

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

40/84

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

2 ex

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

# PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

### SUJET

*Alimentation en eau potable et  
assainissement de la zone  
industrielle de BLIDA Site I  
Canalisation de l'Oued-Yakout*

Proposé par :

Le C.N.E.R.U.  
DE BLIDA

Etudié par :

A. TAIEBI  
M.S. YAHIA

Dirigé par :

Ing. O. BOUDENE  
Dr Ing. A. KETTAB



PROMOTION : Juin 1984



—oo00oo— DEDICACE —oo00oo—

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma Mère.

A mon Père, pour son sacrifice consenti à mon égard.

A ma Belle Mère.

A mon Frère Mohamed, sa Femme, et leurs Fils.

A mes Frères et Soeurs.

A mes Neveux et Nièces.

A tous nos Beux Frères et Belles Soeurs.

A tous nos Amis;

A celle qui sera ma Femme.

M.S. YAHIA /

—oo00oo—



E D I C A C E

—oo00oo—

Je dédie ce modeste travail :

A Ma Mère.

A mon Père.

A mes Frères et Soeurs.

A mes neveux et nièces.

A mes Amis.

A ma Femme.

A. TAIEBI /



◀oo00oo▶ R E M E R C I E M E N T S ▶oo00oo▶

Qu'il nous soit permis, au terme de cette Etude, d'exprimer notre gratitude à nos Promoteurs :

- Monsieur BOUIDENE , Ingénieur.
- Monsieur KETTAB , Docteur Ingénieur " Chef de Département Hydraulique " , pour leurs conseils et leurs aides si efficaces.

Aussi, nous tenons à exprimer notre sincères reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près où de loin à notre Formation " Professeurs et Assistant. "

Notre respect aux Membres du Jury qui nous ferons l'honneur d'apprécier notre travail.

Nous remercions Monsieur BOUDIAF , Chef de Département des Travaux du C.N.E.R.U. de BLIDA.

Nous remercions Monsieur KHELIFA, Boualem, Dactylographe, qui a bien accepté de dactylographier ce modeste travail, ainsi que Monsieur BELHOUCHE Hakim pour son aide, ainsi que Melle RACHIDA et CHAFIKA.

A. TAIEBI.

M.S. YAHIA.//



#### CHAPITRE IV.

IV. I.I. Pose de canalisation	32.
-------------------------------	-----

#### CHAPITRE V /

V.I.I. Protection contre la corrosion	34
V.I.2 Protection externe	34
V.I.3 Protection méthodique	35

#### CHAPITRE VI /

VI.I.I. Calcul des débits.	41
VI.I.2. Ecoulement par fossés ouvert	42
VI. I.3 Dimensionnement des profils à travers des fossés	43

#### CHAPITRE VII /

VII.I.I. Canalisation de Oued Yakour, généralité	52
VII.I.2 Ecoulement au régime critique.	53
VII.I.5 Dimensionnement du profil	54
VII.I.4. Choix des paramètres dimensionnels.	57
VII.I.5 Vérification de la criticité	58
VII.I.6 Calcul de la haut.critique dans la 2 èm tronçon	59
VII.I.7 " " " " 3 ème "	61
VII.I.8 Vérification de la criticité ( 3 ème tronçon )	62
VII.I.9 Régulation par plaque de réglage.	63.

## CHAPITRE IIX./

II.X i.i;	Rapport des eaux usées.	74
IIX.I.2	Assainissement	74
IIX.I.3	Principe de branchement	76
IIX.I.4	PRéseau de canalisation	78
IIX.I.5	Principe du tracé des collecteurs	80
IIX.I.6	Chambre de chasse.	83.

## CHAPITRE IX /

IX.I.I.	Dimensionnement des collecteurs.	85
IX.I.2	Diamètre et profil en long	86
IX.I.3	Méthode de calcul	86
IX.I.4	Capacité d'entourage du réseau	88
IX.I.5	Critère technique, de cons. et. d'exp. du réseau	91
IX.I.6	Choix du matériaux de canalisation	92



◀○○○○○▶    C H A P I T R E    I    ▶○○○○○▶  
=====

I.I.2. INTRODUCTION /

Dans le cadre de la reconstruction de certains tissus de BLIDA (                    ) axés sur le transfert d'activités nuisantes, peu employantes ou ayant de gros besoins en matières d'extension .

Les autorités de la Wilaya de BLIDA ont demandé au Centre National d'Etudes de Recherches Appliquées en Urbanisme (CNERU) d'effectuer des recherches en vue de localiser de nouvelles zones d'activités réservées aux transferts.

La recherche que la (CNERU) a engagé étaient axés sur les enclaves du tissu urbain, afin de conserver de bonnes relations habitat, travail, et d'utiliser au mieux des terrains à fort taux de nuisances.

L'A.E.P. et l'assainissement de la Zone industrielle de BLIDA, fait l'objet de notre étude.

I.I.2 SITUATIONS /

Le site proposé, se situe au Nord-Est de BLIDA.  
Il est limité au Nord par la voie ferrée (ALGER-ORAN).  
Au Sud par la R.N. N° 01. à l'Est par OUED BENI-AZZA.  
A l'Ouest par le Chemin

La superficie de cette zone sera de l'ordre de 157 HA. Comme attributaire , les Unités suivantes sont connues :

S A F A M	3,45 Ha.
S.N.S	15,00 "
O.N.A.M.H.Y.D.	5,00 "
S.O.N.A.C.A.T.	0,99 Ha.
S.N.M.C.	40,45 "
C.A.P.C.S.	1,62 "
U.N.G.O.T.R.A.B.	5,09 "
E.C.O.T.R.A.B.	0,92 "
S.N.I.C.	2,00 "
S.O.R.E.G.S.U.D.	11,73 "
S.N.T.A.	1,24 "
S.A.M.G.	0,79 "
C.H.E.L.H.A.	0,29 "

### I.I.3 - L'ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE /

Du point de vue géologique, les sols rencontrés sont des alluvions essentiellement gravalausés, les sondages effectués par le CNERU ont montré la présence d'une nappe phréatique, située à une profondeur de 7 M, ce qui ne posera pas de problèmes pour les fondations et la pose des conduites.

I.i.4 - PROGRAMME OPERATIONNEL D'INTERVENTIONS /

La superficie de la Zone Industrielle, est de 140 HA. sa capacité, en terme d'emplois pourra varier entre 3250 et 4 000 en fonction de la nature des activités qui y seront implantés, à raison d'une ration de 50 emplois par hectare.

I.I.5 - EVALUATION DES BESOINS EN EAU /

Une évaluation de 30 M3 /HA/J a été donnée par le CNERU.

$$Q = 30 \text{ M3/Ha/J.}$$

Pour éviter tout déficit sur le réseau , on suppose :

20 % de perte sur le réseau :

30 % de majoration.

..... On aura dans, une datation moyenne de :

$$30 \times 1,5 = 45 \text{ M3 / Ha/ J.}$$

Un débit moyen de :

$$45 \times 140 = 6300 \text{ M3 / Jours.}$$

Réseau de distribution :

Le réseau de distribution de la zone industrielle de BLIDA est de type maille.

◀○○○○▶

PREMIERE PARTIE

◀○○○○▶

---

D I S T R I B U T I O N



CHAPITRE II /

II.I.I. EAU POTABLE /

Notre Etude concerne, le réseau de distribution pour l'alimentation des Unités industrielles, il est constitué de trois (03) railles.

Comme déjà expliqué au chapitre I , la zone industrielle sera branchée au réseau public en deux points un des branchements servira de branchement de secours.

La longueur du réseau d'alimentation en eau potable sera de l'ordre de 4,3 KM qui répartit ainsi (voir tableau).

150	2 554 ML.
250	1 189 ML
300	454 ML

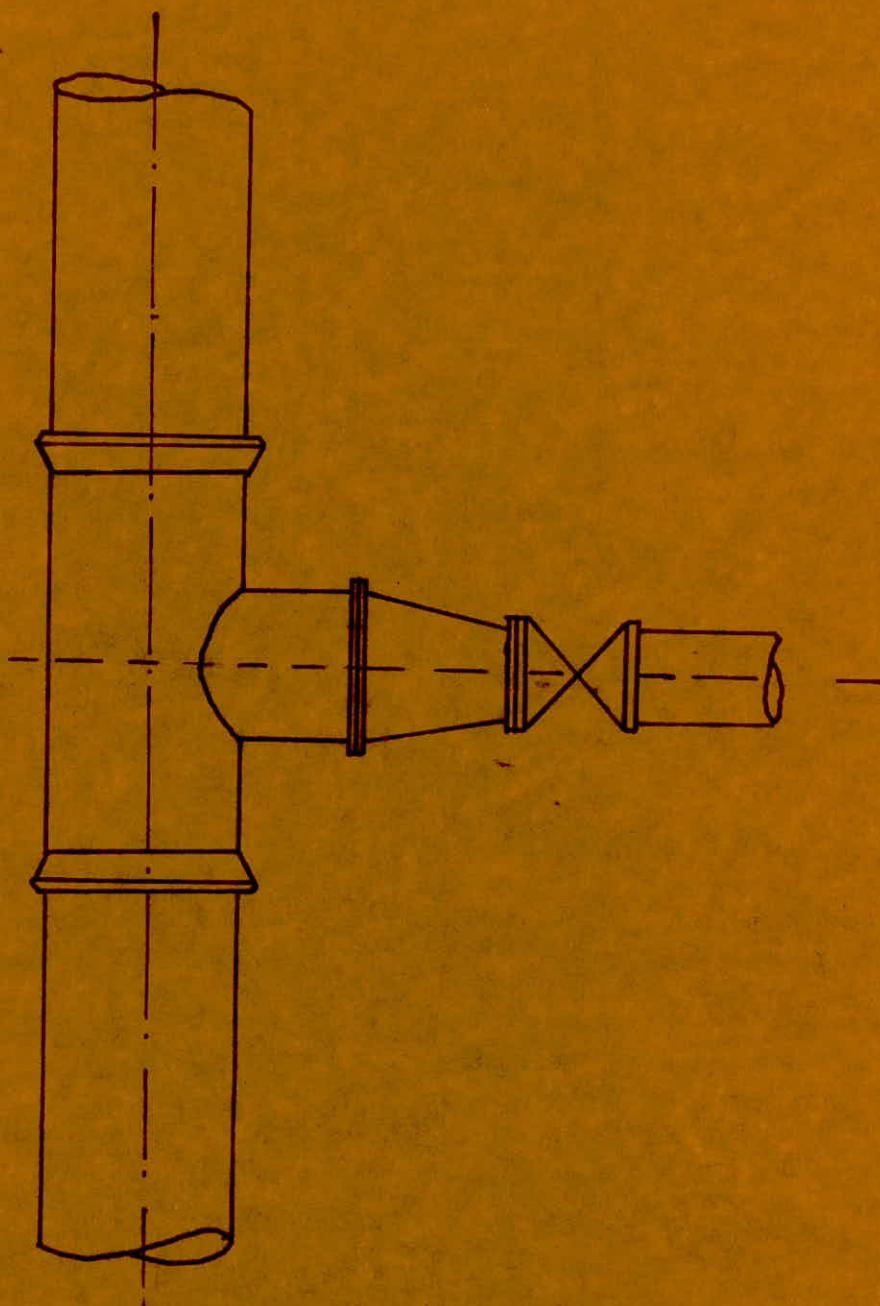
II.I.2 BESOIN EN EAU /

Le dimensionnement du réseau à été effectué à l'aide des besoins en eaux.

II.I.3 DEBIT DE SOUTIRAGE /

Les débits de souritage sur chaque tronçon, seront déterminés suivant la répartition des Unités, sur la longueur du tronçon considéré.

PLAN DE RACCORDEMENT





N° Des Nœuds	Surfaces [Ha]	Dotation [ $m^3/ha/J$ ]	Consomati-on [L/s]	Coefficient de Pointe [ $K_p$ ]	Debits Soutires [L/s]
1	1,11	30	0,385	2,4	0,920
2	2,62	30	0,910	2,4	2,180
3	2,25	30	0,780	2,4	1,875
4	2,90	30	1,006	2,4	2,410
13	13,69	30	4,753	2,4	11,408
12	12,29	30	4,260	2,4	10,240
11	5,33	30	1,850	2,4	4,440
10	6,33	30	2,190	2,4	5,270
9	7,75	30	2,690	2,4	6,460
14	3,09	30	1,070	2,4	2,67
15	4,95	30	1,710	2,4	4,125
16	14,9	30	5,170	2,4	12,410
17	3,2	30	1,110	2,4	2,660
8	6,98	30	2,420	2,4	5,810
7	3,70	30	1,285	2,4	5,086
6	3,39	30	1,177	2,4	2,820
5	1,20	30	0,420	2,4	0,920
$\Sigma = 95,00$					$\Sigma = 81,674$

II.I.4 - DETERMINATION DES DEBITS /

Pour déterminer le diamètre d'une installation, il faut d'abord déterminer le débit maximal qu'elle aura à transiter, afin de tenir compte des conditions imposées pour la protection contre l'incendie, il faudra déterminer pour chaque tronçon :

- Le débit normal résultant de la **vie** courante de l'agglomération :
- Le débit résultant de la seule utilisation d'un ou de plusieurs points de puisage, pour la lutte contre l'incendie.



Dans notre projet, nous avons opter pour la somme des deux valeurs :

II.I.5 - Calcul du réseau maille :

- Un réseau maille bien plus intéressant pour l'exploitation est plus compliqué à calculer.

Il comprend des noeuds, c'est à dire des points de rencontres de plusieurs branches, et des mailles, c'est à dire des ensemble de branches formant un circuit fermé à ses noeuds, et à ces mailles s'appliquent les deux lois de KIRCHOFF.

Loi des Noeuds /

La somme des débits qui arrivent à un noeud, est égale à la somme des débits qui en partent.

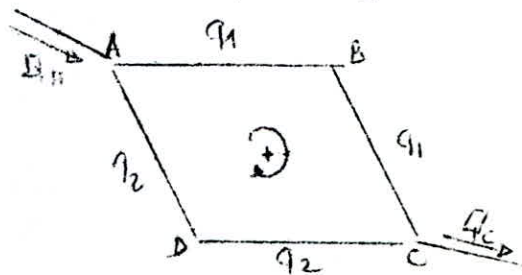
Loi des mailles /

La somme des pertes de charges (ou pression); le long d'une maille orientés dans un sens arbitraire, est nul.

Une méthode de HARDY GROSS repose sur ces deux Lois, et procédé par approximation.

D'après la Première Loi :  $Q_A = q_1 + q_2 = Q$

D'après la Deuxième Loi :  $J_1 - J_2 \dots \dots \dots = 0$



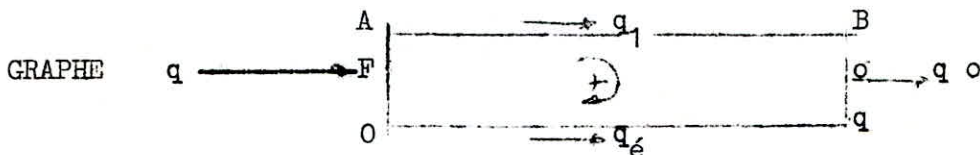
II.1.6 - METHODES DE HARDY CROSS.

Cette méthode consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition supposé des débits, ainsi qu'un sens supposé découlement tout en respectant la première Loi.

Un diamètre tout au moins provisoire des canalisations peut être choisi, et l'on calcule les pertes de charges correspondantes ;

Soit donc une maille recevant un débit ( $q$ ) que l'on décompose arbitrairement en  $q_1$  et  $q_2$  tel - que :

$$q = q_1 + q_2 = q$$



Choisissant les diamètres écoulant, les débits  $q_1$  et  $q_2$  lequel engendrent les pertes de charges  $J_1$  sur FABC, et  $J_2$  sur CEDF.

.....

On doit dans, vérifier la 2<sup>ème</sup> loi, tout en tenant compte de l'orientation de la maille tel que :  $J_1 - J_2 = 0$

Ordinairement, cette égalité pas vérifier de la première approximation et qu'il est nécessaire de corriger la répartition **initiale** des débits  $q_1$  et  $q_2$  ce qui nous conduit aussi à rectifier la valeur de  $J_1$  et  $J_2$

Soit la valeur  $\Delta q_1$ , la valeur dont il est nécessaire de corriger le débit pour arriver à ce but, si l'on ajoute à  $q_1$ , il faudra la réduire de  $q_2$ , afin que la somme "Qf", ne change pas.

$$J_1 = R_1 q_1^2$$

$$J_2 = R_2 q_2^2$$

.....  $R_1$  et  $R_2$ , représentent les résistances des conduites sur les longueurs FABC et CDEF.

La 2<sup>ème</sup> loi appliquée aux débits corrigés donne :

$$R_1 (q_1 + \Delta q_1)^2 - R_2 (q_1 - q_2)^2 = 0$$

En développant l'équation, et en négligeant les termes.

$$q_1^2 \text{ on trouve } \Delta q_1 = \frac{R_2 q_1^2 + R_2 q_2^2}{2(R_1 q_1 + R_2 q_2)}$$



Celle propres à la maille adjacente en ce qui concerne les conduites communes, à deux mailles avec le signe contraire à celui de  $q_0$  calculé par la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections et l'ajouter au débit  $Q_0$  pour avoir le nouveau débit  $Q_1$ .

Les mêmes opérations sont recommandées avec  $Q_1$ . puis on poursuit les approximations jusqu'à ce que les valeurs de  $\Delta q_1$  soient voisines de Zéro, On arrête les calculs quand  $\Delta q < 0,10$ , et jusqu'à ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,50 M.

#### II.I.7 - CALCUL DES DIAMETRES DES TRONCONS.

En vue de pouvoir transporter un débit plus important, le réseau devra être dimensionné largement dès le départ, c'est à dire que les vitesses d'écoulement pour le débit de pointe considérée, devront être voisines à 1 mètres par seconde, par ailleurs, on ne descendra pas en dessous d'un diamètre de 0,10 M.

En fonction des débits répartis en première approximation, et tout en restant dans l'intervalle de vitesse (0,5 - 1,00) acceptable dans le réseau de distribution.

Comme  $R_1 = \frac{J_1}{q_1^2}$  ; et  $R_2 = \frac{J_2}{q_2^2}$

L'expression générale des débits correctifs s'écrit :

$$q_1 = \frac{-J_1 + J_2}{2 \left( \frac{J_1}{q_1} + \frac{J_2}{q_2} \right)} = \frac{-J_1 - J_2}{2 \left( \frac{J_1}{q_1} + \frac{J_2}{q_2} \right)}$$

Si  $J_1 - J_2$  o ce qui suppose un débit à insuffisant, il faudra donc ajouter  $q_1$  à  $q_1$  si  $J_1 - J_2$  o, ce qui suppose un débit  $q_1$  trop important

Cette expression est générale, et en étendant le raisonnement à un contour formé quelconque et en désignant par  $J$  la perte de charge totale dans le circuit fermé de la maille au cours de cette approximation.

On a ;  $q_1 = \frac{-J}{2 q_1} \quad (m^{3/J})$

Dans la 1 ère approximation, les nouveaux débits deviennent :

$$+ q_1 + q_1 \quad \text{et} \quad ( - q_2 - q_2 )$$

En respectant l'orientation de la maille on aura :

$$q_1 + q_1 \quad \text{et} \quad - ( q_2 + q_2 )$$

Annexe de la page 14 /

La méthode de HARDY CROSS nous permet de vérifier si ces débits sont satisfaisants par considération des pertes de charge le long de chaque contour fermé et des pressions au sol ainsi obtenus.

A cet effet, les pertes de charges sont calculées dans chaque tronçon ce qui donne lieu à des pertes de charges totale  $J_0$  que l'on affecte le signe que le débit par considération du sens de l'écoulement.

Le rapport  $\frac{J_0}{Q_0}$  qui est toujours positif est calculé ( $J$  en m et  $Q$  en  $M^{3/s}$  d'où la valeur  $10^{-3}$  portée au dénominateur de  $q$  exprime en L/S ) chaque maille est ainsi calculée séparément.

Les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en 2.

- Celles propres à la maille considérée, avec le signe  $q_0$  de la dite maille.

On repère, dans les tables de Clobrock (voir DUPONT Tome II ) .

Les diamètres avec lesquels on va calculer les pertes de charge qui restent à juger.

Les diamètres seront pris de la gamme des diamètres normalisés (50.80.100.150.200.250.300.350.400.....).

### II.I.8 - CALCUL DES PERTES DE CHARGE /

En première considération on a estimé que les pertes de charge singulières sont évalués à 15 % des pertes de linéaires.

- Pertes de charges singulières.

$$H_s = 0,15 \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

- Pertes de charges linéaires.

$$H_2 = \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

L = La longueur de la conduite, d'où la perte de charge totale ,

La perte de charge totale.

$$H_T = H_s + H_1$$
$$H_T = \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} + 0,15 \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{D'où } H_T = 1,15 \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

D'où la longueur équivalente.

$$L = 1,15 L$$

$$H = F \frac{L_0}{D} \frac{V^2}{2g} = F \frac{L_e}{D} \frac{Q^2}{2g A^2}$$

A = Section de la conduite  $A = \pi D^2$

$$H = RQ^2 = J \text{ avec } R^4 = \text{Résistance.}$$

$$J = RQ^2 = F \cdot \frac{L_e}{D} \frac{Q^2}{2g \pi^2 D^4}$$

$$D'OU : J = \frac{8}{g \pi^2} F \cdot \frac{L_e}{D^5} \cdot Q^2$$

Pour simplifier les calculs, on utilise le programme de la TI 59, qui nous donne directement les valeurs désirées

On a fait les calculs avec 10 - 3

#### II.I.9 - PROTECTION CONTRE LES PHENOMENES DIVERS.

Protection des conduites au niveau des points hauts et les points bas.  
\*Au niveau des points hauts.

a) - Le danger d'une soudaine augmentation de pressions.

à la suite d'un coup de bélier, n'est pas grand pour le réseau d'alimentation en eau potable, car si on respecte les modalités d'usage concernant l'ouverture et la fermeture des vannes, les vitesses ne risquent pas de varier brusquement.



b) Le danger le plus fréquent , c'est lorsque la conduite étant vide, on procède à son remplissage, l'eau prend petit à petit la place de l'air qui se trouve chassé.

Quand la conduite est en service, il est nécessaire également de pouvoir évacuer l'air abandonné par l'eau ou il se trouve dissous, cet air se comprime aux points chauds des canalisations, s'il ne peut pas échapper , il peut contraindre grandement l'écoulement et entraîner parfois des ruptures pour remédier à cela on prévoit des ventouses.

Une ventouse automatique, avec bille flotteuse est prévue au point haut du réseau d'alimentation pour permettre, aussi bien de faire évacuer l'air que l'aspirer.

Au niveau des points bas, tout comme les crêtes le réseau sera équipé dans son point bas d'une sortie de vidange afin de pouvoir vider en cas de travaux de réparation toutes les conduites concernées et faire évacuer de temps en temps les dépôts de boue, cette eau sera jetée dans le fossé d'eaux fluviales.

Pour ce qui est du reste des surfaces industrielles, nous avons pris :

Nombre d'employés /ha = 40

C° d'eau potable / employé/ jours - 250 ml.

C° d'eau potable / ha / jours 6 M3 /ha/ jours.

C° d'eau industrielle /ha/jours = 24 M3 / ha/

C° totale /ha/jours/ = 30 M3 / ha/jours.

Coefficient de pointe 2,4, ce qui nous donne un débit horaire maximum de :

$$\text{Max} = \frac{30 \text{ M3 /HA/JOURS}}{24 \text{ H/J}} \times 2.4 = 3 \text{ M3 /H/HA}$$

$$\text{MAX} = 0,83 \text{ l/s/ha.}$$

Protection contre l'incendie.

Dans l'ensemble du réseau de la zone industrielle, on a estimé les quantités d'eau d'incendie nécessaire 2 X 17 simultanément aux endroits les plus défavorables du point de vue topographique.

c) - Les poteaux d'incendie :

Il est prévu dans tout le réseau des poteaux d'incendie distant de 150 m, ces poteaux sont branchés à la conduite principale par l'intermédiaire d'un robinet vanne.

Programme qui calcule les approximations.

2nd Lbl  
A  
2nd stflg  
B  
RCL  
03  
÷  
RCL  
00  
=  
2nd log  
x  
2  
+/-  
+  
1  
.  
1  
4  
=  
x<sup>2</sup>  
1/x  
sto  
05  
2nd Lbl  
=  
2  
.  
5  
1  
x  
RCL  
00  
x  
2nd π  
x  
RCL  
04  
÷  
4  
÷  
RCL  
01  
2nd |x|  
÷  
RCL  
05

√x  
+  
RCL  
03  
÷  
3  
.  
7  
÷  
RCL  
00  
=  
2nd log  
x  
2  
+/-  
=  
x<sup>2</sup>  
1/x  
sto  
06  
-  
RCL  
05  
=  
2nd 1/x|  
INV  
2nd x>t  
x<sup>2</sup>  
RCL  
06  
sto  
05  
GTO  
=  
2nd Lbl  
x<sup>3</sup>  
RCL  
06  
x  
B  
x  
RCL  
01  
01  
x<sup>2</sup>  
÷

2nd π  
x<sup>2</sup>  
÷  
9  
.  
8  
÷  
RCL  
0  
y<sup>x</sup>  
5  
=  
sto  
07  
R/S  
x  
RCL  
02  
=  
sto  
08  
SUM  
09  
R/S  
÷  
RCL  
01  
=  
sto  
10  
SUM  
11  
R/S  
2nd Lbl  
B  
RCL  
09  
R/S  
÷  
RCL  
11  
R/S  
÷  
2  
=  
+/-

sto  
12  
RCL  
09  
+/-  
SUM  
09  
RCL  
11  
+/-  
SUM  
11  
RCL  
12  
R/S

1) Introduire  
φ<sub>i</sub> → sto c  
φ<sub>i</sub> → sto c  
L<sub>i</sub> → sto 0  
E → sto c  
J → sto 0  
precision → x.

2) Résultats.

Appuyer sur  
A → J<sub>i</sub>  
R/S → ΔH<sub>i</sub>  
R/S →  $\frac{\Delta H_i}{\phi_i}$

Répéter la même chose pour les "n" tronçons puis appuyer sur:

B →  $\sum_{i=1}^n \Delta H_i$   
R/S →  $\sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{\phi_i}$   
R/S →  $\Delta \phi = - \frac{\sum \Delta H_i}{\sum \frac{\Delta H_i}{\phi_i}}$

Remarque:

a) si φ < 0 l'introduire avec le signe (-) → 01 et introduire L avec le signe (-) → 02 on aura ΔH<sub>i</sub> < 0 et  $\frac{\Delta H_i}{\phi_i} > 0$

b) Ne jamais utiliser la touche CLR



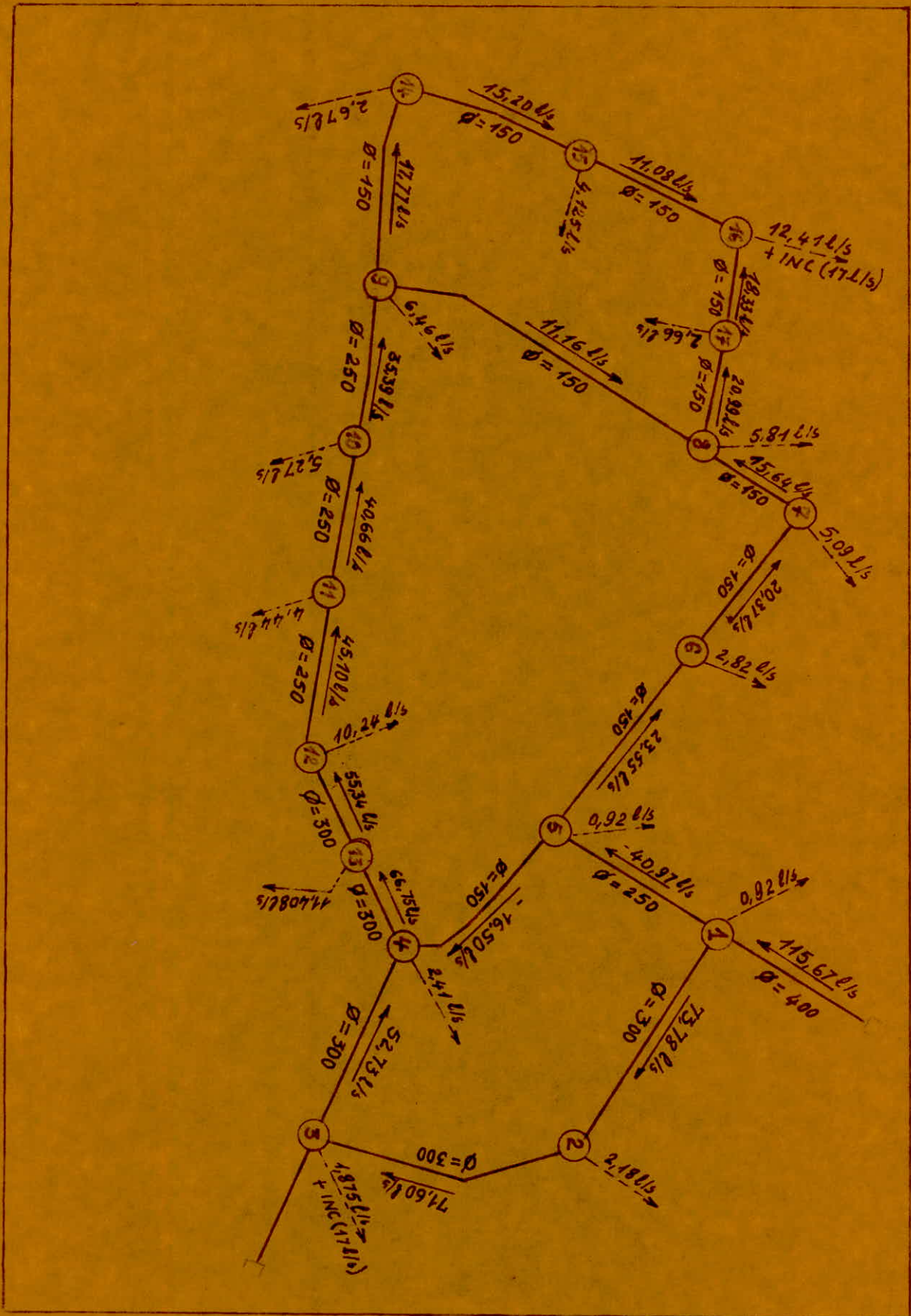
N° de la maille	Caracteristiques de la maille			Approximation			Correction			Nouveau Debit [l/s]
	Conduite	Diametre [mm]	Le [m]	Q [l/s]	$\Delta H = rQ^2$	rQ	CPM	CMA	Total	
I II	1-2	300	232	74,75	0,652	8,717	1,08		1,08	75,83
	2-3	300	218	72,57	0,579	7,991	1,08		1,08	73,65
	3-4	300	152	53,69	0,233	4,339	1,08		1,08	54,77
	4-5	150	218	-19,02	-1,453	76,377	1,08	+3,22	4,30	-14,78
	5-1	250	108	-40,0	-0,234	5,854	1,08		1,08	-38,92
				$\Sigma = -0,222$		$\Sigma = 103,27$				
				$\Delta Q = + 0,00108$						
II III I	4-13	300	36	70,29	0,090	1,285	-3,22		-3,22	67,08
	13-12	300	130	58,89	0,236	4,005	-3,22		-3,22	55,67
	12-11	250	330	48,65	1,023	21,035	-3,22		-3,22	45,43
	11-10	250	195	44,21	0,507	11,481	-3,22		-3,22	40,99
	10-9	250	140	38,94	0,289	7,422	-3,22		-3,22	35,72
	9-8	150	437	14,20	1,709	120,404	-3,22	+6,66	-2,55	11,65
	8-7	150	196	-12,09	-0,573	47,389	-3,22		-3,22	-15,31
	7-6	150	220	-17,18	-1,218	70,868	-3,22		-3,22	-20,40
	6-5	150	124	-20,00	-0,906	45,290	-3,22		-3,22	-23,22
5-4	150	218	19,02	1,451	76,344	-3,22	-1,08	-4,30	14,78	
				$\Sigma = 2,611$		$\Sigma = 485,33$				
				$\Delta Q = - 0,00322$						
IV II	9-16	150	235	18,28	1,456	79,679	-0,668		-0,668	17,61
	16-16	150	292	15,71	1,373	87,397	-0,668		-0,668	15,04
	15-14	150	186	11,58	0,449	38,764	-0,668		-0,668	10,92
	14-13	150	96	-17,82	-0,568	31,876	-0,668		-0,668	-18,49
	13-8	150	168	-20,48	-1,292	62,590	-0,668		-0,668	-21,15
	8-9	150	437	-14,20	-1,709	120,404	-0,668	+3,22	2,552	-11,65
				$\Sigma = -0,281$		$\Sigma = 420,71$				
				$\Delta Q = - 0,000668$						



N° de la maille	Caractéristiques de La maille			3 <sup>eme</sup> Approximation			3 <sup>eme</sup> Correction			Nouveau débit [l/s]	
	Conduites	Diamètres [mm]	Le [m]	Q [l/s]	$\Delta H = rQ^2$	rQ	CPM	CMA	Total		
I	II	1-2	300	232	75,83	0,669	8,822	-2,05		-2,05	73,78
		2-3	300	218	73,65	0,596	8,090	-2,05		-2,05	71,60
		3-4	300	152	54,78	0,242	4,411	-2,05		-2,05	52,73
		4-5	150	218	-14,78	-0,917	62,063	-2,05	+0,329	-1,721	-16,50
		5-1	250	108	-38,92	-0,222	5,723	-2,05		-2,05	-40,97
				$\Sigma = 0,366$		$\Sigma = 89,109$					
				$\Delta Q = -0,00205$							
II	II	4-13	300	36	67,08	0,083	1,236	-0,329		-0,329	66,75
		13-12	300	130	55,67	0,213	3,823	-0,329		-0,329	55,34
		12-11	250	330	45,43	0,903	19,873	-0,329		-0,329	45,10
		11-10	250	195	40,99	0,442	10,785	-0,329		-0,329	40,66
		10-9	250	140	35,72	0,247	6,914	-0,329		-0,329	35,39
	III	9-8	150	437	11,65	1,194	102,489	-0,329	-0,16	-0,489	11,16
		8-7	150	196	-11,31	-0,879	57,445	-0,329		-0,329	-15,64
		7-6	150	220	-20,40	-1,666	81,685	-0,329		-0,329	-20,37
	I	6-5	150	124	-23,22	-1,190	51,280	-0,329		-0,329	-23,55
		5-4	150	218	14,78	0,917	62,063	-0,329	+2,05	1,721	16,50
				$\Sigma = 0,262$		$\Sigma = 397,595$					
				$\Delta Q = -0,000329$							
III	III	9-16	150	235	17,61	1,361	77,269	0,16		0,16	17,77
		16-15	150	292	15,04	1,268	84,339	0,16		0,16	15,20
		15-14	150	166	10,92	0,403	36,946	0,16		0,16	11,08
		14-13	150	96	-18,49	-0,608	32,860	0,16		0,16	-18,33
		13-8	150	168	-21,15	-1,359	64,282	0,16		0,16	-20,99
	II	8-9	150	437	-11,65	-1,194	102,489	0,16	0,329	0,489	-11,16
				$\Sigma = -0,128$		$\Sigma = 398,186$					
				$\Delta Q = +0,00016$							



# Repartition Definitive Des Debits



CHAPITRE

III

III - I - DETERMINATION DES PRESSIONS AU SOL /

a) - Calcul des pertes de charge entre le réservoir et le point de jonction (A) données de départ.

$$\begin{aligned}
Q &= 282 \text{ l/s} = 0,282 \text{ m}^3/\text{s} \\
L &= 1638 \text{ m} \\
D &= 0,600 \text{ m}
\end{aligned}$$

D'après la formule de la continuité, on a :

$$Q = V \cdot A \quad V = \frac{Q}{A} \quad \text{avec } A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$V = \frac{4 \cdot 0,292}{3,14 \cdot (0,600)^2} = 0,997 \text{ m/s}$$

Calcul du RYNOLDS :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,997}{10^{-6}} = 0,997 \cdot 10^6$$

$$\left. \begin{aligned}
Re &= 0,59 \cdot 10^6 \\
\frac{E}{D} &= \frac{10^6}{D,6} \cdot 0,16
\end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Diag. MOODY / Regime de transition.}$$

$$\lambda = \frac{D}{D_0}$$

D'après la longueur (fluide - dynamique ou un profil circulaire plein, nous avons  
 $\lambda = 1,539$ .

$$\text{D'où } \frac{D}{De} = \frac{0,66}{1,539} = 0,389$$

$$\text{Avec : } \left. \begin{array}{l} \lambda = 0,389 \\ \varepsilon = 1 \text{ mm} \end{array} \right\} \implies \text{8 a } \frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 6,39$$

Ou bien en appliquant la formule

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = \lambda^{2,5} (15,96 - 8,681 \lambda \frac{\varepsilon}{\lambda}) = 6,4$$

$$\text{On prend } \frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 6,4 \longrightarrow \sqrt{Jr} = \frac{Q}{6,4}$$

$$Jr = \frac{Q^2}{(6,4)^2} = \frac{(0,282)^2}{(6,4)^2} = 0,0019$$

Puisque le régime est en transition donc on doit corriger

Jr :

$$\left. \begin{array}{l} Re = 5,9 \cdot 10^5 \\ \varepsilon/D = 0,0016 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Ab 17 C}} J/Jr = \lambda \frac{5,3}{J} = 1,03$$

$$J/Jr = \lambda \frac{5,3}{J} \longrightarrow J = Jr \cdot \lambda \frac{5,3}{J}$$

$$J = 0,0019 \cdot 1,03 = 0,00196$$

$$\text{D'où la perte de charge : } \Delta H = J \cdot I,15 \cdot L.$$

$$\Delta H = 0,00196 \cdot I,15 \cdot 1638 = 3,7 \text{ M}$$

III.I.2 - VERIFICATION PAR LA METHODE CLASSIQUE /

En premier, on prend la valeur de F calculé par la formule de NIKWRADZE où :

$$Fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2}$$

$$Fr = (1,14 - 0,86 \frac{\ln 0001}{0,6})^{-2}$$

$$Fr = 0,0227$$

Le coefficient de frottement est calculé par la formule de COLESROOK :

$$Fc = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\xi}{3,7D} + \frac{2,51}{R \sqrt{Fr}} \right) \right]^{-2}$$

Pour simplifier les calculs, on utilise le programme de :

Ti 59, qui nous donne directement f :

$$Fc = 0,0222847 \approx 0,02228$$

D'où

$$\Delta H = Fc \cdot 1,15 \cdot \frac{L}{5} \cdot \frac{8}{g} \cdot \frac{Q^2}{\pi^2}$$

$$\Delta H = 0,00223 \cdot 1,15 \cdot \frac{1683}{(0,6)^5} \cdot \frac{8}{9,81} \cdot \frac{(0,282)^2}{(5,14)^2}$$

$$\Delta H = 3,65$$

REMARQUE /

La méthode classique, vérifie la méthode de LAPRAY.

III.I.3 - CALCUL DES PERTES DE CHARGES DU POINT A. AU NOEUX (I)

DONNEES : L = 114 m  
 Q = 115,674 l/m = 0,115674 m<sup>3</sup>/s  
 D = 0,400 m = 400 mm

On a l'équation de la continuité

$$Q = V \cdot A \quad \text{ou} \quad A = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}$$

$$V = \frac{0,115674}{3,14 (0,4)^2} = 0,92 \text{ m/m}$$

Calcul de RENOLDS

$$R = \frac{V D}{\nu} = \frac{0,92 \cdot 0,4}{10^{-6}} = 0,368 \cdot 10^6$$

$$Re = 0,368 \cdot 10^6$$

$$l/D = 0,0025$$

} ⇒ M O O D Y régime en transition.

Calcul de :

$$\lambda = \frac{D}{D_c} \quad I_c = 1,539 \quad \text{conduite pleine}$$

$$\lambda = \frac{0,4}{1,539} = 0,259$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= 0,259 \\ \xi &= 10^{-3} \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$\xrightarrow{\text{Ab } 8a} \frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 2,188 \text{ m}^3 / \text{s.}$$



..... Ou bien on détermine  $\frac{Q}{\sqrt{Jr}}$  par la formule

$$\frac{Q}{\sqrt{Jr}} = 2,19 \quad Jr = \frac{Q^2}{(2,19)^2}$$

$$Jr = \frac{(0,1157)^2}{(2,19)^2} = 0,00279$$

Puisque le régime est en transition , on calcul Jr

Correction de Jr

$Re = 3,68 \cdot 10^5$  } .....abc 17c  $J/\sqrt{Jr} = \lambda_J 5,3 = I,12$   
 $\epsilon/D = 0,0025$

$J = Jr \cdot I,12$        $J = 0,00279 \cdot 1,12$   
 $J = 0,0031249$

D'où :  
 $\Delta H = 1,15 \cdot 114 \cdot 0,0031249$   
 $\Delta H = 0,409 \text{ m}$

III.I.4 - VERIFICATION PAR LA METHODE CLASSIQUE :

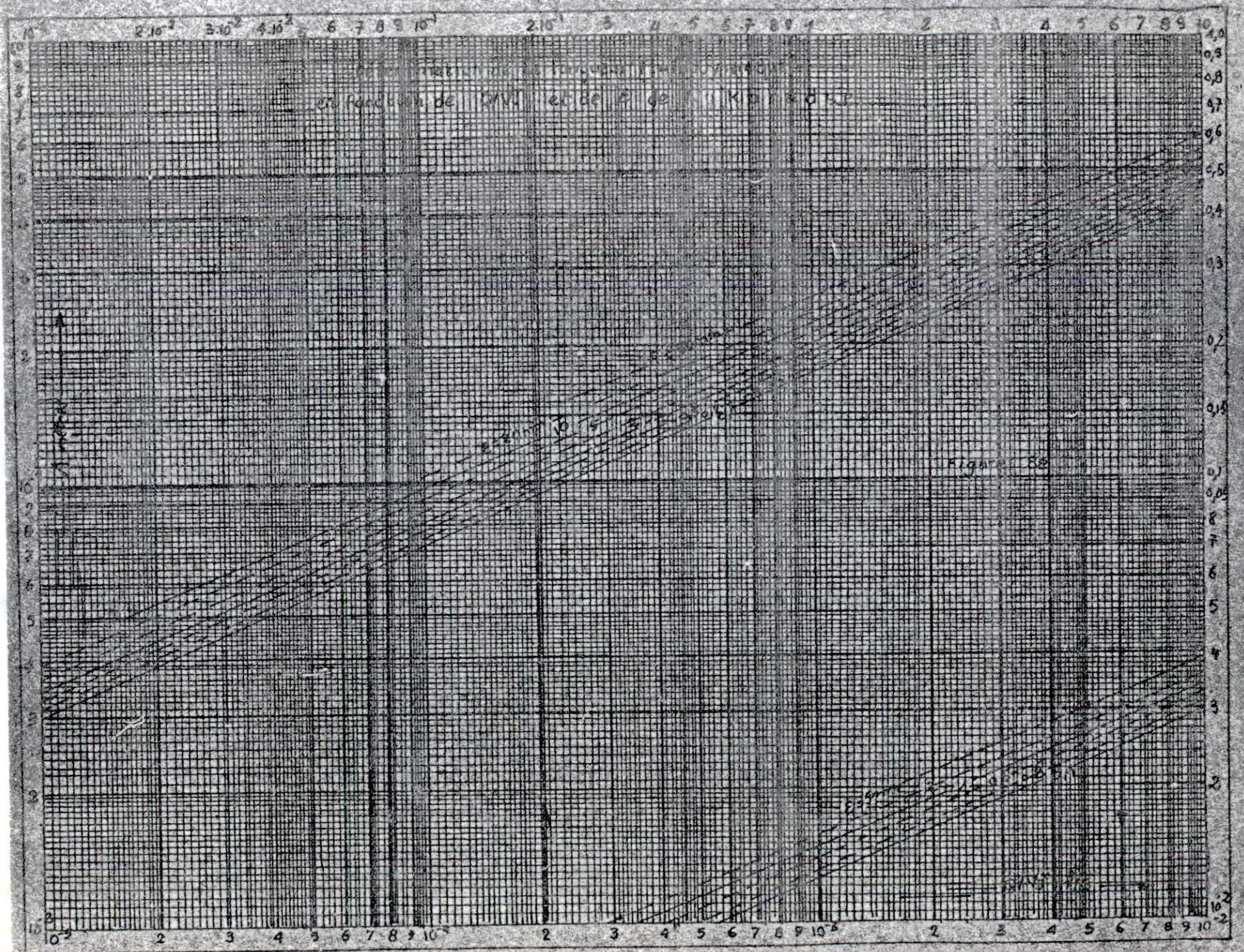
En premier , on prend la valeur de f calculée par la formule de NIKURADZE où :

$$Fr = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$
$$Fr = ( 1,14 - 0,86 \ln \frac{10^{-3}}{0,4} )^{-2} = 0,0252$$

Le coefficient de frottement est calculé par la formule de COLSBRECK

$$Fr = \left[ - 0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{RVF} \right) \right]^{-2}$$



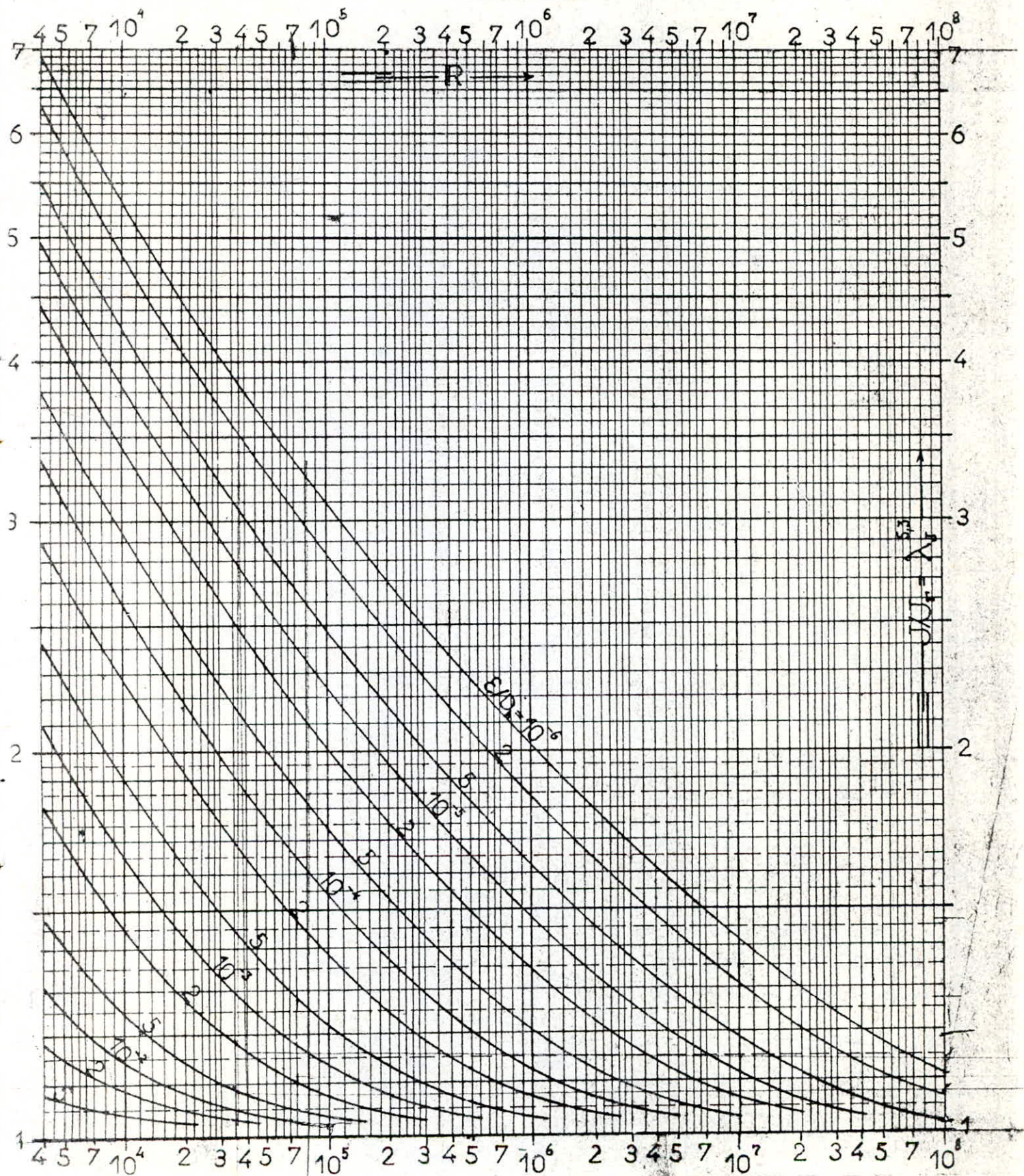








Détermination du gradient  $J$  de la perte de charge  
en régime de transition





D'où  $F_c \approx 0,0258$

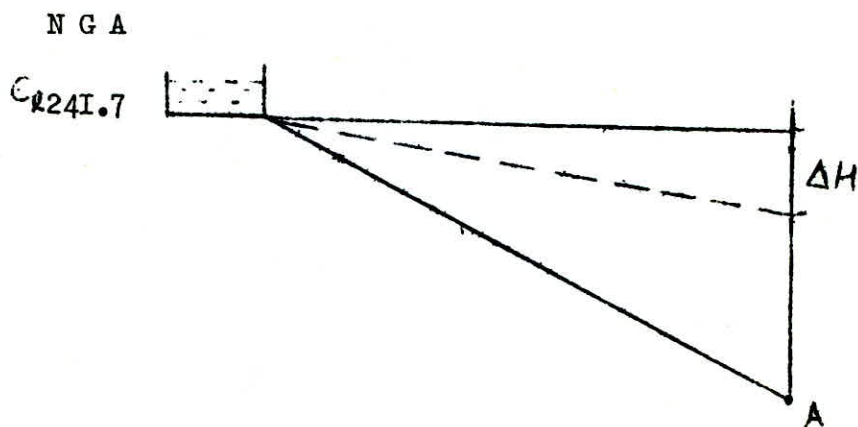
$$\Delta H = F_c \cdot 1,15 \cdot \frac{L}{D^5} \cdot \frac{8}{g} \cdot \frac{Q^2}{\pi^2}$$

$$\Delta H = 0,0258 \cdot 1,15 \cdot \frac{114}{(0,4)^5} \cdot \frac{8}{9,8} \cdot \frac{(0,1157)^2}{(5,14)^2}$$

$$H = 0,40$$

Le résultat obtenu par la méthode classique est approximativement égal à celui obtenu par la méthode de Mr. LAPRAY.

### III.I.5 - CALCUL DES PRESSIONS.





Données. Cr : Côte du radier.  
C.A : Côte du terrain au point A.  
DP \$ Perte de charge.

$$C_{pA} = C_R - H \quad C_{pA} = 241,7 - 3,7 = 238 \text{ m}$$

$$PA = C_{pA} - C_A \quad PA = 238 - 198,8 = 39,2 \text{ m}$$

Où :

C<sub>pA</sub> Côte piezométrique au point A.

PA Préhension au point A

b) - Détermination de la préssion au noeud I :

$$\begin{aligned} \text{On a : } C_{pI} &= C_{pA} - H \\ C_{pA} &= 238 \text{ m} \\ H &= 0,40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{pI} &= 238 - 0,4 = 237,6 \text{ m} \\ PI &= 237,6 - 198,4 = 39,2 \text{ m.} \end{aligned}$$

N° Des mailles	Trançons	Altitudes [m]		Pertes de Charge [m]	Cotes Piezométriques		Pressions [m]
		Amont	Aval		Amont	Aval	
I	P-1	198,8	198,4	0,400	238,0	237,535	39,20
	1-2	188,4	204	0,636	237,6	236,960	32,96
	2-3	204	203,4	0,565	236,96	236,390	32,99
	3-4	203,4	203,2	0,225	236,39	236,170	32,87
	4-5	203,2	198,4	-1,120	236,17	237,290	38,87
	5-1	198,4	198,4	-0,245	237,29	237,535	39,20
II	4-13	203,2	203,0	0,082	236,17	236,08	33,08
	13-12	203,0	200,3	0,210	236,09	235,87	35,58
	12-11	200,0	193,5	0,891	235,88	234,98	41,48
	11-10	193,5	191,0	0,435	234,98	234,55	43,55
	10-9	191,0	185,8	0,243	234,55	234,31	48,51
	9-8	185,8	188,2	1,103	234,31	233,20	45,00
	8-7	188,2	190,8	-0,914	233,20	234,49	43,31
	7-6	190,8	195,6	-1,661	234,49	236,15	40,17
	6-5	195,6	198,4	-1,221	236,15	237,27	38,87
5-4	198,4	203,2	-1,420	237,27	236,88	32,97	
III	9-14	185,8	183,8	1,384	234,31	232,93	49,13
	14-15	183,8	183,5	1,293	232,93	231,63	48,13
	15-16	183,5	182,9	0,414	231,63	231,22	48,32
	16-17	182,9	184,2	-0,598	231,22	231,82	47,62
	17-8	184,2	188,2	-1,340	231,82	233,16	45,00
	8-9	188,2	185,8	-1,104	233,16	234,30	48,51



H A P I T R E                    V

V.I.I. POSE DES CANALISATIONS /

La présence des obstacles, et d'une rivière qui passe à proximité du site, nous amène à envisager les différents types de pose à exécuter.

A) - Pose des conduites en tranchées.

La plupart des conduites sont posées en terre, cette opération doit s'effectuer comme suit :

- Effectuer une tranchée de largeur suffisante, (0,70 m -b minimum) pour faciliter la pose.

Ce travail débute en général par les points les plus hauts , de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

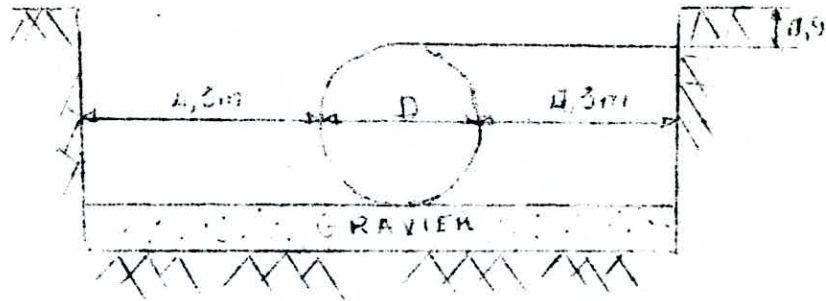
La profondeur de la tranchée varie en fonction du diamètre , de plus elle est choisie de façon à protéger la conduite contre les sollicitations des charges mobiles.

Pour la pose de la conduite on exécute une tranche de largeur (B) de telle façon à laisser 0,3 m de part et d'autre de la conduite.

$$B = ( D + 2,03) \text{ m}$$

..... et, d'une profondeur (h) déterminée de façon qu'une distance de 0,90 m soit aménagée au dessus de la génératrice supérieure de la conduite et de 15 cm du lit de la fouille :

EXECUTER EN GRAVIER.



Remarque :

Dans notre cas, les conduites sont en acier, nous préconisons un remblai en gravier naturel afin d'éviter la corrosion.

L'angle d'inclinaison de la fouille à prévoir est  $= 60^\circ$ , c'est à dire une section trapèze idéale afin d'éviter les affouillements.

$$I = \text{Cotg } 60^\circ = 0,577$$

$$A = (B + Lh) \cdot h, \quad A = \text{Section.}$$

Le volume du déblaiement.

$$V = A \cdot L = (B + Lh) \cdot h \cdot L$$



## H A P I T R E        IV

### IV .I.I. PROTECTION CONTRE LA CORROSION /

Les phénomènes de corrosion, sont des réactions chimiques où électrotechniques, qui se manifestent à la surface de séparation métal milieu ambiants .

Ces sont généralement des réactions d'oxydation si le processus de corrosion est important, il peut provoquer des destructions de la canalisation, en entraînant une diminution de l'épaisseur de la conduite et de même parfois, une perforation de la conduite .

Le terrain sur lequel est édifiée la zone industrielle se compose d'un homogène et peu agressif par contre, il peut y avoir des courants vagabonds dus à la présence de mises à la terre des installations électriques.

Nous préconisons donc, les protections suivantes :

Protection externe.

Protection interne.

### IV .I.2 - PROTECTION EXTERNE /

Les conduites doivent être convenablement revêtues d'une enveloppe où laine de verre, et de bitume, et on doit assurer la continuité de cet enrobage au doigt des joints/



VI.I.3 - PROTECTION CATHODIQUE /

Il peut y avoir des défauts d'insolation de la conduite, qui rendent la protection cathodique consistera :

1 ) - Soit à constituer avec métal plus électro-négatif que le fer jouera le rôle de cathode.

2 ) - Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique extérieure ( Borne négative) et d'autre part à une anse enfuie dans le sol et destinée à se corroder.

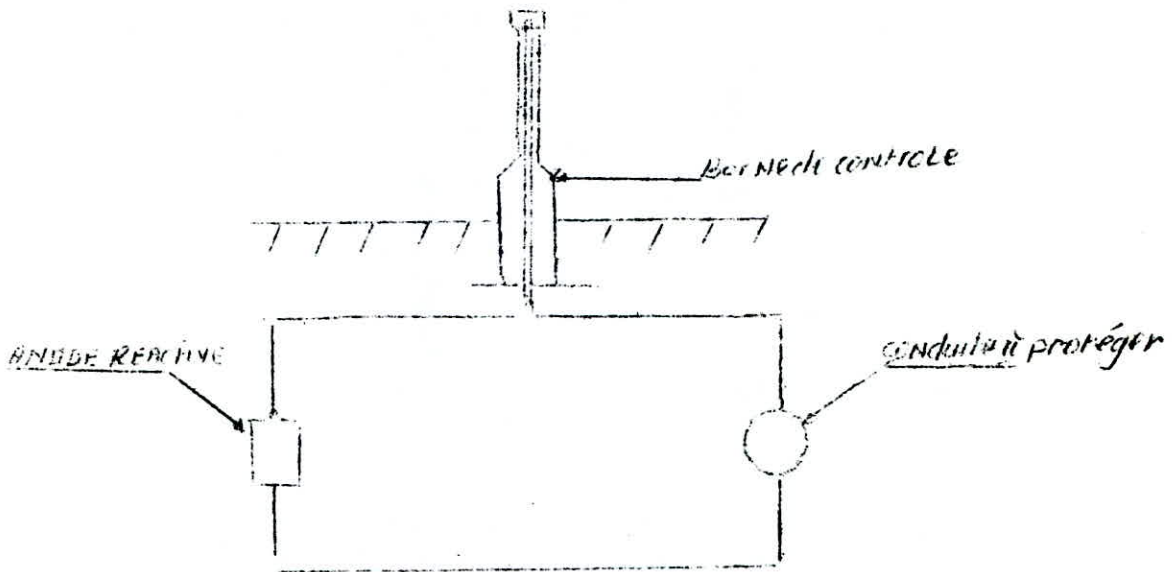
a) - Protection par anode réactive.

Cette méthode consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro-négatif que le fer (Zinc ou magnésium ) de façon à former des piles dont la cathode doit est la canalisation.

La pose des anodes doit s'effectuer dans les sols de basse résistivité, pour faciliter le passage du courant mais il est préférable, de choisir les lieux susceptible de retenir les eaux.

(Sols imperméables ). Les anodes doivent être posées de 2 à 3 m environ de la conduite.

GRAPHE /



Ce dispositif convient pour la protection de tronçon de petits diamètres et de faibles longueurs, car il ne nécessite pas un nombre important d'anode.

En présence de courant vagabond, ce procédé ne convient pas :

b) - Protection cathodique par soutirage de courant :

Cette méthode consiste à provoquer la chute de potentiel de la conduite.

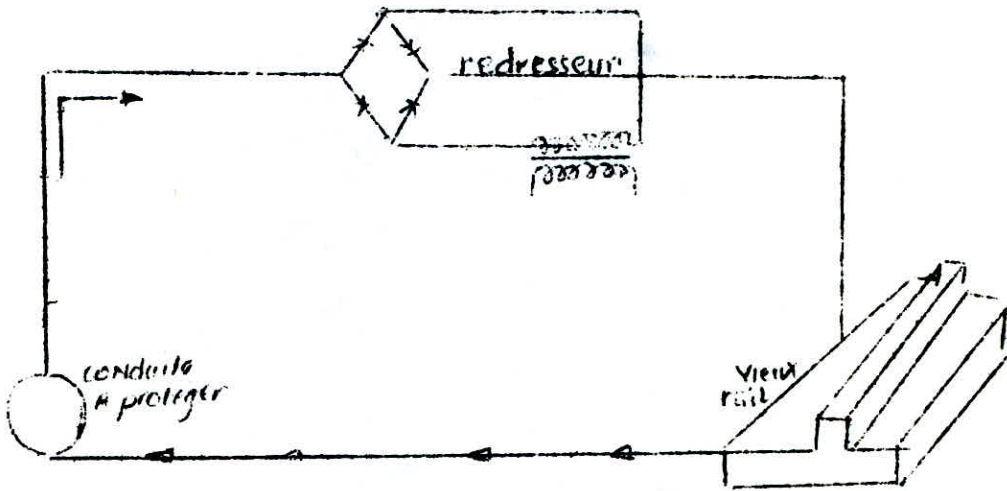
A partir d'une source électrique de courant continu ( courant alternatif redressé ) on relie la conduite à la borne négative de cette source.

La borne positif étant raccordée à de vieux rails disposés à une protideur environ de 1,20 m.

La distance minimale séparant la conduite au rails soit de 50 m environ.

Dans ce cas, les rails (anode) se corrodent au profit de la conduite (cathode).

SCHEMA D'INSTALLATION



b) - TRAVERSEE DES ROUTES /

En raison des charges à supporter qui peuvent causer des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles, à la consuite comme à la route, il sera prévu des gaines (buses de diamètre supérieur) dans lesquelles les conduites seront introduites, afin de protéger les canalisations contre les chocs et vibrations.



—oo00oo— DEUXIEME PARTIE ( 2 ème) —oo00oo—

RESEAU DES EAUX PLUVIALES.

CHAPITRE VI //

EAUX PLUVIALES /

Le terrain prévu pour la zone industrielle de BLIDA I, est traversé par l'OUED YAKOUR " est longé par l'OUED BENI AZZA, ces deux OUEDS sont un cours sinueux, leurs lits majeurs sont très larges, afin de garder le maximum de terrain pour les unités industrielles, et pour éviter les CRUES, il a été nécessaire de canaliser l'OUED YAKOUR.

Les eaux pluviales de la zone, sont drainées par l'OUED YAKOUR, ainsi que les eaux pluviales des unités industrielles.

Les eaux usées et pluviales de la zone industrielle de BEN BOULAID (situé entre C.N 143 et la RN n° 01 ) transporté par un collecteur unique se rejettent dans l'OUED YAKOUR, qui sera canaliser.

Le système d'assainissement de la zone industrielle est séparatif , un déversoir d'orage est prévu à l'entrée de la zone. Celui-ci déversera dans le fossé d'eaux pluviales de la zone industrielle , lorsque le débit des eaux usées provenant du collecteur de la zone industrielle de BEN BOULAID sera plus de 5 fois dilué .....

..... / .....

..... 5 fois dilué, les eaux usées se déverseront dans le réseau d'assainissement de la zone industrielle.

CALCUL DES DEBITS.

VII.I.I. Le calcul du débit d'eau fluviales est effectué suivant la méthode " temp de concentration selon la formule dite rationnelle.

$$Q ( t ) = C.I.S$$

Où :  $Q ( t )$  = débit d'écoulement (L/S) en fonction du temp

C = Coefficient de ruissellement.

I : Intensité de la pluie en L/s ha.

S = Superficie du bassin versant (ha).

REMARQUE /

- Le coefficient de ruissement (C) à été e s t i m é à 0,6.

## L'INTENSITE DES PLUIES.

Le dimensionnement du réseau d'eaux pluviales, a été effectué pour une pluie décennale.

### VII.2. ECOULEMENT PAR FOSSES OUVERTS.

Le dainge par fossés ouverts accelere les phénomènes .

En effets, la première phase de l'écoulement de chaque goutte d'eau (ruissellement sur le sol naturel) est fort diminué, l'eau rencontrant après un parcours beaucoup plus réduit un fossé qui la conduit rapidement à un collecteur puis à l'émissaire, et enfin à la sortie du bassin.

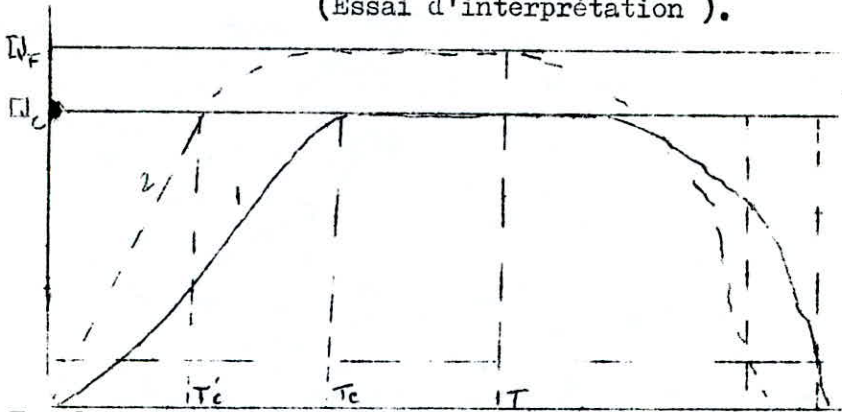
Le temps de concentration risque d'être fort diminué ( $T_e'$  au lieu de  $T_e$ ) elle débite à la sortie du bassin, croitra au débit de la pluie beaucoup plus rapidement.



La courbe du débit effectuerait alors l'allure (2) (Voir figure 17) :

..... Ecoulement dans un bassin drainée .....

(Essai d'interprétation).



(1) Ecoulement dans le bassin avant l'évacuation.  $T_c$   $T$   $T_c$

(2) Ecoulement après évacuation.

### VI.1.3 - DIMENSIONNEMENT DES PROFITS EN TRAVERS DES FOSSES.

Le calcul des fossés trapézioidaux , c'est effectué suivant la formule de GAUKLER, MANING, STRICKER, qui s'applique bien pour la compréhension des procédés d'écoulement qu'on rencontre dans la technique d'élimination des eaux usées.

$$Q = V.S = S. Kst. h^{2/3} . J^{1/2}$$

$$Q = V.S = S \cdot Kst \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

Où :

- Q : Débit (l/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s.).
- S : Section mouillée (m<sup>2</sup>)
- Kst : Coefficient de rugosité .
- R : Rayon hydraulique.
- J : Pente longitudinale.

Le coefficient de rugosité (Kst) à été pris égal à 60.

a ) - Pentes longitudinales :

La pente longitudinale, a été choisie de manière à ce que la vitesse dans le cas de la pluie décennale ne dépasse pas 5,5 m/s.

b) - Profils en travers.

Comme profils en travers, on va utiliser exclusivement un profil trapézioidal d'une pente de berges de I/I,5

..... / ..... (H/L).....

..... de I/I,15 (H/L) pour faciliter l'excavation.

c) - Calcul des débits pluvieux à évacuer.

La méthode " Rationnelle " est facilement applicable à des agglomérations de petite importance, donne le débit Q en l/s.

$$Q = C.i.A.$$

Où : A = aire à drainer ( en ha).

i = intensité maximale de la pluie en l/s /ha.

Le coefficient C qui est coefficient de ruissellement , c'est à dire le rapport entre le débit d'eau qui ruisselle à la surface du sol et celui qu'a reçu cette surface, il ne peut excéder l'Unité pour notre cas, on a supposé que C a une valeur : 0,6.

d) - Calcul de l'intensité de pluie.

Pour les régions méditerranéennes, on a la formule suivante :

$$i = 6,8 \cdot T^{-0,6} = \frac{6,8}{T^{0,6}}$$

e) -- Calcul des hauteurs d'eau :

Pour le calcul des hauteurs d'eau, on a utilisé la méthode de M. LAPRAY.

Exemple : 1 er ligne.

$$Q = 0,35254 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$J = 0,0054$$

D'où

$$\frac{Q}{J} = \frac{0,35254}{0,0054} = 4,797$$

$$\epsilon = 2 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Q}{J} = 4,797 \\ \epsilon = 2 \text{ mm} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{A.B.C 8a}} \Delta = 0,36$$

On a  $\Delta = \frac{b}{b_0} \quad \text{-----} \quad h_0 \quad \text{---}$

$$h_0 = \frac{0,36}{0,6} = 1,666$$

$$H_0 = 0,649$$

D'où :  $h_x = h_0 \Delta \quad \text{-----} \quad ,,$

$$h = 0,649 \cdot 0,36 = 0,25 \text{ m}$$



I ) - CALCUL DES VITESSES/

Pour le calcul des vitesses :

- La formule utilisée c'est celle de MANNING STRICKLER, surtout dans le calcul de fossés et émissaires d'assainissement à ciel ouvert/

$$V = \frac{R^{I/6}}{n} \quad \sqrt{R I} = \frac{V}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$\text{Où } \frac{V}{n} = Kst$$

$$\text{d'où } V = Kst \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$Kst = 60$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$A = h (b + 1,5 h)$$

$$P = h + 2 \sqrt{h^2 + I^2}$$

R : Rayon hydraulique.

S : Section mouillée.

I : Pente du canal ..... : On a supposé que le régime est uniforme.

---

Bassins	longueur du tronçon	Temps de référence	$\lambda$	I	Surface des Bassins par tronçon cumulée		Coefficient de ruissellement	Débit Q: CIS	longueur du fond	Pente de Berge	Kst	Pente Longitudinal	hauteurs	Vitesse	Observation
N°	m	min	mn/min	l/s/ha	ha	ha		l/s	m	H:L	m <sup>1/3</sup> /3	‰	m	m/s	
1.1	320				3,99	3,99		352,54				54,0	0,25	1,78	
1.2	75				0,94	4,93		435,59				19,69	0,30	3,03	
2.1	80				1,53	1,53		135,18				7,63	0,18	1,63	
2.2	54				1,04	2,57		227,07				13,03	0,21	2,21	
2.3	54				1,04	3,61		318,96				23,75	0,24	3,01	
2.4	94				1,80	4,41		389,65				29,22	0,26	3,61	
3	85	30	0,884	147,26	1,21	1,21	0,60	106,91	0,6	1/1,5	60	2,13	0,16	1,00	
4.1	146				2,62	2,62		231,49				20,56	0,22	2,78	
4.2	11				0,20	2,82		249,16				58,6	0,23	4	
5	79				0,76	6,38		563,71				5,04	0,32	1,93	
6	169				0,81	0,81		71,56				10,20	0,14	1,50	
7	112				1,76	11,96		1056,74				16,40	0,49	3,47	
8	80				2,49	2,49		220,01				17,13	0,20	2,49	



Bassins	Longueur du Tronçon m	Temps de reference min	I	I	Surface des Bassins		Coefficient de Ruissellement	Debit Q-CIS l/s	Longueur du fond m	Pente de Berge H:L	KSE m <sup>1/3</sup> /3	Pente % longitudinale	hauteurs m	vitesse m/s	observations
					Par tronçon ha	cumulees ha									
9	152				1,38	14,15		1250,24				21,74	0,52	3,98	
10.1	109				1,73	1,73		152,85				21,29	0,18	2,56	
10.2	142				2,26	3,99		352,54				5,260	0,25	1,80	
11	483				2,78	2,78		245,63				21,60	0,22	2,09	
12.1	320				2,91	22,33		3288,32				3,09	0,80	2,07	
12.2	76				0,73	23,06		3395,82				25,63	0,82	4,59	
13	302	-	-	-	2,30	2,30		338,69				5,00	0,24	1,54	
14.1	81	30	0,884	147,26	0,86	0,86	0,60	126,64	0,6	1/1,5	60	21,60	0,17	2,18	
14.2	169				1,79	2,65		390,24				20,50	0,26	2,60	
15.1	156				1,78	4,45		652,36				9,92	0,34	2,98	
15.2	288				3,30	7,73		1138,32				2,74	0,53	1,53	
16	253				3,32	3,32		448,90				0,5	0,32	0,66	
17.1	210				1,93	1,93		284,22				20,5	0,22	2,55	
17.2	167				1,53	3,46		509,52				20,5	0,33	0,68	



Bassins	longueur du tronçon	Temps de reference	$t^{\circ}$	I	Surface des BASSINS		coefficient de ruissellement	Débit $Q=CIS$	Longueur du fond	Pente de Berg	Kst	Pente longitudinale	hauteurs	Vitesse	Observation
					par tronçon	cumulés									
N°	m	min	mm/min	l/s/ha	ha	ha		l/s	m	H:L	m <sup>3</sup> /3	‰	m	m/s	
18	75				1,60	1,60		141,37				42,05	0,19	3,18	
19. 1	189				2,25	7,31		645,88				1,50	0,35	1,17	
19. 2	124				1,47	8,78		775,77				5,40	0,40	1,97	
20	133				3,37	3,37		297,76				24,21	0,23	4,23	
21	212				5,21	5,21		460,33				23,3	0,31	3,31	
22. 1	165	30 min	0,884	147,26	2,79	2,79	0,60	246,51	0,6	1/1,5	60	5,00	0,22	1,60	
22. 2	75				1,27	4,06		358,73				9,47	0,25	2,20	
23. 1	23				0,34	9,61		849,10				23,30	0,41	3,81	
23. 2	259				3,86	13,47		1190,15				16,70	0,45	3,60	
23. 3	109				1,62	15,09		1333,29				10,20	0,50	3,05	
23. 4	129				1,92	17,02		1503,82				1,00	0,55	1,28	
24. 1	196				3,17	3,17		280,08				16,84	0,23	2,57	
24. 2	197				3,19	6,36		561,84				10,15	0,32	2,47	
24. 3	154				2,49	8,86		784,83				7,99	0,41	2,43	

≡○○○○≡ TROISIEME PARTIE ( 3 ème ) ≡○○○○≡

CANALISATION DE L'OUED YAKOUR

## CHAPITRE VII .

### CANALISATION DE OUED YAKOUR.

#### I.I.I. - GENERALITES/

L'OUED YAKOUR traversé la zone industrielle, les crues violentes en période d'orage causent une érosion importante, il est nécessaire de le canaliser, afin de garder le maximum de terrain pour les Unités industrielles, et permet un écoulement correct des crues, cet OUED est déjà canaliseur en Amon de la Zone, où il traverse une partie de la Zone.

La pente du terrain naturel, étant assez forte, il transporte donc les eaux pluviales de son bassin supérieur et les eaux usées, de la partie qui là traverse.

#### PLUVIOMETRIE ,

Les données nous ont été fournis par le CNERU .

La pluie moyenne annuelle du bassin, est de 8 00 mm; soit un débit d'environ de  $24\text{m}^3 / \text{s}$ , pour une pluie décennale et un débit de  $35\text{m}^3 / \text{s}$  pour une pluie centennale

En ce qui concerne les débits à l'intérieur de la zone , ils ont été calculés d'après la méthode dite " méthode rationnelle " comme expliqué dans le chapitre.



Dans le cas des écoulements passant par des conduites à ciel ouvert. Il est souvent intéressant de connaître les valeurs du débit  $Q_k$ , et du gardien JK, de la perte de charge correspondant au régime critique (à la limite du régime) (fluviale et torrentiel). La condition du régime critique est exprimée par la formule :

$$\frac{Q^2}{A^3} = \frac{K}{G} \quad (a)$$

A = Désignant la section mouillée.

G = Accélération de la pesanteur.

$\lambda$  = La largeur du plan d'eau.

En exprimant A et  $\lambda$  par la longueur fluïdo-dynamique,  $\Lambda$  et par les paramètres dimensionnels  $A_0$  et  $\lambda_0$ , on a  $A = A_0 \Lambda^2$ ,  $\lambda = \lambda_0 \Lambda$

D'où en éliminant A et  $\lambda$  entre ces dernières équations et (a) on tire :

$$Q_k^2 = G \cdot \Lambda^5 \cdot \frac{A_0^3}{\lambda_0^3}$$

$$Q_k = g^{1/2} \Lambda^{5/2} \sqrt{\frac{A_0^3}{\lambda_0^3}} \quad (b)$$

En introduisant le paramètre du débit critique :

$$Q_{K0} = \sqrt{\frac{A^3}{\epsilon_0}}$$

L'équation (b) devient :

$$Q_K = \frac{1}{2} g \wedge^{5/2} Q_{K0} \quad (c)$$

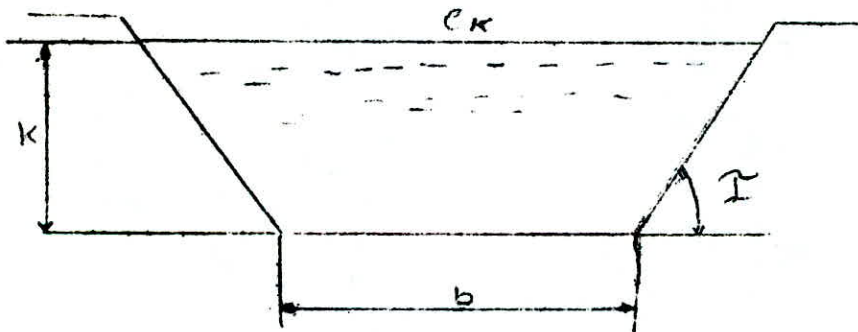
En système SI avec  $g = 9,8 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ , l'équation (c) devient :

$$Q_K = 3,13 \wedge^{5/2} Q_{K0}$$

### I.1.3 - DIMENSIONNEMENT DU PROFIL/

Pour ce qui est du choix du profil, on a opter pour un profil trapézeidal.

Le choix de ce profil a été déterminé de façon à respecter le tracé.



a) - INTRODUCTION /

Profil rationnel où trapèze de débit maximum, l'angle  $\theta$  d'inclinaison des talus dépendant de la nature des terres et étant ainsi fixé, on peut évidemment pour un trapèze d'aires (s) faire varier la largeur au plafond (b) objet la profondeur h de l'eau :

Il va dans l'intérêt à choisir la section qui donne le plus grand rayon R, c'est à dire le débit maximum :

La formule :

$$Q = S \cdot U = S C \sqrt{R I}$$

Où : C = Coefficient dépendant, montre que Q est proportionnel à la racine carrée de R, et par suite inversement proportionnel à la racine carrée de P/

$$R = \frac{S}{P}$$

Le maximum de Q, correspond donc au maximum de P,

Or, on a :

$$b = \frac{S}{n} - h \cotg \theta$$

$$P = \frac{S}{h} - h \cotg \theta + \frac{2h}{S \sin \theta}$$

P est minimum lorsque :

$$\frac{dP}{dh} = 0$$

C'est à dire :

$$h = \sqrt{\frac{S, \sin \theta}{2 - \cos \theta}}$$



$$Q_i = 0,22 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Abaque 44, on tire  $K_1 \longrightarrow K_2 = 0,16 \text{ m}$

On à la formule de la hauteur critique.:

$$K = \frac{b}{I} \quad K_1 \longrightarrow K_2 = \frac{3}{1,5} \cdot 0,16$$

$$K = 0,32 \text{ m}$$

c) - Calcul de la charge critique.

$$H_{K_1} = 0,115 \longrightarrow H_{K_2} = \frac{3}{1,5} \cdot 0,115 = 0,23 \text{ m}$$

I.I.5 - Vérification de la criticité.

On a : , la formule de criticité.

$$\frac{Q_K^2 \cdot e_K}{A_K^3 \cdot g} = 1$$

$Q_K$  = Débit critique.

$e_K$  = Largeur critique de plan d'eau.

$A_K$  = Section critique.

$$1. \quad \alpha_K = b + 2 K I$$

$$\alpha_K = 3 + 2 \cdot 0,32 \cdot 1,5 = 3,96$$

$$A_K = (3 - 0,32 \cdot 1,5) \cdot 0,32 = 1,114 \text{ m}^2$$

$$\frac{Q_K^2 \cdot \alpha_K}{A_K^3 \cdot G} = I$$

$$\frac{(1,864)^2 \cdot 3,96}{(1,114)^3 \cdot 9,81} = I$$

A) Calcul de la vitesse critique /

$$Q_K = V_K \cdot A_K \longrightarrow V_K = \frac{Q_K}{A_K}$$

$$V_K = \frac{1,864}{1,114} = 1,67 \text{ m/s}$$

#### I.1.6 - CALCUL DE LA HAUTEUR CRITIQUE DANS LE 2 EME TRONCON /

##### REMARQUE /

Au niveau du point P; qui est le début du 2 ème tronçon vient s'ajouter le débit

$$Q_{12-2}, \quad Q_{12-2} = 3,396 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Donc dans le deuxième tronçon, on aura le débit.

$$Q_R + Q_{12-2}$$

$$Q_P = 1,864 + 3,396 = 5,26 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_I = \frac{1,5}{b^{2,5}} \cdot Q_P, \quad Q_I = \frac{1,5}{2,5} \cdot 5,26$$

$$Q_I = 0,621 \text{ m}^3 / \text{s}$$

K " ABAQUE 44 " on tire  $K_I$

$$K_I = 0,30$$

En appliquant la formule  $K = \frac{h}{I} K_I$

On tire :  $K = \frac{3}{1,5} \cdot 0,30 = 0,6 \text{ m}$

Vérification de la criticité :

$$\frac{Q_k^2}{A_k^3} = 1$$

$$A_k^3 \dots g$$

$$l_k = b + 2 k I$$

$$l_k = 3 + 2 \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 4,8 \text{ m}$$

$$A_k = (b + K I) \cdot k$$

$$Q_k = (3 + 1,5 \cdot 0,6) \cdot 0,5 = 2,34$$

D'où :

$$\frac{Q_k^2}{A_k^3 \cdot g} = \frac{(5,26)^2 \cdot 4,8}{(2,34)^3 \cdot 9,81} = 1$$

La vitesse critique :

$$V_k = \frac{Q_k}{A_k} = \frac{5,26}{2,34} = 2,24 \text{ m/s}$$



1.7 - CALCUL DE HAUTEUR CRITIQUE DANS LE 3<sup>ème</sup> tronçon.

Au débit de la zone BEN BOULAI, qui est  $Q_R$ , viennent s'ajouter les débits suivants:

$$Q_{12} = 2, \quad X \quad Q_{15} = 2 \quad \text{ET} \quad Q_{16}$$

$$\text{Donc } F = 5,26 + 1,38 + Q_{16}$$

$$F = 6,847 \text{ M}^3 / \text{s}$$

$$\text{On a : } Q_I = \frac{I^{1,5}}{2,5} \cdot Q$$

Où

$$I = \frac{1,5}{2,5} \cdot 6,847$$

$$I = \frac{1,84}{15,58} \cdot 6,847 = 0,809 \text{ m}^3/\text{s}$$

Abaque 44, on tire  $K_I$

En utilisant la formule :  $K \frac{h}{I} = K_I$ , on trouve  $K$

$$K_I = 0,36 \text{ m}$$

$$\text{d'où } K = \frac{3}{1,5} \cdot 0,36 = 0,72 \text{ m}$$

Calcul de la charge critique (Mk) en utilisant

Abaque 44 "  $\longrightarrow$   $Q_I = 0,809 \text{ m}^3/\text{s}$ , on trouve

$N_{ki}$ , où  $N_{ki} = 0,5$

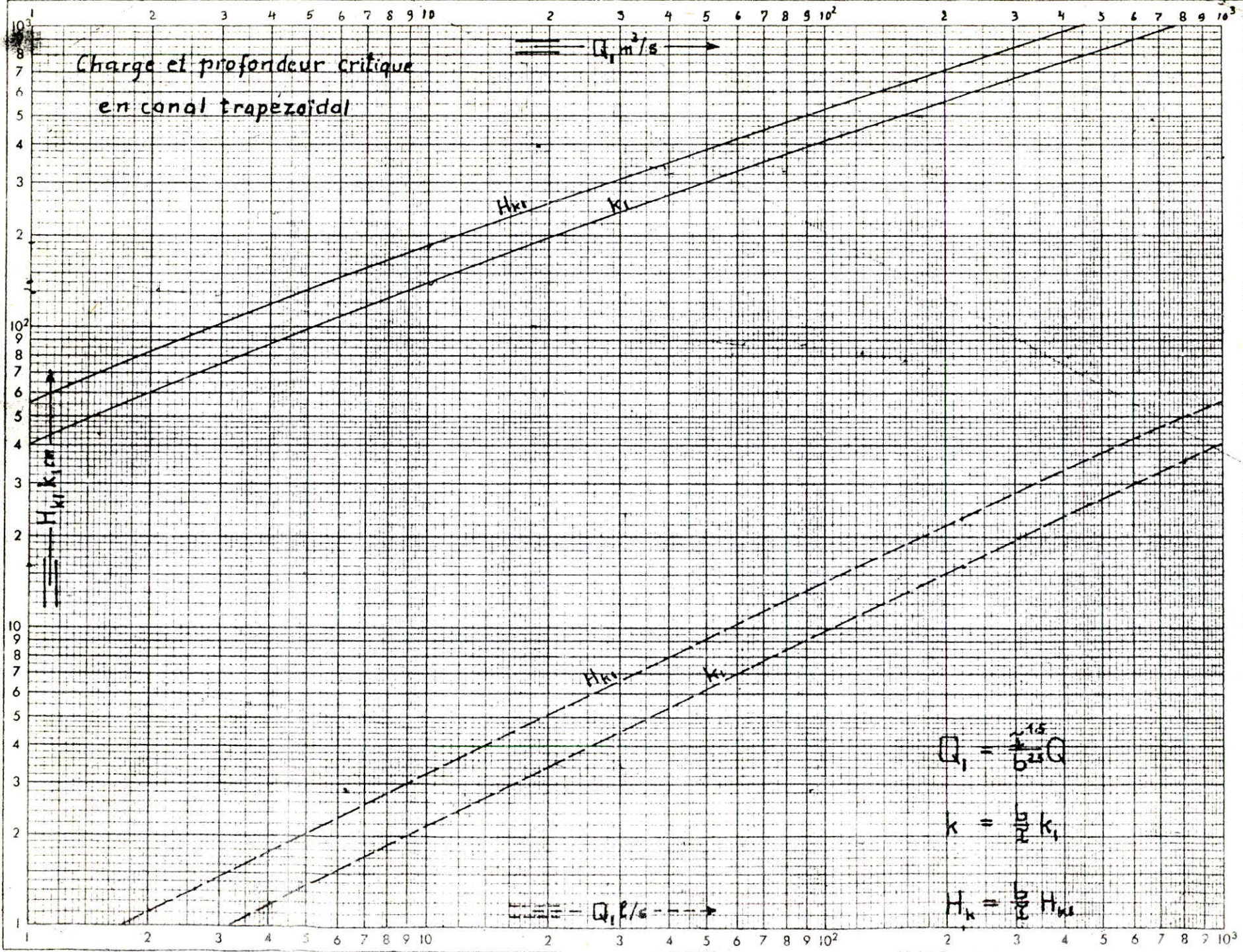
D'où on applique  $N_k = \frac{b}{I} \cdot N_{ki}$

$$N_{ki} = \frac{3}{1,5} \cdot 0,5 = 1 \text{ m}$$



Charge et profondeur critique  
en canal trapézoïdal

$Q_1, m^3/s$  →



$Q_1 = 0.277 Q_2$

$k = 100 k_c$

$H_{cr} = 100 H_{cr2}$



$$K I ) k = (3 + 0,72 \cdot 1,5) \cdot 0,72$$

$$k = 2,93 \text{ } f^2$$

$$V_k = \frac{6,347}{2,93} = 2,167 \text{ m/s}$$

I.I,10 Vérification de la criticité.

$$\frac{A_K^2}{A_K^3} \cdot \frac{0,8 \cdot K}{g} = I$$

$$k_{ek} = b + 2kI = 3 + 2 \cdot 0,72 \cdot 1,5 = 5,16 \text{ m}$$

$$\frac{(6,847)^2 \cdot 5,16}{(2,93)^2 \cdot 9,81} = I$$

I.I.II - REGULATION PAR PLAQUE DE REGLAGE.

Caractéristiques.

- Les ... sont prévues pour être utilisées dans des canaux revêtus et peuvent être au ... de mesure du débit.



CARACTERISTIQUES ET MODE DE CALCUL DE L'OUVRAGE/

Cet ouvrage est une plaque de béton placée à des intervalles appropriées en travers de sections de canaux revêtus dans les biefs à forte pente . Chaque plaque fonctionne comme un déversoir dans la charge dépend de la forme donnée à la plaque. Il est prévu un orifice à la partie inférieure de la plaque, pour la vidange, l'épaisseur de la plaque peut être de 15 cm, et sa hauteur au dessus du plafond du canal est de 30 à 40 cm.

Pour l'écoulement du déversoir, il faut prévoir un matelas d'eau de 10 Cm minimum, à la base de chaque plaque,

Dans ces conditions, l'espacement  $X$  entre les plaques (en mètres) est donné par la formule

$$S = \frac{N_I}{X} = \frac{H (\text{plaque}) - 0,70}{X}$$

T. Epaisseur de la plaque (fixés).

H. Hauteur de la plaque (fixée).

En appliquant les formules suivantes pour les profils trapézoïdales :

$$A = 0,5 + 0,04 \frac{H \text{ crit.}}{H \text{ plaque} \cdot T. \text{ Plaque.}}$$

On cherche C, à l'aide de la formule :

$$C = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot G}$$

b) - Calcul de la largeur de la plaque déversante transversalement à l'axe de l'écoulement en (mètre).

On a la formule : 
$$B_t = \frac{Q}{C \cdot K^{3/2}} \quad (m)$$

REMARQUE /

La méthode pour le dimensionnement des plaques est une méthode classique, démontrée par : Mr. ANSHERTO-MONOBE-GALVAN.

c) - Calcul du nombre de plaque et leur espacement pour le 1<sup>er</sup> tronçon ( D -

Calcul de pente J.

La pente J est calculée comme suit :

$$\frac{\text{ATTITUDE AMONT} - \text{ATTITUDE AVAL}}{L.}$$

ATTITUDE AMONT : 200,5  
ATTITUDE AVAL : 198,6

$$J = \frac{200,5 - 198,6}{L} = 0,0021.$$

On impose la hauteur de la plaque ( H Plaque).

$$H (\text{ plaque } ) = 0,30 \text{ m.}$$

On a : l'espacement qui est égal.

$$X = \frac{H (\text{ plaque } ) - 0,10}{J} = \frac{0,30 - 0,10}{0,0021}$$

$$X = 100 \text{ m}$$

Le nombre de plaque utilisée dans le tronçon ( R - P )

$$\begin{aligned} L &= 878 \text{ m} & X &= 100 \\ \text{Nbr} &= 878 & L &= \frac{878}{100} = 8 \end{aligned}$$

Calcul du nombre de plaques et leur espacement pour le 2 ème tronçon ( P - Q ).

Calcul de la pente J :

$$J = \frac{198,6 - 195}{240} = 0,015$$

Hauteur de la plaque choisie ( H Plaque = 0,40 m ).

Appliquant la formule de l'espacement : (X).

$$X = \frac{H (\text{ plaque } ) - 0,10}{J} = \frac{0,40 - 0,10}{0,015} = 20 \text{ m}$$



Le nombre de plaques utilisées :

$$L = 240, \quad X = 20 \text{ m}$$

$$\text{Nombre de plaques} = \frac{240}{20} = 12$$

e) Calcul du nombre de plaques et leur espacement pour le 3<sup>e</sup> tronçon

( Q ----- F )

Calcul de la pente J

$$J = \frac{195 - 189}{300} = \frac{6}{300} = 0,02$$

$$H. \text{ plaque} = 0,40 \text{ m}$$

d'où l'espacement X (m)

$$X = \frac{M_p - 0,10}{J} = \frac{0,40 - 0,10}{0,02} = 15$$

Le nombre de plaques :

$$\text{Nombre de plaques} = \frac{300}{15} = 20$$

f) Calcul de la largeur des plaques déversantée dans le 1<sup>er</sup> tronçon :

$$\text{On a : } Q_k = 1,864 \text{ m}^3/\text{s}, \quad K = 0,32 \text{ m}$$

Appliquant la formule :

$$= 0,5 + 0,04 = \frac{K}{M. \text{ plaques} \cdot T \text{ Plaque}}$$

M. Plaque fixé = 0,30 m

T. Plaque fixé = 0,15 m

$$\text{d'où} = 0,5 + 0,04 \frac{0,32}{0,30 \cdot 0,15} = 0,784$$

Et :

$$C = \frac{2}{3} \cdot 0,784 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} g}$$

$$C = \frac{2}{3} \cdot 0,784 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} = 2,315$$

D'où

$$\text{Br} = \frac{Q \cdot k}{C \cdot K^{3/2}} = \frac{1,864}{2,315 \cdot 0,32^{3/2}}$$

$$\text{Br} = 4,45 \text{ m}$$

g) Calcul de la longueur déversante des plaques dans le 2ème tronçon ( P - Q )

$$= 0,5 + 0,04 \frac{K}{\text{M.Plaque} \cdot \text{T.Plaque}}$$

$$= 0,5 + 0,04 \frac{0,6}{0,40 \cdot 0,15} = 0,9$$

$$C = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} = \frac{2}{3} \cdot 0,9 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} = 2,66$$

$$Br = \frac{Q \cdot K}{C \cdot k^{3/2}} = \frac{5,26}{2,66 \cdot 0,6^{1,5}} = 4,25 \text{ m}$$

h) Calcul de la largeur déversante (Br) des plaques dans le 3<sup>e</sup> tronçon (Q - F)

$$\begin{aligned} &= 0,5 + 0,04 = \frac{K}{H \text{ Plaques ; } T \text{ Plaques}} \\ &= 0,5 + 0,04 = \frac{0,72}{0,40 \cdot 0,15} = 0,98 \end{aligned}$$

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2y} = \frac{2}{3} \cdot 0,98 \sqrt{2 \cdot 9,82} = 2,894$$

D'où :

$$Br = \frac{Q \cdot K}{C \cdot R^{3/2}} = \frac{6,847}{2,894 \cdot 0,72^{1,5}} = 3,87 \text{ M.}$$

Calcul des périmètres critiques dans les trois tronçons

la formule donnant le périmètre critique, est la suivante :

$$P R = b + 2 h \sqrt{1 + Z^2}$$

pour le tronçon : D - p :

$$\text{on a : } b = 3a$$

$$k = 0,32$$

$$Z = 1,5$$

$$P k = 3 + 2 \cdot 0,32 \sqrt{1 + (1,5)^2} = 4,153 \text{ m}$$



pour le tronçon : p - Q :

on a :

$$h = 3 a$$

$$k = 0,6$$

$$Z = 1,5$$

$$P R = 3 + 2 \cdot 0,6 \cdot \sqrt{1 + (1,5)^2} = 5,163 \text{ m}$$

Pour le tronçon Q - F

On a :

$$h = 3 a$$

$$k = 0,72$$

$$Z = 1,5$$

$$P k = 3 + 2 \cdot 0,72 \sqrt{1 + (1,5)^2} = 5,596$$

SCHEMA EXPLICATIF

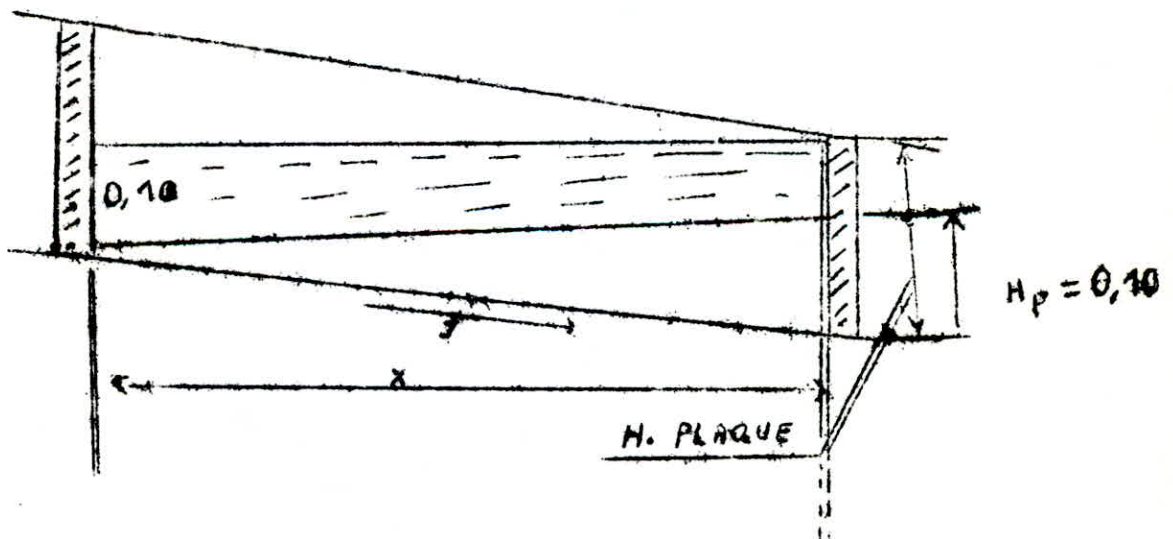


Tableau justificatif des sections

TRONÇON	Schémas de la section (avec côte de la largeur critique)	Débits critique	Pente du Terrain	charge critique	hauteur critique	Largeur critique du plan d'eau	Perimètre critique	Section critique	VITESSE critique
		m <sup>3</sup> /s	m.p.m	m	m	m	m	m <sup>2</sup>	m/s
P - D		1.864	0.002	0.23	0.32	3.96	4.153	1.114	1.67
P - Q		5.260	0.015	0.84	0.6	4.8	5.163	2.340	2.24
F - Q		6.847	0.02	1	0.72	5.16	5.596	2.93	2.34

TABLEAU RECUPERATIF

REONCONS	L(m)	J(mpm)	X(m)	NOMBRE
D - P	878	0,002	100	8
P - Q	240	0,015	20	12
Q - F	300	0,02	15	20



4<sup>ème</sup> PARTIE

---

RESEAU DES EAUX USEES .

## C H A P I T R E I I X

### IIX.1. Rapport des eaux salées.

#### GENERALITES :

Le réseau d'assainissement étudié pour la zone industrielle de BLIDA, a pour tâche d'évacuer les eaux domestiques, et les eaux industrielles biodégradables rejetées par les unités industrielles.

Le transport des eaux usées s'effectue exclusivement en écoulement libre, c'est à dire que les eaux usées s'écoulent par gravité dans l'Oued BENI AZZA.

Les eaux usées de la zone industrielle, de BEN BOULAIB et de la zone à étudier, arrivent à l'entrée de la zone, par contre la zone industrielle possède un système séparatif.

### IIX.2. ASSAINISSEMENT

Les principes d'assainissement, sont l'évacuation rapide, sans stagnation des eaux usées pour éviter les fermentations putrides, et les rejets, qui pourraient provoquer la contamination du milieu récepteur, tout en tenant compte des contraintes économiques d'équipement.

a). Le système séparatif

Le système séparatif comprend :

Un réseau pluvial

UN réseau d'eau usée.

Les deux réseaux, peuvent avoir dans certains tronçons le même tracé. Par contre, ils ont fréquemment des tracés différents, le réseau pluvial pouvant se rejeter directement dans un cours d'eau sans passer par une station d'épuration alors que le second doit obligatoirement aboutir à une station d'épuration.

Les indications suivantes, peuvent être fournies pour chacun des deux réseaux.

b). Réseau pluvial

Le réseau pluvial sera prévu pour absorber les pointes de ruissellement. Il est conçu pour déverser son affluent dans le cours d'eau le plus proche, en suivant les lignes de plus grandes pointes, d'où économie des sections d'ouvrages.

Toutefois, comme dans le réseau unitaire, la majorité des ouvrages apparait la plus part du temps surabondantes.



c). Réseau des eaux usées.

Le réseau d'eau usées , transite ces eaux jusqu'à une station d'épuration souvent assez éloignée de l'agglomération, sujjetion qui nécessite, souvent un tracé à très faibles pente.

Ce réseau présente comme particularités :

Une assez grande régularité du débit avec des pointes aisées à calculer ce qui permet la mise en place d'une façon rationnelle de canalisation de petite section.

La simplicité des installations de traitement, en raison de la régularité de l'affluent.

### IIIXI.3. PRINCIPE DE BRANCHEMENT

Pour le branchement, il y a quelque règles à boserver :

a). La trace en plan des collecteurs primaires, où l'on doit envisager des dispositions particulières, en évitant les changements de direction brusques.

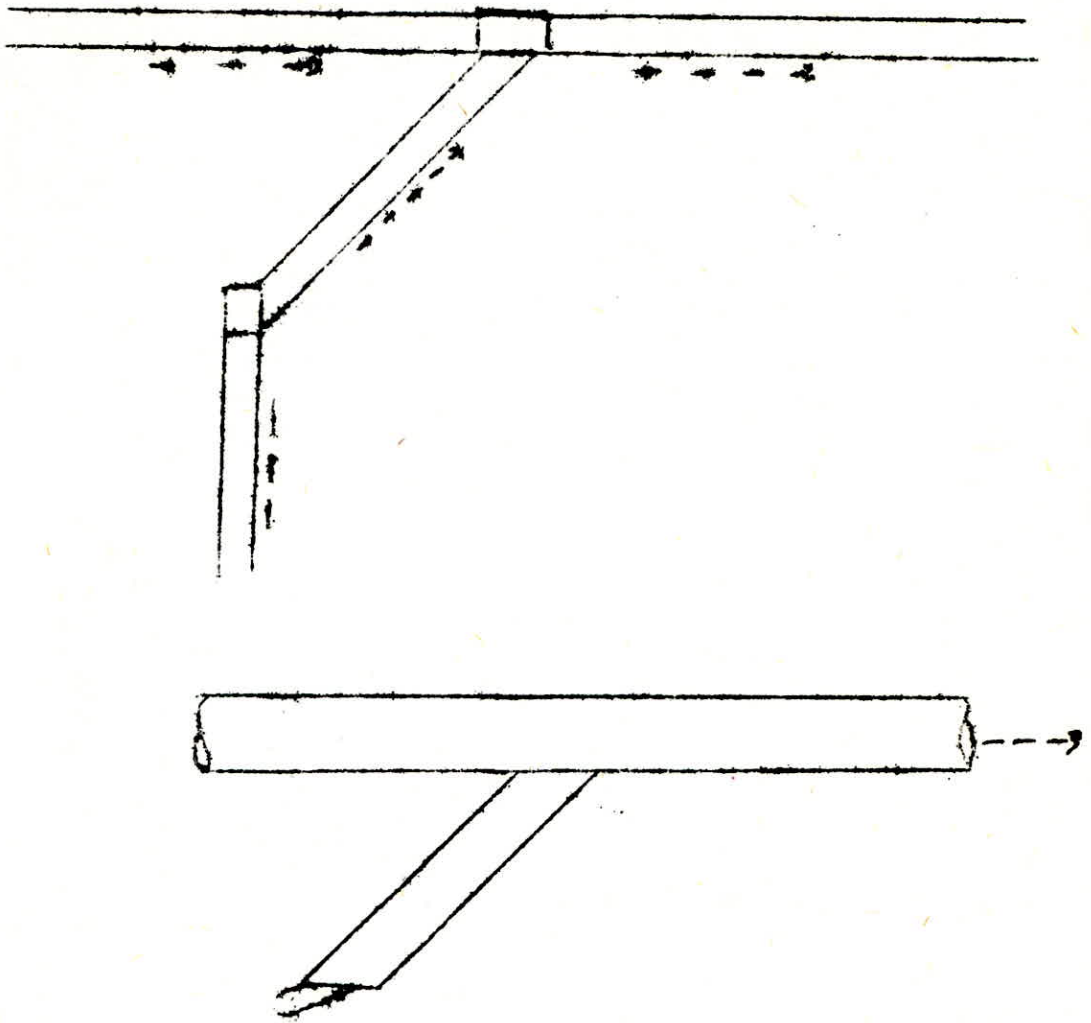
b) Principe de raccordement

Les jonctions, elles doivent être à angle inférieur

-----

Principe de raccordement.

- 77 -



#### IIX.4. LE RESEAU DE CANALISATION

L

Le but d'un réseau de canalisation, est l'évacuation inoffensive, inodore et irréprochable des eaux usées, de toutes sortes, c'est à dire, provenant à la fois des maisons d'habitation, des lieux de travail, et de l'industrie.

L'objectif d'un réseau de canalisation, est par conséquent de créer des conditions d'habitation saines et de permettre un bon développement des différents métiers et de l'industrie.

Mais le but d'un réseau de canalisation est aussi de servir la protection des eaux. C'est à dire par le groupement des eaux usées et des eaux pluviales qu'on arrive à une introduction contrôlée dans la création d'un traitement approprié des eaux usées.

Un réseau de canalisation a en premier lieu une tâche de classement, et une tâche d'hygiène, seulement en second lieu, cela représente un problème technique.

Un réseau de canalisation, doit bien entendu être impeccable du point de vue technique.

Notre système de canalisation, est un système séparatif, ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout industrielle, et des eaux pluviales séparément.

La zone industrielle de BLIDA est divisée en bassins d'apports. Ces bassins se rencontrent aux points de partage des eaux.

Chacun des bassins est drainé par un égout, ceux-ci suivent toujours les points les plus bas du bassin d'apport.



Un réseau de canalisation doit bien entendu être impeccable du point de vue technique.

Notre système de canalisation est un système séparatif.

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout industrielle et des eaux pluviales séparément.

La zone industrielle de BLIDA est divisée en bassins d'apports, ces bassins se rencontrent aux points de partage des eaux.

Chacun des bassins est drainé par un agent, ceux-ci suivent toujours les points les plus bas du bassin d'apport.

#### IIX.I.5. Principe du tracé des collecteurs

1°). Les collecteurs sont placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.

2°). Les contre-inclinaisons sont à éviter, si possible.

3°). Les égouts collecteurs principaux et secondaires sont placés dans les rues avec aussi peu de virage que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.

4°). Les canaux d'eaux usées sont placés à 10 cm sous les conduites des eaux usées.

5°). Les canaux des eaux usées sont placés à une profondeur que les eaux usées peuvent être canalisées de façon impeccable.

6°). On pose les exigences suivantes aux conditions de canalisation :

Elles doivent posséder une résistance statitique suffisante

Elles doivent résister à la corrosion

Elles doivent être étanches

Elles doivent être facile à manipuler

La paroi intérieure, doit être la plus lisse possible

Elles doivent avoir une longue durée de service

Elles doivent avoir les normes requises.

a). Regard de visite

Ils sont placés en vue de la surveillance et du nettoyage du réseau de canalisation.

But :

- Accès canaux
- bourbage, et nettoyage des canaux
- Aération des canaux (effet de cheminée, différence de température).

b). Disposition :

- A tous les points de jonction de changement, de direction, de changement de pentes, des canaux aux points de chutes.
- Pour notre réseau de canalisation, les regards de visite sont prévus tous les 30m, pour faciliter l'entretien, Ils sont équipés d'échelon, et une cuvette en béton qui forme un palais pour l'entretien.

#### IIX.I.6. CHAMBRE DE CHASSE

Les moyens modernes de curage, des réseaux d'égout rendent les appareils cits chasses d'eau automatiques quelque peut désuets. Ils ont en effet comme inconvénients majeurs de conduire parfois à une consommation d'eau importante par suite de dérèglage du robient d'alimentation.

D'autre part, leur action dynamique ne s'exerce que sur une faible distance.

Toutefois, il existe encore de nombreux dépourvus, de moyens de curage et l'installation de chasse d'eau automatique peut être admise, le cas de réseau séparatif, où la pente est inférieure à 0,02 m.p.m .

#### Description :

Une installation de chasse d'eau automatique, comprend une chambre en maçonnerie dans laquelle est installé un appareil qui est alimenté en eau d'une manière continue à très faible débit provoque des chasses, l'intervalle calculés d'avance.

La capacité minimale d'un réservoir de chasse, doit être de 500 L, et sa vidange assurée deux fois par jour.



Le volume du réservoir doit être égale au dixième du volume à balayer,  
la distance à prendre en compte n'exédant pas 100 m ;

Ainsi, pour nettoyer sur 100 m de longueur, une canalisation de 0,25 m de  
diamètre, le volume du réservoir sera de :

$$V = \frac{1}{10} \cdot \pi \cdot \frac{(0,25)^2}{4} \cdot 100 = 0,4906$$

Soit 500 L.

C H A P I T R E IX.

IX.1.1. DIMENSIONNEMENT DES COLLECTEURS :

NOTATION :

Qps : Débit  
Vps : Vitesse  
Hps : Hauteur

} à plein section

rg : Rapports des débits :  $Q . Qps$

rv : Rapports des vitesses:  $V.Vps$

rh : Rapports des hauteurs:  $H.Hps$

CONTRAINTES

Couverture minimale au dessous de la génératrice supérieure de la canalisation :

$$h_I = 1,67 \text{ m}$$

Pente minimale de la canalisation

$$I = 0,0015$$

Vitesse d'autocurage à réaliser pour  $Qps/10$

$$V = 0,6 \text{ m/s.}$$

IX.1.2. Diamètre et profil en long

S'il est logique de présenter les résultats des calculs de l'amont vers l'aval, il peut parfois être expédiant d'effectuer ces calculs de l'aval vers l'amont, c'est ainsi que le recouvrement minimale, la côte du radier de la canalisation, doit être déterminé en fonction du diamètre de la canalisation aval.

NOTA : Le plus petit diamètre des conduites, est fixée  $\varnothing = 250$  mm ;  
En considérant le danger d'obstruction, celui-ci est suffisant pour tout le réseau.

IX.1.3. Méthode de calcul

La surface de la zone industrielle de la zone de BLIDA, est de 140 ha, En prévoyant une dotation en eau de  $30\text{m}^3/\text{ha}/\text{j}$ , avec un coefficient de pointe journalière de (2,4).

En outre, nous avons pris en considération 80% de la dotation en A.E.P.  
Donc, le débit de pointe d'eau usée, sera de l'ordre de :

$$\frac{300 \cdot 2,4 \cdot 0,8}{86400} = 0,666 \text{ L/s/hec.}$$

Connaissant le débit de pointe, et les surfaces raccordées, on peut dimensionner notre réseau, sachant que les vitesses en été calculées par la formule de NANING :

$$V = Kst \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Kst : Coefficient de rugosité qui dépend de la nature du matériau de la conduite dans notre cas, on a opter pour des conduites en béton armé, dans ce cas, Kst = 70

R : Rayon hydraulique, pour les conduites circulaires

$$R = \frac{D}{4}$$

I : Pente longitudinale d'où, :  $Q = K.A.R^{2/3} \cdot I^{1/2}$

La quantité  $A.R^{2/3}$ , dépend du remplissage :

$$= \frac{h}{K}, \text{ dans notre cas } :: \frac{h}{D}$$

h = hauteur d'eau

D = Diamètre de la canalisation.



On admet que la section mouillée, peut prendre toutes les valeurs de Zéro (0) à sa valeur optimale à pleine section, connaissant la forme de la canalisation, il est facile d'étudier en fonction des hauteurs de remplissage, les variations des débits des vitesses ( VOIR ABAQUE ).

#### IX.1.4. Capacité d'autocurage du réseau

La condition d'autocurage, en réseau séparatif est généralement satisfaite en réalisant des vitesses de l'ordre de 0,6 m/s pour 1/10 du débit de la canalisation à pleine section.

Intervalles des vitesses pour un réseau séparatif :

a). - à pleine section, ou à moitié de la section circulaire 0,7 m/s à 0,5 m/s

b). - Pour un remplissage de 2/10 du diamètre ;

$$V = 0,30 \text{ m/s}$$

c).- Le remplissage de la conduite au moins égale à 2/10 du diamètre, doit être assurée pour le débit moyen actuel.

	Surfaces raccordées			Regards N°	Q <sub>ev</sub> cumulés	Ø	Pentes	Q <sub>p</sub>	V <sub>p</sub>	$\alpha = \frac{Q_{ev}}{Q_p}$	$\delta = \frac{h}{D}$	$\beta = \frac{V_{ev}}{V_p}$	H	V	$\frac{V}{\frac{1}{10} Q_{ps}}$	
	N° de la Parcelle	surfaces	Debits													Debit
	[ha]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[mm]	[‰]	[l/s]	[m/s]				[m]	[m/s]	[m/s]	
1 - 2		1,24	0,33		0,33	250	5,71	4,55	0,93	0,73	0,20	0,42	$< \frac{d}{8}$	1,33	0,59	
2 - 12		3,15	1,05	2	0,33	1,38	250	10,2	60,9	1,24	0,23	0,10	0,57	0,025	1,99	0,74
11 - 22	7	0,29	0,19		0,19	250	15,0	73,8	1,50	0,26	0,20	0,35	$< \frac{d}{5}$	1,94	0,9	
12 - 22				12	1,57	1,57	250	3,0	33,0	0,67	0,48	0,14	0,57	0,036	1,94	0,49
16 - 22	9 - 14	1,99	0,66		0,66	250	16,0	76,3	1,56	0,56	0,20	0,68	$< \frac{d}{8}$	1,74	0,94	
22 - 27				22	2,33	2,23	250	15,0	73,9	1,51	0,58	0,11	0,57	0,028	1,76	0,90
28 - 27	15 - 8	2,15	0,72		0,72	250	8,0	53,9	1,51	0,63	0,20	1,04	$< \frac{d}{6}$	1,82	0,90	
27 - 38	19	3,45	2,60	27	2,95	5,55	250	21,67	88,3	1,81	0,64	0,13	0,70	0,033	1,95	1,08
38 - 46	20 - 21	2,57	0,86	38	5,55	6,41	250	10,34	61,3	1,25	0,44	0,22	1,16	0,055	2	0,75
46 - 60	22 - 23	9,64	3,60	46	6,41	10,01	250	19,17	83,5	1,70	0,42	0,23	0,83	0,058	1,28	1,02
60 - 71	24	5,0	1,80	60	10,01	11,81	250	9,97	60,0	1,22	0,36	0,23	0,62	0,075	1,75	0,73
71 - 155				71	11,81	11,81	250	3,0	33,0	0,67	0,20	0,41	0,42	0,103	1,74	0,49
rejet																



regards du No au No	Surfaces raccordées			regard No		Q <sub>ev</sub> cumulés	Ø	Pentes	Q <sub>p</sub>	V <sub>p</sub>	$\alpha = \frac{Q_{ev}}{Q_p}$	$\delta = \frac{h}{D}$	$B = \frac{V_{ev}}{V_p}$	H	V	$\frac{V}{Q_{ps}}$
	No de la parcelle	surface	Debit	No	Debit											
		[ha]	[l/s]	No	[l/s]	[l/s]	[mm]	‰	[l/s]	[m/s]				[m]	[m/s]	
77-91	8	0,46	0,15	77	900,00	900,15	700	40,00	921,0	2,39	0,997	0,47	1,12	0,64	1,46	1,29
92-91	26	11,73	3,30			3,30	250	6,67	49,2	1,00	0,38	0,22	1,06	0,043	0,68	0,96
91-95	29	10,71	3,57	91	903,45	907,02	700	14,41	1105,6	2,87	0,82	0,47	0,96	0,47	3,08	1,49
96-95	27-28	7,51	1,79			1,79	250	3,0	33,0	0,67	0,28	0,23	0,98	0,099	0,36	0,98
95-105				95	908,81	908,81	700	10,0	921,0	2,39	0,98	0,47	0,37	0,645	2,45	1,29
107-105	30-31	7,31	2,44			2,44	250	5,42	44,4	0,90	0,26	0,21	0,68	0,089	0,5	0,78
106-105	32	4,05	1,35			1,35	250	6,67	49,2	1,00	0,18	0,24	0,83	0,028	0,49	0,81
105-122				105	912,60	912,60	700	10,0	921,0	2,39	0,99	0,47	0,82	0,67	2,41	1,43
123-125	33-34	4,93	1,42			1,42	250	20,0	85,5	1,74	0,16	0,20	0,56	< 1/5	0,5	0,72
125-122	35	5,0	1,25	125	142	2,67	250	3,85	31,4	0,76	0,29	0,21	0,57	0,045	0,51	0,76
135-138	36	3,09	1,03	135	128,0	129,03	350	9,97	156,2	1,62	0,83	0,23	0,63	0,25	1,45	0,84
138-122				138	129,03	129,03	350	70	130,0	1,35	0,99	0,23	0,7	0,34	1,36	0,70
144-155	25	10,0	1,25	122	1044,30	1045,55	800	8,17	1183,4	2,35	0,88	0,59	1,12	0,62	2,51	1,23
155-regard				155	1057,36	1057,36	800	8,00	1171,0	2,33	0,9	0,59	0,98	0,63	2,49	1,26



IX.1.5. Critères techniques de constructions et d'exploitations du réseau de canalisation.

Position en profondeur des canalisations :

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

a). Les canalisations sont à diputer suffisamment bas pour franchir par en dessous sans difficultés les autres canalisation disposées dans les rues ( eau potable, Gaz, Electricité ...) sans que les déplacements ou modification de profondeurs des sus-dites canalisations soient nécessaires.

b)- Influence de la température, cette considération ne joue aucun rôle vu les conditions climatiques de la région.



IX.1.6. Choix du matériau de canalisation.

Les matériaux de construction des canalisations d'eau usée, 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.





