamma_s = \frac{h_s}{H}$	V_s (m/s)	h_s (cm)	(30)	(31)
15	XIII		123.6	123.6	1.55	191.58					191.58	175.87	175.87	367.45		700																	Données (Affluent de Bordj El-Ketpan)		
XIII	XIII	390	12.74	136.34	1.53	208.60	88.44	2.17	2.17	210.77	90.61	-	175.87	386.64	2.50	700	1.20	461.9	0.84	1.12	0.71	1.34	49.7	0.20	0.78	0.30	0.94	21.0	+0.92	-0.05	5.10	5.30	4.18	5.35	Station de Relevage P st XIII
XIII	XII	300	53.89	190.23	1.42	270.13	123.39	9.17	11.34	281.47	134.73	-	175.87	457.34	1.54	800	1.02	511.8	0.89	1.13	0.74	1.15	59.2	0.26	0.84	0.35	0.86	28.0	+2.60	+2.14	5.30	4.90	2.70	2.76	
XII	X	795	-	190.23	1.42	270.13	123.39	-	11.34	281.47	134.73	342.58	518.45	799.92	1.54	1000	1.18	926.0	0.86	1.12	0.71	1.32	71.0	0.15	0.72	0.26	0.85	26.0	+1.94	+0.72	4.90	4.90	2.96	4.18	BD N°1 P st XII
X	IX	290	40.94	231.17	1.38	319.01	149.45	6.96	18.30	337.31	168.25	-	518.45	855.76	1.54	1000	1.18	926.0	0.92	1.13	0.76	1.33	76.0	0.18	0.76	0.29	0.90	29.0	+0.72	+0.27	4.90	4.50	4.18	4.23	
IX	VIII	265	-	231.17	1.38	319.01	149.45	-	18.30	337.31	168.25	171.29	689.74	1027.05	1.18	1200	1.15	1307	0.79	1.11	0.67	1.28	80.4	0.13	0.70	0.25	0.80	30.0	+0.07	-0.24	4.50	4.00	4.43	4.24	BD N°2 P st IX
VIII	VI-VI	270	15.26	246.43	1.38	340.07	159.85	2.60	20.90	360.97	180.75	-	689.74	1050.71	1.18	1200	1.15	1307	0.80	1.12	0.68	1.29	81.6	0.14	0.71	0.26	0.82	31.2	-0.24	-0.56	4.00	3.90	4.24	4.46	
VI-VI	Siphon	715	16.02	262.45	1.37	359.56	170.24	2.73	23.63	383.19	193.87	-	689.74	1072.93	1.18	1200	1.15	1307	0.82	1.11	0.69	1.28	82.8	0.15	0.72	0.26	0.83	31.2	-0.56	-1.40	3.90	5.00	4.46	6.40	

2-3 - Choix du matériau de canalisations.

Les matériaux de construction des installations d'eaux usées doivent être de telle nature qu'ils peuvent résister aux attaques mécaniques et chimiques ?

Les attaques mécaniques résultent essentiellement du charriage par les eaux usées de sables, graviers ... d'où risque d'érosion du radier.

Les vitesses d'écoulement maximales ne doivent pas être dépassées, celles-ci dépendant de la nature des canalisations utilisées.

Les attaques chimiques possibles sur les matériaux sont très nombreux.

Dans notre étude, c'est surtout l'eau de mer qui, en s'infiltrant, risque de nuire aux matériaux de construction. Pour éviter cette nuisance, nous recommandons l'utilisation du ciment alumineux ou ciment fondu pour la préparation du béton.

2-4 - Parcours du tracé

Le collecteur est disposé dans la route côtière qui limite au nord notre région. Conformément au réseau d'assainissement intérieur (système séparatif)^{de} notre zone; les collecteurs primaires d'eaux usées débouchent dans le collecteur littoral sur la gauche de celui-ci.

A l'Ouest, le collecteur suit la route d'accès en direction sud-Ouest, atteint l'autoroute-est et débouche dans le collecteur rive droite.

2-5 - Forme du profil

Les dimensions du collecteur littoral étant inférieures à $\phi 1,50$ m, l'emploi de profils circulaires est proposé, profils qui peuvent être produits en Algérie.

Des anneaux roulants (de caoutchouc) seront utilisés particulièrement pour assurer l'étanchéité des joints des tuyaux préfabriqués. Ces dits anneaux sont d'un montage facile et garantissent une bonne étanchéité.

CHAPITRE IV -

OUVRAGES DU RESEAU D'EGOUTS

1 - Regards de visite :

Pour des raisons de sécurité et d'exploitation, de bon entretien et pour simplifier celui-ci, des regards de visite en nombre suffisant doivent être aménagés sur tout le réseau de canalisations.

Les regards de visite sont nécessaires dans les cas suivants :

- Changement de direction
- Modification de section
- Au débouché d'une canalisation

Et tous les 50 mètres

Les regards de visite comprennent :

- Un radier en béton
- Une cheminée verticale en béton armé (coulé sur place) d'une section carrée de 1,20 m de côté

- Un échelon de descente, avec une crosse de sortie fabriqué en fonte ductile. Les échelons doivent avoir une largeur de 0,35 m et être espacés de 0,30 m d'axe en axe.

- Une dalle supérieure munie d'un dispositif de fermeture. Son épaisseur minimale doit ^{être} de 0,12 m si elle est sous trottoir et de 0,15 m si elle est sous chaussée. Le tampon, qui assure la fermeture doit être réalisé de telle manière qu'il résiste sans ébranlement à la pression de lourds véhicules. Nous avons opté pour tampon ~~aire~~ circulaire de diamètre égal à 600 mm afin de permettre une descente aisée

Il comporte un orifice ayant pour but de faciliter son levage ainsi que l'aération de l'égout.

2 - Station de relevage

Sans station de relevage , le collecteur littoral déboucherait dans le collecteur rive droite à une cote égale à -4,0 m , mais comme nous l'avions signalé auparavant , il devra y déboucher sous une cote de -1,40 m .

Pour satisfaire cette conditions , nous prévoyons une station de relevage au point N°=VIII (voir profil en long ; planche N°= III) .

En ce point , la cote d'arrivée est -0,05 m , celle du départ devrait être + 2,60 m , ce qui nous donnera une hauteur de relevement égale $+ 2,60 + |-0,05| = 2,65$ m/

2-1- Pompe à vis d'Archimède

Le choix d'un type de pompe est basé sur les débits et les hauteurs de refoulement ,

Pour une hauteur de refoulement $H \leq 9$ m , une station de relevage suffira (notre cas). Pour les hauteurs supérieures à 9 m , ceux sont des pompes centrifuges , jointes à des canalisations sous pression, qui doivent être employés .

Le relevement des eaux d'égouts s'effectue par une vis d'Archimède schématisée à la page 10 . La vis proprement dite est constituée par un tube en acier sur lequel sont soudées des spires en tôle ;

Aux deux extrémités du tube sont également fixés les deux arbres spéciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers supports .

L'entraînement a lieu à l'aide d'un moteur électrique étanche.

Les vis d'Archimède présentent les avantages suivants :

- Relevage de toute matière véhiculée par l'eau
- Elimination de crépine et aucun danger d'obstruction
- La consommation électrique est proportionnelle au débit refoulé.

Nous prévoyons deux pompes à vis d'Archimède. L'une relèvera seulement les eaux usées (par temps sec), l'autre entrera en fonction automatiquement (à l'aide d'un flotteur) en temps pluvial. Une troisième pompe de secours sera également prévue.

Nous avons opté pour une pompe à vis d'Archimède du type SPAANS dont les débits approximatifs sont donnés par le tableau suivant:

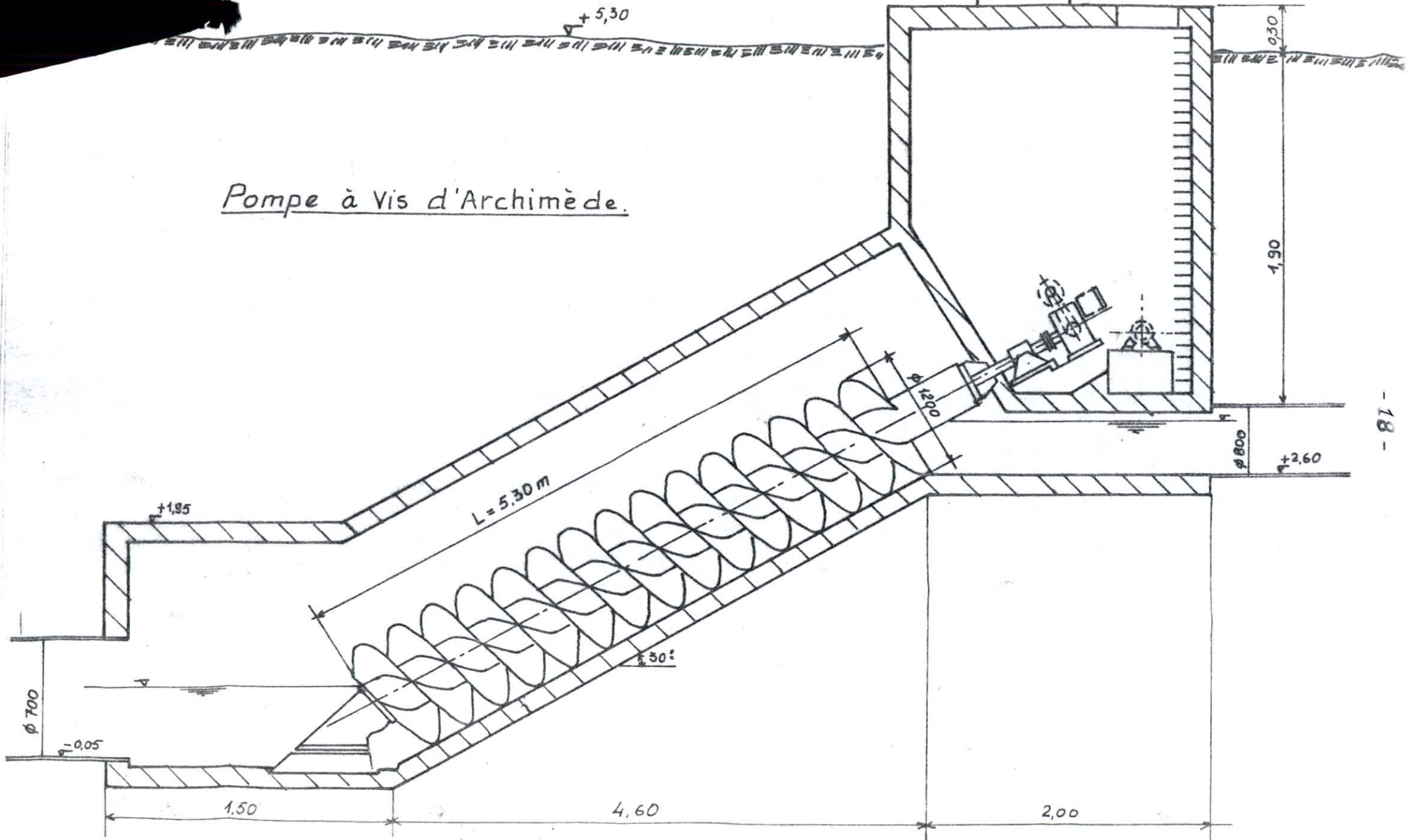
Diamètres mm	Débits	
	L/S	M ³ /H
380.....	25.....	90
560.....	50.....	180
650.....	75.....	270
750.....	100.....	360
900.....	150.....	540
1000.....	200.....	720
1200.....	300.....	1080
1350.....	400.....	1440
1500.....	500.....	1800
1600.....	600.....	2160
1800.....	800.....	2880
2000.....	1000.....	3600

Au point VIII, le débit affluent est de 386,64 L/S dont 210,77 L/S d'eaux usées et 175,87 L/S d'eaux pluviales.

Ainsi la première pompe relevant le débit par temps sec (210,77 L/S) aura pour diamètre de vis ϕ 1200.

La deuxième relevant le débit pluvial (175,87 L/S) aura pour diamètre de vis ϕ 1000. La vis d'Archimède de la pompe de secours aura un diamètre ϕ 1200.

Pompe à vis d'Archimède.



2-2 Détermination du rendement de la station de relevage

Déterminons, grâce au nomogramme représenté en page 20 (établi uniquement pour les pompes à vis d'Archimède de type SPAANS), les rendements η_s et η_p correspondants, respectivement, aux temps sec et pluvial.

a) Temps Sec: Pompe à vis d'Archimède ϕ 1200

Q_{\max} = capacité (Q_{\max} qu'elle peut relever) = 300 L/S (tableau page 20)
 $Q_{\text{sec}} = 210,77$ L/S

$$\text{Ainsi } \frac{Q_{\text{sec}}}{Q_{\max}} = \frac{210,77}{300} = 0,70 \text{ soit } 70\%$$

D'après le nomogramme, on trouve $\eta_s = 73\%$

b) Temps pluvial: La pompe à vis d'Archimède ϕ 1000 entrera en marche.

Q_{\max} = capacité = 200 L/S

$Q_{\text{Pl}} = 175,87$ L/S

$\frac{Q_{\text{Pl}}}{Q_{\max}} = \frac{175,87}{200} = 0,88$ soit 88% d'où on trouve $\eta_p = 75\%$

$Q_{\max} = 200$

2-3 Puissance de la pompe à vis d'Archimède

Elle dépend du diamètre de la vis et de la vitesse de rotation. La puissance absorbée est égale à $N_t = \frac{Q \cdot H_{\text{co}}}{75 \cdot \eta_{\text{co}}}$ (en CV)

où : Q : débit en litre / seconde

H : hauteur de relevage en mètres = 2,65 m

Ainsi:

temps sec : pompe ϕ 1200 ; $Q_{\text{sec}} = 210,77$ L/S

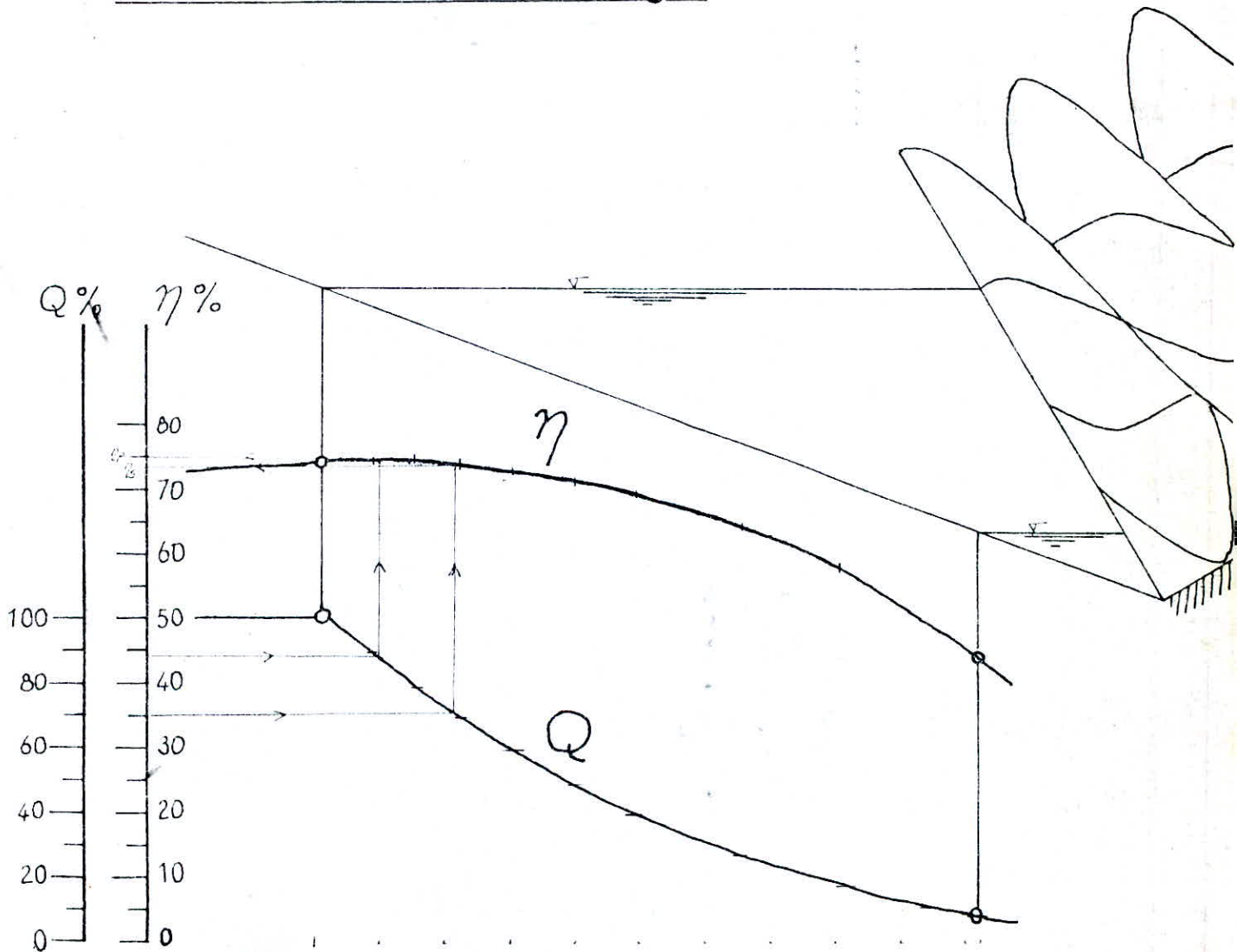
$$N1 = \frac{210,77 \times 2,65}{75 \times 0,73} = 10,20 \text{ CV} = 13,89 \text{ Kw} *$$

Temps pluvial : Pompe ϕ 1000 ; $Q_{\text{Pl}} = 175,87$ L/S

$$N2 = \frac{175,87 \times 2,65}{75 \times 0,75} = 8,28 \text{ CV} = 11,27 \text{ Kw} *$$

* 1 CV = 1,36 Kw

Détermination du rendement
de la station de relevage.



1) $\frac{Q_s}{Q_{max_1}} = \frac{210,77}{300} = 0,7$ soit 70% $\Rightarrow \eta_s = 73\%$

2) $\frac{Q_{pe}}{Q_{max_2}} = \frac{175,87}{200} = 0,88$ soit 88% $\Rightarrow \eta_p = 75\%$

CHAPITRE -V-

BASSINS DE DECANtATION

1) Rôle:

a) Ne pas laisser ^{passer} la pollution des eaux pluviales dans le cours d'eau récepteur et donc ne pas élever le degré d'épuration des stations à l'aide des techniques difficiles .

De cette façon , le cours d'eau récepteur peut-être largement protégé.

b) Régulariser les débits d'eaux météoriques en retenant les eaux pluviales et ne laissant passer , par deux tuyaux **de transition** , que le double débit par temps sec (multiplié par 1,4) au collecteur littoral.

Suivant la topographie de notre région , nous prévoyons deux bassins de décantation BD1 et BD2 .

Ces bassins sont généralement vides sauf pendant la période de pluie ; laquelle ne doit excéder quelques jours .

2) Calcul du volume des bassins

On doit tenir compte:

- a) du débit d'évacuation
- b) des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont , lors d'une précipitation atmosphérique

2-1) Les débits d'évacuation , vers le collecteur littoral , ont été déterminés ultérieurement (voir chapitre II-2)

Pour BD1 : $Q_1 = 342,58 \text{ l/s}$

Pour BD2 : $Q_2 = 171,29 \text{ l/s}$

2-2 Débit des apports de ruissellement

Pour déterminer le débit affluent au bassin de décantation, nous devons tenir compte de trois grandeurs:

- Superficie du bassin versant
- Coefficient de ruissellement
- Intensité de pluie

Le plan topographique de notre région nous indique que celle-ci peut être divisée en 2 bassins versants, limités entre-eux par une ligne de partage des eaux.

Leurs superficies ont été déterminées par planimétrie

2-2-1 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement entrant dans les calculs d'une manière déterminante, dépend avant tout de la constitution de la surface du sol et de la pente du terrain.

L'ancienne littérature ne considère pratiquement que la constitution de la surface du sol; diverses valeurs du coefficient de ruissellement correspondantes à différentes constitutions de surface du sol sont supposées (par exemple toits, rues ...etc).

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée peut-être définie comme étant le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur elle.

Lors de l'établissement du coefficient de ruissellement, trois paramètres doivent être pris en considération =

- 4) La portion de surface étanche
- 2) Inclinaison du terrain
- 3) Intensité de la pluie

Le coefficient de ruissellement, utilisé pour les calculs, est celui estimé par le COMODOR $r = 0,42$

2-2-2 Intensité de pluie

Une précipitation pluviale est caractérisée par son intensité, sa durée et sa fréquence, les pluies les plus intenses étant les plus courtes.

Une relation entre les durées de chute, les plus fortes intensités de précipitation et leurs fréquences de dépassement, doit être trouvée.

Pour le calcul, nous utiliserons la courbe Intensité-durée-fréquence établie par la station pluviométrique de CLAIRBOIS* représentée à la page 25, comme durée de pluie la plus courte à introduire dans les calculs, il sera choisi, en se basant sur des valeurs expérimentales de l'hydrologie urbaine une valeur de $T=15$ min

La fréquence de dépassement déterminante n'a été prise égale à 0,5 : c'est à dire un dépassement tous les deux ans.

Cette fréquence correspond à de coûts raisonnables de nos bassins.

Ainsi :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } T = 15 \text{ min} \\ n = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow i = 63 \text{ mm/h} \\ \text{(voir courbe I.D.F page 24)}$$

T : durée de chute

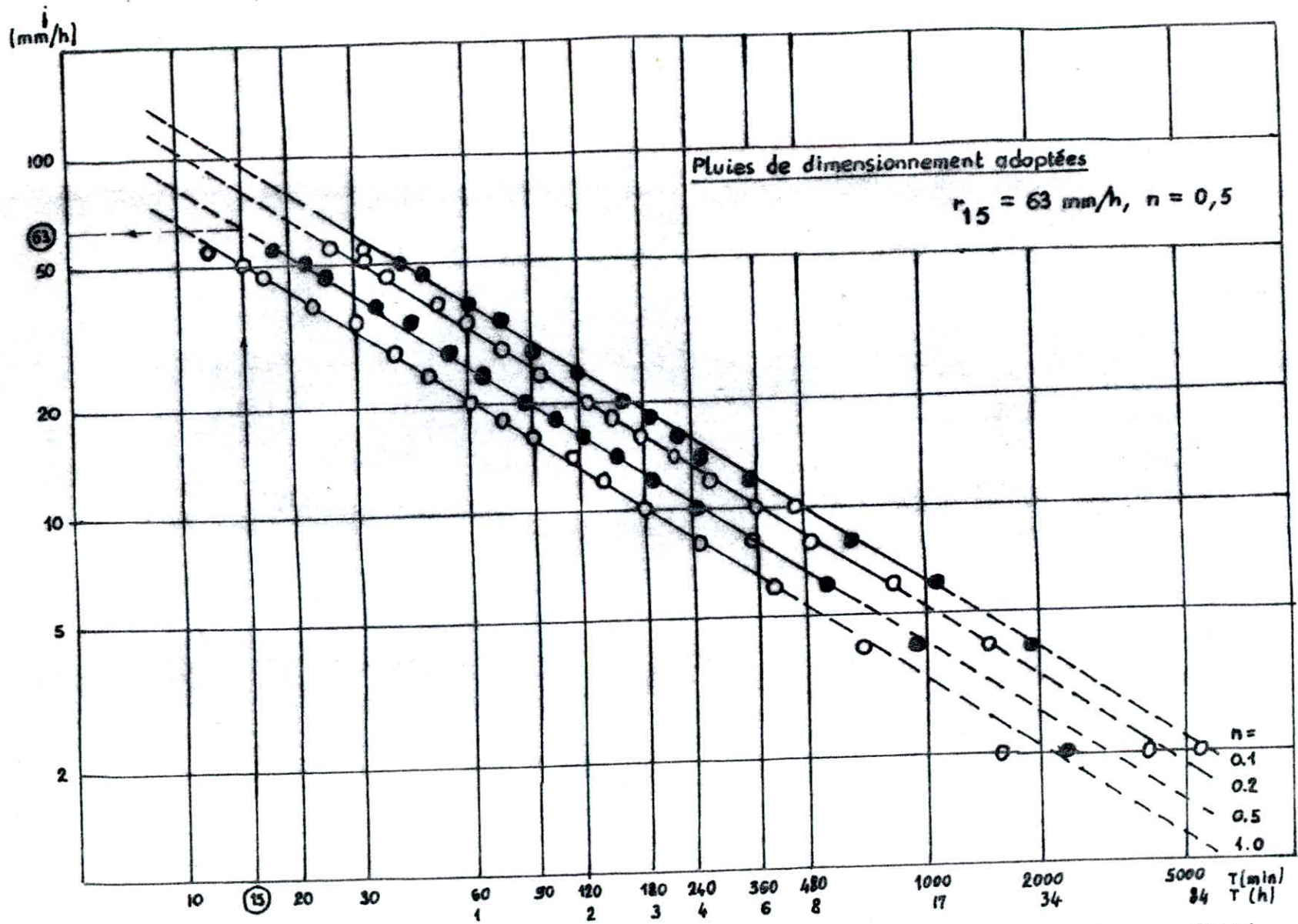
n ; fréquence de dépassement

i : intensité de pluie

$$\text{Comme } 1 \text{ mm / h} = 2,78 \text{ L/S/ha}$$

$$i = 63 \text{ mm / h} = 175 \text{ L/S/ha}$$

* se trouvant à Bimendrois .



Courbes Intensité-Durée-Fréquence (année moyenne), station Clairbois (1951 - 1980)

2.2.3. :- Temps de ruissellement (de concentration)

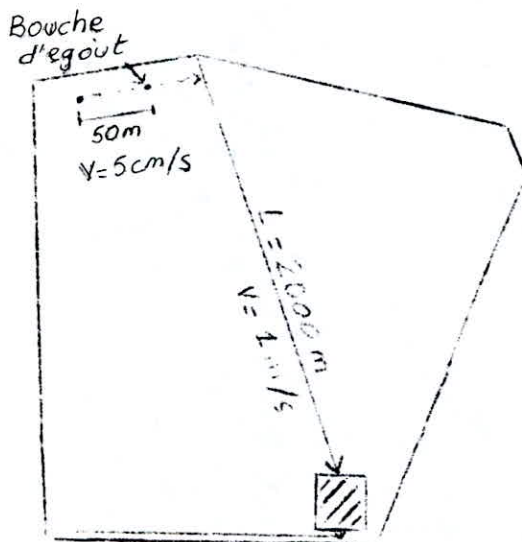
Il se compose du :

- temps T1 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement.
- temps T2 mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations vers l'exutoire.

a) Pour le bassin de décantation n° 1.

soit le bassin versant et son exutoire BD1, la pluie tombée en un point quelconque mettra un certain temps pour arriver à BD1. A chaque point du bassin versant correspond un temps de parcours. Le temps de concentration est le maximum de ces temps de parcours.

CALCUL DE T1



sur chaque 30÷50 m se trouve une bouche d'égout. soit une vitesse de ruissellement égale à 5cm/s, pour parcourir 25m, il faudrait un temps égal à:

$$t_1 = \frac{L_1}{V_1} = \frac{25}{0,05} = 500s \approx 8min.$$

$t_1 \approx 8 \text{ min.}$

CALCUL DE T2

Le point le plus éloigné du BD1 est la route nationale n° 5. La distance les séparant est de 2,0 km.

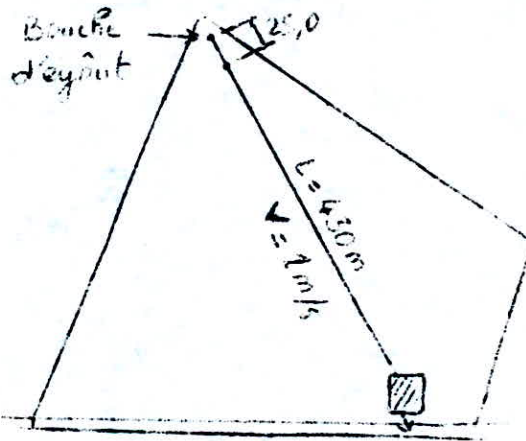
Pour une vitesse égale à 1 m/s;

$$t_2 = \frac{L_2}{V_2} = \frac{2000}{1} = 2000 \text{ sec.} = 32 \text{ min.}$$

Ainsi le temps de concentration serait :

$$t_{C1} = t_1 + t_2 = 8 + 32 \text{ min} = 40 \text{ min}$$

b) Pour le bassin de décantation n° 2 :



$$t_1 = \frac{L_1}{V_1} = \frac{25}{0,05} = 500 \text{ sec} = 8 \text{ min}$$

$$t_2 = \frac{L_2}{V_2} = \frac{430}{1} = 430 \text{ sec} = 7 \text{ min}$$

AINSI

$$t_{C2} = t_1 + t_2 = 8 + 7 = 15 \text{ min}$$

VOLUMES DES BASSINS DE DECANTATIONS

A) BASSIN DE DECANTATION N° 1 (BD1)

- Superficie du bassin versant correspondant = 278,7 ha
- Intensité de pluie (pour n=0,5) = 175 l/s ha.

Pour un coefficient de ruissellement égal à 0,42, le débit pluvial total serait : $Q_{pl} = 278,7 \times 175 \times 0,42 = 20.623,8 \text{ [l/s]} = 20,6238 \text{ [m}^3/\text{s]}$

Ainsi le volume affluent à BD1 pour une durée de pluie égale à 15 min est :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 15 \text{ (min)} \times 60 \left(\frac{\text{s}}{\text{min}} \right) \times 20,6238 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right) = 18.561,42 \text{ [m}^3\text{]} = 18.561420 \text{ [l]}$$

Le débit pluvial véhiculé par le tuyau de transition :

$$Q_{pl} \text{ étr.} = 342,58 \text{ l/s.}$$

Pour un temps de ruissellement égal à 40 min, le volume évacué par BD1 est : $342,58 \times 40 \times 60 = 822.192 \text{ [l]}$

Le volume stocké dans notre bassin serait alors :

$$V_{\text{stocké}} = V_{\text{affluent}} - V_{\text{évacué}} = 18561420 - 822.192 = 17739228 \text{ [l]}$$

Temps de séjour :

$$ts_1 = \frac{V_{\text{stocké}}}{Q_{\text{véhiculé}}} = \frac{17739228}{342,58} = 51781,27 \text{ [s]} \text{ soit } ts = 14,4 \text{ [h]}$$

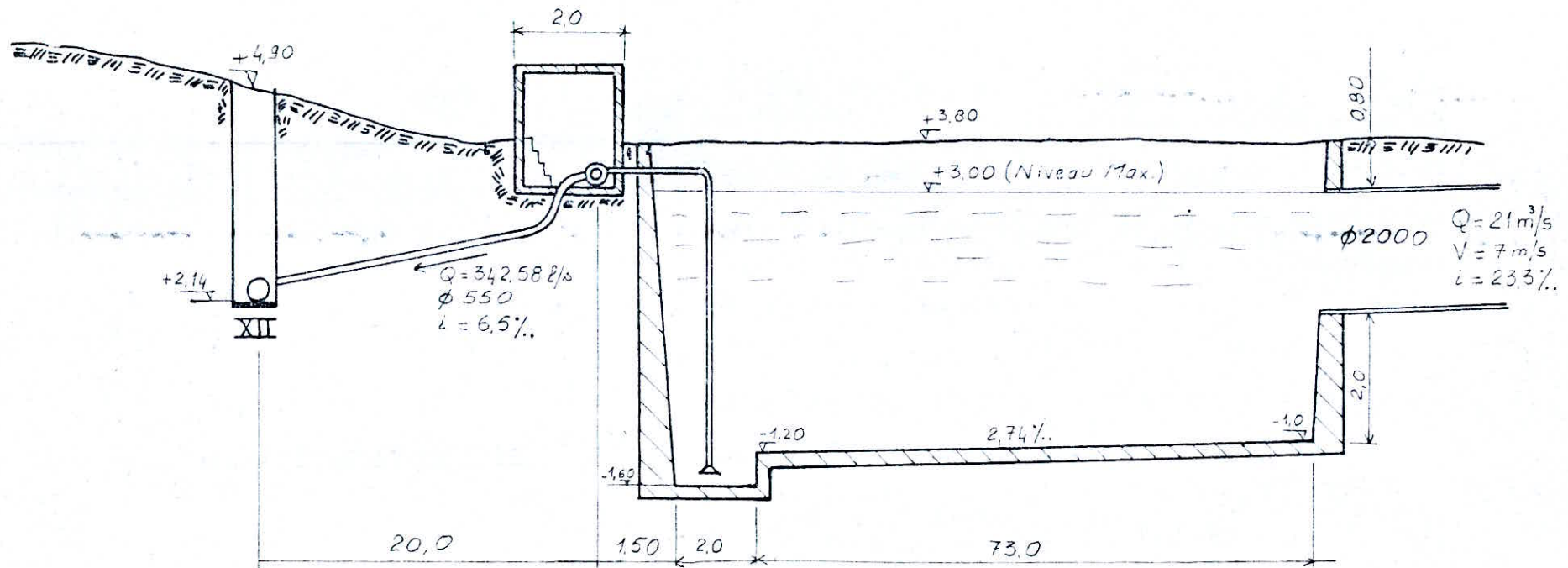
Volume du bassin $\approx 17.800 \text{ m}^3$

prenons un bassin rectangulaire 75 X 60 m

superficie 75 X 60 = 4500 M²

$$\text{Hauteur } h = \frac{V}{S} = \frac{17.800}{4500} = 4,0 \text{ m}$$

Bassin de Décantation N° 1



- Hauteur géométrique = $|-1.60| + |+3.40| = 5.0 \text{ m}$

- Longueur totale de la conduite d'aspiration = $5.0 + 20 = 70 \text{ m}$

Pour l'entretien, - on prévoit une grille mécanique à l'arrivée des eaux pluviales.

- Le radier du bassin sera incliné et le nettoyage se fera par jets d'eau.

B) BASSIN DE DECANTATION N° 2 (DB2)

- Superficie du bassin versant = 137,5 ha
- Intensité de pluie pour (n = 0,5) = 175 l/s/ha
- Coefficient de ruissellement = 0,42

Le débit pluvial total est :

$$Q_{pl} = 137,5 \times 175 \times 0,42 = 10175 \text{ [l/s]} = 10,175 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Le volume affluent à BD2 pour une durée de pluie égale à 15 min est :

$$V = 15 \times 60 \times 10,175 = 9157,5 \text{ [m}^3\text{]} = 9157500 \text{ [l]}$$

Le débit pluvial véhiculé par le tuyau de transition :

$$Q_{pl \text{ étra } 2} = 171,29 \text{ [l/s]}$$

Pour un temps de ruissellement égal à 15 min, le volume d'eau évacué de notre bassin serait :-

$$V_{\text{évacué}} = 171,29 \times 15 \times 60 = 154161 \text{ [l]}$$

Le volume stocké dans notre bassin serait alors :

$$\begin{aligned} V_{\text{stocké}} &= V_{\text{affluent}} - V_{\text{évacué}} = \\ &= 9157500 - 154161 = 9003339 \text{ [l]} \end{aligned}$$

Temps de séjour :

$$ts_2 = \frac{V_{\text{stocké}}}{Q_{\text{véhiculé}}} = \frac{9003339}{171,29} = 52561,965 \text{ [s]} \approx 14,6 \text{ [h]}$$

Volume du bassin = 9004 M³

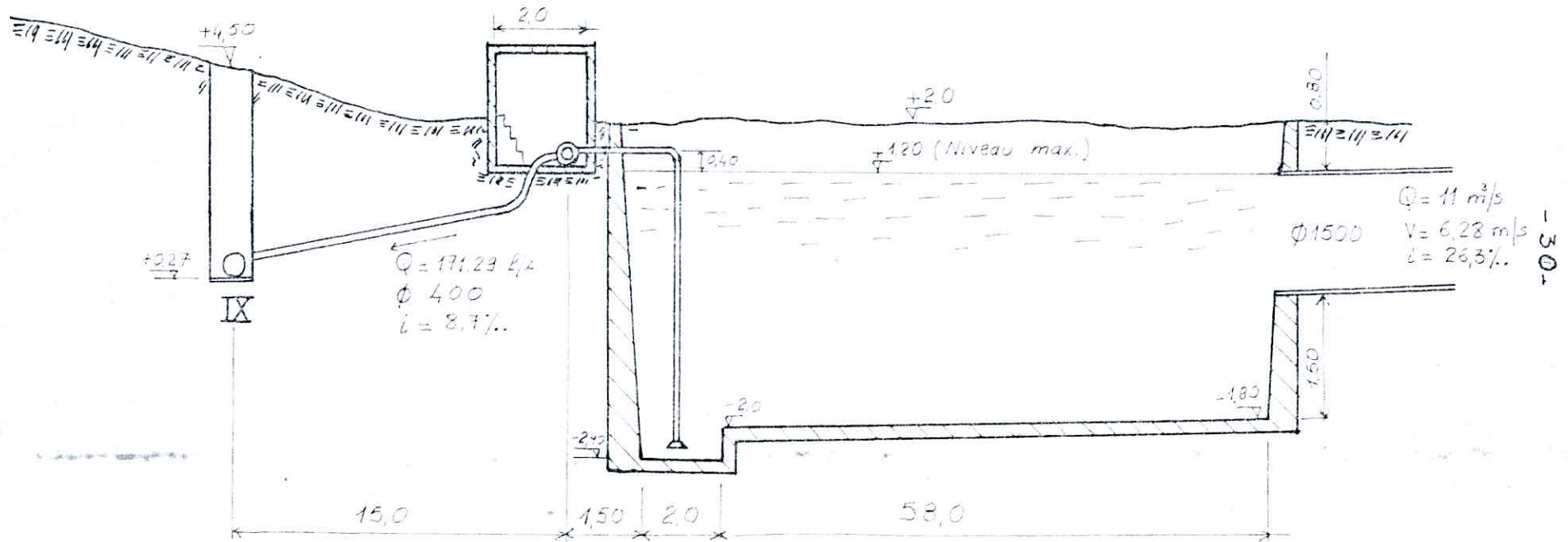
Prenons un bassin rectangulaire 60 x 50 m.

Superficie = 60 x 50 = 3000 M²

Hauteur = $\frac{V}{S} = \frac{9004}{3000} = 3,0 \text{ m.}$

Nota : les 4,0 M³ seront compensées par l'inclinaison du radier.

Bassin de Décantation N° 2



Hauteur géométrique = $|-2,40| + |1 + 1,60| = 4,0 \text{ m}$

Longueur de la conduite d'aspiration = $4,0 + 2,0 = 6,0 \text{ m}$

3.- POMPES D'ASPIRATION :

Pour avoir un écoulement gravitaire dans le tuyau de transition, (voir schémas page 29 ou 31), nous prévoyons une pompe d'aspiration d'eaux usées à axe horizontal.

Cette pompe devra créer une aspiration égale à la somme des deux termes suivants :

- hauteur géométrique d'aspiration $\times 5,0\text{ m}$
- pertes de charges d'aspiration.

Elle devra donc compenser les dissipations d'énergie dans la conduite d'aspiration dénommée pertes de charge.

Ces pertes de charges dépendent du diamètre choisi pour notre conduite d'aspiration. Il y aura intérêt à réaliser une perte de charge minimale de sorte que, pour satisfaire cet impératif, le diamètre adopté pour l'aspiration ne sera pas nécessairement le diamètre économique. De plus, il sera tenu en compte les pertes de charges singulières (entrée - coude)

L'extrémité de la conduite d'aspiration sera terminée ordinairement par une crépine comportant un clapet de pied.

- C A L C U L -

A) Pour le Bassin de décantation n° 1 :

Données : $Q = 342,58 \text{ (l/s)}$

$H_g = 5,0\text{ m}$

à déterminer: $H_{MT} = ?$

(1) diamètre de la conduite d'aspiration.

Comme c'est indiqué ci-dessus, le diamètre choisi ne sera pas nécessairement le diamètre économique (comme c'est le cas du refoulement), mais doit correspondre à des pertes de charge minimales.

.../...

Utilisons la formule de BONNIN -

$$D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0,34258} = 0,585 \text{ mm}$$

On prend le diamètre normalisé = 0,6 m (\emptyset 600)

(2) Vitesse d'aspiration :

$$Q = V.S = V. \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$V = \frac{4 \times 0,34258}{3,14 \times (0,6)^2} = 1,21 \text{ m/s}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0,075 \text{ m}$$

(3) Pertes de charge linéaires :

$$\Delta h_l = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad L = 5,0 + 2,0 = 7,0 \text{ m.}$$

λ : Coefficient de frottement; dépend du nombre de REYNOLDS et de $\frac{\epsilon}{Dh}$

$$\text{Nombre de REYNOLDS } R = \frac{V.D}{\nu} = \frac{1,21 \times 0,6}{1,66} = 726000 = 7,26 \cdot 10^5$$

En tenant compte du vieillissement de notre conduite d'aspiration (qui sera en acier), on prend un coefficient de rugosité égal à 10^{-4} m.

$$\frac{\epsilon}{Dh} = \frac{0,10}{600} = 0,00017$$

$$\left. \begin{array}{l} R = 7,26 \cdot 10^5 \\ \frac{\epsilon}{Dh} = 0,00017 \end{array} \right\} \text{ Diagramme de MOODY (voir page 37) } \rightarrow \lambda = 0,0148$$

$$\text{Ainsi } \Delta h_l = 0,0148 \times \frac{7,0}{0,60} \times 0,075 = 0,013 \text{ m}$$

$$\boxed{h_l = 0,013 \text{ m}}$$

Vérification par la méthode de Monsieur LAPRAY

a) Nature du régime :

$$\left. \begin{array}{l} R = 7,26 \cdot 10^5 \\ \frac{\epsilon}{Dh} = 0,00017 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Diagramme} \\ \text{MOODY} \end{array} \text{ --- Régime de transition}$$

Conduite formée $h = D$

$\lambda = \frac{h}{D} = 1,0 \rightarrow$ abaque 9 (représentée à la page 37) $\rightarrow Do = 1,539$
 Où Do : paramètre adimensionnel du diamètre .

La longueur fluide dynamique serait , alors , égale à :

$$\frac{D}{Do} = \frac{0,6}{1,539} = 0,39 \text{ m} .$$

D'après l'abaque 8 (représentée à la page 38) :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 0,39 \text{ m} \\ \epsilon = 0,1 \text{ mm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 8,2 \text{ (M}^3/\text{s) } \rightarrow Jr = \frac{Q}{8,2}$$

Connaissant $Q = 0,34258 \text{ (m}^3/\text{s)}$

$$Jr = \left(\frac{Q}{8,2} \right)^2 = \left(\frac{0,34258}{8,2} \right)^2 = 0,0017$$

Enfin de l'abaque 17 C (voir page 40) , on determine le coefficient de transition $\lambda_J^{5,3}$ permettant de corriger immédiatement le régime :

$$\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{Jr} \rightarrow \text{abaque 17 c} \rightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,44 \text{ (} Jr = J \text{)}$$

$$\left. \begin{array}{l} R = 7,26 \cdot 10^5 \\ \frac{\epsilon}{Dh} = 0,00017 \end{array} \right\} \rightarrow \text{abaque 17 c} \rightarrow \lambda_J^{5,3} = 1,44$$

Ainsi le gradient de perte de charge sera : $J = Jr \lambda_J^{5,3} = 0,0017 \times 1,44$
 $J = 0,0024$

Les pertes de charge linéaires :

$$\Delta h_c = J \cdot L = 0,0024 \times 7,0 = 0,017 \text{ m (on trouve une différence de 3 mm)}$$

4.- Pertes de charge singulières.

$$\Delta h_s = (K_{\text{coude}} + K_{\text{entrée}}) \frac{V^2}{2g}$$

$$K_{\text{coude}} = ? \quad \overbrace{\quad}^{0,5 \text{ m}}$$



$$\sin 45^\circ = \frac{0,5}{R} \rightarrow R = \frac{0,5}{0,707} = 0,707 \text{ m}$$

$$R = 0,707 \text{ m}$$

$$V = 1,21 \text{ m/s}$$

$$K_{\text{coude}} = ?$$

D'après un tableau (voir manuel hydraulique générale de A. Lencastre : page 291)

R \ V	1,20	1,50
0,6	0,22	0,23
0,9	0,22	0,23

$$\rightarrow K_c \approx 0,22$$

$$K_{\text{crépine}} + K_{\text{clapet}} \approx 1,50 \quad \text{✕ (généralement)}$$

$$\text{Ainsi } \Delta H_s = (0,22 + 1,50) 0,075 = 0,129 \text{ m.}$$

La perte de charge totale est :

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_s = 0,013 + 0,129 = 0,142 \text{ m.}$$

La hauteur manométrique totale serait alors :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t = 5,0 + 0,142 = 5,142 \text{ m.}$$

B) Pour le Bassin de décantation n° 2

Données :

$$Q = 171,29 \text{ (l/s)}$$

$$H_g = 4,0 \text{ m}$$

à déterminer :

$$H_{Mt} = ?$$

1.- Diamètre de la conduite d'aspiration :

$$\text{Formule de BONNIN } D = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,17129}} = \sqrt[3]{\frac{0,17129}{0,17129}} = 0,414 \text{ m.}$$

On prend \varnothing 500

2.- Vitesse d'aspiration :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,17129}{3,14 \times (0,5)^2} = 0,873 \text{ (m/s)}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0,0388 \text{ m}$$

3.- Pertes de charge linéaires

$$\Delta h_e = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad L = 4,0 + 2,0 = 6,0 \text{ M.}$$

λ : coefficient de frottement :

$$R = \frac{VD}{\nu} = \frac{0,873 \times 0,5}{10^{-6}} = 436500 = 4,365 \cdot 10^5$$

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{0,1}{500} = 0,0002$$

$$\left. \begin{array}{l} R = 4,365 \cdot 10^5 \\ \frac{\xi}{D_h} = 0,0002 \end{array} \right\} \text{---> Diagramme de MOODY ---> } \lambda = 0,0156$$

$$\text{Ainsi } \Delta h_e = 0,0156 \times \frac{6,0}{0,50} \times 0,0388 = 0,0073 \text{ m.}$$

Vérification par la méthode de Monsieur LAPRAY

a) Nature du régime

$$\left. \begin{array}{l} R = 4,365 \cdot 10^5 \\ \frac{\xi}{D_h} = 0,0002 \end{array} \right\} \text{MOODY ---> Régime de transition.}$$

Ecoulement en charge $\xi = \frac{h}{D} = 1,0$

$\xi = 1,0 \rightarrow$ Abaque 9 $\rightarrow D_0 = 1,539$
(page 39)

Ainsi : $\lambda \Lambda = \frac{D}{D_0} = \frac{0,5}{1,539} = 0,325 \text{ m.}$

$\lambda \Lambda = 0,325 \text{ m}$
 $\xi = 0,1 \text{ mm}$ abaque 8 $\rightarrow \frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 5,19 \text{ (m}^3/\text{s)}$
(page 38)
 $\rightarrow Jr = \left(\frac{Q}{5,19} \right)^2$

$Q = 0,17129 \text{ (M}^3/\text{s)}$

$Jr = \left(\frac{0,17129}{5,19} \right)^2 = 0,00109$

$R = 4,36510^5$
 $\frac{\xi}{Dh} = 0,0002$ } abaque 17 C $\rightarrow \lambda f^{5,3} = 1,53$
(page 40).

Ainsi le gradient de perte de charge sera :

$$J = Jr \times \lambda f^{5,3} = 0,00109 \times 1,53 = 0,0017$$

Perte de charge linéaire

$$\Delta h_e = J.L = 0,0017 \times 6,0 = 0,0102 \text{ m.}$$

(une différence de 3,0 mm)

4;- Pertes de charge singulière

$$\left. \begin{array}{l} K_{\text{coude}} = 0,21 \\ K_{\text{entrée}} = 1,50 \end{array} \right\} \Delta H_s = K \frac{V^2}{2g} = (0,21 + 1,50) 0,0388 = 0,066 \text{ m}$$

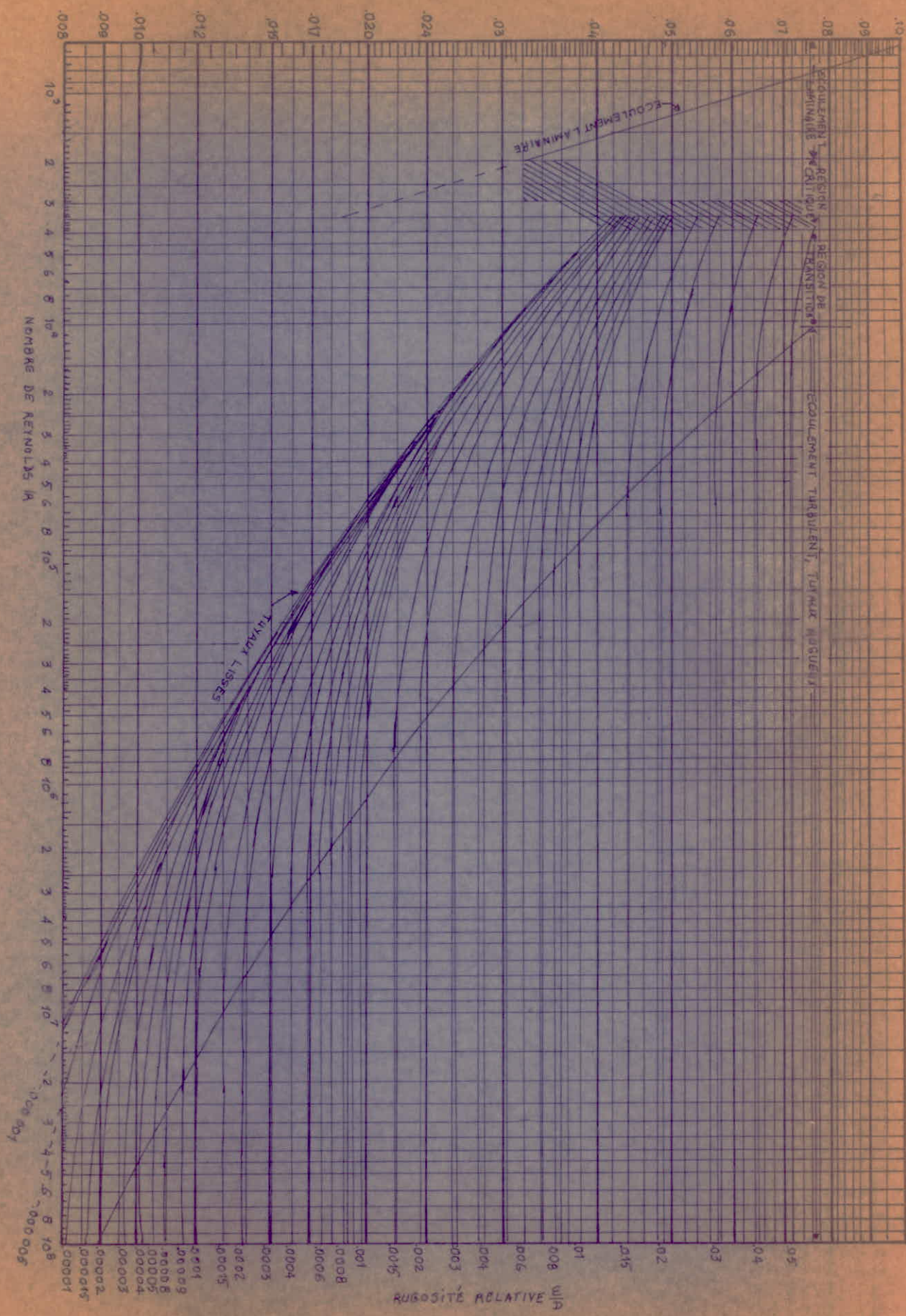
Ainsi la perte de charge totale :

$$\Delta H_t = \Delta H_e + \Delta H_s = 0,0073 + 0,066 = 0,0733 \text{ m}$$

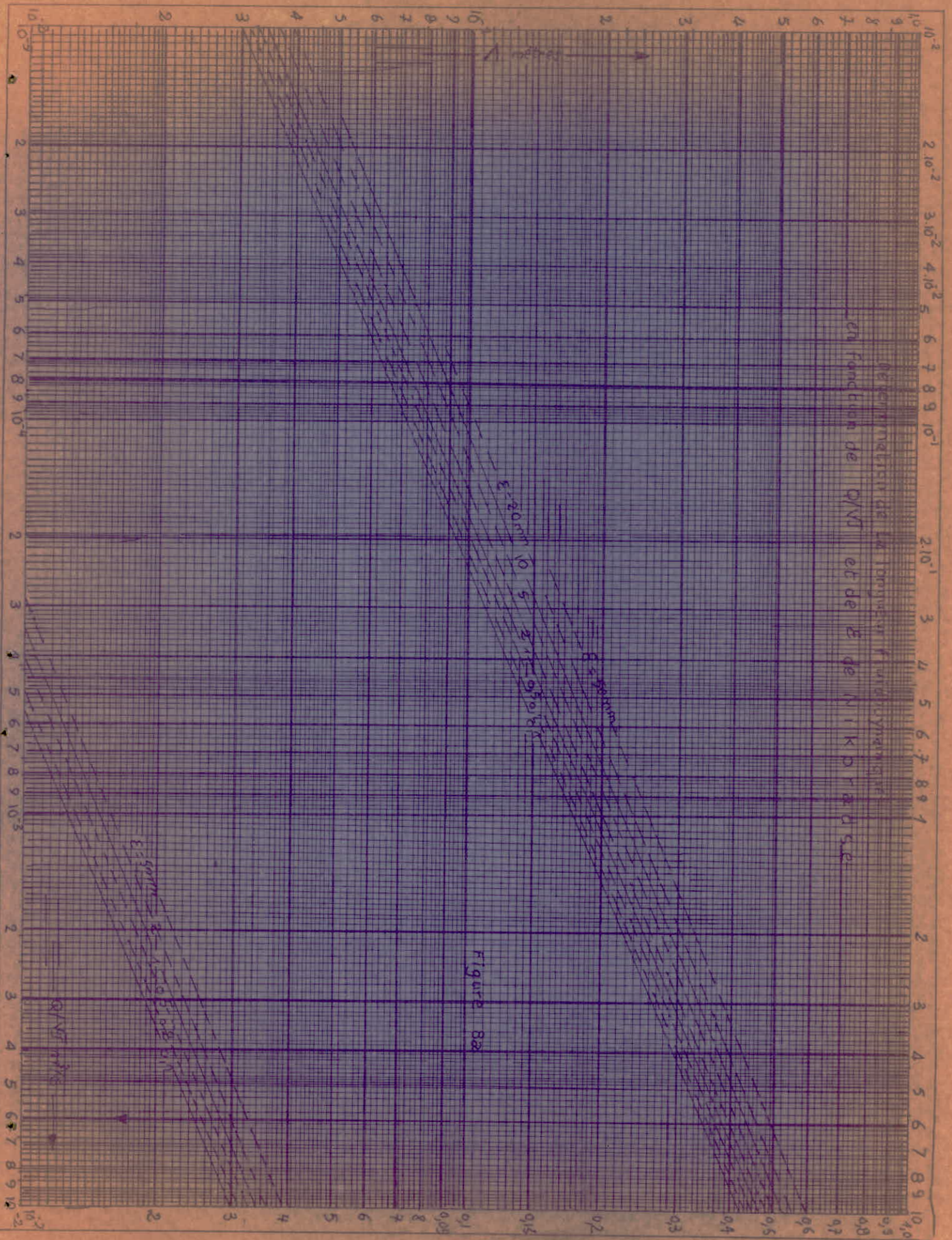
La hauteur monométrique totale serait :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t = 4,0 + 0,0733 = 4,073 \text{ m.}$$

COEFFICIENT DE RÉSISTANCE λ

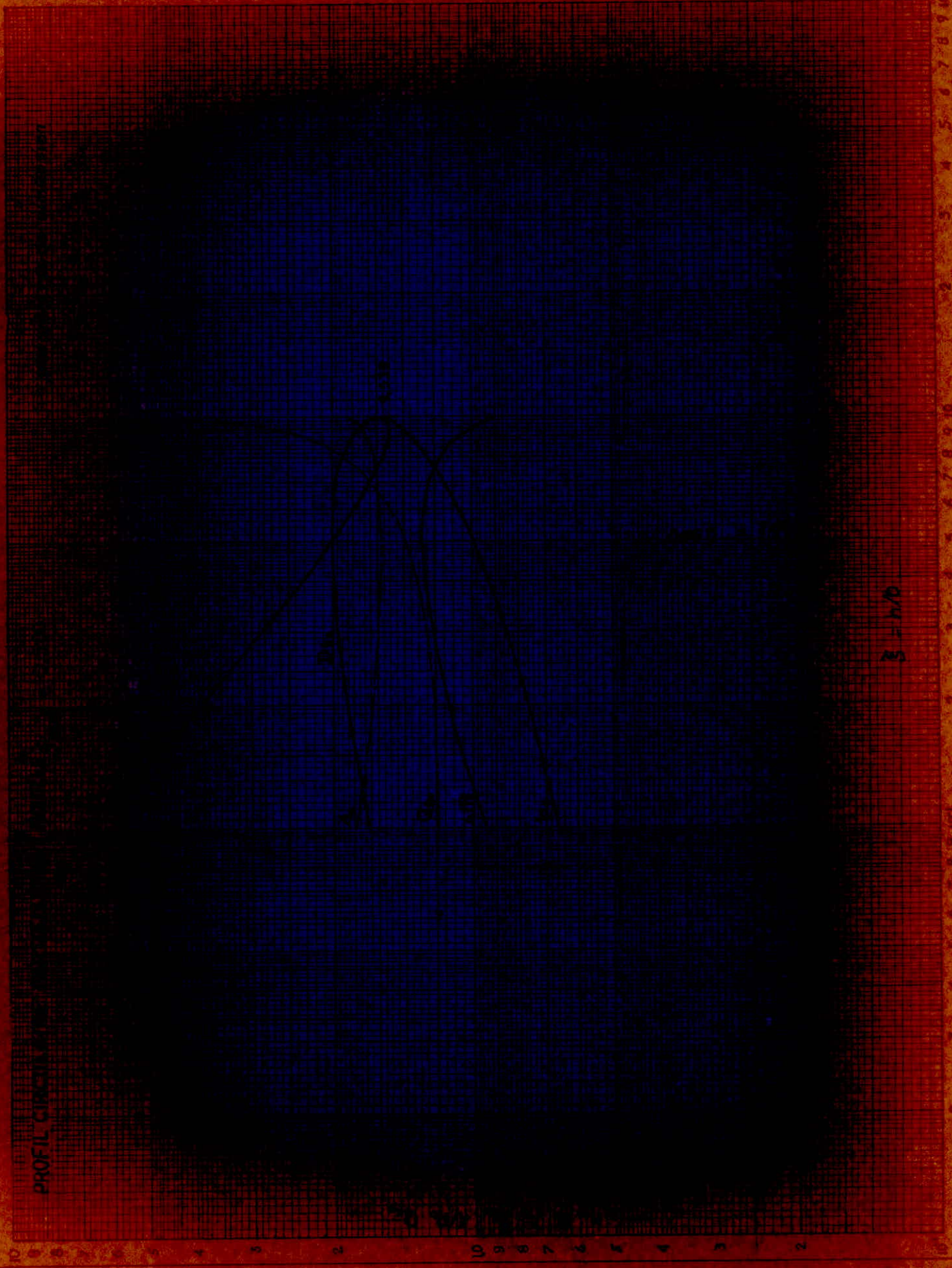


1
2
3
4
5
6
7
8
9
10



Représentation de la longueur λ en fonction de Q/V et de E de NIKORADSE

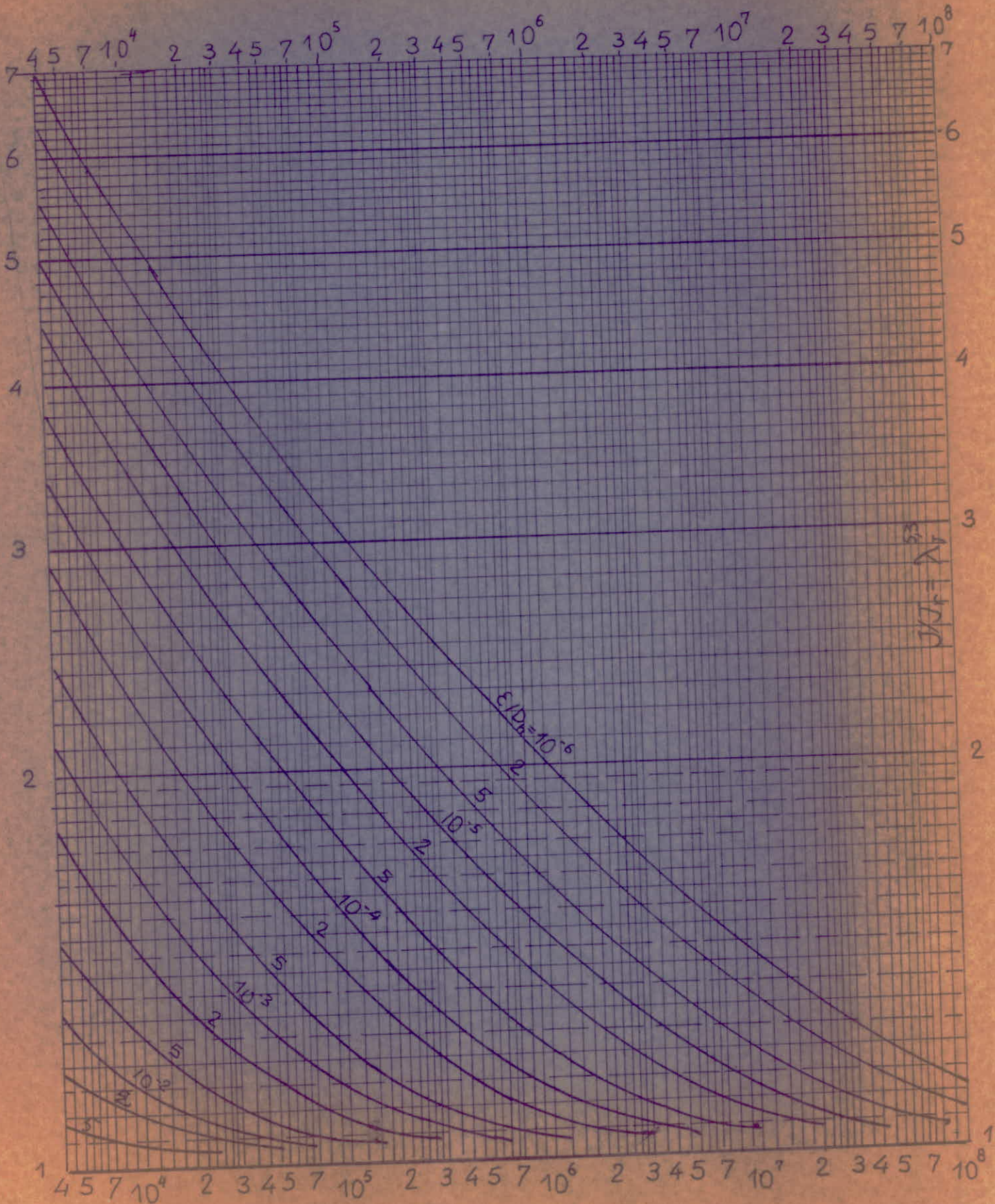
Figure 8a



3-100

PROFIL CROSKI

Détermination du gradient J de la perte de charge en régime de transition



CHAPITRE VI / -

1.- GENERALITES :

Siphon sous l'Oued EL-HARRACH

Le siphon du collecteur littoral passe sous l'oued EL-Harrach à environ 480 m. en amont de son embouchure (actuelle) et achemine les eaux usées des collecteurs littoral et Rive droite vers le collecteur rive gauche.

En général, les siphons servent à faire passer des cours d'eaux (notre cas), des voies de communication (voies ferrées...)...etc..

Dans le tronçon du siphon, il est nécessaire d'acheminer les eaux dans des conduites forcées. Dans la technique des eaux usées, ceci représente un problème particulier dû aux débits fortement variés et aux matières charriées.

D'un côté, même par débits les plus faibles (débit nocturne par temps sec), une vitesse suffisamment grande devrait se produire pour éviter les dépôts, d'un autre côté, les vitesses par débits maxima ne devraient pas être trop grandes afin d'éviter d'une part l'abrasion de notre matériau et de l'autre part des pertes hydrauliques élevées.

Afin de satisfaire ces exigences, sont prévus, pour les siphons d'eaux usées, deux ou plusieurs tuyaux qui sont alimentés en fonction des débits variables. Etant donné que les dépôts ne peuvent jamais être exclus, on installe des dispositifs permettant une purge et vidange du siphon.

Pour maintenir assez faible la différence entre la vitesse d'écoulement minimum et maximum, deux conduites de $\varnothing 0,70$ m. et de $\varnothing 1,10$ m. sont proposées, dont la plus petite transportera le débit par temps sec et la plus grande n'entrete en fonction que par temps de pluie, de sorte que les débits dépassant le débit maximum de temps sec s'écouleront dans les deux tuyaux.

2.- CALCUL HYDRAULIQUE DU SIPHON

2.1.- Principe de calcul

Le principe de calcul du siphon repose sur la détermination de la charge nécessaire et suffisante, à l'amont, pour pouvoir vaincre toutes les pertes de charges (tant linéaires que singulières) occasionnées dans le siphon.

2.2.- Données de base

2.2.1.) Tableau des débits (l/s)

Trençon	Collecteur littoral	Collecteur rive gauche	Siphon	Collecteur d'Alger en amont du siphon	Collecteur Rive gauche en aval du siphon
Points* de calcul	(12)	(11)	(2-10)	(1')	(1)
Qmin	193,87	102	295,87	1230	1525,87
Q24	262,45	240	502,45	2670	3172,45
Qs	383,19	340	723,19	3480	4203,19
Qp1	1072,93	935	2007,93	7950	9957,93

où :

Qmin : débit minimum nocturne par débit sec.

Q24 : débit moyen par temps sec.

Qs : débit de pointe par temps sec.

Qp1 : débit de dimensionnement par temps de pluie.

* voir profil page 49'

ERRATA:

Tableau: Colonne 3 (Point 11) : Lire, Collecteur rive droite
au lieu du " " " " gauche.

2.2.2.- Données géométriques des sections de calcul

- collecteur Alger, point (1')
□ 2,40/2,40 m côté du radier S = -3,50 m NGA
- collecteur Rive gauche, point (1)
□ 2,65/2,65 m côté du radier S = +4,0 m NGA
- collecteur Rive droite, point (10)
Ø 1,0 m $S_{11} = -1,20$ m NGA
 $J_s = 1 : 625$
- collecteur littoral point (12)
Ø 1,20 m $S_{12} = -1,40$ m NGA
 $J_s = 1 : 850$
- Tuyaux du siphon
 - (a) point (5a) à (7a) : Ø 0,70 m.
 - (b) point (5b) à (7b) : Ø 1,10 m.

2.3.- Niveau d'eau dans les conduites d'aménage et d'aval

2.3.1.- Collecteur littoral Point (12)

Ø 1,20 m $J_s = 1 : 850$, $S_{12} = -1,40$ m NGA

Capacité $Q_0 = 1,307$ m³/s $V_0 = 1,15$ m/s

Débit par temps sec : $Q_s = 0,383$ m³/s.

$$\frac{Q_s}{Q_0} = \frac{0,383}{1,307} = 0,29 \text{ ----} \left. \begin{array}{l} h/D = 0,38 \text{ ----} \rightarrow h = 0,38 \times 1,2 = 0,45 \text{ m} \\ V/V_0 = 0,87 \text{ ----} \rightarrow V = 0,87 \times 1,15 = 1,0 \text{ m/s} \\ \text{----} \rightarrow \frac{V^2}{2g} = 0,05 \text{ m.} \end{array} \right\}$$

Niveau d'eau : $W_{12} = -1,40 + 0,45 = -0,95$ m NGA

Niveau de la ligne de charge :

$$E_{12} = W_{12} + \frac{V^2}{2g} = -0,95 + 0,05 = -0,90 \text{ m. NGA}$$

- Débit par temps pluvial $Q_{p1} = 1,07 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{Q_p}{Q_c} = \frac{1,07}{1,307} = 0,82 \longrightarrow \begin{cases} h/D = 0,68 \longrightarrow h = 0,68 \times 1,20 = 0,82 \text{ m} \\ V/V_c = 1,11 \longrightarrow V = 1,11 \times 1,15 = 1,28 \text{ m} \\ \longrightarrow \frac{V^2}{2g} = 0,08 \text{ m.} \end{cases}$$

Niveau d'eau : $W_{12} = 1,40 + 0,82 = - 0,58 \text{ m.}$

Niveau de la ligne de charge :

$$E_{12} = - 0,58 + 0,08 = - 0,50 \text{ m.}$$

2.3.2.- Collecteur Rive droite Point (11) (Données)

$$\emptyset 1,0 \text{ m} \quad J_s = 1 : 625 \quad S_{11} = - 1,20 \text{ m NGA}$$

$$Q_c = 0,94 \text{ m}^3/\text{S} \quad V_c = 1,20 \text{ m/S}$$

$$Q_s = 0,34 \text{ m}^3/\text{S.}$$

$$\frac{Q_s}{Q_c} = 0,36 \longrightarrow \begin{cases} h/D = 0,41 \longrightarrow h = 0,41 \times 1 = 0,41 \text{ m.} \\ V/V_c = 0,92 \longrightarrow V = 0,92 \times 1,20 = 1,10 \text{ m.} \\ \longrightarrow \frac{V^2}{2g} = 0,06 \text{ m.} \end{cases}$$

$$W_{11} = - 1,20 + 0,41 = - 0,79 \text{ m.}$$

$$E_{11} = - 0,79 + 0,06 = - 0,73 \text{ m NGA}$$

$$Q_p = 0,935 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 0,935 = 1,0 \longrightarrow \begin{cases} h/D = 1,0 \longrightarrow h = 1,0 \times 1,0 = 1,0 \text{ m.} \\ V/V_c = 1,0 \longrightarrow V = 1,20 \text{ m/s} \\ \frac{V^2}{2g} = 0,07 \text{ m.} \end{cases}$$

$$W_{11} = - 1,20 + 1,0 = - 0,20 \text{ m.}$$

$$E_{11} = - 0,20 + 0,07 = - 0,13 \text{ m.}$$

2.3.3.- Collecteur Rive Gauche Point (1)

$$\begin{aligned} \square 262/262 \text{ cm } J_s &= 1 : 1100 & S_1 &= - 4,0 \text{ m. NGA} \\ Q_0 &= 10,83 \text{ m}^3/\text{s} & V_0 &= 1,645 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$Q_s = 4,21 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$\frac{Q_s}{Q_0} = \frac{4,21}{10,83} = 0,39 \longrightarrow \begin{cases} h/H = 0,43 \longrightarrow h = 0,43 \times 2,65 = 1,14 \text{ m} \\ V/V_0 = 0,92 \longrightarrow V = 0,92 \times 1,645 = 1,52 \text{ m/s} \\ \longrightarrow \frac{V^2}{2g} = 0,12 \text{ m.} \end{cases}$$

$$W_1 = - 4,0 + 1,14 = - 2,86 \text{ m NGA}$$

$$E_1 = - 2,86 + 0,12 = - 2,74 \text{ m NGA}$$

$$Q_{p1} = 9,96 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\frac{Q_p}{Q_0} = \frac{9,96}{10,83} = 0,92 \longrightarrow \begin{cases} h/H = 0,78 \longrightarrow h = 0,78 \times 2,65 = 2,06 \text{ m} \\ V/V_0 = 1,17 \longrightarrow V = 1,17 \times 1,645 = 1,92 \text{ m/s} \\ \longrightarrow \frac{V^2}{2g} = 0,19 \text{ m.} \end{cases}$$

$$W_1 = - 4,0 + 2,06 = - 1,94 \text{ m.}$$

$$E_1 = 1,94 + 0,19 = - 1,75 \text{ m.}$$

Les hauteurs, sous remplissage partiel, sont déterminées avec les courbes de débits et de vitesses des sections types respectives.

2.4.- Calcul des Pertes de charge :

2.4.1.- Pertes Linéaires : par frottement.

Le calcul des pertes de charge linéaires est basé sur la formule de Prandl-Colebrook.

La rugosité des tuyaux du siphon est supposée égale à

$K = 1,0 \text{ mm}$, la rugosité des autres conduites (en béton) est

$K = 1,50 \text{ mm}$.

2.4.2.- Pertes de charge singulières :

Indépendamment de la perte de charge due aux frottements le long des éléments rectilignes de la conduite, il se produit des pertes de charge accidentelles dues aux diverses singularités qui peuvent-être placées le long de la conduite.

Ces pertes de charge pourront généralement se mettre sous la forme :

$\Delta H = K \frac{V^2}{2g}$ où K étant un coefficient numérique sans dimension qui dépendra de la forme et des dimensions de la singularité.

a) changement de section

- Elargissement graduel

Formule de LORENZ : $K = \frac{3}{4} \operatorname{tg} \frac{X}{2}$

où $\frac{X}{2}$: angle d'ouverture.

- Rétrécissement : généralement on prend $K = 0,50$.

b) Coudes.

Le coefficient K dépend essentiellement du :

- rayon du coude
- diamètre de la conduite
- coefficient de rugosité.

Il a été pris sur un tableau représenté dans Manuel d'hydraulique générale de A. LENCASTRE (pages 291 ou 292)

2.5.- Ligne d'eau dans le siphon

Le calcul se fait de l'aval vers l'amont (contraire au sens d'écoulement).

Le niveau d'eau, dans les différents tronçons, est calculé suivant l'équation de BERNOULLI.



$$W_j = W_i + \Delta \left(\frac{V^2}{2g} \right) + \Delta H_{\text{tot.}}$$

où $W_{i,j}$: niveaux d'eaux respectifs aux points i et j.

$\Delta \left(\frac{V^2}{2g} \right)$ = différence des hauteurs vitesse entre la section en aval et en amont.

ΔH_{tot} = Perte totale dans le tronçon considéré.

5.1.- Débit de temps sec maximum Q_s

Le calcul est donné au Tableau VI.1 -. Le niveau d'eau dans la conduite de jonction (au point 2) est indépendant du collecteur rive gauche (point 1). Entre la chambre d'entrée et celle de sortie, l'écoulement n'a lieu que dans la conduite (a) \emptyset 70 cm.

Le seuil de débordement du déversoir dans la chambre d'entrée doit dépasser le niveau d'eau au 8a $W_{8a} = W_{10} = -1,15$ m et fut choisi à - 1,10 m.

2.5.2.- Débit par temps de pluie Q_{pl}

Le calcul est donné au tableau VI.2.-

Dans la conduite de jonction 2. 3, nous avons pris en compte l'effet de remous. Grâce à un programme pour (T I 59) établi par M. LAPRAY (donné à la page 49*) nous avons pu déterminer l'évolution de notre veine liquide dans cette conduite.

Entre la chambre d'entrée et celle de sortie, l'eau s'écoule dans les deux conduites (a) et (b) \emptyset 70 et \emptyset 110 cm.

Le partage des eaux a lieu au seuil de débordement dans la chambre d'entrée. Il fût déterminé en utilisant le tableau de

THIEM (représenté dans " Hydraulique urbaine par A. DUPONT page 29).

Ce tableau nous donne, pour les différents diamètres, la valeur relative des débits qui engendrent des pertes de charge unitaires identiques.

Ainsi pour \emptyset 700 mm correspondent 2029 unités de débit.

$$\emptyset 1100 \text{ mm} \text{ --- } \text{---} \text{---} \frac{6966}{\Sigma 8995} \text{ unités de débit}$$

$Q_p = 2,01 \text{ m}^3/\text{s}$ correspond, donc, à 8995 unités de débit, ce qui donnera :

$$\emptyset 70 \text{ cm} \quad Q_a = \frac{2,01 \times 2029}{8995} \approx 0,50 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\emptyset 110 \text{ cm} \quad Q_b = \frac{2,01 \times 6966}{8995} = 1,51 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La différence des niveaux d'eau $\Delta W_{4 \div 10}$ en cours de la conduite (a) doit être égale à la valeur $\Delta W_{4 \div 10}$ en cours de la conduite (b)

$$\Delta W_{(4 \div 10)_a} = \Delta W_{(4 \div 10)_b} = 0,60 \text{ m}.$$

3.- Autoépuration des conduites du siphon

Les vitesses d'écoulement dans les conduites du siphon sont indiquées dans le tableau suivant :-

	TEMPS - SEC.			TEMPS - PLUVIAL	
	Q_{min}	Q_{24}	Q_s	Q_p (a)	(b)
$Q_{m^3/s}$	0,296	0,503	0,73	2,01	
F(M2)	0,385			0,50	1,51
V(M/S)	0,77	1,31	1,90	1,30	1,59

PB 007/83
avant p-50
- 1 -

49'

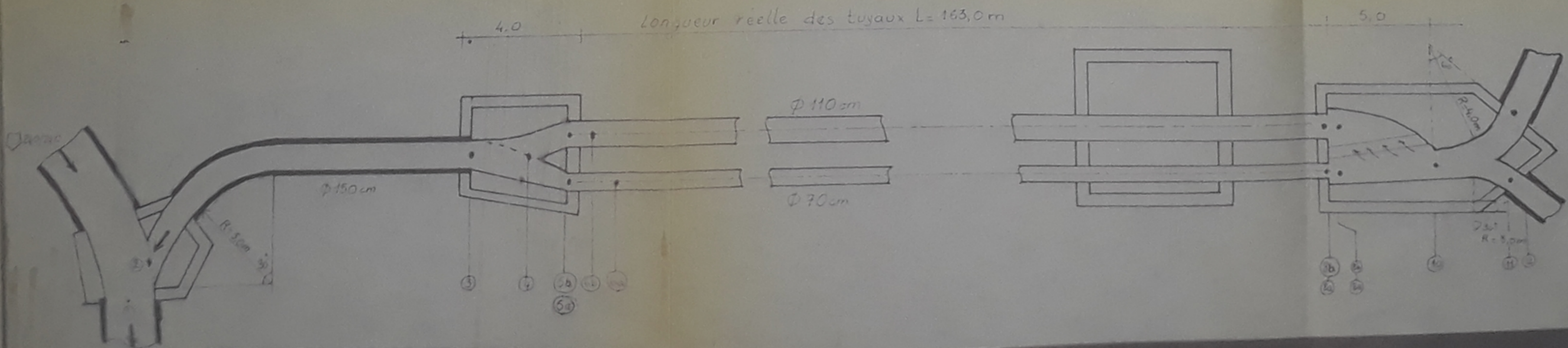
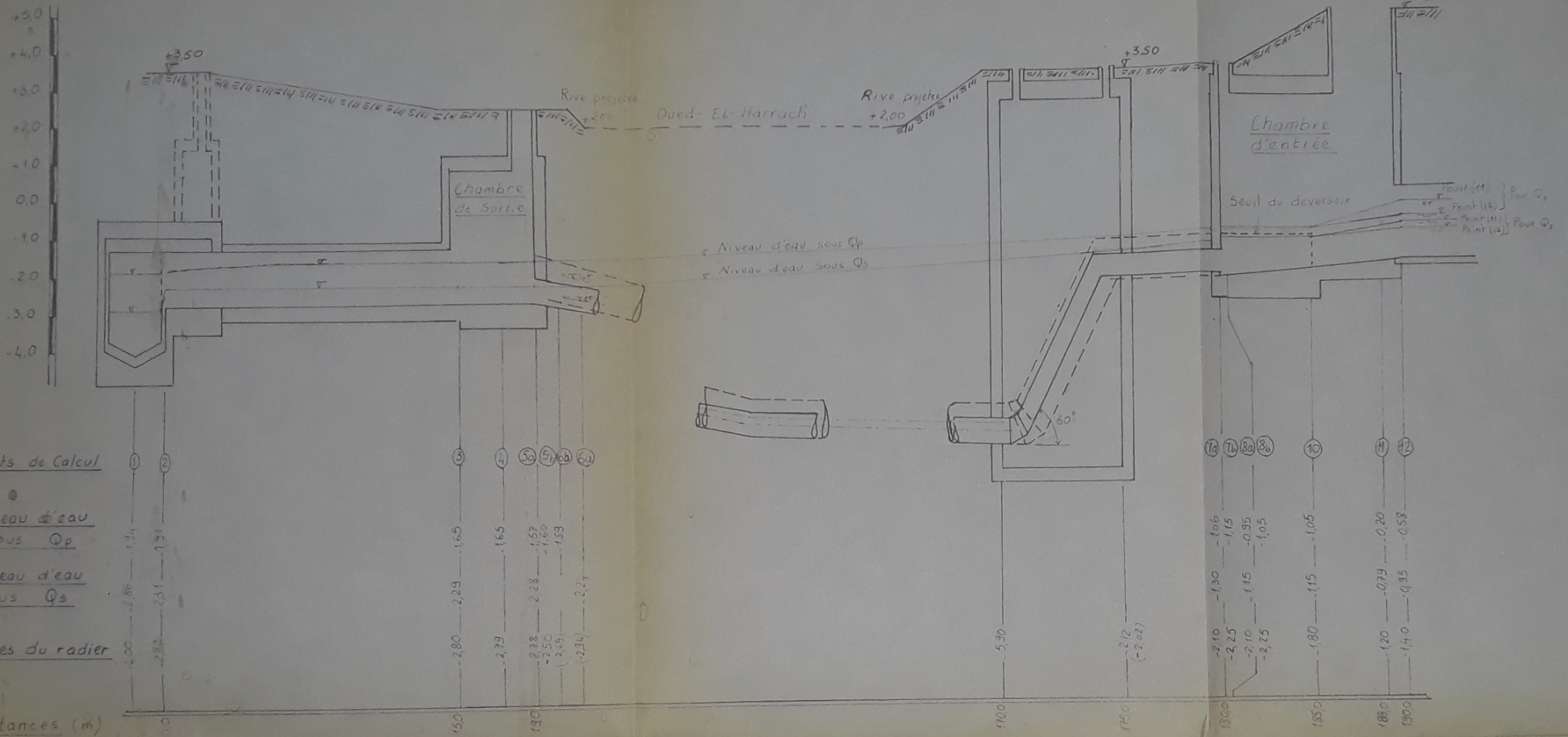


Tableau VI-1. Débit par temps sec Qs.

Puits N°	Section Type	Débit Qs	Surface de la section F	Vitesse V	Cote de la ligne de charge (8)-(1) E	hauteur V ² /2g Vitesse	Cote du niveau d'eau (10)-(9) W	Profondeur d'eau h	Cote du radier S	ΔS	ΔV	ΔV ² /2g	Changement de Section			Coude			Frottement			Autres pertes		Pertes totales Δh _{tot} (1)-(3)+(2)+(24)	Différence des hauteurs Vitesse Δ(V ² /2g)	Différence de niveau ΔW	Observations
													Nature	k	Δh _s	α	k	Δh _c	L	J	Δh _f	Nature	Δh _x				
cm	m ² /s	m ²	m/s	m NGA	m	m NGA	m	m NGA	m	m/s	m	°C	m	%	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m		
1	Ø 263/265	4,21	2,76	1,52	-2,74	0,12	-2,86	1,14	-4,00	1,18	+0,14	∅	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Chute	+0,53	+0,53	+0,02	+0,55	
2	Ø 150	0,73	0,53	1,38	-2,21	0,10	-2,31	0,51	-2,82	0,02	∅	∅	/	/	/	90	0,14	0,01	15,0	1,33	0,01	/	/	+0,02	∅	+0,02	
3	Ø 150	0,73	0,53	1,38	-2,19	0,10	-2,29	0,51	-2,80	0,02	-0,70	0,02	Elong Rehe	0,13 0,50	0,03 0,05	20	0,28	0,04*	4,0	5,0	0,01*	/	/	+0,13	-0,12	+0,01	* V _{avg} = 1,73 m/s V _{1/2g} = 0,15 m
4	Ø 70	0,73	0,35	2,08	-2,06	0,22	-2,28	0,50	-2,78	0,16	+0,18	∅	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	∅	+0,04	+0,04	
6a	Ø 70	0,73	0,385	1,50	-2,06	0,18	-2,24	0,70	(-2,94)	0,84	∅	∅	/	/	/	2x60 2x8	0,44 0,24	0,12	163,0	5,8	0,82	/	/	+0,94	∅	+0,94	
7a	Ø 70	0,73	0,385	1,90	-1,12	0,18	-1,30	(0,70)	-2,10	∅	+1,18	0,07	Retre.	0,5	0,01	/	/	/	/	/	/	/	/	+0,01	+0,14	+0,15	
8a	U 110	0,73	1,01	0,72	-1,01	0,04	-1,15	0,95	-2,10	0,30	-0,16	∅	Retre.	0,018	∅	/	/	/	5,0	/	0,01	/	/	+0,01	-0,01	∅	
10	U 140	0,73	0,83	0,88	-1,10	0,05	-1,15	0,65	-1,80																		
11	Ø 100	0,34	0,30	1,10	-0,73	0,06	-0,79	0,41	-1,20	0,60	-0,22	∅	Retre.	0,018	∅	30	0,28	∅	3,0	200	∅	Chute	0,37	+0,37	-0,01	+0,36	Par rapport au Puit 10
12	Ø 120	0,39	0,39	1,0	-0,90	0,05	-0,95	0,45	-1,40	0,40	-0,12	∅	Retre.	0,018	∅	60	0,22	∅	5,0	80	∅	Chute	0,20	+0,20	∅	+0,20	Par rapport au Puit 10

PB 7/83

Avant P. 50

CHAPITRE VII / - STATION D'EPURATION D'EL-HARRACH

VII.1.- PRINCIPE DU TRAITEMENT DES EAUX USEES

L'épuration des eaux usées doit éliminer les impuretés des celles-ci au point d'être ramenées à l'état où elle ne sont plus nuisibles au monde environnant et où on peut, sans danger les utiliser pour un usage prédestiné.

Les éléments polluants existant dans les eaux peuvent être plus ou moins difficiles à éliminer suivant l'état sous lequel ils se présentent.

Leur élimination ne peut-être effectuée en une seule opération mais par étapes successives.

Ainsi, les particules en suspension qui demeurent individualisables peuvent être récupérées par des moyens mécaniques, au contraire les matières décantables sont retenues dans des bassins de décantation.

Dans l'étape d'épuration dite biologique, les matières en suspension non décantables, sont dégradées par l'activité de micro-organismes. L'épuration secondaire a finalement pour but de séparer les boues, et les eaux épurées qui ne sont alors plus putrescibles et peuvent en général être introduites dans un cours d'eau.

VII.2.- RELEVAGE DES EAUX USEES :

Après passage sous l'Oued El-Harrach, le collecteur principal (diamètre 3000 mm) atteint le terrain de l'installation d'épuration avec un niveau d'environ $\pm 0,00$ m NGA. Il a été prévu un relevage des eaux à deux étages dans deux stations à vis d'Archimède. Ainsi, les pompes prévues peuvent aussi débiter des matières grossières sans souffrir et ne nécessitent ni dégrillage ni déssableurs. Et en raison de leur basse vitesse de rotation l'usure est minime.

Les deux stations de relevage sont reliées à des générateurs de secours pour assurer l'évacuation des eaux usées arrivant à la station d'épuration même en cas de panne du réseau public d'électricité.

Station de Relevage 1

débit de pointe	12,55 M ³ /s
Hauteur d'élévation	7,50 m
Choix : 2 vis de	2,3 m ³ /s
2 vis de	4,0 m ³ /s.

Puissance des Moteurs:PM = 1420 KW

Station de Relevage 2

Débit de pointe	17,23 M ³ /s
Hauteur d'élévation	5,60 m
Choix : 4 vis de	2,3 M ³ /s
2 vis de	4,0 M ³ /s

Puissance des Moteurs:PM = 1455 KW.

VII.3.- GRANDEURS DE DIMENSIONNEMENT (AN.2000) DE LA STATION
D'EPURATION D'EL-HARRACH :

- Habitants et Equivalents - habitants:(hab + HE)

hab + HE (total) \approx 3000.000

- Débit d'eau usée

- Par temps sec :

Q24 = 6900 l/s = 6,9 M3/s \approx 24840 M3/h.

Qmax 8800 l/s = 8,8 m3/s \approx 31680 M3/h.

- Par temps de pluie

2 Qmax = 17,6 m3/s sont traités au maximum
sur la station d'épuration.

- Charge en g DB05/hab./j

Totale 60g DB05/hab/j

- Charge journalière en DB05 : (demande Biochimique en oxygène)

vers la station d'épuration 180.000 kg DB05/j

- Concentration en DB05 :

Vers la station d'épuration 302 mg DB05/l

- Matières en suspension (MES) :

70 g MES/hab/j

dont = 80 % en Matières volatiles

20 % en Matières Minérales

- Charge journalière en M.E.S.

210.000 Kg MES/hab/j.

VII.4.- Définition de quelques paramètres

4.1.- La demande biochimique d'oxygène (DBO)

En présence d'oxygène la transformation des matières organiques a lieu par les bactéries dites (aérobies), si la source d'oxygène est suffisante, l'oxydation peut s'effectuer complètement au sein du liquide.

Cette oxydation s'effectue en deux stades :

- oxydation des composés du carbone, phénomène qui à 20°C, se trouve pratiquement terminée en 20 Jours;
- oxydation des combinaisons comprenant de l'azote, réaction qui ne s'amorce qu'au bout d'une dizaine de jours.

Très souvent, seul le premier stade est pris comme test de pollution et le degré d'impureté d'une eau usée est caractérisée par " la quantité d'oxygène dépensée durant ce premier stade pour réaliser la destruction des composés non azotés ". Cette quantité définie comme étant la demande biochimique d'oxygène (au DBO) est mesurée en mg/l. Pour des raisons pratiques évidentes, les mesures de DBO ont été limitées à la demande d'oxygène durant les cinq premiers jours : DBO_5 . Lorsque le terme DBO est utilisé sans autre précision, il faut entendre la DBO_5 à 20°C.

4.2.- Les Matières en suspension (M.E.S.)

Ces matières peuvent-être décantables (les plus denses et les plus grosses) et non décantables (fines et colloïdales), une partie est oxydable et l'autre est non oxydable.

VII.5.- Choix du Procédé d'épuration des eaux usées :

La nature des eaux rejetées par la ville d'Alger nous permet d'opter pour un traitement biologique.

Nous proposons une épuration à lits Bactériens.

Aspects positifs :

- Entretien très simple des installations
- Possibilité d'assurer 65 % d'épuration en cas de panne totale d'électricité ou autres (pompes).
- La consommation en énergie et l'effectif du personnel nécessaire sont plus réduits par rapport à d'autres procédés.
- rendement jusqu'a 95 %

VII.6.- Description de l'installation

La station d'épuration d'EL-HARRACH est à concevoir pour une capacité de raccordement de 3 millions d'Habitants (an 2000).

En tête de la station d'épuration, on placera des ouvrages de prétraitements, ceux-ci permettent de retenir les matières volumineuses grâce à des grilles (Dégrillage), les sables (dessablage), les liquides moins denses que l'eau (désuilage).

On effectuera après ce prétraitement, une décantation primaire qui ne répondra pas aux normes de rejets, ainsi, on aura alors recours au traitement biologique (voir Fig.VII-1.).

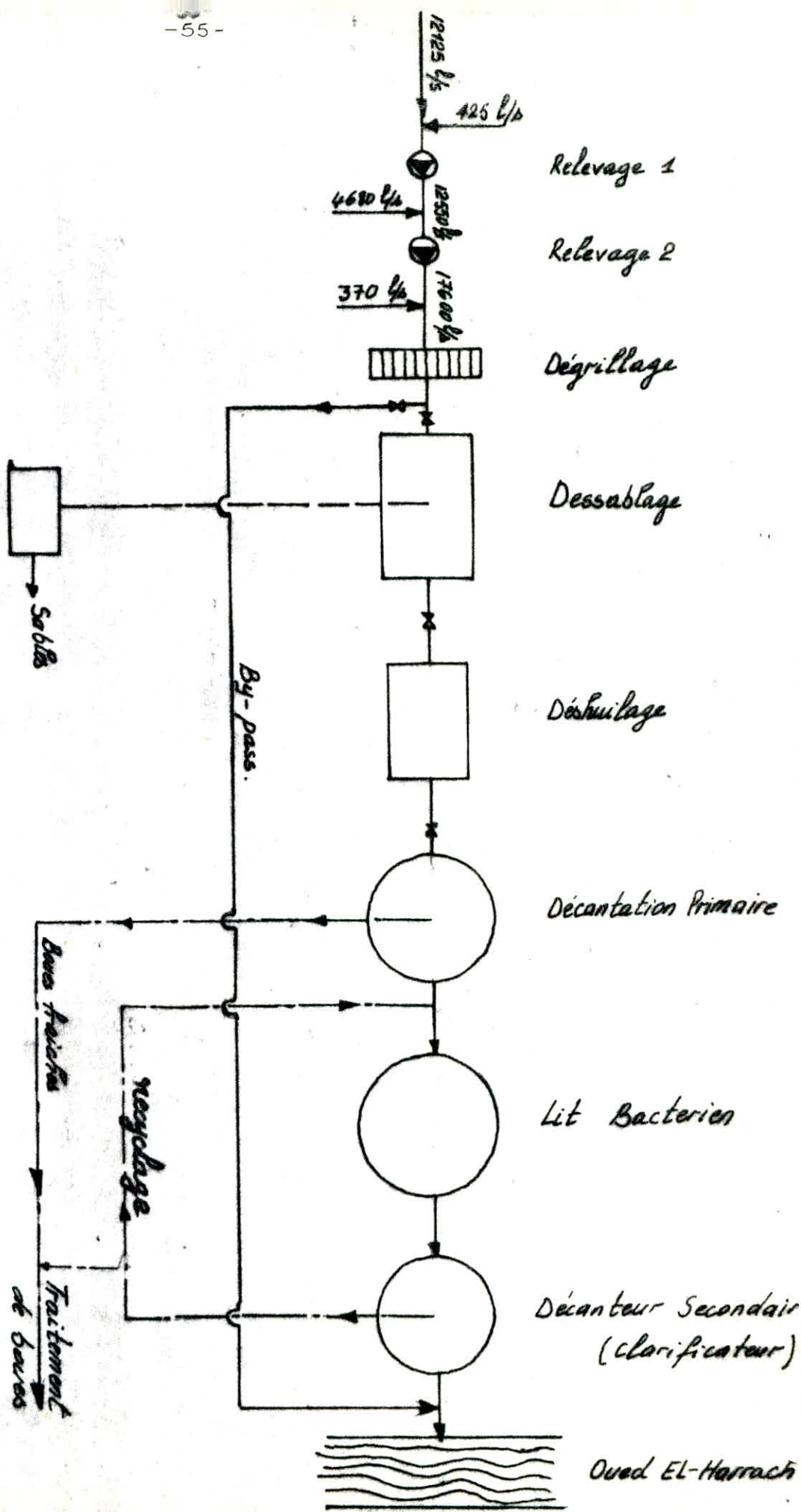


Fig VIII-1 : Station d'épuration d'El-Harrach

VII.7.- Les traitements Préliminaires

Le traitement commence par le passage de l'eau usées dans des appareils destinés à la protection des installations de traitements Avals, par rétention et élimination des matières séparables, qui seraient très gênantes pour la suite du traitement; telles que papier, chiffons, détritrus de toute sortes, ainsi que celles dont la densité est nettement supérieure ou inférieure à l'unité telles que les sables ou les graisses.

7.1.- Installation de Dégrillage

L'objet de dégrillage est d'éliminer les matières les plus grossières qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements Avals. Cette opération constitue donc la phase préliminaire de l'épuration.

Un parcours de tranquillisation est prévu entre la station de pompage 2 et et l'installation de dégrillage afin de réduire les vitesses d'écoulement relativement élevées, atteintes immédiatement après les vis élévatrices, et d'augmenter ainsi le rendement du dégrillage.

Vu dans le sens du courant, sont installées d'abord une grille grossière et ensuite une grille fine.

Une bande transporteuse emmène les matières de dégrillage dans un compacteur et après égouttage elles sont mises en décharge.

7-1.2.- Dimensionnement de Dégrillage

Grille Fine

La largeur totale des grilles est donnée par la relation:

$$L = \frac{d + e}{e} \cdot \frac{1}{1 - n} \cdot \frac{Q}{V \cdot h} \quad (9)$$

L = largeur totale des grilles

d = largeur des barreaux (15 mm)

e = espacement entre barreaux (25 mm)

n = Degré de l'encrassement (20 %)

l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont.

Q = 17,6 m³/s

h = profondeur d'eau en amont des grilles (1,8 m)

V = vitesse au passage des grilles (Max V = 1 m/s)

d'où :

$$L = \frac{0,015 + 0,025}{0,025} - \frac{1}{1-0,20} - \frac{17,6}{1 \times 1,8} = 19,56 \text{ m.}$$

choix = 7 grilles fines de 3 m. (espacement entre barreaux 25mm)

Grille Grossière

Choix : 7 grilles grossières de 3,0 m.

(espacement entre barreaux : 60 mm)

7.1.2.- Résidu du dégrillage (Grossier et fin)

En considérant un refus annuel par habitant de 5 litre/habitant-AN

le refus journalier sera de : $\frac{5}{365} \times 3000000 = 41095,89 \text{ l/j}$

le résidu du dégrillage sera envoyé à la décharge publique.

7-2 Dessableurs

Dans les dessableurs on élimine des eaux usées les particules denses afin d'éviter une abrasion rapide des ouvrages, une corrosion élevée par frottement et pour empêcher une perte en volume utilisable due aux durs dépôts qui se forment dans les dessableurs et les bassins de décantation.

L'installation de dégrillage est suivie d'un répartiteur circulaire distribuant les eaux sur quatre chambres de des-sablage disposées en parallèle (solution souvent adoptée dans les réseaux unitaires ou les variations de débit peuvent être très importantes et les apports sableux considérables).

Pour maintenir une vitesse constante, les chambres de des-sablage sont munis d'un étranglement venturi à leur sorties.

Une vitesse de 0,30 m/s permet le dépôt de la majeure partie des sables, dans un temps de séjour de $t_s = 1 - 2$ mn et une charge hydraulique maximale d'environ 70 m³/m²/h.

Un by-pass est prévu pour le cas d'une mise hors service impérative.

7.2.1.- Dimensionnement des dessableurs

En adoptant $V_h = 0,30$ m/s (vitesse d'écoulement)

$V_s = 0,016$ m/s (vitesse de sédimentation)

$$Q = 17,6 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (4 chambres)} \rightarrow \frac{17,6}{4} \rightarrow 4,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

- section horizontale pour chaque dessableur.

$$Sh = \frac{Q}{V_s} = \frac{4,4}{0,016} = 275 \text{ m}^2.$$

- La section verticale :

$$S_v = \frac{Q}{V_h} = \frac{4,4}{0,3} = 14,67 \text{ m}^2.$$

- La largeur sera :

$$l = \frac{S_v}{h} = \frac{14,67}{1} = 14,67 \text{ m} \approx 14,70 \text{ m}.$$

(on a choisit $h = 1 \text{ m}.$)

- Longueur L sera :

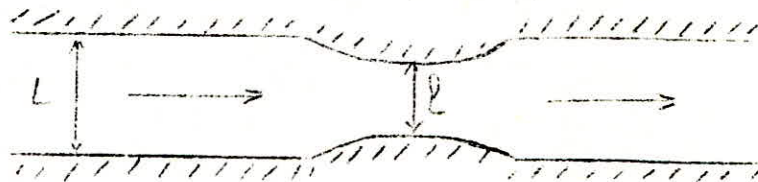
$$L = \frac{Sh}{1} = \frac{275}{14,70} = 18,70 \text{ m}.$$

Pour assurer l'amortissement de la turbulence on prend :

$$\left. \begin{array}{l} l = 14,70 \text{ m.} \\ L = 19 \text{ m.} \\ h = 1 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ Pour chaque bassin}$$

- Le calcul du Canal respecte la condition :

" Vitesse V de l'eau proche de 0,3 m/s " afin d'éviter le dépôt de matières organiques.



La largeur de l'étranglement Venturi est donnée par la relation: ⁽¹⁾

$$Q = Kh^{3/2} \text{ -----} \rightarrow l = \frac{Q}{Kh^{3/2}}$$

K : est une caractéristique de l'étranglement (1,93 en unités m et sec).

h : la hauteur d'eau en charge en amont de l'étranglement (h = 1 m).

$$Q = 17,6 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4 \text{ chambres } \rightarrow \frac{17,6}{4} = 4,4 \text{ m}^3/\text{s})$$

d'où

$$l = \frac{Q}{Kh^{3/2}} = \frac{4,4}{1,93 \cdot 1^{3/2}} = 2,28 \text{ m.}$$

$l = 2,28 \text{ m.}$ pour chaque sortie de chambre.

- En admettant un rendement de 80 % ⁽⁶⁾ sur les matières minérales d'entrée; la quantité de matières éliminée par les désableurs sera de :-

- soit la quantité de M.E.S. à l'entrée : 210.000 Kc/J
des M.E.S. Contiennent :

- 80 % de M.V.S. (matières volatiles en suspension)

- 20 % de M.M. (matières minérales), soit une quantité de :
 $210.000 \times 0,2 = 42.000 \text{ Kc/J}$

Les désableurs éliminent : $42.000 \times 0,80 = 33.600 \text{ Kc/J.}$

La quantité de matières minérales non éliminées par les désableurs sera alors de :-

$$42.000 - 33.600 = 8.400 \text{ Kc/J.}$$

7.3.- DESHUILAGE

Le déshuilage a pour but de séparer de l'eau par flottation, les matières ou les liquides dont la densité est inférieure à l'unité. Il s'agit surtout des graisses ou des huiles minérales ou végétales, les matières plus volumineuses ayant été arrêtées par les grilles.

Grâce à l'introduction d'air comprimé qui fait diminuer la densité des particules huileuses, ces graisses flottées sont rassemblées dans une zone de tranquillisation et raclées manuellement.

Le temps de séjour ne doit pas être inférieur à 7 min. sur le débit maximum.

La charge superficielle Cs ne doit pas dépasser 30 m³/m²/h.

7.3.1.- Dimensionnement :

$$Q = 17,6 \text{ m}^3/\text{s} = 1056 \text{ m}^3/\text{min.} = 63360 \text{ m}^3/\text{h}$$

en adoptant à :

$$t_s = 7 \text{ min.}$$

$$C_s = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h.}$$

- le volume :

$$V = Q \cdot t_s = 1056 \text{ m}^3/\text{min} \times 7 \text{ min} = 7392 \text{ m}^3$$

- la section horizontale :

$$S = \frac{Q}{C_s} = \frac{63360 \text{ m}^3/\text{h}}{30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}} = 2112 \text{ m}^2$$

- supposons que L = 70 m \rightarrow L.l = 2112 m² \rightarrow l = $\frac{2112}{70} = 30\text{m}$

- La hauteur H sera : $H = \frac{V}{S} = \frac{7392}{2112} = 3,5 \text{ m.}$

VII.- 8- TRAITEMENTS PRIMAIRES:

8.1.- La décantation primaire :

Pendant que les matières en suspension où les matières flottantes des eaux usées sont retenues après le traitement préalable (grilles, dessableurs, deshuileur), dans la décantation primaire les particules en suspension plus dense que l'eau, se déposent au fond de l'ouvrage par sédimentation sous forme de boue.

Du fait de l'existence des ouvrages pour le traitement préliminaire, les particules discrètes sont en quantité faible dans les eaux soumises à la décantation primaire.

8.2.- Décanteurs primaires :

Les décanteurs primaires (8 au total) reçoivent une pollution de 180.000 Kg DBO₅/J, ce qui correspond à une concentration en DBO₅ de 302 mg/l. Ils sont dimensionnés pour abattre 60 % des matières solides décantables et 30 % de la DBO₅ présenté dans les eaux brutes.

A la sortie des décanteurs primaires, on aura donc une pollution de :

$$L_0 = 302 \cdot 0,70 = 211,4 \text{ mg/l}$$

Sachant qu'à la sortie, l'effluent doit avoir une DBO_5 de 30 mg/l, le rendement de l'épuration est de :-

$$\eta = \frac{211,4 - 30}{211,4} = 86 \%$$

Le temps de séjour en débit moyen est choisi égal à 1,8 heure et en débit de pointe égal à 1,1 heure.

- Le volume total sera de :

$$V = Q_p \cdot t = 31680 \cdot 1,1 = 34848 \text{ m}^3.$$

$$(Q_p = 8,8 \text{ m}^3/\text{s} = 31680 \text{ m}^3/\text{h}).$$

Choix : 8 décanteurs primaires à alimentation centrale (facilitent la répartition de l'effluent) - on adopte généralement des hauteurs de 2 m à 3 m 50 pour des décanteurs raclés. Pour nos calculs nous choisissons $H = 3,0$ m.

- La surface de chaque décanteur sera :

$$S = \frac{V}{H}$$

$$\text{volume totale} = 34848 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour chaque décanteur } V = \frac{34848}{8} = 4356 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } S = \frac{V}{H} = \frac{4356}{3,0} = 1452 \text{ m}^2.$$

- Diamètre correspondant à chaque décanteur primaire :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1452}{3,14}} = 43 \text{ m.}$$

Vérification de la charge hydraulique Ch :

$$Ch = \frac{Q_p}{S \cdot t} = \frac{31680 \text{ m}^3/\text{h}}{8 \times 1452 \text{ m}^2} = 2,7 \text{ m}^2/\text{h} \text{ (satisfaisant au norme)}$$

Les boues seront dirigées vers la bêche de reprise des boues et les eaux décantées seront recueillies par surverse dans une rigole (périphérique) pour être dirigées vers le traitement biologique.

VII.9.- Traitement Secondaire

Avec les traitements secondaires, on entre dans une phase plus élaborée de l'épuration, où l'on continue à épurer l'effluent liquide et où l'on procède à la stabilisation définitive des déchets de traitement, c'est à dire des boues et leur évacuation ainsi que celle des gaz produits par ce même traitement.

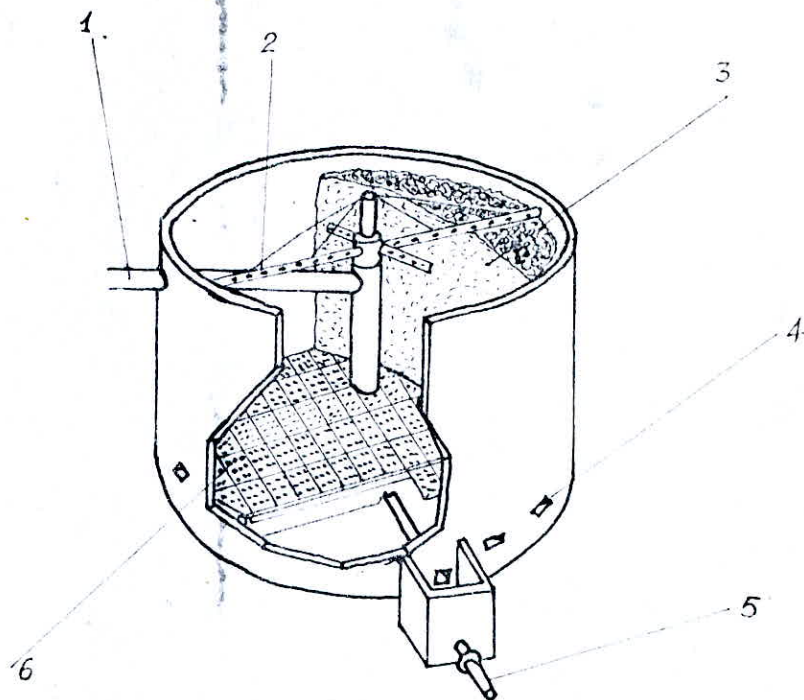
9.1.- Lits bactériens

Un lit bactérien opère l'épuration biologique de l'eau d'égout (diminution de la DBO_5) par l'action de micro-organismes aérobies qui se déposent sur un lit de matériaux durs concassés, à surface rugueuse, d'un calibre variable de 40 à 80 mm.

Dans certains lits Bactériens les matériaux concassés sont remplacés par des tubes en Matière plastique " cloisonnés " placés verticalement et qui se recouvrent du film biologique... le ruissellement de l'eau le long des Tubes à le même effet que le passage à travers les matériaux du lit.

On distingue :

- les lits à faible charge : charge constitués, par un empilement de faible épaisseur (0,8 à 1,2 m) et alimentés à faible débit (charge hydraulique inférieur à 0,4 $m^3/m^2.J$)
- les lits à forte charge : plus épais (2 à 3m parfois plus alimentés à un débit tel que la charge hydraulique dépasse 0,5 $m^3/m^2.h$



- 1: - Arrivée d'eau à traiter
- 2: - Distributeur rotatif
- 3: - Matériau
- 4: - Alimentation en air
- 5: - Départ d'eau traitée
- 6: - Dalle perforée

Fig VII-2 - Coupe d'un lit bactérien.

9.1.1.- Dimensionnement des lits Bactériens

On utilise la technologie des lits à haute charge où le film se développe abondamment, mais le débit est tel que l'excès de Zooglyée est éliminé par le courant, évitant ainsi le colmatage.

Les lits à forte charge sont caractérisés par une charge volumique de 0,5 à 1 kg DBO₅/m³.J.

L'autocurage est généralement assuré par une charge hydraulique de 0,8 m³/m²/h, mais le lit sera délavé si celui-ci dépasse 1,6 m³/m²/h.

La hauteur du matériau filtrant est voisine de 2 à 3 m et cette hauteur fait le lien entre les caractéristiques d'auto-curage et de charge.

Les Décanteurs primaires éliminent 30 % de DBO₅ totale :

DBO₅ à l'entrée des lits Bactériens sera :

$$L'a = 180.000 \times 0,70 = 126000 \text{ Kg/J}$$

La charge volumique : $C_v = \frac{L'a}{V}$

en adoptant $C_v = 1 \text{ kg DBO}_5/\text{m}^3.\text{J}$

Le volume sera :

$$V = \frac{L'a}{C_v} = \frac{126.000}{1} = 126.000 \text{ m}^3$$

avec $Ch = 1,5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ (Ch: Charge hydraulique)

$$Q_m = 6,9 \text{ m}^3/\text{s} = 24840 \text{ m}^3/\text{h}$$

La surface sera :

$$S = \frac{Q_m}{Ch} = \frac{24840}{1,5} = 16560 \text{ m}^2$$

- La hauteur sera :

$$H = \frac{V}{S} = \frac{126.000}{16560} = 7,60 \text{ m}$$

Cette hauteur n'est pas conforme aux lits bactériens (elle entraîne beaucoup de frais : aération... etc.).

On choisit $H = 3,5 \text{ m}$.

Un répartiteur fait parvenir les eaux prétraitées dans les lits bactériens (10 au total) dont chacun à une contenance de 12600 m^3 .

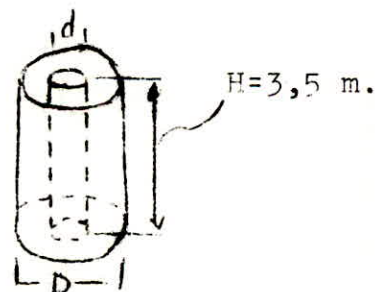
- la surface sera :

$$S' = \frac{V'}{H} = \frac{12600}{3,5} = 3600 \text{ m}^2 \quad \text{---} \quad St = 36000 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V'}{\pi \cdot H} + d^2} \quad \text{on choisit } d = 2 \text{ m.}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 12600}{3,14 \cdot 3,5} + 4} = 68 \text{ m.}$$

$$Ch = \frac{Q_m}{St} = \frac{24840}{36000} = 0,69 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$



Ch doit être $> 0,70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

(lits à forte charge)

Ainsi, pour des lits de $3,5 \text{ m}$ de haut, et un effluent dont la concentration atteint $211,4 \text{ mg/l}$, une charge de $1 \text{ kg DBO}_5/\text{M}^3 \cdot \text{J}$. correspondant à $0,69 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$; le débit d'auto-curage n'est pas atteint. Il faut recirculer une partie des eaux traitées. Cette recirculation a pour but :

- maintien de la zone hydraulique
- rafraichissement des eaux d'écoulement affluent.
- obtention de la concentration DBO souhaitée à l'arrivée.

Le taux de recyclage est alors de :-

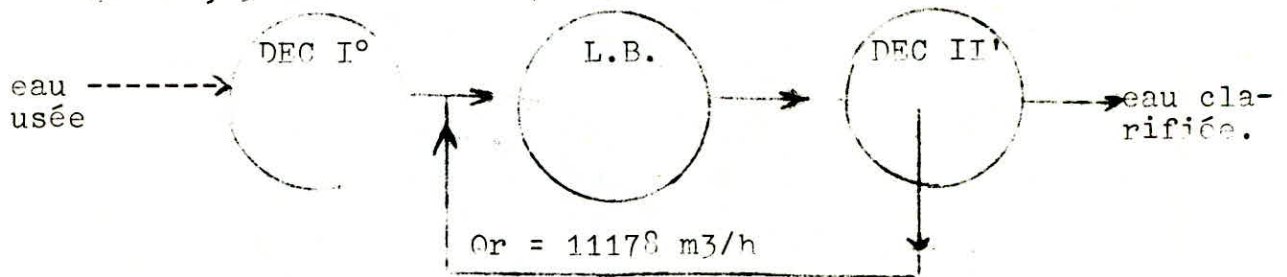
$$(1 + R) \frac{Q_m}{St} = Ch$$

$$\text{Pour } Ch = 1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} \rightarrow 1 + R = 1 \cdot \frac{St}{Q_m} \rightarrow 1 + R = \frac{1 \cdot 36000}{24840} = 1,45$$

$$\rightarrow R = 0,45 \text{ soit } 45 \% \text{ sur } Q_m$$

on recirculera 45 % du débit moyen soit :-

$$Q_r = 0,45 \times 24840 = 11178 \text{ m}^3/\text{h}.$$



Vérification de CH compte tenu de la recirculation

$$\text{charge superficielle moyenne : } CH = \frac{24840 + 11178}{36000} = 1,0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

ce qui remplit les conditions d'auto-curage.

pour la pointe le débit sera de :-

$$Q'p = 8,8 \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 + 11178 = 42858 \text{ m}^3/\text{h}$$

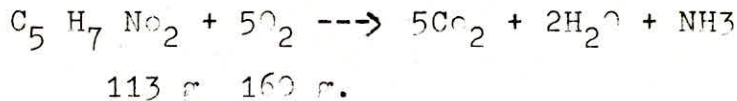
la charge superficielle de pointe sera de :

$$CH = \frac{42858}{36000} = 1,19 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$$

Soit au dessous de la condition de lessivage qui est de l'ordre de 1,6 m³/m²/h.

9.1.2.- Besoins en Oxygène :

La matière organique peut - être représentée pour une forme simplifiée $C_5 H_7 N O_2$ - Pour oxyder 1 Kg de matières vivante il faut une quantité d'oxygène égale à 1,42 Kg par Kg de M.V.S., la réaction qui se fera est :



$$\frac{160}{113} = 1,42 \text{ Kg d}'O_2/\text{Kg de M.V.S.}$$

Compte tenu des pertes qui s'opèrent, en pratique, on considère la valeur suivante, soit 2 Kg d' O_2 /Kg de M.V.S.

L'aération sera pratiqué par ventilation forcée.

On adopte qu'un lit Bactérien à forte charge donne 20 g/hab/J de boues.

$$\text{soit : } 20 \times 3000.000 = 600.10^5 \text{ g/J} = 60.000 \text{ Kg/J}$$

Il faudra donc une quantité d'oxygène de :-

$$2 \times 60.000 = 120.000 \text{ Kg } O_2/\text{J.}$$

Pour un rendement de ventilation égal à 5 % la quantité d'air sera :

$120.000 \times \frac{100}{5} = 2400.000 \text{ Kg/J}$ d'air comme 1,29 Kg d'air occupé un volume de 1 m³, il faudra fournir

$$\frac{2400000}{1,29} = 1860465,1 \text{ m}^3/\text{J.}$$

soit 77519,38 m³/h d'air pour fournir l'oxygène nécessaire.

9.2.- Décanteurs secondaires :

Avec un temps de séjour généralement égal à 1,5 heure et une hauteur de 3 m, la vitesse ascensionnelle sera de :-

$$V_s = \frac{H}{t_s} = \frac{3}{1,5} = 2 \text{ m/h}$$

La surface sera :-

$$S = \frac{Q \cdot n}{V_s} = 42358 = 21429 \text{ m}^2$$

On prévoit 8 bassins circulaires, dont chacun à une surface de:-

$$\frac{21429}{8} = 2678,62 \text{ m}^2 \text{ ---> } D = 58 \text{ m.}$$

- Le volume total :

$$V = S \cdot H = 21429 \times 3 = 64287 \text{ m}^3$$

- Temps de séjour sur débit moyen :

$$T_s = \frac{V}{Q_m + RQ_m} = \frac{64287}{24840 + 11178} = 1,78 \approx 1,8 \text{ Heure}$$

- Temps de séjour sur débit de pointe :

$$T_s = \frac{V}{Q_p + RQ_m} = \frac{64287}{31680 + 11178} = 1,5 \text{ Heure.}$$

Les eaux décantées et épurées seront évacuées vers le canal de rejet. Une partie de ces eaux sera recyclée en amont du lit Bactérien.

CHAPITRE VIII :-

VIII-1.- Traitement des Boues

1.1.- Bilan des Boues :

a) Boues primaires :

- La charge en M.E.S., à l'entrée de la station : 70g/hab/J
soit 210.000 Kg/J qui contient :-

- 20% de matières minérales soit 42000 Kg/J de M.N.
et 80% de matières volatiles en suspension soit
 168000 Kg/J de M.V.S.

- Les dessableurs éliminent 80% des M.N., soit une quantité de:
 $42000 \times 0,80 = 33600\text{ Kg/J}$

- Quantité de M.M. à l'entrée des décanteurs primaires sera de :-
 $42000 - 33600 = 8400\text{ Kg/J}$

- Finalement la quantité en M.E.S. entrant dans les décanteurs primaires :-

$$\text{M.E.S.} = \text{M.M.} + \text{M.V.S.} = 8400 + 168000 = 176400\text{ Kg/J.}$$

- Les décanteurs primaires éliminent 60% des M.E.S. soit :-

$$\text{M.E.S.} = 176400 \times 0,60 = 105840\text{ Kg/J} \begin{cases} 50400\text{ Kg/J en M.M.} \\ 100800\text{ Kg/J en M.V.S.} \end{cases}$$

- La quantité des M.E.S. à la sortie des décanteurs primaires:
 $176400 - 105840 = 70560\text{ Kg/J.}$

b) Boues secondaires :

On ne dispose pas de formule empirique pour calculer la production des boues biologiques dans les lits bactériens. On adopte qu'un lit bactérien à forte charge donne 20 g/hab.J de boues.

soit : $20 \times 3000.000 = 60.000\text{ Kg/J.}$

Auxquelles on ajoute les M.E.S. ayant échappé à la décantation primaire soit :

$$70560 \text{ Kg/J} \begin{cases} 3360 \text{ Kg/J en M.M.} \\ 67200 \text{ Kg/J en M.V.S.} \end{cases}$$

Si on suppose qu'il existe une production dure parmi les M.V.S. de l'ordre de 30 %

$$X_{\text{dure}} = 67200 \times 0,3 = 20160 \text{ Kg/J}$$

Les boues secondaires seront de :-

$$3360 + 20160 + 60.000 = 83520 \text{ Kg/J}$$

ce qui correspond à 3360 Kg/J en M.M.

$$\text{et } 60.000 + 20160 = 80160 \text{ Kg/J en M.V.S.}$$

1.2.- Les quantités de boues à traiter sont :-

- issues des décanteurs primaires : 105840 Kg/J

dont 5040 Kg/J en M.M. et 100800 Kg/J en M.V.S.

- issues des décanteurs secondaires : 83520 Kg/J

dont 3360 Kg/J en M.M. et 80160 Kg/J en M.V.S.

- les boues primaires sont extraites à une concentration de 30 g/L ce qui représente un volume de :

$$\frac{105840}{30} = 3528 \text{ m}^3/\text{J.}$$

- les boues secondaires sont extraites à des concentrations allant de 12 à 15 g/l. le volume à extraire sera de :-

$$\frac{83520}{15} = 5568 \text{ m}^3/\text{J}$$

soit un volume total de boues à traiter de :

$$V_t = 3528 + 5568 = 9096 \text{ m}^3/\text{J.}$$

VIII.2.- Stabilisation et concentration des boues :

Stabilisation par voie anaérobie

C'est un procédé très généralement employé qui s'effectue dans un digesteur.

- Principe :

Lorsqu'on laisse des boues fraîches sous l'eau dans un volume fermé, il se produit successivement deux types de fermentation sous l'action des micro-organismes :

- une fermentation acide
- une fermentation méthanique où les bactéries méthaniques transforment les acides volatiles de la phase précédente en gaz méthanique. La température influe profondément sur la vitesse de digestion.

Donc le traitement des boues consiste en une digestion anaérobie avec production de gaz.

Nous avons choisi un digesteur chauffé (35°C.) pour avoir un volume de celui-ci plus réduit et pour avoir des surfaces des lits de séchage plus réduites.

2.1.- Dimensionnement du Digesteur chauffé (35°C)

Le mélange de boues issues de la décantation primaire et de la décantation secondaire constitue les boues fraîches. Ces boues ont une concentration de :-

$$Ct = \frac{Mt}{Vt}$$

Mt : quantité totale de boues à traiter =
105840 + 83520 = 189360 Kg/J

Vt : volume total de boues à traiter = 9096 m³/J

$$Ct = \frac{189360}{9096} = 20,8 \text{ g/l}$$

Le volume journalier de boues, entrant dans le digesteur est de 9096 m³/J.

Dans ce cas le temps de séjour minimum pour assurer une bonne digestion est de 25 jours.

Le volume du digesteur sera :

$$V = 9096 \times 25 = 227400 \text{ M}^3.$$

La digestion assurera une réduction de 45 % des M.V.S. d'où une quantité de matières sèches de boues digérées de :-

$$0,55 \times 180960 + 8400 = 107928 \text{ Kg/J.}$$

Ces boues digérées sont extraites à des concentrations allant de 40 à 50 g/l.

Le volume journalier de boues sera de :-

$$V = \frac{107928}{50} = 2158,6 \text{ m}^3$$

2.2.- Production de Gaz

Le digesteur chauffé à une température de 35°C. pour un temps de séjour de 25 jours, on aura une production de gaz de 900 l/Kg de matières organiques détruites (6)

la matière organique détruite est de :-

$$180960 \times 0,45 = 81432 \text{ Kg de M.V.S./J.}$$

$$81432 \times 900 = 73288800 \text{ l/J soit } 24,4 \text{ l/hab/J.}$$

Le digesteur sera chauffé par le gaz issu de la fermentation ~~Un~~ appareil sera prévu pour recevoir le gaz de digestion. de là le gaz sera dirigé vers les chaudières.

VIII.3.- Epaissement :

Ce procédé est utilisé pour diminuer le volume des boues.

L'épaissement jouera donc un double rôle :

- rôle de concentration de boues, diminution du volume de boue, ce qui entraîne un gain de surface.
- rôle de stockage, afin de permettre une régulation des boues dans les lits de séchage.

3.1.- Dimensionnement :

Les boues extraites du digesteur chauffé ont une concentration de 50 g/l soit un volume journalier de 2158,6 m³.

Pour un temps de séjour de 15 jours dans l'épaisseur, la capacité de celui-ci sera :

$$V = 2158,6 \times 15 = 32379 \text{ M}^3.$$

On prévoit 6 épaisseurs, dont chacun à une capacité de 5396,5 m³.

Pour une hauteur H = 3m50, la section de chaque épaisseur sera de :-

$$S = \frac{V}{H} = \frac{5396,5}{3,50} = 1541,90 \text{ m}^2 \text{ ---> } D = 45 \text{ m}$$

Les boues sont extraites de l'épaisseur à une concentration de 80g/l. le volume journalier de boue qui arrive aux lits de séchage sera de :-

$$\frac{107928}{80} = 1349,1 \text{ m}^3 \approx 1349 \text{ m}^3$$

VIII.4.- Lits de séchage :

Ce séchage consiste à répartir les boues éjectées périodiquement en couche de 0,40 cm environ, sur des lits de séchage constitués par des massifs drainants; c'est la technique la plus utilisée jusqu'à ces dernières années.

Le volume de boues extraites de l'épauississeur est de :

1349 m³/J. soit une production annuelle de :

$$1349 \times 365 = 492385 \text{ m}^3.$$

si l'on admet 10 rotation par an et une couche de 0,4 m de boues sur les lits. La surface sera de :

$$\frac{492385}{0,4 \times 10} = 123096,25 \text{ m}^2.$$

$$\text{soit : } \frac{3000.000}{123096,25} = 24 \text{ habitants/M}^2.$$

On prévoit 20 lits de séchage rectangulaires.

Ainsi la surface d'un lit sera de : 6154,8 m².

$$\text{On choisit } L = 92 \text{ m} \text{ ---> } L.l = 6154,8 \text{ ---> } l = \frac{6154,8}{92} = 66,9 \approx 67 \text{ m.}$$

VIII.5.- RECAPITULATIF (2000)

- Prétraitements

Dégrillage

- 7 grilles grossières de 3 m.
 espacement entre barreaux : 60 mm
- 7 grilles fines de 3 m.
 espacement entre barreaux : 25 mm.

Dessablage

- vitesse d'écoulement 0,30 m/5
- vitesse de sédimentation 0,016 m/5
- section horizontale d'un Dessableur 275 m²
- section verticale 14,67 m².
- Hauteur 1 m.
- Largeur 14,70 m.
- longueur 10 m.
- Nombre de Dessableurs 4

Deshuilage

- Temps de séjour : 7 min.
- Charge superficielle : 30 m³/m²/h
- volume : 7392 m³.
- section horizontale 2112 m²
- Hauteur : 3,5 m.
- Largeur : 30 m.
- Longueur : 70 m.

Traitement primaire

Décantation primaire

- Temps de séjour sur Q_m - 1,8 heure
- Temps de séjour sur Q_p - 1,1 heure
- Volume total - 34848 m³
- Q_p - 31680 m³/h
- Surface de chaque bassin - 1452 m²
- Hauteur - 3 m.
- Diamètre - 43 m.
- Nombre de décanteurs primaires - 6
- Charge hydraulique (Ch) - 2,7 m²/h.

Traitement secondaire

Lit Bactérien

- Charge volumique - 1 kg de DBO_5 /m³.J.
- Volume des lits - 126.000 m³
- Surface d'un lit - 3600 m²
- Surface des lits - 36.000 m².
- Diamètre - 68 m.
- Hauteur - 3,5 m.
- Taux de recyclage - 11178 m³/h = 45 % sur Q_m
- Besoin en oxygène - 120.000 Kg O₂/J
- Rendement de l'aération - 5 %
- Volume d'air nécessaire - 77519,38 m³/H.

Décantation secondaire :

- vitesse ascensionnelle - 2 m/h
- temps de séjour sur Q_m - 1,8 heure
- temps de séjour sur Q_p - 1,5 heure
- surface d'un décanteur secondaire - 2678,62 m².
- surface totale - 21429 m².
- Diamètre - 58 m.
- Hauteur - 3 m.
- Volume total - 64287 m³.
- Nombre de décanteurs secondaires - 8

Traitement des Boues

Bilan des boues

- Boues primaires : 105840 kg/J
 - 5040 Kg/J : M.M.
 - 100800 Kg/J. : M.V.S.
- Boues secondaires : 83520 Kg/J.
 - 3360 Kg/J. : M.M.
 - 80160 Kg/J.: M.V.S.
- Concentration des boues primaires : 30 g/l
- Concentration des boues secondaires : 12,15 g/l
- Volume total des boues à traiter : 9096 m³/J

Digesteur chauffé (35°C)

- Volume de boues à digérer : 9096 m³/J
- Temps de séjour : 25 jours
- Volume du digesteur : 227400 m³.

- Production de gaz - 24,4 l/hab/J.
- Concentration des boues à la sortie : 40 à 50 g/l

Epaississeur :

- Volume de boue à épaissir - 2158,6 m³/J
- Temps de séjour - 15 jours
- Volume total - 32379 m³
- Surface d'un épaississeur- 1541,9 m²
- Diamètre - 45 m.
- Hauteur - 3,5 m.
- Concentration de boues à la sortie : 80 g/l

Lit de séchage

- Volume de boue à sécher : 1349 m³/J
- Production annuelle : 492385 m³
- Surface des lits, soit 24 hab/m²: - 123096,25 m²
- nombre de lits de séchage : 20
- surface d'un lit : 6154,8 m²
- Largeur : 67 m.
- Longueur : 92 m.

- BIBLIOGRAPHIE -
=====

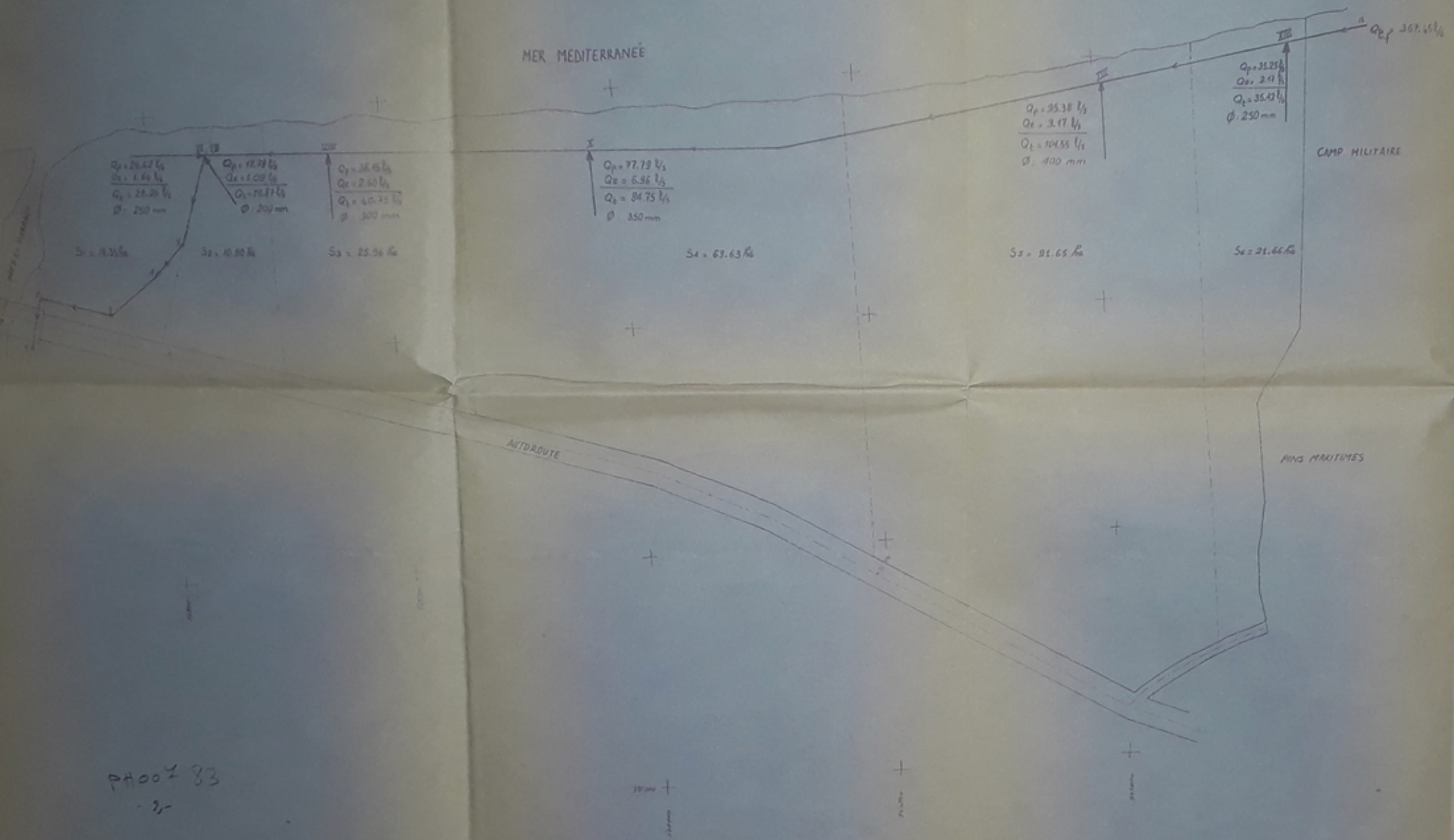
1. - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (Tomme I et II) H. GUERREE
..... C. GOMELA
2. - Les réseaux d'assainissement : Calcul, application perspectives R. BOURBIER
3. - Manuel d'Hydraulique générale A. LENCASTRE
4. - Hydraulique Urbaine (T.II) A. DUPONT
5. - Station d'épuration R. THOMAZEAU
6. - Mémento technique de l'eau DEGREMONT (1978)
7. - Cours d'assainissement urbain STUTTGART (1974)

- P O L Y C O P I E S -
-----000-----

8. - Hydraulique graphique G. LAPRAY
9. - Assainissement de la région de l'Oued - El-Harrach - 6 Tomes CKI (BEA) (1975)
10. - Catalogue: Pompe de relevage: type SPAANS.

CALCUL DES EAUX USEES

جامعة الجزائر
 المعهد
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 BIBLIOTHECLIP



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية و الشعبية
 REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 U.S.T.H.B
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEL-MARRACH

PROJET DE FIN D'ETUDE
 "ASSAINISSEMENT DU GRAND ALGER"
 ETUDE DU COLLECTEUR LITTORAL

ETUDIE par les	B. HOUALEF
ETUDIANTS	T. BENMALEK
DIRECTEUR	D. ERZEM
PLANCHE N° I	
ÉCHELLE	1:500

PH007 83
 2-

Handwritten text in a rectangular box, possibly a title or reference number.

STHB

Handwritten text, possibly a date or reference number.

Handwritten notes or data points at the bottom left of the page.

Handwritten text above the first vertical line.

Handwritten text above the second vertical line.

Handwritten text on the right side of the page.

