

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : D'HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ADDUCTION D'EAU POTABLE DES
VILLES DE BECHAR ET KENADSA
A PARTIR DU BARRAGE DJORF-TORBA

Proposé par : D.G.I.H.

Etudié par :

BAKARY.L.

BOUBEKA.J.

Dirigé par :

D^E BEDNARZYK.S.



PROMOTION :

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O«

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O«

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O«

Département : Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Adduction d'eau potable des villes
de Béchar et Kenadsa à partir du
barrage Djorf-Torba*

Proposé par :

D G I H

Etudié par :

BAKARY L.

BOUBEKA J.

Dirigé par :

Dr BEDNARZYK S.

Promotion : Juin 1984



--- D E D I C A C E S ---

-----0o0-----

- A la mémoire de HAZOUME. A.CHANOU. PATIENCE
- A mes Enfants
- A tous les Miens

BAKARY LEON J.

- A la mémoire de Mon Père
- A mes Mamans
- A tous ceux qui de loin ou de près ont participé à ma réussite.

Jacques BOUBEKA

--- REMERCIEMENTS ---

=====

Qu'il nous soit permis d'exprimer notre satisfaction et notre profonde reconnaissance à tous nos professeurs et assistants, et plus particulièrement à Monsieur BEDMARZYK Steffan, notre professeur et guide, promoteur de ce projet, pour ses précieux conseils, sa modestie et la bienveillance avec laquelle il nous a dirigés tout au long de ce travail.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de la D.G.I.H., en particulier Monsieur MAZOUNI pour sa disponibilité et sa contribution édifiante.

Notre profonde reconnaissance s'adresse à Messieurs A. KHETTAB et HULIN MARC pour leur aide précieuse, sans oublier M.G. LAPRAY.

Nous remercions Messieurs ; le Président et les membres du Jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Qu'enfin tous nos amis (amies) trouvent en cet ouvrage le fruit de leur soutien, matériel ou moral, proche ou lointain.

--- TABLE DES MATIERES ---

	Pages
I.- INTRODUCTION	1
II.- GENERALITES	2
II.1.- Présentation	2
II.2.- Topographie	2
II.3.- Climat	2
II.4.- Hydrographie	2
II.5.- Hydrogéologie	3
III.- EVALUATION DE LA POPULATION ET ESTIMATION DES DEBITS	4
IV.- CAPTAGE	8
V.- TRAITEMENT	9
V.1.- Qualités d'une eau potable	9
V.2.- Origine et caractéristiques de l'eau à traiter	10
V.3.- Traitement proposé	12
V.4.- Conclusion	16
VI.- RESERVOIRS :	19
VI.1.- Rôle	19
VI.2.- Choix du site d'implantation	19
VI.3.- Capacité et dimensionnement des réservoirs	20
VI.4.- Equipement du réservoir	31
VII.- ADDUCTION	34
VII.1.- Choix du tracé	34
VII.2.- Conditions économiques	34
VII.3.- Suggestion des variantes	35
VII.4.- Formules utilisées	37
VII.5.- Etude des variantes	41
VII.5.1.- Variante n° 1	41
a) Tronçon R.A.1.-R.C.S.	41
b) Tronçon R.A.K.-R.K.	47
c) Tronçon R.A.K.-R.B.	50
d) Adduction gravitaire R.C.S.-R.A.K.	53
e) Dépenses totales	60

VII.5.2.- Variante n° 2	61
a) Tronçon R.A.1.-R.A.K.	51
b) Tronçon R.A.K.-R.B.	53
VII.5.3.- Conclusion	66
VIII.- POMPES ET STATIONS DE POMPAGE	67
VIII.1.- Tronçon R.A.1.-R.C.S.	67
a) Couplage des pompes	68
b) Choix des pompes	68
c) Point de fonctionnement	69
d) caractéristique de la conduite	69
e) point de fonctionnement désiré	69
VIII.2.- Tronçon R.A.K.-R.B.	74
a) Caractéristique de la conduite	74
b) Point de fonctionnement	75
c) Conclusion	75
VIII.3.- Tronçon R.A.K.- R.K.	75
a) Point de fonctionnement	78
b) conclusion	78
VIII.4.- Automatisation	79
1.- Liaison aspiration-moteur	79
2.- Liaison moteur-réservoir	79
a) commande par ligne pilote	80
b) commande sans ligne pilote	80
IX.- Pose des conduites	83
IX.1.- Pose en tranchée	83
IX.2.- Pose dans le lit d'une rivière	85
IX.3.- Statique des conduites	85
IX.3.1.- Calcul des contraintes dues à la pression radiale	86
IX.3.2.- Cas d'un coup de bélier	87
IX.4.- Désinfection des conduites	93

X.- PROTECTION DES CONDUITES :	94
X.1.- Protection contre le coup de bélier	94
X.1.1.- Définition	94
X.1.2.- Moyens de protection des installations	95
X.1.3.- Etude du coup de bélier au refoulement	95
X.1.4.- Réservoir d'air	97
X.1.5.- Principe de fonctionnement du réservoir d'air	97
X.1.6.- Principe de calcul du réservoir d'air	98
X.1.7.- Dimensionnement de l'organe d'étranglement	99
X.1.8.- Conclusion	110
X.2.- Protection contre la Corrosion	113
X.2.1.- Corrosion interne	113
X.2.2.- Corrosion externe	114
XI.- EQUIPEMENT ET ACCESSOIRES DU RESEAU	117
XI.1.- Décharges	117
XI.2.- Ventouses	117
XI.3.- Robinets-vannes	117
XI.4.- Clapets	117
XII.- CONCLUSION	119
XIII.- ANNEXES	
- Planche n° 1 : Plan de masse	
- Planche n° 2 : schéma d'ensemble des installations de traitements	
- Planche n° 3 : schéma hydraulique du traitement	
- Planche n° 4 : Profil en long-tronçon R.C.S.-R.A.K.	
- Planche n° 5 : Profil en long-tronçon R.A.K.-R.B.	

BIBLIOGRAPHIE.

TABLE DES FIGURES

	Pages
N° 1 - schéma hydraulique du traitement	17
N° 2 - Schéma d'ensemble des installations de traitement	18
N° 3 - Arrivée de l'adduction - départ de la distribution by-pass	33
N° 4 - Trop-plein - vidange	33
N° 5 - Réserve d'incendie	33
N° 6 - Schéma du réseau d'adduction (variante 1)	36
N° 6a- Schéma de calcul du tronçon R.A.1.-R.C.S. (variante 1)..	42
N° 6b- Schéma de calcul du tronçon R.A.K.-R.K. (variante 1) ...	42
N° 6c- Schéma de calcul du tronçon R.A.K.-R.B. (variante 1)....	42
N° 6d- Schéma de calcul du tronçon R.C.S.-R.A.K. (variante 1)..	54
N° 7 - Schéma du réseau d'adduction (variante 2)	36
N° 7a- Schéma de calcul du tronçon R.A.1.-R.A.K.(variante 2)...	54
N° 7b- Schéma de calcul du tronçon R.A.K.-R.B. (variante 2)....	54
N° 8 - Abaque 8 b	55
N° 9 - Abaque 9	56
N° 10- Abaque 17 a	58
N° 11- Abaque 17 D	59
N° 12- Recherche du point de fonctionnement (tronçon R.A.1.-R.C.S.)	71
N° 13- Recherche du point de fonctionnement (tronçon R.A.K.-R.K.)	76
N° 13a-Couplage des pompes (R.A.1.-R.C.S.).....	72
N° 13b-Couplage des pompes (R.A.K.-R.B.).....	72
N° 13c-Couplage des pompes (R.A.K.-R.K.).....	77
N° 14 -Recherche du point de fonctionnement (tronçon.R.A.K.-R.B.)	76
N° 15 -Commande par ligne pilote	81
N° 16 -Commande sans ligne pilote	82
N° 17a-Pose de la conduite en tranchée	84
N° 17b et 17c-Contraintes s'exerçant sur la conduite	84
N° 17d-Pose de la conduite passant d'un niveau à un autre	89
N° 18 -Diagramme des moments fléchissants	89
N° 19 -Coefficient de P.D.C. dans une tuyère	100
N° 20 -Pertes de charges successives	101
N° 21 -Protection contre le coup de bélier par réservoir d'air ..	106
N° 21' -Protection contre le coup de bélier par soupape de sécurité et clapet by-passe.....	106

N° 21" - Schéma d'un réservoir d'air	106'
N° 22 - Graphe de calcul du coup de bélier (tronçon R.A.K.- R.B.).....	109
N° 23 - Graphe de calcul du coup de bélier (tronçon R.A.1.- R.C.S.).....	111
N° 24 - Corrosion par formation de pile	116
N° 25 - Protection par soutirage de courant	116
N° 26 - Equipement et accessoires du réseau	118

--- TABLE DES TABLEAUX ---

=====0o0o0=====

	Pages
N° 1 - Tableau récapitulatif des besoins en eau	7
N° 2 - Normes de minéralisation recommandées par l'O.N.S....	9'
N° 3 - Résultats des analyses des 7 et 8 Juin 1981	11
N° 4 - Capacité du réservoir de Béchar	21
N° 5 - Capacité du réservoir de Kénadsa	24
N° 6 - Capacité du réservoir d'accumulation de Kénadsa	28
N° 7 - Tableau récapitulatif de dimensionnement des. réservoirs	30
N° 8 - Bordereau des prix de conduite en acier (S.N.S.).....	43
N° 9 - Prix de la conduite	44
N° 10 - Calcul des HmT	44
N° 11 - Frais d'exploitation	44
N° 12 - Frais des équipements électromécaniques	45
N° 13 - Bilan des investissements	45
N° 14 - Choix du diamètre économique	46
N° 15 - Tableau - bilan	60
N° 16 - Coordonnées de la caractéristique "C" tronçon	70
N° 17 - Coordonnées de la caractéristique "C" tronçon	70
N° 17' - Coordonnées de la caractéristique "C" tronçon	70
N° 18 - Résultats de calcul du coup de bélier sur le tronçon R.A.1.-R.B...	108
N° 19 - Résultats de calcul du coup de bélier sur le tronçon R.A.1.-R.C.S.	108

--- SYMBOLES ET ABREVIATIONS ---
=====

- P - Population à l'année future
- Po - Population à l'année de référence
- ζ - taux d'accroissement annuel de la population
- n - nombre d'années séparant les deux années (années)
- Qi - débit-volume
- PH - potentiel hydrogénium
- TH - titre hydrotimétrique
- M.E.S. - matières en suspension
- Qj^{max} - débit maximal journalier
- Qri - réserve d'incendie
- Kp - coefficient de gaspillage et de fuite
- D. - diamètre moyen de la conduite
- a_h - coefficient horaires
- QII^C - apport horaire
- RA1 - Réservoir d'accumulation de l'eau traitée
- RAK - Réservoir d'accumulation de Kenadsa
- R.B. - Réservoir de Béchar
- R.K. - Réservoir de Kénadsa
- R.C.S. Réservoir de Charge surélevé
- ΔH_f - pertes de charges linéaires
- J - gradient de pertes de charges
- L - longueur de la conduite
- f_c - coefficient de frottement de colebrook
- f_N - coefficient de frottement de Nikuradse
- ΔH_S - pertes de charges singulières
- ΔH_T - pertes de charges totales au refoulement
- HmT - hauteur manométrique totale
- Hg - hauteur géométrique
- ΔH_a - pertes de charge à l'aspiration
- P - puissance du moteur
- η_o - rendement du moteur
- i - taux d'investissement
- A - annuité

- R - Prix de l'énergie
- Re - nombre de reynolds
- l - longueur fluidodynamique
- ν_0 - viscosité cinématique
- Do - diamètre intérieure de la conduite
- DI - diamètre extérieure de la conduite
- h - profondeur de feuille
- σ_0 - contraintes annulaires
- σ_x - contraintes longitudinales
- dFr - pression radiale
- qo - tension annulaire
- ro - rayon intérieure de la conduite
- e - épaisseur de la conduite
- p - pression de l'eau dans la conduite
- ϵ_0 - déformation relative annulaire
- ϵ_x - déformation relative longitudinale
- E . - module d'élasticité de l'acier
- I . - moment d'inertie de la conduite par rapport à un axe passant par son centre.
- yi - déplacement de la section i
- W - moment de résistance de la conduite
- M - moment fléchissant
- γ - poids spécifique de l'acier
- Kc - module de compressibilité de l'eau
- ρ - masse volumique de l'eau
- θ - temps d'aller-retour de l'onde
- a - célérité de l'onde.

I.- INTRODUCTION :

Inégalement répartie en très faible quantité dans le monde, l'eau constitue une essence dans la survie de tout être, aussi bien animal que végétal. Sa vitalité a depuis l'antiquité incité l'homme à mettre au point des moyens permettant son extraction, son transport, son stockage, son utilisation et son rejet sous forme d'égoûts. Ces moyens, jadis traditionnels ont connu, de nos jours une amélioration considérable grâce au développement de la science et de la technique.

Ainsi, le transport de l'eau du point de captage jusqu'au lieu de **Stockage**, connu actuellement sous le terme d'adduction nécessite une étude minutieuse, laquelle fait l'objet de cet ouvrage, pour les villes Algériennes de Bechar et Kénadsa.

En effet, les quelques oueds existant dans la wilaya de BECHAR ne suffisent pas pour satisfaire les besoins en eau des populations. Ainsi nous nous proposons de pallier à cette insuffisance des villes de Bechar et Kenadsa par une prise d'eau à partir de la retenue du barrage de Djorf- ~~Torba~~ dont la construction fût prévue pour l'irrigation des terres de la plaine d'Abadla. Pour bien conduire ce travail, une étude des caractéristiques, climatiques, topographiques, hydrogéologiques, hydrographiques et démographiques de la région s'impose. Suite à celle-ci, nous allons procéder au captage puis au traitement.

A cette dernière opération fera suite le terme principal de notre projet, l'adduction. Celle-ci, débouchera sur le calcul des réservoirs au chapitre duquel nous n'allons parler ni de l'architecture, ni du génie-civil.

La nécessité d'élever l'eau sur une certaine hauteur nous amènera à mettre en place des stations de pompage.

Des considérations d'ordre technique nous ont fait consacrer deux chapitres à la pose et la protection de la conduite. Une étude des accessoires du réseau mettra fin à notre étude, laquelle nous pensons capable de répondre aux besoins hydriques des villes précitées jusqu'en l'an 2010.

II.- GENERALITES

II.1.- Présentation :

Chef lieu de la wilaya dont elle porte le nom, la ville de Bechar, comme celle de Kenadsa doit ses caractéristiques topographiques, climatiques et hydrographiques à la situation géographique de cette wilaya.

D'une superficie de 305242 Km², cette dernière est limitée :

- Au nord par le mont des Ksour de l'Atlas Saharien,
- Au sud par les frontières avec le Sahara-Occidental et la Mauritanie,
- A l'est par la wilaya d'Adrar (Daïra de Timimoun),
- A l'Ouest par le Maroc.

II.2.- Topographie :

Dans son ensemble, la wilaya de Bechar présente un aspect désertique; mais nous ne pouvons de ce fait affirmer que son relief présente une structure uniforme.

II.3.- Climat :

Bien que présentant des différences considérables de températures, le climat peut être qualifié de type continental avec des hivers très froids et des étés très chauds.

II.4.- Hydrographie :

La wilaya de Bechar présente un réseau hydrographique fossile qui atteste que dans le passé, de grands fleuves arrosaient le Sahara.

Aucun Oued ne coule de façon permanente. Cet écoulement qui se fait du nord vers le sud, n'a lieu qu'au moment des crues, lesquelles causent souvent des dégâts (inondations, averses).

../..

II.5.- Hydrogéologie ;

Les réserves en eau de la wilaya sont emmagasinées dans un réseau hydrogéologique déterminé d'après l'âge des formations qui le composent, ainsi nous avons :-

- . les nappes de formation primaire (dans la région de béchar),
- . les nappes de formation secondaire (ressource relativement importante),
- . les nappes de formation récente donnant naissance à un grand nombre de sources de débit généralement faible.

Une conséquence immédiate de la faiblesse des réseaux hydrographique et hydrogéologique est la sous-alimentation en eau de cette Wilaya. Ainsi, il serait intéressant que le plan d'aménagement hydraulique prévoit la construction de barrages de retenue pour profiter au maximum des crues.

III.- EVALUATION DE LA POPULATION ET ESTIMATION DES DEBITS :

Tout aqueduc de construction nouvelle doit satisfaire aux besoins de la population actuelle des agglomérations intéressées et aux besoins de la population future en prévoyant un accroissement à une année préfixée qui dans notre cas est l'an 2010.

Pour donc pourvoir aux besoins en eau dans la période de suffisance (celle qui va de l'exploitation à l'année préfixée), l'aqueduc doit être calculé en tenant compte des plus grandes valeurs relatives se manifestant à la fin de ~~la~~ cette période ; le calcul de ces valeurs demande donc une prévision de la situation démographique et en général d'urbanisme de cette période.

Les prévisions du développement démographique pourraient être suffisamment réelles si le développement même a un caractère normal et régulier : mais tel n'est pas toujours le cas. Ainsi, les variations de la population d'une agglomération résultent de deux facteurs :-

- . l'excédant des naissances sur la mortalité.
- . la résultante immigration-émigration.

Alors que le premier facteur fait l'objet de prévisions rationnellement possibles avec une approximation suffisante, le second ne permet pas d'établir une règle fixe et de ce fait rend les prévisions simplement empiriques.

L'utilisation de ces conceptions de base nous conduit dans le cas précis des villes de Bechar et Kénadsa à des prévisions où nous supposons que l'accroissement démographique suit un cours géométrique, avec un taux d'accroissement moyen national de 3,5 % (fixé par le plan d'urbanisme et de développement).

Ainsi, partant de la formule des intérêts composés (formule (1)), nous pouvons calculer la population future :

$$P_f = P_0 (1 + r)^n \quad (1)$$

où :

- P_f - population à l'année future
- P_0 - Population à l'année de référence.
- n - nombre d'années séparant les deux années
- r - taux d'accroissement annuel de la population.

BECHAR

D'après (4), on a : $P_{1976} \approx 59969$ hab.

Pour ce qui nous concerne :

$$r = 3,5 \%$$

$$n_1 = 1984 - 1976 = 8 \text{ ans}$$

$$n = 2010 - 1984 = 26 \text{ ans}$$

$$= \Rightarrow P_{1984} = P_{1976} (1 + 0,035)^8 \approx 78968 \text{ hab.}$$

$$P_{2010} = P_{1984} (1 + 0,035)^{26} \approx 193200 \text{ hab.}$$

D'où, d'après [] page 16, on a :

dotation hydrique pro-captive : 350 l/j/hab.

débit maximum de consommation :

$$Q_{B1} = \frac{350 \times 193200}{24 \times 3600} \approx 782,64 \text{ l/s}$$

$$Q_{B1} \approx 785 \text{ l/s}$$

Pour la ville de Bechar, une consommation de 0,50 l/s/hectare est prévue pour la zone industrielle et pour usages divers inséparables de la distribution urbaine, sur une superficie de 90 ha. Cette consommation équivaut à un débit de :

$$Q = 0,50 \times 90 = 45 \text{ l/s}$$

soit au total pour la ville de Béchar un débit de :-

$$Q_B = Q_{B1} + Q_{B2} = 830 \text{ l/s}$$

KENADSA

$$[4] \quad \implies P_{1976} = 8400 \text{ hab.}$$

$$P_{1984} = P_{1976} (1 + 0,035)^8 = 11062 \text{ hab.}$$

$$P_{2010} = P_{1984} (1 + 0,035)^{26} \approx 27100 \text{ hab.}$$

$$\implies [8] \text{ Page 16 - Dotation Hydrique : } 200 \text{ l/J/Hab.}$$

\implies débit de consommation :

$$Q_k = \frac{200 \times 27100}{24 \times 3600} \approx 62,73 \text{ l/s}$$

soit :-

$$Q_k = 63 \text{ l/s}$$

MENNOUNA

Bien que l'adduction de cette ville ne fasse pas partie de notre étude, nous avons prévu quand même, pour la construction de 4.000 logements (5 hab.par logement), une dotation hydrique de 200 l/j/hab.-. Cette prévision nous donne un débit de :-

$$Q_M = \frac{200 \times 5 \times 4000}{24 \times 3600} = 46,30 \text{ l/s}$$

soit :

$$Q_M = 47 \text{ l/s}$$

Le débit total théorique qui devra être distribué est de :-

$$Q = Q_B + Q_K + Q_M = 940 \text{ l/s.}$$

.../...

Mais nous nous proposons de tenir compte des gaspillages et des fuites dans le réseau, ce qui nous emmène à majorer les débits théoriques de 12%. Sur cette base, nous pouvons dresser le tableau récapitulatif suivant des résultats :

Tableau n° 1

TABLEAU RECAPITULATIF DES BESOINS EN EAU

Villes	Population en l'an 2010	Débits à distribuer		
	Habitants	L/S	M ³ /S	M ³ /H.
Béchar	193200	929,6	0,9296	3347
Ménadsa	27100	70,56	0,07056	234
Mennouna	20.000	52,64	0,05264	190
		1052,8	1,0528	3790

CONCLUSION :

Les quelques oueds hivernaux et les maigres ressources souterraines existant n'étaient pas en mesure de survenir aux besoins hydriques de la wilaya. Pour y remédier, la priorité donnée au secteur de l'hydraulique a conduit le ministère concerné à projeter l'alimentation en eau potable de la wilaya par captage à partir de la retenue de Djorf-Torba.

Ainsi donc, pour couvrir les besoins en eau des villes de Béchar et Kenadsa, nous projetons une adduction dont le tracé sera arrêté par comparaison de deux variantes dont nous parlerons plus loin (voir chapitre VII).

.../...

V.- CAPTAGE :

Approvisionnée par l'Oued Guir, la retenue de Djorf-Torba servira de source d'alimentation en eau pour la wilaya de Béchar. Le captage de cette eau sera fonction de sa composition chimique, de sa température à diverses profondeurs, des affluents qui alimentent l'oued et des caractéristiques du lit de la retenue.

Ainsi, au chapitre traitement, nous allons voir que l'eau ne subit pas de variations considérables de température au cours de l'année.

Cet avantage pourrait nous pousser à envisager le captage par une simple pompe à axe vertical, par utilisation d'une tour de prise dont le barrage serait équipé; mais cette solution s'avèrera défailante en cas d'une baisse très sensible du niveau de l'eau, suite à un manque d'apport. C'est d'ailleurs cette situation déplorable que vit aujourd'hui la retenue de Djorf-Torba qui a vu sa capacité diminuée de moitié. En conséquence nous proposons, des pompes immergées fixées à une charpente métallique; celle-ci est accrochée en partie haute au barrage et scellée sur sa paroi afin d'éviter les mouvements horizontaux. A l'intérieur de la charpente seront installées les coulisses des pompes de façon à permettre la récupération de ces dernières en cas d'entretien. La partie haute de la charpente sera équipée de tubes collecteurs en acier ϕ 800. Les pompes sont descendues à la profondeur voulue et elles sont constamment amorcées.

Pour fournir à la station de traitement le débit de $4170\text{M}^3/\text{h}$. dont elle a besoin, il est prévu huit pompes immergées refoulant chacune $695\text{M}^3/\text{H}$ (deux pompes assurant le secours), sur une hauteur maximale de 31M. Cette hauteur correspond au cas défavorable où le niveau de la retenue se trouvera à la cote 685,00 m.

Les pompes retenues sont de type : OKE - 200 - 4/ S 6, de marque ALLWEILLER.

Le démarrage et l'arrêt des pompes sont commandés par des régulateurs de niveau installés dans le réservoir d'accumulation situé en aval de la station de traitement et reliés au tableau de commande et de contrôle placé dans la station de relèvement.

../..

V.- TRAITEMENT :

Toute eau de surface (rivière, retenue, etc...) ne peut être utilisée telle qu'elle se présente pour la consommation du fait de sa non-potabilité; ainsi devra-t-elle subir un traitement dont le type dépend d'une part des caractéristiques de l'eau brute et d'autre part des qualités d'une eau potable.

Le choix des différents produits chimiques intervenant dans le processus de traitement a été fait dans le souci de minimiser les dépenses et les difficultés d'exploitation. Du premier point de vue, rappelons que tout le matériel utilisé pose un problème de transport à pied d'œuvre dont évidemment il faut réduire le coût.

Comme les installations inhérents au traitement de l'eau, le stockage des produits chimiques nécessite la construction et l'équipement rationnel d'une station de traitement dont nous ne parlerons pas, à l'instar des dimensions des ouvrages.

V.1.: Qualité d'une eau potable :

Comme l'atteste J.DONNIN dans son ouvrage [8], une eau de consommation dite potable doit avoir certaines caractéristiques physiques, chimiques, physico-chimiques et bactériologiques.

V.1.a- Caractéristiques physiques :

De ce point de vue, l'eau potable doit être claire, fraîche, démunie de toute odeur et saveur désagréable, incolore.

V.1.b- Caractéristiques chimiques et physico-chimiques :

- minéralisation : les eaux courantes d'alimentation doivent être bicarbonatées calciques et ne doivent pas renfermer certains minéraux en excès. En effet [4] l'O.M.S. (Organisation Mondiale de la Santé) recommande le respect des limites indiquées dans le tableau n° 2

Tableau n° 2 INDICE DE MINÉRALISATION
RECOMMANDÉ PAR L'O.P.T.S.

	concentration maximale acceptable mg/l	concentration maximale admissible mg/l
Calcium Ca^{++}	75	200
magnésium Mg^{2+}	50	150
Sulfates So_4^{2-}	200	400
Chlorures cl^-	200	600
Turbidité	5JTU	25 JTU
Ph	7 ÷ 8,5	6,5 ÷ 9,2
Matières totales dissoutes	500	1500

- PH : il faut éviter que l'eau soit trop acide ou trop basique : $5,5 < \text{pH} < 8,5$.
- dureté : elle est due à la présence des sels de calcium et de magnésium et se manifeste par une difficulté dans la cuisson des légumes, ainsi, il faut un $\text{TH} < 30^\circ$ (titre hydrotimétrique).
- Certains éléments tels que le plomb, le sélénium, le cuivre, le fer, le zinc, les cyanures, le manganèse, etc... sont indésirables et leur présence éventuelle doit être en traces.
- Pour éviter une corrosion des installations, l'eau doit contenir une quantité de CO_2 égale à celle d'équilibre car au-delà de cette limite, le CO_2 devient agressif et en deçà, il se forme un dépôt de calcaire (envasement des canalisations).

V.1.C- Caractères bactériologiques :

Pour être bactériologiquement pure, l'eau potable ne doit contenir aucun germe pathogène dont une éventuelle mise en évidence serait l'indice d'une contamination d'origine fécale.

V.2. : Origines et Caractéristiques de l'eau à traiter :

La structure géologique du bassin conditionne la nature physico-chimique de l'eau retenue par le barrage du Djorf-Torba. Ainsi, la retenue repose sur une régularité structurale, avec des bancs calcaires subhorizontaux plongeant de quelques pour cent de la rive gauche vers la rive droite. Alors que la partie centrale déversante, où le barrage atteint sa plus grande hauteur (35m) est fondée sur un calcaire marneux, légèrement fissuré mais sain, le lit de l'oued est constitué de galets, sur une demi-douzaine de mètres d'épaisseur.

Mais ces considérations ne suffisent pas pour porter telle ou telle affirmation sur le caractère physico-chimique de l'eau à traiter; Pour y parvenir, un certain nombre d'analyses s'impose. Dans ces conditions, [1] il ressort des dernières analyses effectuées les 7 et 8 juin 1981 que l'eau de la retenue de Djorf-Torba est dotée des caractéristiques suivantes, lesquelles varient peu au cours de l'année, même en périodes de crue.

a) Minéralisation

. RESULTATS DES ANALYSES DU 7 ET 8/6/1981

(TABLEAU N° 3)

cations	Concentrations		anions	Concentrations	
	mg/l	m-ég./l		mg/l	m-ég./l
Calcium Ca^{++}	216	10,8	Chlorures: Cl^{-}	268	7,55
Magnésium Mg^{++}	37	3,05	Sulfates: SO_4^{-}	614	12,79
Sodium : Na^{+}	180	7,83	Carbonates:		
			HCO_3^{-}	104	1,7
Potassium : K^{+}	14	0,36	nitrates/ NO_3^{-}	1,2	1,02
T O T A L	447	22,04		987,2	22,06

Le tableau ci-dessus nous donne une minéralisation totale de
 $447 + 987,2 = 1434,2$ mg/l.

b) Dureté

- Dureté totale au titre hydrotimétrique : TH = 20,67°C.
- Dureté calcaïque : 12,22°C
- Dureté magnésienne : - 9,33°C.
- Dureté carbonatée : - 13,06°C.
- Dureté non carbonatée : 15,94°C.

c) Divers

- Résidu sec à 110°C : 1585 mg/l
- T.D.S. total : 1426 mg/l
- M.E.S. (extrapolé) : 159 mg/l
- P.H. : 7,97
- Matières organiques (KMnO4) : 44 mg/l.
- Pas de traces significative de NH_4^{+} , Mn^{++} , Fe^{+++} , NO_2^{-} , PO_4^{--} .

V.3.- Traitement proposé :

Des résultats ci-dessus indiqués, nous pouvons conclure que l'eau de la retenue de Djorf-Torba :

- est relativement saline (42,81% de SO_4^{--}),
- est dure avec prédominance de dureté calcique),
- renferme peu de matières en suspension, mais suffisamment de matières organiques (44 mg/l). De ce fait, l'eau brute est peu colorée et peu turbide (phénomènes liés à la quantité de matières en suspension), alors que la prépondérance des matières organiques et des sels de calcium lui confèrent un certain goût et une certaine odeur.

Ces résultats, en rapport avec les recommandations de l'O.M.S. (voir page 5'), nous amènent à proposer un traitement où les phases suivantes se font suite : pré-chloration, coagulation-floculation, décantation, filtration.

a) Pré-chloration :

L'eau brute étant bactériologiquement polluée, une opération de stérilisation s'avère nécessaire et, (2) bien que plusieurs réactifs (chlore et ses dérivées) se prêtent à cette fonction, notre choix porte sur l'hypochlorite de sodium, pour des raisons évoquées à la page 9. Ajouté dans l'eau brute, ce composé intervient par son ion hypochlorite clo^- dont l'action oxydante va entraîner l'élimination des micro-organismes tels les bactéries, les micro-planctons et les virus. Cette opération a lieu dans une tour de répartition où l'ultime contact entre les réactifs est assuré par un agitateur.

b) Coagulation-Floculation :

Parmi les procédés d'amélioration des qualités physiques de l'eau, nous pouvons citer : (2) :

- la sédimentation naturelle où l'eau chemine, sans arrêt, dans de vastes bassins artificiels ou naturels, avec une lenteur suffisante permettant d'obtenir un dépôt des corps en suspension par le seul effet de la pesanteur.

- Le procédé de floculation et décantation : il fait recours aux réactifs coagulants et permet d'accélérer le processus de clarification. Du fait qu'il nécessite d'une part peu d'espace pour la mise en place des bassins de dépôt et que d'autre part il augmente le rendement du traitement, ce procédé sera retenu pour notre cas.

Pour ce faire, nous proposons trois réactifs, chacun ayant un rôle bien défini; ainsi, nous avons :

. Additionné à l'eau brute, le sulfate d'alumine sert à coaguler les matières colloïdales (on pourrait aussi utiliser, si le souci d'économie le permettait, l'aluminate de soude, les sels ferriques). Ce rôle est joué par l'ion Al^{+++} dont les trois charges positives vont neutraliser le potentiel répulsif de la couche diffuse des colloïdes électro-négatifs.

Il arrive parfois que le résultat attendu ne soit pas atteint avec la seule utilisation des composés précités. Dans pareils cas il devient nécessaire de renforcer leur action par le recours à des réactifs de suppléance dénommés " adjuvants de floculation ".

L'utilisation de ces réactifs s'indique pour :

- renforcer le pouvoir floculant des réactifs de base;
- corriger les caractères chimiques de l'eau soumise au traitement, son pH, son agressivité, son alcalinité bicarbonatée;
- parfaire la floculation par l'apport d'un matériau de liaison pour mieux agglomérer les flocons d'hydrate.

Les réactifs peuvent être choisis parmi les adjuvants colloïdaux inorganiques (la silice activée, diverses argiles) et les adjuvants organiques en nombre croissant.

Ainsi donc, pour notre cas, nous introduisons la chaux éteinte $Ca(OH)_2$ qui, non seulement ajuste le pH au point d'équilibre (l'introduction du sulfate d'alumine a provoqué une acidification du milieu) carbonique, mais aussi favorise la coagulation et la floculation.

Pour améliorer de manière significative la qualité des flocons formés afin que ceux-ci deviennent plus gros et décantent mieux, il suffit d'ajouter une petite dose de polyélectrolyte, comme par exemple ceux fabriqués de nos jours par la Société DIA-FROSIM

c) Décantation :

Cette étape du traitement a pour but d'éliminer, par simple action gravifique, la plus grande partie des substances minérales ou organiques polluant l'eau brute et que la floculation a séquestrées dans un enrobage d'hydroxyde en suspension, apte à se précipiter.

Les flocons qui ont grossi par agglutination entre eux tendent à descendre vers le fond du bassin décanteur, tandis que l'eau se clarifie dans les couches supérieures de la masse.

Si perfectionnés que soient les filtres, leur bon rendement est conditionné par une décantation correcte qui réduirait leur colmatage; ainsi apparaît la nécessité de choisir le type de décanteur approprié.

Dans ces conditions, nous avons le choix entre les décanteurs horizontaux et ceux verticaux. Mais les derniers, objets de notre préférence, ont à leur actif d'indéniables avantages qui en justifient l'utilisation à savoir :

- une amélioration sensible des performances par suite de l'activation des processus de floculation et décantation;
- une diminution considérable d'encombrement des installations intégrées.
- réduction des coûts d'investissements; l'entretien est grandement facilité grâce à l'évacuation automatique des boues, qui prévient tout risque d'encrassement progressif du décanteur;

- La possibilité de traiter des eaux, même les plus rétives à la clarification.

Mais à côté de ces avantages, on pourrait reprocher aux décanteurs dynamiques une certaine insuffisance de souplesse et la nécessité d'une surveillance assez serrée pour la conduite de ces appareils.

d) La filtration.

Des goulottes ou déversoirs disposés à l'extrémité du bassin permettent de recueillir en surface l'eau décantée pour l'évacuer vers les filtres au moyen d'un chenal ouvert où s'effectue la mesure du pH.

La filtration, étape finale de notre traitement a pour but de retenir dans une masse poreuse les flocons et autres particules restés en suspension au départ du décanteur ou dans l'eau brute, les filtres utilisés peuvent être : rapides ou lents, ouverts ou fermés.

Pour notre cas, nous retiendrons les filtres ouverts du fait qu'ils sont de loin les plus usuels, doués d'une grande souplesse d'appropriation aux exigences du traitement, l'épuration mécanique de l'eau est même passible d'un maximum de simplicité, d'économie de réalisation, d'efficacité et de sécurité de service dans le cas de combinaison des filtres ouverts avec un système d'auto-régulation par les pompes.

Quant à la vitesse de filtration il est à remarquer que les filtres rapides jouissent d'une supériorité incontestée sur le plan financier parcequ'ils évitent les très lourdes immobilisations qu'implique l'étendue des bassins de filtration lente. Ils sont souples, permettent des opérations commodes et rapides de nettoyage des masses filtrantes de nature à réduire les sujétions d'entretien; toutes ces considérations les placent donc au premier rang de notre choix.

V.4.- C O N C L U S I O N :

En définitive, les normes fixées par l'O.M.S. et les caractéristiques de l'eau de la retenue de Djorf-Torba nous ont fait projeter un traitement dont le schéma hydraulique est représenté sur la figure n° 1.

Le traitement consiste en une stérilisation par l'hypochloite de sodium, une coagulation floculation par le sulfate d'alumine et la chaux, une décantation dans des décanteurs dynamiques, puis une filtration rapide.

Un bref schéma d'ensemble des installations de traitement est représenté sur la figure n° 2.

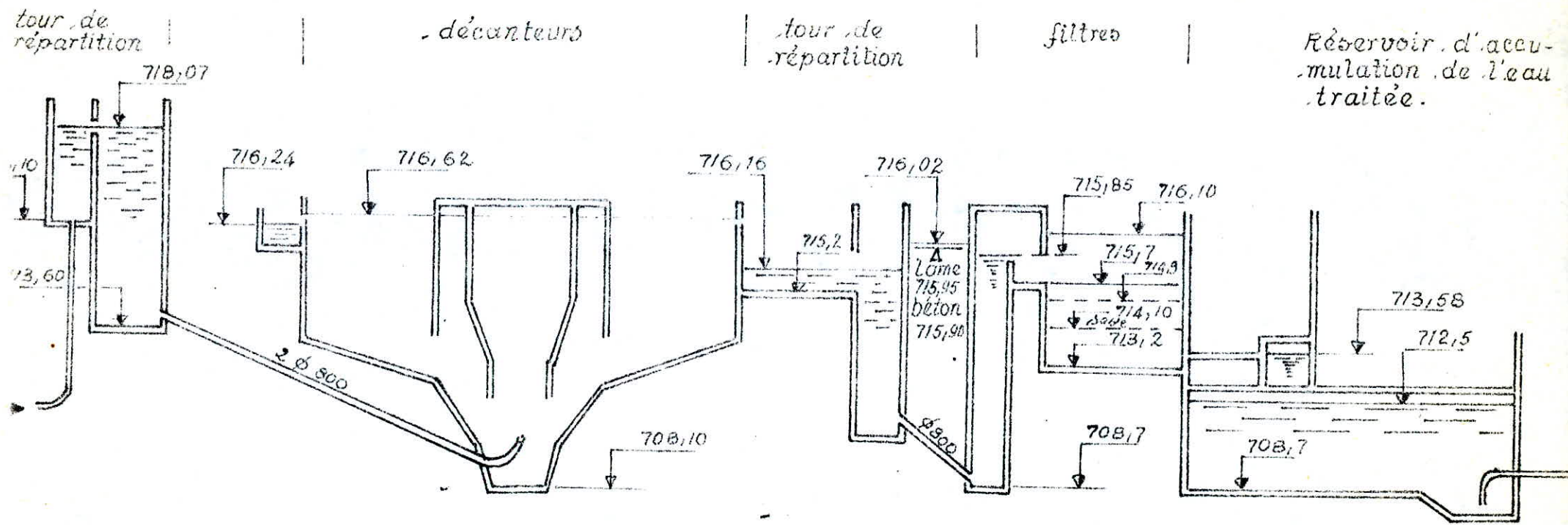


figure 1 : schéma hydraulique du traitement

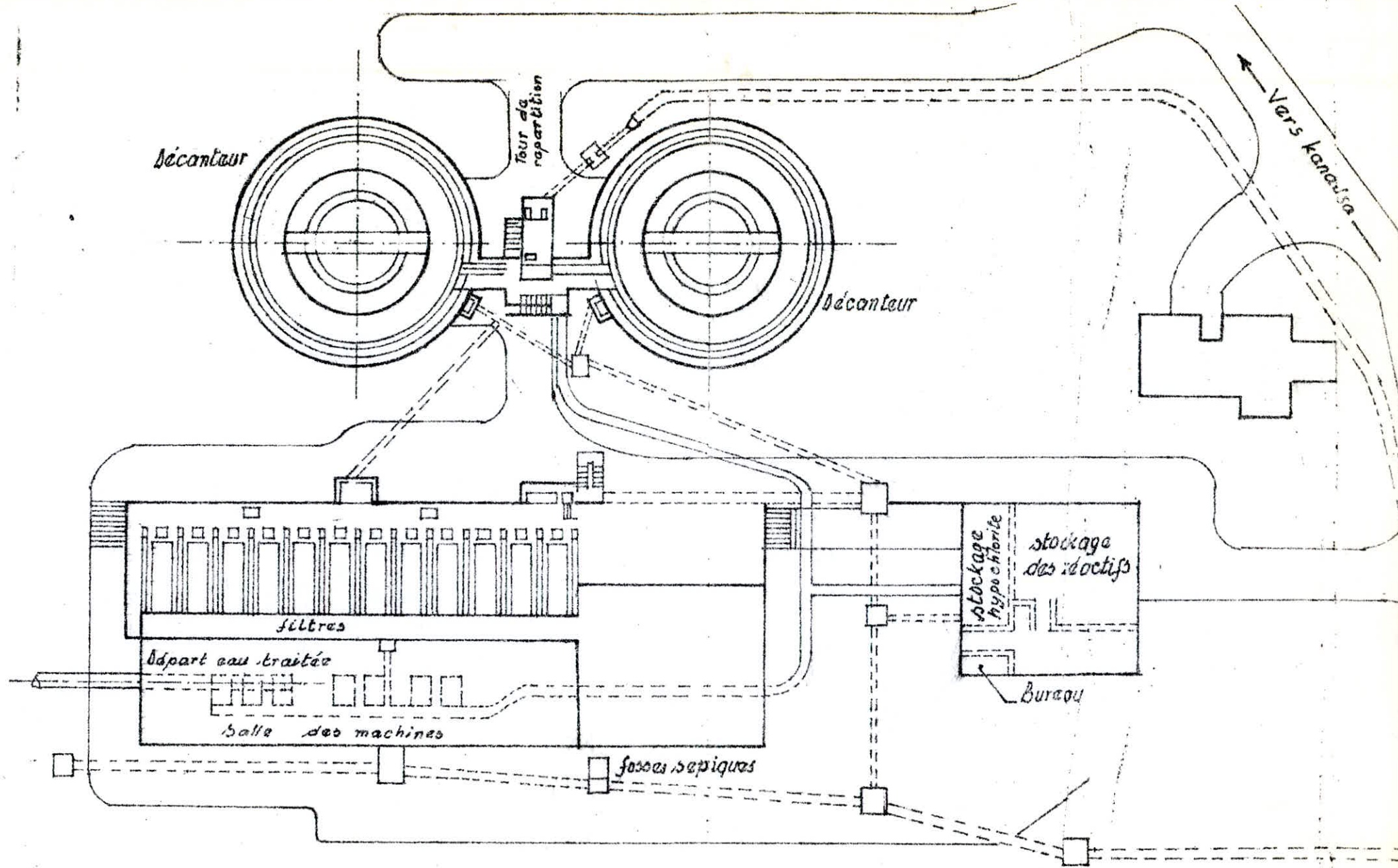


figure 2 : schéma d'ensemble des installations de traitement

VI.- R E S E R V O I R

VI.1.- Rôle :

Un réservoir est destiné à régulariser l'apport d'eau (pompes refoulant à une hauteur constante et à débit constant) et la consommation qui varie suivant l'heure de la journée. Il nous permet en cas d'accident sur la conduite d'adduction ou en cas de panne de courant électrique, de satisfaire la demande en eau de l'agglomération pendant la période que dure la panne.

Il assure la régularité de la pression dans le réseau de distribution.

En conclusion, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer, aux heures de pointes les débits maximum demandés. De plus ils permettent de combattre efficacement les incendies.

VI.2.- Choix du site d'implantation :

Le sol de fondation doit être examiné du point de vue de la capacité portante et du drainage des eaux qu'il est normal de rencontrer dans les fouilles. Le réservoir doit être couvert, à l'abri des contaminations des eaux souterraines d'infiltration des pluies et des poussières, et doit être construit en matière durable et aéré tout en restant à l'abri de la chaleur et du froid.

Une implantation correcte des réservoirs compte tenu du relief, permettra d'obtenir des dépenses minimales d'investissement et d'exploitation.

On doit tenir compte des facteurs suivants :-

- le point le plus bas à alimenter
- la hauteur du plus haut bâtiment
- les pertes de charges dans le bâtiment
- les pertes de charges à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

VI.3. Capacité et dimensionnement des réservoirs :

a) Variante.-I-.

. Réservoir de Béchar :

Pour la ville de Béchar, il faut un débit maximum journalier de $Q_{j,max} = 71712 \text{ M}^3/\text{J}$. Par conséquent, les pompes de la station de pompage n° 2 (voir paragraphe VII) doivent refouler un débit $Q_2 = K_p (Q_{j,max} + Q_{ri})$.

. Q_{ri} = réserve d'incendie = $1.440 \text{ M}^3/\text{J}$.

. K_p = coefficient de gaspillage et de fuite $K_p = 1,12$

D'où

$$.Q_2 = 1,12 (71712 + 1440) = 81930,24 \text{ M}^3/\text{J}.$$

Pour le calcul du volume, on prend en compte les variations de consommation suivant les heures de la journée, ce qui se caractérise par des coefficients horaires variables suivant les populations.

Les calculs présentés dans le tableau n° 4 nous donnent pour le réservoir de Béchar un volume de 5.400 M^3 , ce qui conduit à la projection de trois (3) cuves jumelées de 1.800 M^3 chacune pour lesquelles une hauteur d'eau de 4 M . donne un diamètre $D = 24 \text{ m}$.

. Réservoir de Kenadsa :

Si nous menons le même raisonnement que précédemment pour le réservoir de Kenadsa, on a :

$$.Q_3 = K_p (Q_{j,max} + Q_{ri}) \quad \text{où} \quad K_p = 1,12$$

$$.Q_{j,max} = 5443,20 \text{ M}^3/\text{J}.$$

$$.Q_{ri} = 1440 \text{ M}^3/\text{J}.$$

$$Q_3 = 7709,18 \text{ M}^3/\text{J}.$$

21

HEURES	Coef. hor. ah %	apport. QIIB (M3/H)	conso. Hor. . QIIBX24X24Xah 100	C U M U L		DIFFERENCE APP-CONSO.	
				APPORT	CONSOM.	+	-
0-1	3,35	3413,76	2744,66	3413,76	2744,66	669,10	-
1-2	3,25	"	2661,73	6827,52	5407,39	1420,13	-
2-3	3,30	"	2703,70	10241,28	8111,09	2130,19	-
3-4	3,20	"	2621,77	13655,04	10732,86	2922,18	-
4-5	3,25	"	2662,73	17068,80	13395,59	3673,21	-
5-6	3,40	"	2785,63	20482,56	16181,22	4301,34	-
6-7	3,85	"	3154,31	23896,32	19335,53	4560,79	-
7-8	4,45	"	3645,90	27310,08	22981,43	4328,65	-
8-9	5,20	"	4260,37	30723,84	27241,80	3482,04	-
9-10	5,05	"	4137,48	34137,60	31379,28	2758,32	-
10-11	4,85	"	3973,62	37551,36	35352,90	2198,46	-
11-12	4,60	"	3768,79	40965,12	39121,69	1843,43	-
12-13	"	"	"	44378,88	42890,48	1488,40	-
13-14	4,55	"	3727,82	47792,64	46618,30	1174,34	-
14-15	4,75	"	3891,69	51206,40	50509,99	696,41	-
15-16	4,70	"	3850,72	54620,16	54360,71	259,45	-
16-17	4,65	"	3809,70	58033,92	58170,47	-	136,55

17-18	4,35	3413,76	3563,97	61734,68	61734,44	-	286,76
18-19	4,40	"	3604,93	64861,44	65339,37	-	477,93
19-20	4,30	"	3523,00	68275,20	68862,37	-	587,17
20-21	"	"	"	71688,96	72385,37	-	696,41
21-22	4,20	"	3441,07	75102,72	75826,44	-	723,72
22-23	3,75	"	3072,38	78516,48	78898,82	-	382,34
23,24	3,70	"	3031,42	81930,24	81930,24	-	-

$$\text{VOLUME} = 4560,79 + 723,72 = 5284,51 \text{ M}^3$$

$V = 5.400 \text{ M}^3 \implies 3$ cuves jumelées 1800 M³ chacune.

$$h = 4 \text{ m} \implies V = h \cdot \frac{\pi D^2}{4} = D \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \times 1800}{4 \times 3,14}} = 23,94$$

$\implies D = 24 \text{ m.}$ et $h = 4 \text{ m.}$

Les calculs présentés dans le Tableau n° 5 nous donnent :-

- . Volume $V = 1.500 \text{ M}^3$
- . Hauteur d'eau : $H = 4 \text{ m.}$
- . Diamètre $D = 22 \text{ m.}$

. Réservoir d'accumulation de Kenadsa :

Ce réservoir sert à accumuler l'eau qui sera reprise par refoulement et envoyée dans les réservoirs de Béchar et Kenadsa.

De ce fait, convenons de fixer son volume à $V = 2.200 \text{ m}^3$, ce qui semble normal dans la mesure où les stations de pompage n° 2 et n° 3 fonctionnent 24 Heures sur 24 et le réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir de mise en charge.

Une hauteur d'eau de quatre (4) mètres, confère à ce réservoir un diamètre $D = 28 \text{ m.}$

. Réservoir de charge surelevé :

D'une hauteur de 40 m., ce réservoir est destiné à alimenter le réservoir d'accumulation de Kenadsa par gravité. Le calcul de sa capacité est basée sur la nécessité de maintenir la conduite gravitaire toujours pleine.

Ce calcul fait appel au temps de fermeture des vannes en aval de cette conduite, lesquelles fermetures pourraient engendrer des coups de bélier.

Mais nous conviendrons de fixer ce volume à $V = 750 \text{ M}^3$; dans l'espoir que le calcul du coup de bélier sera fait plus loin. Ainsi pour une hauteur d'eau de 4 m., nous projetons un réservoir de 16 m. de diamètre.

. Réservoir d'accumulation de l'eau traitée :

Ce réservoir est d'une nécessité impérieuse du fait qu'il est destiné à accumuler l'eau traitée avant le transport de celle-ci par la canalisation.

Heures.	coef. hor an %	apport Q ^c II (M3/H)	conso. Hor. Q ^c II KX24Xah 100	C U M U L E		DIFFERENCE APP-CONSO.	
				apport - M3	consom. M3	+	-
0 - 1	1,5	321,22	115,64	321,22	115,64	205,58	
1 - 2	"	"	"	642,43	231,28	411,15	
2 - 3	"	"	"	963,55	346,92	616,73	
3 - 4	"	"	"	1284,86	462,56	822,30	
4 - 5	2,5	"	192,73	1606,08	655,29	950,79	
5 - 6	3,5	"	269,82	1927,30	925,11	1002,19	
6 - 7	4,5	"	346,91	2248,51	1272,02	976,49	
7 - 8	5,5	"	424,00	2569,73	1696,02	873,71	-
8 - 9	6,25	"	481,82	2890,94	2177,84	713,10	-
9 - 10	"	"	"	3212,16	2659,66	552,50	-
10 - 11	"	"	"	3533,38	3141,48	391,90	-
11 - 12	"	"	"	3854,59	3623,30	231,29	-
12 - 13	5	"	385,46	4175,81	4008,76	167,05	-
13 - 14	"	"	"	4497,03	4394,22	102,81	-
14 - 15	5,5	"	424,00	4818,25	4818,22	0,03	-
15 - 16	6	"	462,55	5139,47	5280,77	-	141,30
16 - 17	"	"	"	5460,69	5743,32	-	282,63
	5,5	"	424,00	5781,91	6167,32		385,41

25

18 - 19	5	321,22	385,46	6103,13	6552,78	-	449,65
19 - 20	4,5	"	346,91	6424,35	6899,69	-	475,65
20 - 21	4	"	308,37	6745,57	7208,05	-	462,49
21 - 22	3	"	231,28	7066,79	7439,34	-	372,55
22 - 23	2	"	154,18	7388,01	7593,52	-	205,51
23 - 24	1,5	"	115,64	7709,18	7709,16	0,02	

$$\nabla = 1002,19 + 475,34 = 1477,53 = 0$$

$$V = 1.500 \text{ M3}$$

$$H = 4 \text{ m.} \implies D = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} = \sqrt{\frac{4 \times 1500}{3,14 \times 4}} = 21,36$$

$$\times \times \quad D = 22 \text{ m.}$$

Il doit constamment être en eau et alimenter le réservoir de mise en charge par l'intermédiaire des pompes de la station n° 1.

Estimée à 2.500 M3, la capacité de ce réservoir semblerait suffisante pour un bon fonctionnement du réseau.

Dans ces conditions nous projetons un réservoir de 26 m. de diamètre avec une hauteur d'eau de 5 m.

b) Variante.-II-.

Le réservoir de Béchar et le réservoir d'accumulation de l'eau traitée étant communs aux deux variantes, nous nous contenterons à présent de calculer le réservoir d'accumulation du second relèvement (à KENADSA).

Non seulement que ce réservoir sert de source pour la station de pompage n° 2 mais aussi il alimente directement la ville de Kénadsa par gravité de par son emplacement.

Ainsi donc, pour le calcul de sa capacité, lequel est présenté dans le tableau n° 6, il a été pris en compte l'apport (débit arrivant) et la consommation (aussi bien par les habitants de Kenadsa que par la station de pompage n° 2.).

Dans ces conditions, soulignons que les pompes de la station n° 1 refoulent un débit :

$$Q_1 = K_p (Q_{jk}^{\max} + Q_{jm}^{\max} + Q_{ri}) + Q_2$$

K_p : coefficient de gaspillage et de fuite $K_p = 1,12$

Q_{jk}^{\max} : débit maximum journalier pour Kénadsa.

Q_{jm}^{\max} : débit maximum journalier pour Mennouna

Q_{ri} : réserve d'incendie = 1.440 M3/J.

Q_2 : débit refoulé par les pompes de la S.P.2.

.../...

Dans le chapitre " estimation des besoins en eau " : on a :

$$\cdot Q_{jk}^{\max} = 5443,20 \text{ M}^3/\text{J}.$$

$$\cdot Q_{jm}^{\max} = 4060,60 \text{ M}^3/\text{J}.$$

Par ailleurs $Q_2 = 81930,24 \text{ M}^3/\text{J}.$

d'où :

$$Q_1 = 12257,28 + 81930,24 = 94187,52 \text{ M}^3/\text{J}.$$

soit un débit horaire :

$$Q_1^C = 3924,48 \text{ M}^3/\text{H}.$$

Le tableau n° 6 nous donne les résultats suivants :

- volume = 2.400 M³ (2 X 1200 M³).
- Hauteur d'eau = 4 M.
- Diamètre = 20 M.

--- RESERVOIR D'ACCUMULATION DE KENADSA (2ème relèvement) ---

TABLEAU N° 6

Heures	appor. Hor. Q2 (M3/h)	Coeff. Hor. an.	conso. - Hor.		C U M U L E E		app. Conso.
			Q'2 X 24 X ah 100	Q2 (M3/h)	apport	conso.	
0.1	3924,48	1,5	183,86	3413,76	3924,48	3597,62	326,86
1.2	3924,48	1,5	183,86	3413,76	7848,96	7195,24	653,72
2.3.	3924,48	1,5	183,86	3413,76	11773,44	10792,86	980,58
3.4.	3924,48	1,5	183,86	3413,76	15697,92	14390,43	1307,44
4.5.	3924,48	2,5	306,43	3413,76	19622,40	18110,67	1511,73
5.6.	3924,48	3,5	429,00	3413,76	23546,88	21953,43	1593,45
6.7.	3924,48	4,5	551,58	3413,76	27471,36	25918,77	1552,59
7.8.	3924,48	5,5	674,15	3413,76	31395,84	30006,63	1389,16
8.9.	3924,48	6,25	766,08	3413,76	35320,32	34186,52	1133,80
9.10.	3924,48	6,25	766,08	3413,76	39244,80	38366,36	878,44
10.11.	3924,48	6,25	766,08	3413,76	43169,28	42546,20	623,08
11.12.	3924,48	6,25	766,08	3413,76	47093,76	46726,04	367,72
12.13	3924,48	5	612,86	3413,76	51018,24	50752,56	265,58
13.14.	3924,48	5	612,86	3413,76	54942,72	54779,28	163,44
14.15.	3924,48	5,5	674,15	3413,76	58867,20	58867,19	0,01
15.16.	3924,48	6	735,44	3413,76	62791,68	63016,39	- 224,71
16.17.	3924,48	6	735,44	3413,76	66716,16	67165,59	- 449,43

Suite du tableau N° 6

29	17.18	3924,48	5,5	674,15	3413,76	70640,69	71253,50	- 612,86
	18.19	3924,48	5	612,86	3413,76	74565,12	75280,12	- 715
	19.20	3924,48	4,5	551,58	3413,76	78489,60	79245,46	- 755,86
	20.21	3924,48	4	490,29	3413,76	82414,08	83149,51	- 735,43
	21.22	3924,48	3	367,72	3413,76	86338,56	86930,99	- 592,43
	22.23	3924,48	2	245,15	3413,76	90263,04	90589,87	- 326,83
	23.24	3924,48	1,5	183,86	3413,76	94187,52	94187,49	0,03

$$V = 1593,45 + 755,86 = 2349,31 =$$

$$V = 2400 \text{ M}^3 \implies 2 \text{ cuves jumelées de } 1.200 \text{ M}^3 ==$$

$$h = 4 \text{ m} \implies D = \sqrt{\frac{4 \times 1200}{4 \times 3114}} = 19,55 \text{ m.} \implies D = 20 \text{ m.}$$

Tableau récapitulatif de dimensionnement
des réservoirs

Tableau n° 7

	Variantes	Volumes	Diamètres	Nombre
Réservoir d'accumulation de premier relèvement	I et II	2500 M3	26 m	1
Réservoir de charge surelevé	I	750 M3	16 m.	1
Réservoir d'accumulation de Kénadsa	I	2200 M3	28 m.	1
Réservoir de Kénadsa	I	1500 M3	22 m.	1
Réservoir de Béchar	I et II	3 X 1800 M3	24 m.	3
Réservoir d'accumulation de deuxième relèvement	II	2 X 1200 M3	20 m.	

VI.4.- Equipement du Réservoir.

L'équipement des réservoirs et en particulier leur fontainerie doit leur permettre de remplir les diverses fonctions que l'on attend d'eux, lesquelles peuvent se résumer en :

- réception de l'adduction
- départ de l'eau vers la distribution
- trop - plein
- vidange
- by - pass
- matérialisation de la réserve d'incendie.

a) Arrivée de l'adduction (voir figure 3)

Pour des raisons de bonne exploitation, la conduite d'arrivée trouve son emplacement à la partie supérieure du réservoir où elle parvient par surverse, son extrémité noyée.

Mais cette forme d'arrivée peut engendrer un retour de l'eau par siphonnage et pour y remédier, la mise en place d'un clapet sur l'arrivée s'impose. Un robinet - flotteur ou une liaison moteur-réservoir permet d'arrêter la pompe dès que le réservoir se remplit.

b) départ de la distribution (voir figure 3)

Pour éviter une éventuelle introduction des boues ou de sable dans la conduite de distribution, celle-ci doit prendre départ à 0,15 m. ou 0,20 m. au dessus du radier.

Son extrémité (entrée) est munie d'une crépine qui peut être simple ou en acier galvanisé selon que la distribution se fait par gravité ou par refoulement.

c) Trop-plein (voir figure 4)

Destinée à empêcher l'eau de dépasser un niveau déterminé, cette conduite doit pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir.

Disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir, sa section transversale circulaire a pour rayon R tel que :

$$Q = 11,15 \cdot R \cdot h^{3/2}$$

Pour éviter une éventuelle introduction d'animaux ou de moustiques dans la conduite, on aménage un joint hydraulique constitué par un siphon.

d) vidange (voir figure 4)

Elle est assurée par une conduite qui part du fond du réservoir, afin de pouvoir évacuer les dépôts. Un souci d'économie exige que cette conduite communique avec celle du trop plein.

e) By-pass (figure 3)

Il arrive souvent que pour des raisons de nettoyage ou de vidange des réservoirs (surtout si ceux-ci ne sont pas compartimentés), l'arrivée de l'adduction soit directement déviée dans la conduite de distribution.

Cette liaison qui se fait par la conduite de by-pass permet d'assurer une distribution continue au cas où le réservoir serait soumis à des travaux de vidange, nettoyage ou autres.

F) Matérialisation de la réserve d'incendie (figure 5)

Le volume d'eau réservé et stocké dans le réservoir pour l'extinction de l'incendie ne devrait être reprise qu'en cas de nécessité, ce qui nous conduit à le matérialiser comme l'indique la figure 5.

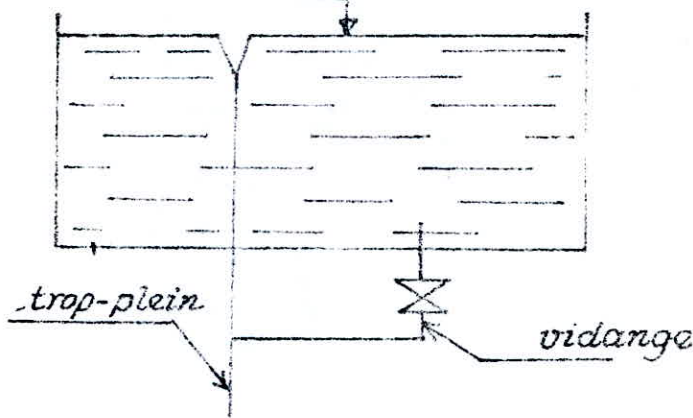
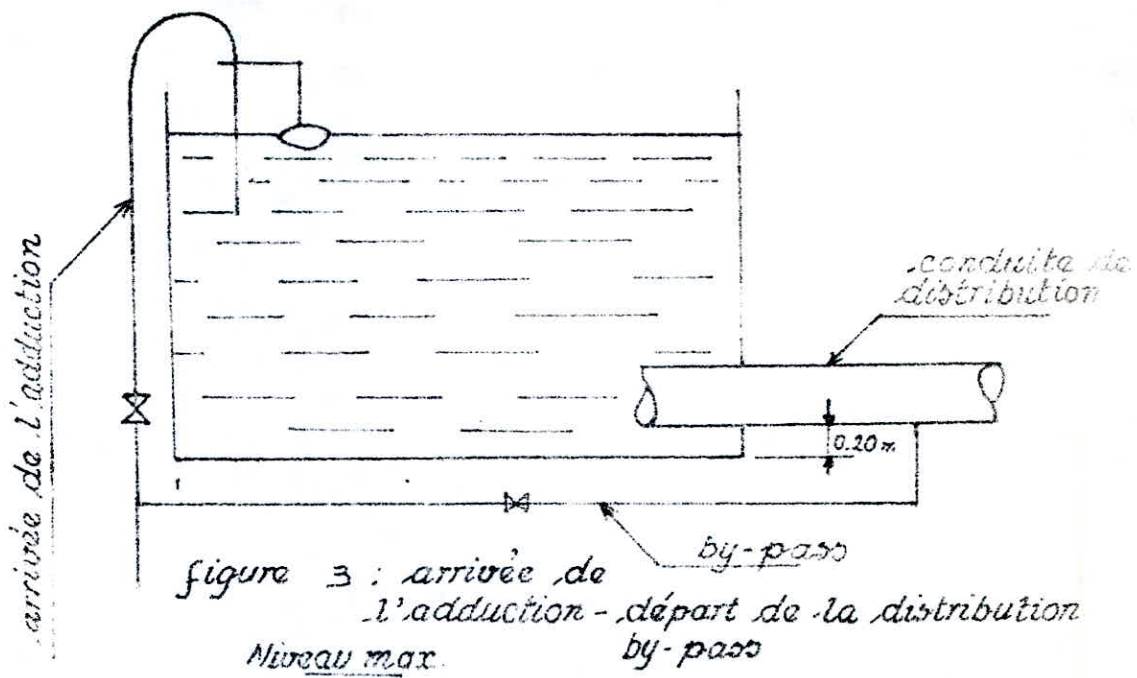


figure 4 : trop-plein ; vidange

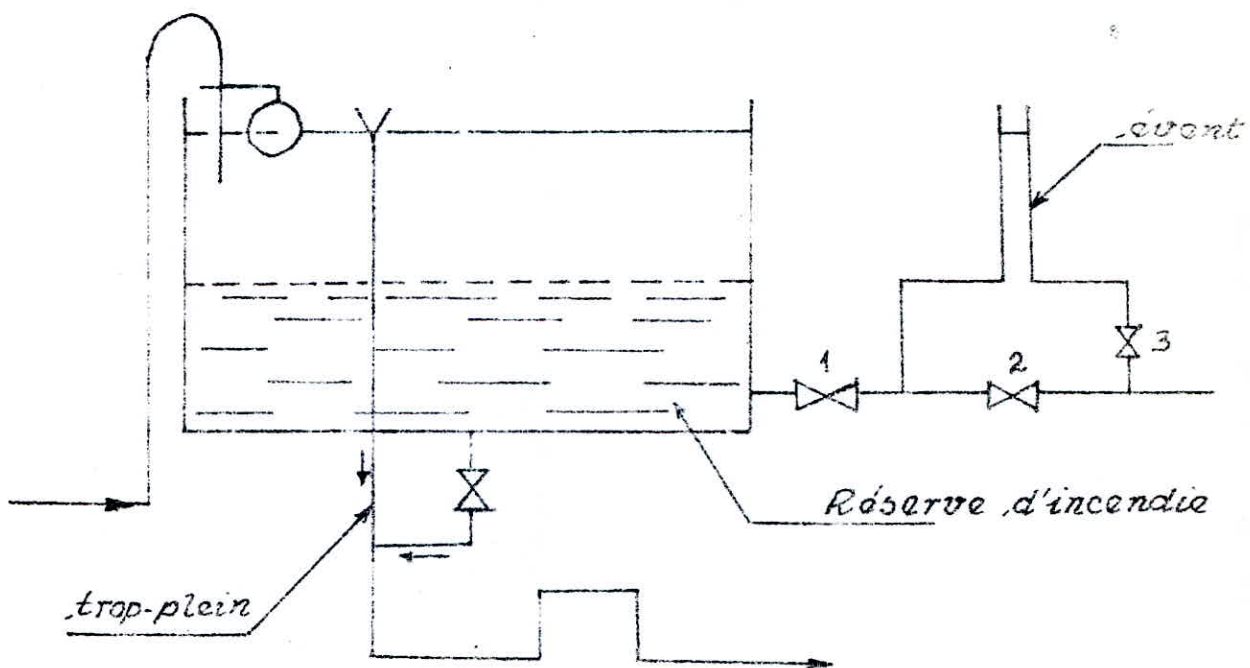


figure 5 : Réserve d'incendie

VII.- ADDUCTION

VII.1.- Choix du tracé :

Après son périple à travers les différents ouvrages de traitement, l'eau rendue potable est stockée dans un réservoir d'accumulation d'où elle sera véhiculée vers les lieux de son utilisation par une conduite d'adduction.

L'établissement de celle-ci nécessite le respect, dans la mesure du possible, de certains impératifs à savoir :-

- l'examen des conditions dans lesquelles devra être établie cette canalisation, aussi bien du point de vue technique qu'économique.
- le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation.
- le profil en long doit être aussi régulier que possible.
- Aux points hauts du tracé peuvent se former des cantonnements d'air difficile à évacuer; ainsi apparait la nécessité d'éviter autant que possible des contre-pentes.
- pour faciliter l'acheminement du matériel, il est souhaitable de suivre les accotements des routes.
- conception en plan du tracé de manière à ce que les coudes soient largement ouverts pour éviter les butées importantes.

VII.2.- Conditions économiques :

Une fois le tracé adéquat choisi, il se pose le problème de dimensionnement de la conduite d'adduction. A cet effet, il existe un diamètre dit économique résultant des deux tendances suivantes :-

- les frais d'amortissement de la conduite qui varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, dans les mêmes conditions de débit véhiculé.
- les frais d'exploitation qui varient en sens inverse du diamètre de la conduite.

../..

VII.3.- Suggestion des Variantes :

Afin de dimensionner de manière technique et économique notre conduite d'adduction, nous nous proposons en liaison avec les contraintes ci-dessus, d'étudier deux variantes de tracé :-

- la première, schématisée sur la figure n° 6, comporte :

. un relèvement depuis le réservoir d'accumulation de l'eau traitée (RA1) jusqu'au réservoir de charge surelevé (R.C.S.) sur une longueur de 2.219 m.

. une adduction gravitaire depuis le réservoir de charge (R.C.S.) jusqu'au réservoir d'accumulation de KENADSA (R.A.K.) sur une longueur de 31.838 m.

. Du réservoir d'accumulation de KENADSA, l'eau est refoulée respectivement vers les réservoirs de KENADSA (R.K.) et de Béchar (R.B.).

Ces refoulements sont longs respectivement de 246 mètres et de 20.263 mètres. Les côtes de départ et d'arrivée sont mentionnées sur la figure n° 6.

- La deuxième variante, schématisée sur la figure n° 7 comporte :-

. un premier relèvement depuis le R.A.1 jusqu'au réservoir d'accumulation de KENADSA (R.A.K.) sur une longueur de 32158 mètres.

. Un deuxième relèvement depuis le (R.A.K.) jusqu'au réservoir du réseau de Béchar (R.B.) distant de 19.263 mètres. Les côtes sont indiquées sur la figure n° 7.

L'étude comparative de ces deux variantes s'achemine de la manière suivante :

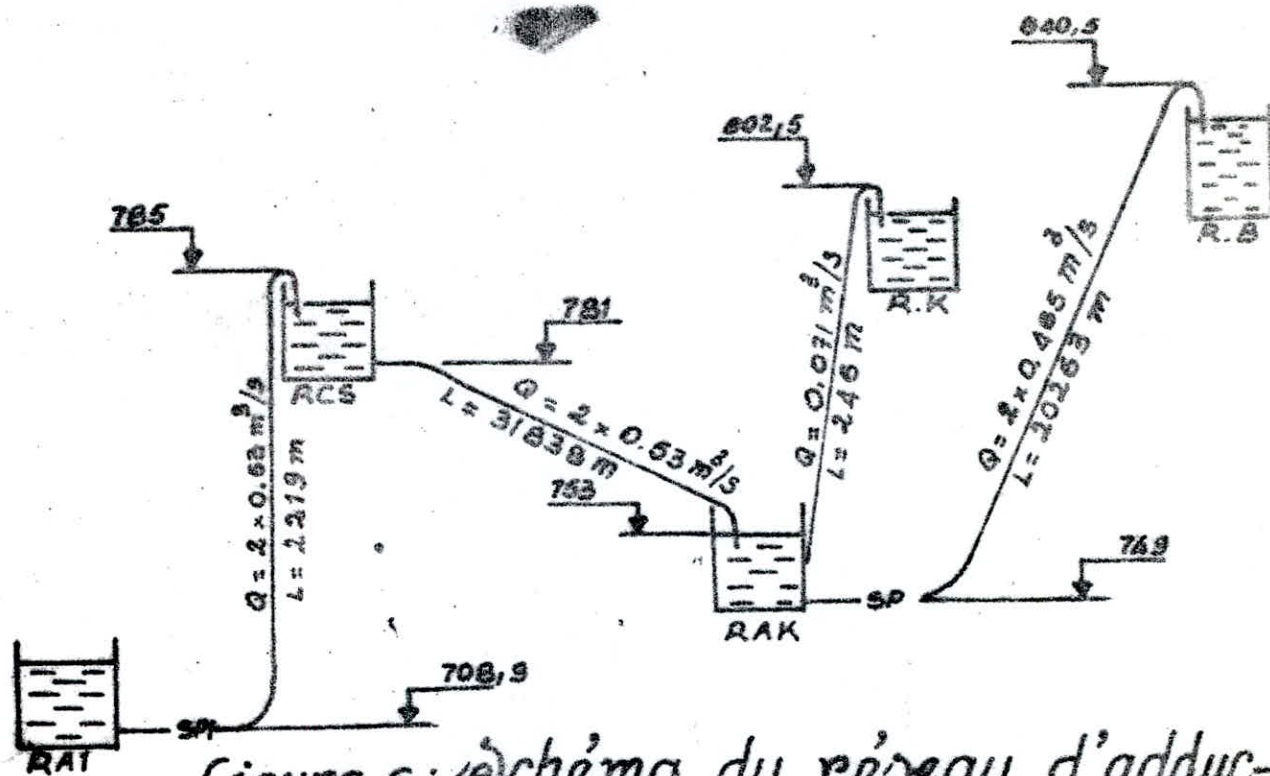


figure 6: schéma du réseau d'adduction (variante 1)

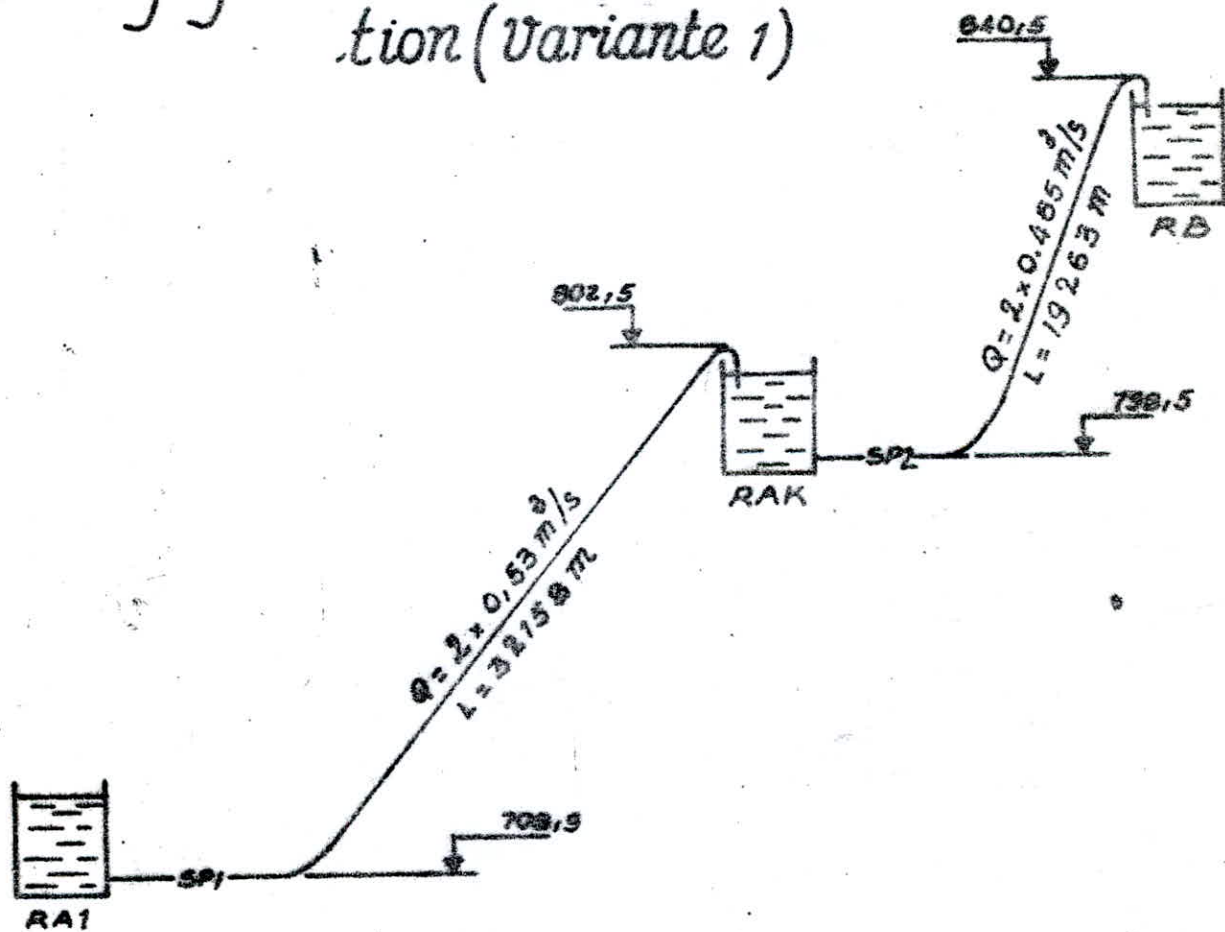


figure 7: schéma du réseau d'adduction (variante 2)

VII.4.- Formules utilisées :

Pour se faire une idée de la valeur approximative du diamètre économique, on peut utiliser la formule empirique :

$$D = K Q^{\alpha}$$

où

K et α coefficients qui varient selon les auteurs

D - diamètre économique

Q - Débit véhiculé

D'après J. BONNIN, K = 1 $\left[\sqrt{\frac{S}{m}} \right]$ et $\alpha = 0,5 [-]$

d'où

$$D = \sqrt{Q} \quad (2)$$

Pour ensuite améliorer la précision, nous ferons les calculs pour une série de diamètres inférieurs et supérieurs à la valeur donnée par la formule (2) ci-dessus.

Mais pour ces diamètres l'épaisseur de la conduite doit être choisie de manière à lui permettre de supporter la pression de l'eau; dans ces conditions notons que les conduites du tableau n° 8 sont conçues pour supporter des pressions de 20 bars.

a) Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont de deux types : les pertes de charge linéaires et les pertes de charges singulières.

Les premières sont dues au frottement de l'eau contre les parois des canalisations. Elles sont données par la formule :

$$\Delta H_f = j \cdot L$$

où le gradient de pertes de charges j est calculé par la formule de DARCY - WEISSBACH

$$J = \frac{f}{Dh} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (3)$$

avec :

Dh : diamètre hydraulique de la conduite (m)
 V : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)
 f : coefficient de frottement, adimensionnel.

Plusieurs formules modernes permettent de calculer le coefficient f selon le régime. Mais la formule de Colebrook (formule n° 4) permet par itérations, de trouver la valeur de f pour tout régime.

$$f_c = \left[-0,86 \ln \left(\frac{\epsilon/Dh}{3,7} + \frac{2,51}{iRe \sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad (4)$$

Ainsi, nous démarrons les itérations par une valeur approximative du coefficient f donnée par la formule (N° 5) de Nikwradse.

$$f_n = \left[1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{Dh} \right]^{-2} \quad (5)$$

où

ϵ/Dh rugosité relative de la conduite

ϵ - rugosité absolue de la conduite m

$$\epsilon = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m [1 page 460]}$$

iRe - nombre de Reynolds.

$$iRe = \frac{VD}{\nu}$$

ν - viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s (pour l'eau à 20° C).}$$

Les pertes de charge singulières occasionnées par les robinets, vannes, ventouses, etc... sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires, on a donc :

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_f$$

$$\Delta H_T = \Delta H_f + \Delta H_s = 1,15 \Delta H_f$$

$$\Delta H_T = 1,15 \Delta H_f \quad (6)$$

b) Hauteur manométrique totale Symbolisée par HmT,
Elle représente la hauteur totale sur laquelle l'eau doit être élevée, elle comprend :-

- la hauteur géométrique de refoulement Hg donnée par la différence de niveau entre les plans de départ à l'aspiration et l'arrivée de la conduite au réservoir.
- les pertes de charge totale au refoulement (ΔH_T)
- les pertes de charge à l'aspiration ΔH_a

Donc :

$$HmT = Hg + \Delta H_T + \Delta H_a \quad (7)$$

c) Puissance absorbée par la pompe :

Elle est donnée par la formule (8)

$$P = \frac{9,81 Q \cdot HmT}{\eta} \quad [1 \text{ Page } 127] \quad (8)$$

P - puissance [kw]

Q - débit refoulé [m³/s]

HmT . hauteur manométrique totale [m]

η - rendement de la pompe ($\eta = 0,8$).

d) frais d'amortissement

Ces frais sont constitués par le prix de revient de la conduite, de la fourniture jusqu'à la pose. Nous supposons la conduite amorti sur une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" selon la formule (9)

../..

$$A = i \cdot \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (9)$$

où :

- i - taux d'intérêt (%)
- n - durée d'exploitation (années)
- A - annuité -

pour notre cas ,

- $i = 8 \%$
- $n = 30 \text{ ans}$

par conséquent $A = 0,089$

Les frais d'amortissement sont obtenus en multipliant le prix de revient de la conduite par l'annuité.

e) Frais d'exploitation.

Ils représentent les dépenses occasionnées pour relever l'eau à la hauteur manométrique désirée. Leur calcul fait appel au système de tarification de l'énergie en vigueur à la SO.N.EL.GAZ. selon lequel nous avons :-

$$R = a + C.Pc + d . Pa + Eh.e \quad (10)$$

où :

- R - Prix mensuel de l'énergie [DA/mois]
- a - redevance fixe mensuelle [DA/mois]
- Pc - puissance mise à disposition [Kw]
- e - terme de puissance mise à disposition [DA/Kw/mois]
- Pa - puissance maximum absorbée [Kw]
- d - terme de puissance maximum absorbée [DA/Kw/mois]
- Eh - Energie mensuelle consommée (Kwh)
- e - Prix unitaire de l'énergie ($e = 0,19 \text{ DA/Kwh}$).

../..

VII.5.- Etude des variantes

VII.5.1.- Variante n° 1 :-

a) Tronçon R.A1 - R.C.S.

R.A.1. - réservoir d'accumulation n° 1

R.A. S. - réservoir de charge surelevé.

Le schéma de calcul est représenté sur la figure n° 6 a)

- Caractéristique du refoulement

débit : $Q = 1,052 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur géométrique : $H_g = 76,10 \text{ m.}$

Longueur de la conduite : $L = 2219 \text{ m.}$

Le calcul approximatif du diamètre économique par la formule de Bonnin (2) nous donne un diamètre normalisé de $D = 1.000 \text{ mm.}$

Mais, dans la gamme des tuyaux en acier mis à notre disposition, le diamètre maximum est de 800 mm. Par conséquent, nous sommes emmenés à envisager deux conduites en parallèle véhiculant un débit $Q_0 = \frac{Q}{2} = 0,53 \text{ m}^3/\text{S.}$ ce qui nous confère un diamètre économique approximatif de $D_0 = 700 \text{ mm.}$

Pour différents diamètres, nous retrouvons le prix du tuyau dans le bordereau livré par la S.M.S. (voir tableau n° 8)

.../...

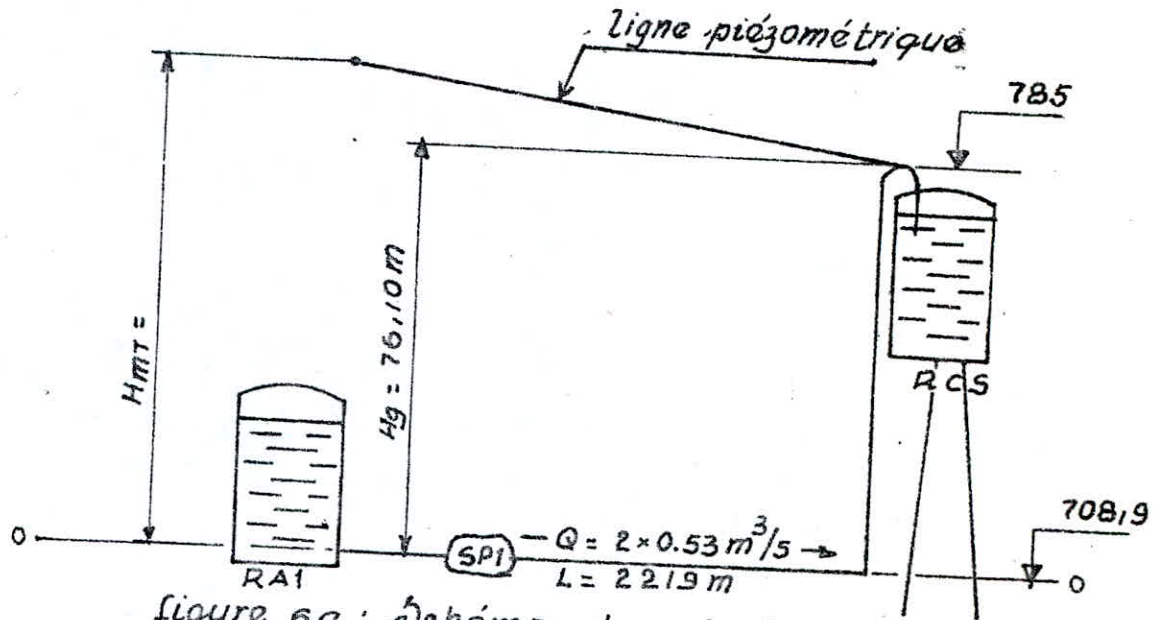


figure 6a : schéma de calcul du tronçon RA1-RCS (variante I)

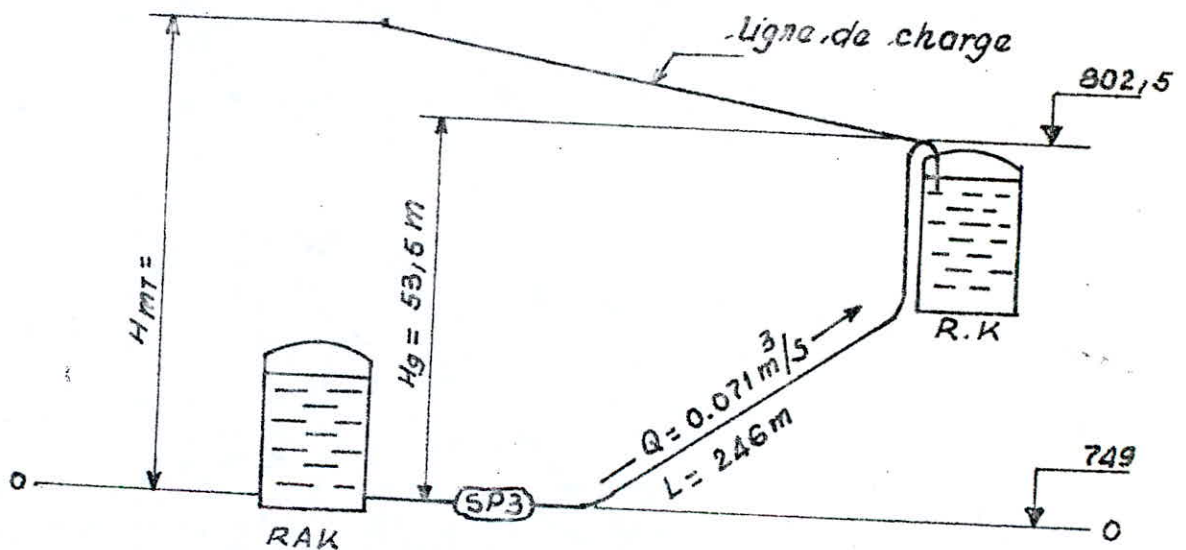


figure 6b : schéma de calcul du tronçon RAK-R.K (variante I)

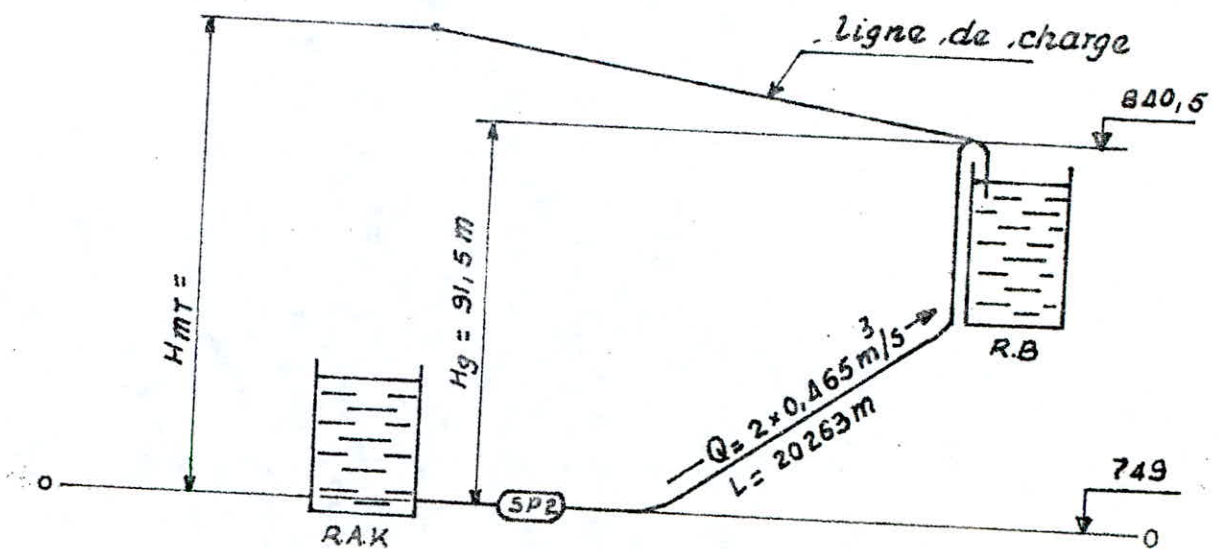


TABLEAU N° 5

Ø	400		500		600		700		800		
	EP.	NU	ENROBE	NU	ENROBE	NU	ENROBE	NU	ENROBE	NU	ENROBE
4		218,72	322,23	-	-	-	-	-	-	-	-
4,5		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5		273,04	389,21	303,38	432,05	368,54	516,54	-	-	-	-
6		326,79	455,58	363,57	506,29	436,97	608,86	510,37	708,43	582,78	803,17
6,35		345,45	478,52	384,60	532,23	462,41	640,24	538,25	744,64	-	-
7		380,20	521,37	423,27	579,89	508,89	697,58	594,52	812,03	679,67	917,21
7,14		387,54	530,42	431,58	590,15	519,17	710,24	606,76	829,11	-	-
11,13		-	-	-	-	-	-	939,69	1237,28	-	-
7,92		-	-	478,11	-	-	-	-	-	-	-
15,88		-	-	-	-	-	-	1331,83	-	-	-

S.N.S. - D.T.T.P.P.

UNITE :GROS-TUBES

"REGHAIA.

- Tableaux de calcul

Prise de la conduite .Tableau n° 9.1a

Diamètres ϕ (mm)	Prix du mètre linéaire P_u (DA/ml)	longueur L (m)	Prix de la conduite $P_c = P_u \times L$ (10^6 DA)
600	698	2219	1,548
700	814	"	1,806
800	917	"	2,034

.. Tableau des HmTTableau 10-1 a

Diamètres ϕ [mm]	Rugosités relatives ϵ/Dh [10^{-3}]	Nombre de Reynolds Re [10^6]	Coefficients de frottement f [H_0^{-2}]	Pertes de charges totale Δh [m]	HmT [m]
600	0,67	1,118	1,857	13,98	90,08
700	0,57	0,958	1,804	6,37	82,47
800	0,50	0,838	1,764	3,06	79,16

. Frais d'exploitationTableau n° 11-1 a

Diamètres ϕ (mm)	Puissance absorbée P [kw]	consommation annuelle d'énergie Ehan [10^6 Kwh]	Prix de l'énergie R [10^6 DA]
600	581,05	5,09	0,048
700	531,94	4,66	0,964
800	510,58	4,47	0,925

. Frais du Génie-Civil

Pour les travaux de génie-civil, nous estimons les prix des réservoirs comme suit, conformément aux informations reçues à la D.G.I.H. :

Réservoir surelevé : 13.10^6 DA

Réservoir d'accumulation n° 1 : $5,5.10^6$ DA

Soit un total de $f_{G-C} = 18,5. 10^6$ DA.

. Frais des équipements électro-mécaniques.

Nous les estimons à 100 DA/l/s/m de Hmt.

Pour le débit de $Q_0 = 526$ l/s, on a :

Tableau n° 12-1a

Diamètre \varnothing [mm]	HmT [m]	Frais des équipements électro-mécaniques $F_{eq} = 100 \times Q_0 \times HmT$ [10^6 DA]
600	90,08	4,738
700	82,47	4,337
800	79,16	4,163

. Bilan des investissements

Tableau N° 13-1-a

Diamètres \varnothing (mm)	Prix de la conduite P_c [10^6 DA]	Prix du génie-civil F_{g-c} (10^6 DA)	frais des équipements électro-mécaniques F_{eq} (10^6 DA)	Investissements $I = P_c + F_{g-c} + F_{eq}$ [10^6 DA]
600	1,548	18,5	4,738	24,786
700	1,806	18,5	4,337	24,643
800	2,034	18,5	4,163	24,697

. Choix du diamètre économique :

n° 14 - 1 - a

Diamètres Ø mm	Amortissement $I_A = I \times A$ [10 ⁶ DA]	Prix de l'énergie R [10 ⁶ DA]	Frais totaux F.T = I _A + R [10 ⁶ DA]
600	2,056	1,048	3,104
700	2,023	0,964	2,987
800	2,010	0,925	2,962

Les résultats du tableau ci-dessus attestent que la conduite pour laquelle les dépenses sont moindres a pour diamètre Ø = 800 mm.

Par conséquent nous adoptons deux conduites Ø 800 pour relier le RA1 au R.C.S.-. Pour ce tronçon, les dépenses sont alors évaluées à :

$$(2 \times 2,962 \cdot 10^6) - (18,5 \cdot 10^6 \times 0,089) = 4,278 \cdot 10^6 \text{ DA.}$$

b) Tronçon R.A.K. - R.K.

R.A.K. - réservoir d'accumulation de Kenadsa

R.K. - réservoir du réseau de Kenadsa

Le schéma de calcul représenté sur la figure n° 6^b - nous donne les caractéristiques de refoulement suivantes :-

Hauteur géométrique : $H_g = 53,5$ m.Débit refoulé : $Q = 70,56$ l/sLongueur de la conduite : $L = 246$ m.Diamètre approximatif normalisé donné par la formule de Bonnin (2) $D = 300$ mm.

. Tableaux de Calcul

. Prix de la conduite

Tableau n° 9 - 1 - b

Diamètre \varnothing (mm)	Prix unitaire P_u [DA/ml]	longueur L [m]	Prix de la conduite $P_c = P_u \times L$ [10^4 DA]
250	254,65	246	6,273
300	305,34	"	7,522
400	403,70	"	9,945

. Tableau des Hmt

Tableau n° 10 - 1 - b

Diamètres \varnothing (mm)	Rugosité relative $\frac{\epsilon}{Dh}$ [10^{-2}]	nombre de Reynolds $\frac{Re}{10^6}$	Coefficients de frottement f [10^{-2}]	Pertes de charge totales DH [m]	Hmt [m]
250	0,16	0,36	2,42	1,70	55,20
300	0,13	0,30	2,23	1,07	54,57
400	0,10	0,22	2,13	0,24	53,74

.. / ..

Frais d'exploitation

Tableau n° 11 - 1-b

Diamètre \varnothing (mm)	Puissance absorbée P [kw]	consommation annuelle d'énergie [10 ⁶ Kwh]	prix de l'énergie R [10 ⁶ . DA]
250	47,715	0,418	0,087
300	47,169	0,413	0,086
400	46,453	0,407	0,085

Frais de Génie-Civil

Ici nous ne prendrons en compte que le réservoir du réseau de Kénadsa dont nous estimons le prix à $3 \cdot 10^6$ DA.

Frais des équipements électro-mécaniques

Tableau n° 12 - 1 - b

Diamètres \varnothing (mm)	HMT [m]	Frais des équipements électro-mécaniques F _{eq.} [10 ⁶ DA]
250	55,20	0,390
300	54,57	0,385
400	53,74	0,379

Bilan des investissements

Tableau n° 13 - 1 - b

Diamètres \varnothing (mm)	Prix de la conduite P _c [10 ⁴]	Prix de génie Civil F.C.C. [10 ⁴]	Frais des équipements électro-mécaniques F _{eq.} [10 ⁴]	Investissements I [10 ⁶]
250	6,273	300	39	3,453
300	7,522	"	38,5	3,462
400	9,945	"	37,9	3,478

. Choix du diamètre économique.Tableau n° 14 - 1 - b

Diamètres \varnothing (mm)	amortissement $IA = \frac{I}{A} \times A$ [10 ⁶ DA]	Prix de l'énergie R [10 ⁶ DA]	Frais totaux $F.T = I + R$ [10 ⁶ DA]
250	0,307	0,087	0,3945
300	0,3083	0,086	0,3943
400	0,310	0,085	0,395

Le tableau ci-dessus témoigne que le diamètre économique est le \varnothing 300 avec pour dépenses 394.300 DA.

c) Tronçon R.A.K. - R.B.

R.A.K. - réservoir d'accumulation de Kenadsa

R.B. - réservoir du réseau de Béchar

Comme pour le premier tronçon RA1 - RCS, nous procéderons à un dédoublement du débit.

$$Q = 0,9296 \text{ M}^3/\text{S}.$$

De ce fait, le schéma de calcul que représente la figure n° 6C) nous donne les caractéristiques suivantes pour le refoulement :

$$\text{débit : } Q_0 = Q/2 = 0,4648 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$\text{Hauteur géométrique : } H_g = 91,5 \text{ m}.$$

$$\text{Longueur de refoulement : } L = 20263 \text{ m}.$$

Le diamètre économique approximatif calculé par la formule de Bonnin s'évalue à $D = 700 \text{ mm}$.

- Tableaux de calcul

Prix de la conduite

Tableau n° 9 - 1 - C.

Diamètres \varnothing (mm)	Prix unitaire P_u (DA)	Longueur L (m)	Prix de la conduite $P_c = P_u \times L$ [10^6 DA]
600	698	20263	14,14
700	814	20263	16,49
800	917	20263	18,58

Tableau des HmT

Tableau n° 10- 1-C.

Diamètres \varnothing (mm)	rugosités relatives ξ/D_h	Nombre de Reynolds Re [10^6]	Coefficient de frottement f [10^{-2}]	Pertes de charge totales DH (m)	HmT [m]
600	0,67	0,987	1,86	99,73	191,23
700	0,57	0,846	1,81	44,96	136,46
800	0,50	0,740	1,77	22,60	114,10

Frais d'exploitation

Tableau n° 11 - 1 - C.

Diamètres \varnothing (mm)	Puissances absorbées P [kw]	consommation annuelle d'énergie Ehan [10^6 Kwh]	Prix de l'Energie IR [10^6 DA]
600	1089,92	9,547	1,970
700	777,85	6,813	1,408
800	650,34	5,696	1,175

Frais de Génie-Civil

Ils sont constitués par les dépenses relatives à la construction et l'équipement des réservoirs de Béchar et d'accumulation de Kénadsa, lesquelles s'évaluent respectivement à $9,6 \cdot 10^6$ DA et $5 \cdot 10^6$ DA, soit au total : $14,6 \cdot 10^6$ DA.

Frais des équipements électro-mécaniques

Tableau n° 12 - 1 - C.

Diamètres \varnothing (mm)	HmT (m)	Frais des équipements électro-mécaniques Féq. [10^6 DA]
600	191,73	8,872
700	136,46	6,285
800	114,10	5,294

Bilan des Investissements

Tableau n° 13 - 1 - C.

Diamètres \varnothing (mm)	Prix de la conduite Pc [10^6 DA]	Frais du Génie Civil FG.C [10^6 DA]	Frais des équipements électro-mécaniques Féq. [10^6 DA]	Investissements I [10^6 DA]
600	14,14	14,6	8,872	37,612
700	16,49	14,6	6,285	37,375
800	18,58	14,6	5,294	38,474

Choix du diamètre économique

Tableau n° 14 - 1 - C.

Diamètre \varnothing mm	Amortissement $I_A = I \times A$ [10 ⁶ DA]	Prix de l'énergie IR [10 ⁶ DA]	Frais totaux F.T = I _A + R [10 ⁶ DA]
600	3,347	1,970	5,317
700	3,326	1,408	4,734
800	3,424	1,175	4,599

Du tableau ci-dessus, il ressort que le diamètre économique est le \varnothing 800 avec pour dépenses :

$$2 \times 4,599 \cdot 10^6 - 14,6 \cdot 10^6 \times 0,089 = 7,899 \cdot 10^6 \text{ DA.}$$

d) Adduction gravitaire : Tronçon R.C.S. - R.A.K.

Cette conduite relie le réservoir de charge surelevé (R.C.S.) au réservoir d'accumulation de Kenadsa (R.A.K.)

Le schéma de calcul de cette conduite est représentée sur la figure n° 6d. D'après ce schéma, nous avons :-

Longueur de la conduite : $L = 31838 \text{ m.}$

Pertes de charge : $J = 781 - 753 = 28 \text{ m.}$

Gradient de perte de charge : $J = \frac{J}{L} = 0,0008794.$

L'eau véhiculée étant traitée, une supposition de la conduite plus ou moins lisse nous conduit à prendre la rugosité absolue égale à $\xi = 4.10^{-4} \text{ m}$ [1 page 460] .

Afin de déterminer le diamètre de la conduite qui servira à véhiculer le débit $Q = 1,052 \text{ m}^3/\text{s}$, faisons usage de la méthode utilisant la théorie de la longueur fluidodynamique; conformément à cette méthode, nous avons :

$\frac{Q}{\sqrt{J}} = 35,48$. Associée à cette valeur, celle de $\xi = 4.10^{-4} \text{ m.}$, nous donne, selon la figure 8, $\Lambda = 0,72$ où Λ est la longueur fluidodynamique.

La conduite étant supposée fonctionnée en charge, elle a pour paramètre de forme $\xi = 1$, ce qui nous donne les paramètres adimensionnels:

$Do = 1,539$; $\frac{4}{Po} = 0,827$; $Dho = 1,539$ lus sur l'abaque de figure 9.

Supposons le régime de l'écoulement turbulent rugueux; on peut alors calculer le nombre de reynolds et la rugosité relative hypothétiques :

$$Rr = \frac{4}{Po} \cdot \frac{Q}{\Lambda} \cdot \frac{1}{\nu} \quad (\text{II})$$

$$\frac{\xi}{Dhr} = \frac{\xi}{\Lambda \cdot Dho} \quad (12)$$

ν - coefficient de viscosité cinématique

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}.$$

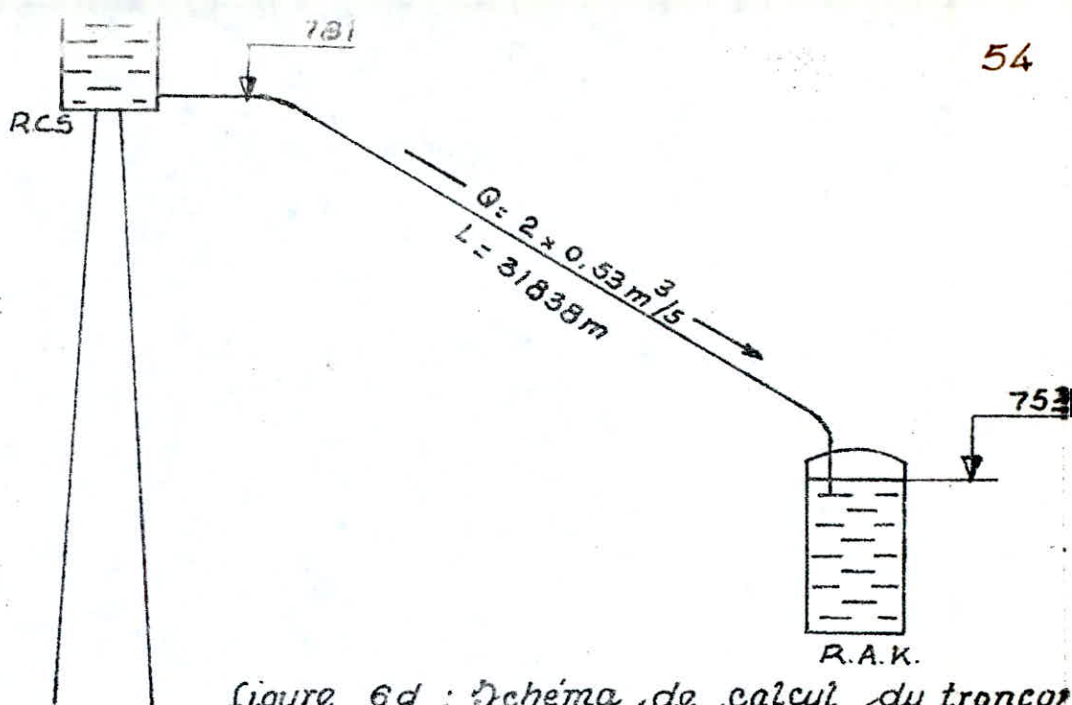


figure 6d : Schéma de calcul du tronçon R.C.S - R.A.K (variante I)

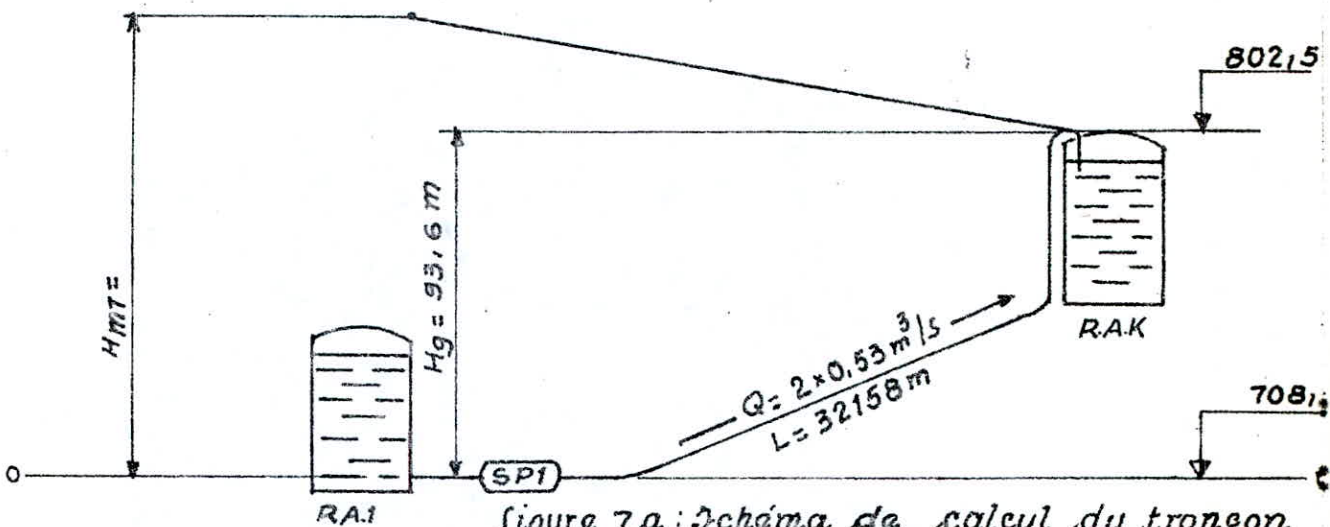


figure 7a : Schéma de calcul du tronçon R.A.1 - R.A.K (variante II)

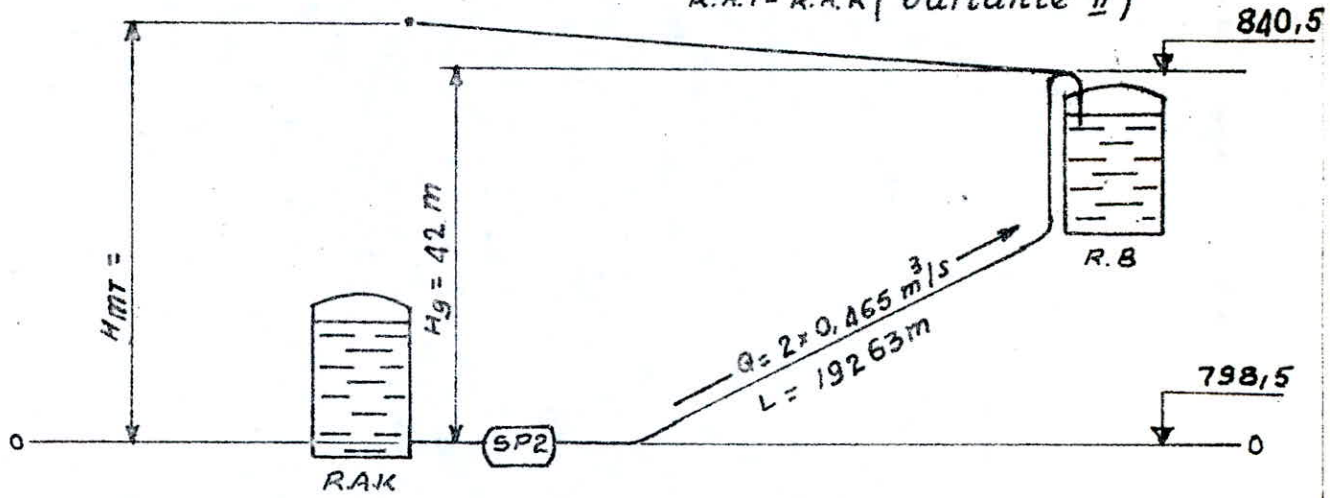


figure 7b : Schéma de calcul du tronçon R.A.K - R.B (variante II)

Figure 8 : Détermination de la longueur fluïdo-dynamique en fonction de Q/\sqrt{J} et de E de Nikuradse

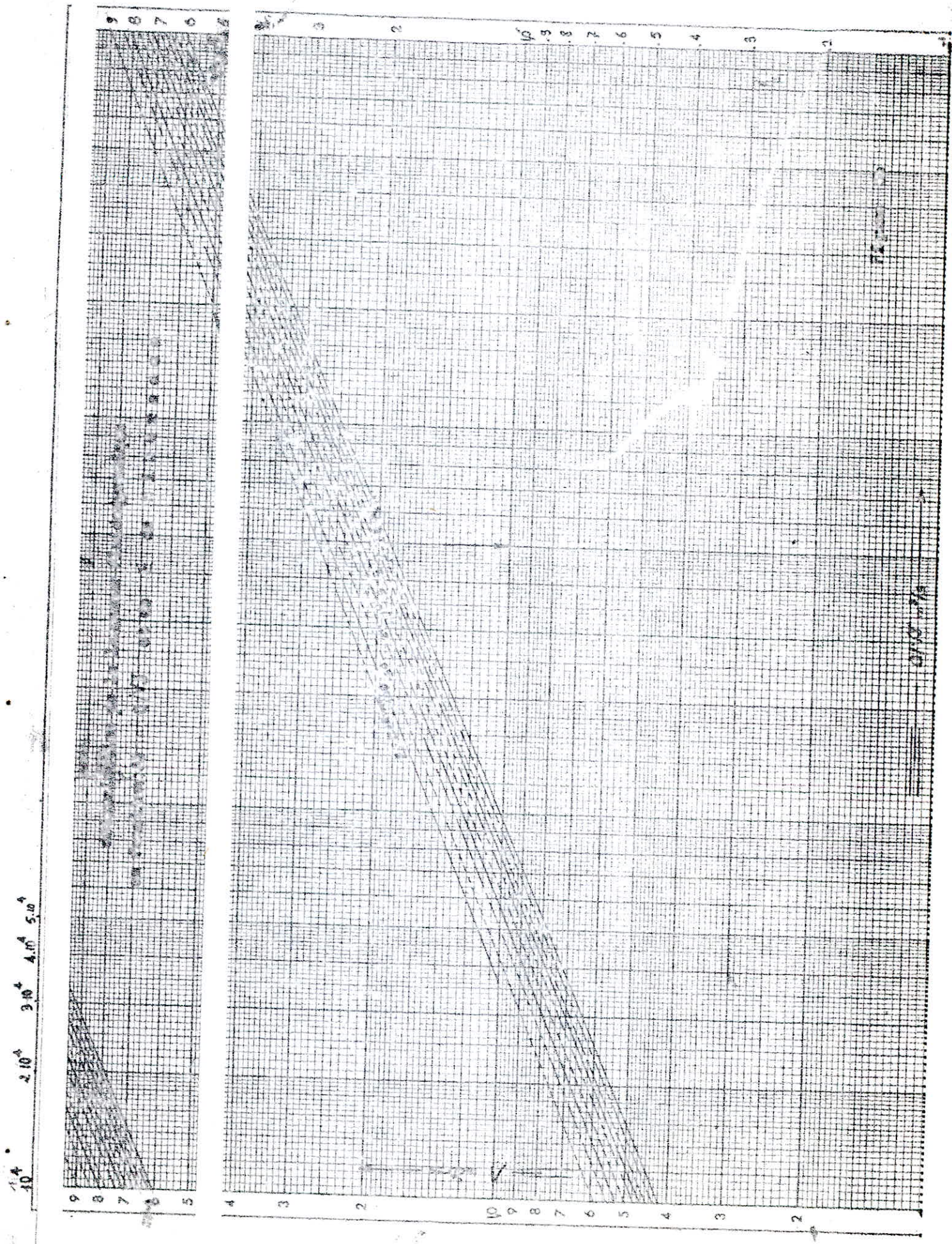
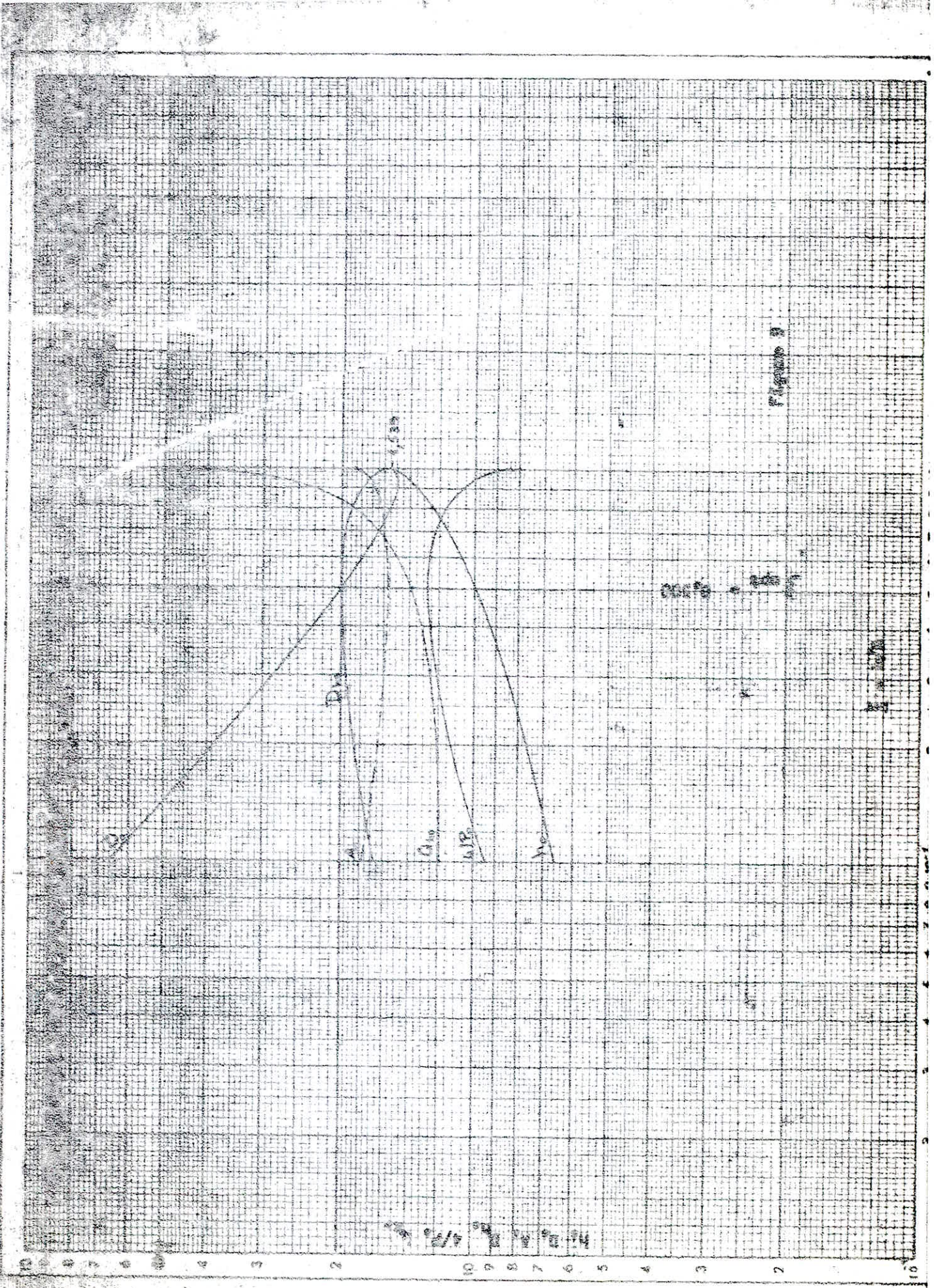


Figure 9 : Profil circulaire partiellement mouillé - paramètres de dimensions
 $D_o, h_o, D_{ho}, A_o, 4/P_o, Q_{k_o}$



L'application numérique de ces deux formules nous donne :

$$Rr = 1,2 \cdot 10^6$$

$$\frac{\xi}{Dhr} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Pour $Rr = 1,2 \cdot 10^6$, la lecture sur l'abacue de la figure n° 10 nous donne :

$$\lambda = 1,012 \text{ pour } \xi/Dhr = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\lambda = 1,006 \text{ pour } \xi/Dhr = 5 \cdot 10^{-4}$$

λ facteur de transition.

Par interpolation linéaire sur la figure 11, avec $\xi/Dhr = 4 \cdot 10^{-4}$, on obtient $\lambda = 1,007$

$$\text{Or } \lambda = \frac{D}{Dr} = \frac{D}{A Dho} \Rightarrow D = \lambda A Dho = 1,116 \text{ m. soit } D \approx 1100 \text{ mm.}$$

La marche ci-dessus, nous a conduit à un diamètre $\emptyset 1.100$; mais ce diamètre ne figure pas dans le bordereau fourni par la S.M.S. (Tableau n° 8).

Cette alternative nous emmène à envisager deux conduites en parallèle véhiculant chacune le débit :

$$Q_0 = Q/2 = 0,526 \text{ m}^3/\text{S.}$$

Le même raisonnement que précédemment nous donne deux conduites $\emptyset 800$.

Reste alors l'évaluation des prix de ces conduites, ce qui aboutit à :

Diamètre : $\emptyset 800$

Prix à mètre linéaire : $P_u = 917 \text{ DA}$

Longueur de la conduite : $L = 31838 \text{ m.}$

Prix de deux conduites : $P_c = 2 \times P_u \times L = 37,163 \cdot 10^6 \text{ DA}$

Dans ce cas, les investissements constituent les seules dépenses, ce qui revient à :

$$F.T = P_c \times A = 37,163 \cdot 10^6 \times 0,039 = 3,307 \cdot 10^6 \text{ DA.}$$

..../..

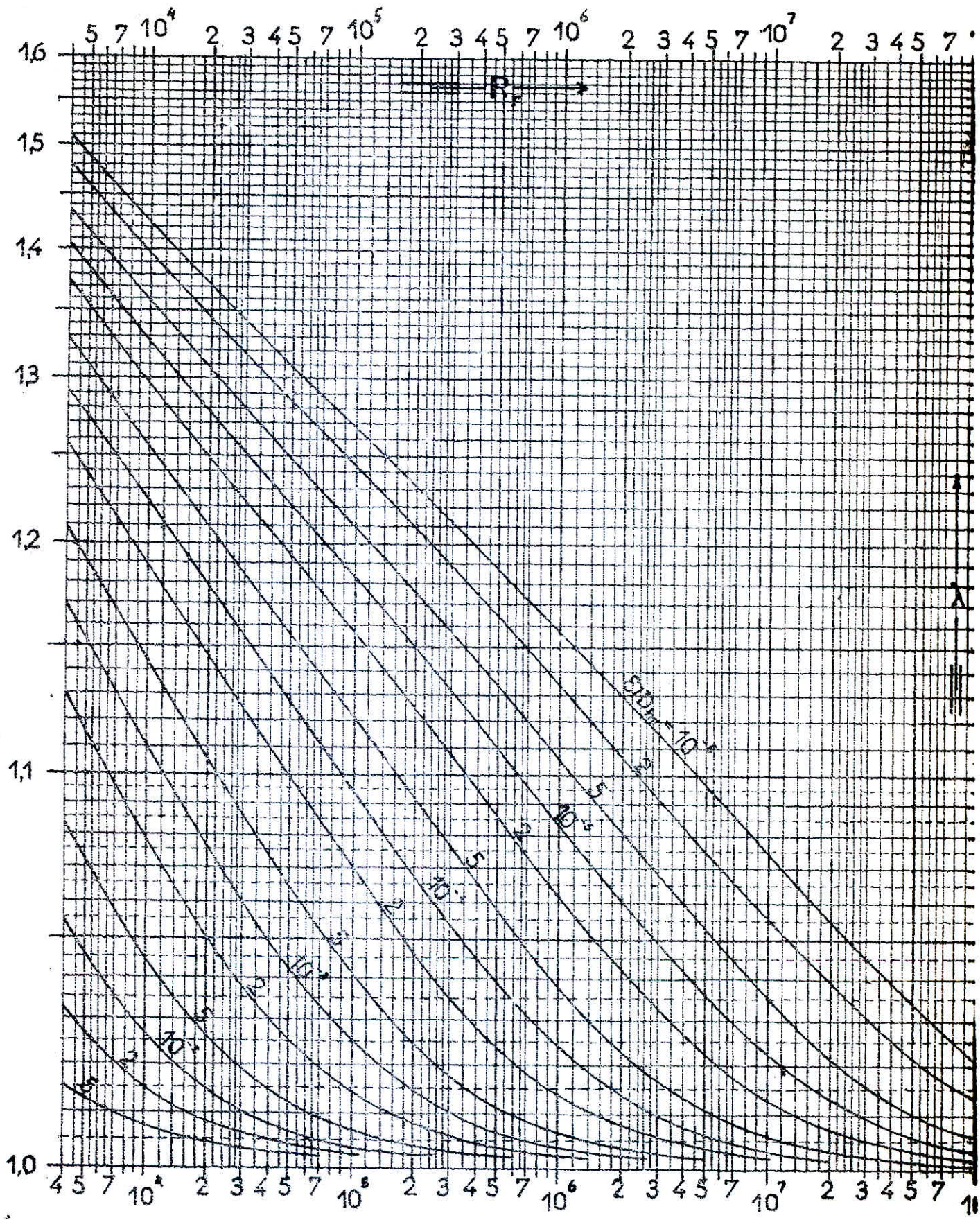
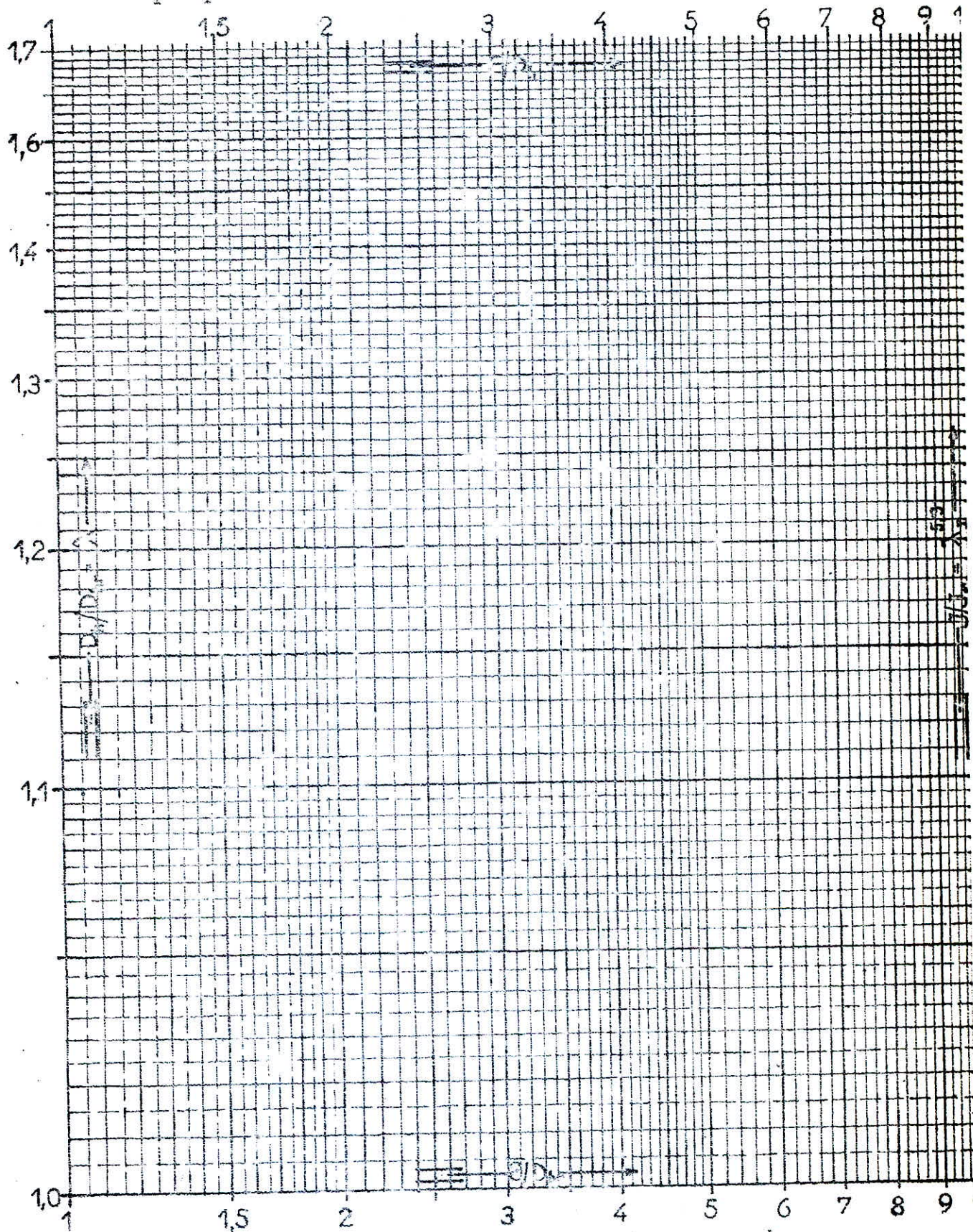


figure 11: Facteurs de transition λ et $\lambda_J^{5,3}$

Réseau pour tracer les courbes, représentant:

$\lambda = \frac{D}{D_r} = \frac{a}{a_r}$ en fonction de ε/D_{hr} et $\lambda_J^{5,3} = \frac{J}{J_r}$ en fonction de ε/D_h



e) Dépenses totales

Nous venons de voir que les dépenses à effectuer pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations concernées s'échelonnent sur quatre tronçons, selon la première variante.

Ainsi donc, le tableau bilan ci-après fera ressortir ces dépenses qui s'évaluent à : $15,8783 \cdot 10^6$ DA.

Tableau BilanTableau n° 15 - 1

Tronçon	Dépenses 10^6 DA
R.A.1-R.C.S.	4,2780
R.A.K.-R.K.	0,3943
R.A.K.-R.B.	7,899
R.C.S.-R.A.K.	3,307
T O T A L =	15,8783

VII.5.2.: Variante n° 2

a) Tronçon R.A.1. - R.A.K.

Débit à refouler : $Q = 1,052 \text{ m}^3/\text{S}$.Longueur de la conduite : $L = 32158 \text{ m}$.Le schéma de calcul que représente la figure 7a) nous donne : $H_q = 93,6 \text{ m}$.La détermination approximative du diamètre économique par la formule de Bonnin conduit à $D = 1.000 \text{ mm}$.La non disponibilité de ce diamètre dans notre bordereau nous fait envisager deux conduites en parallèle véhiculant chacune un débit $Q_0 = Q/2 = 0,526 \text{ m}^3/\text{s}$.Cette nouvelle disposition donne un diamètre économique approximatif de $D = 700 \text{ mm}$.Prix de la conduite

Tableau n° 9 - 2 - a

Diamètres \emptyset [mm]	Prix unitaires P_u [DA]	longueurs L [m]	Prix de la conduite $P_c = P_u \times L$ [10^6 DA]
600	698	32158	22,447
700	814	32158	26,177
800	917	32158	29,489

Tableau des HmT

Tableau n° 10 - 2 - a.

Diamètres \emptyset [mm]	ξ/D_h [10^{-3}]	Re [10^6]	λ 10^{-2}	D_H [m]	HmT [m]
600	0,67	1,118	1,857	202,63	296,23
700	0,57	0,958	1,804	91,08	184,68
800	0,50	0,838	1,764	45,68	139,28

Frais d'exploitation

Tableau n° 11 - 2 - a

Diamètres \varnothing [m]	Puissances absor- bées P [kw]	consommation an- nuelle d'énergie Eh.an [10^6 Kwh]	prix de l'énergie R [10^6 DA]
600	1908,76	16,72	3,285
700	1189,98	10,424	2,139
800	897,45	7,862	1,610

Frais de Génie-Civil

Nous prendrons en compte les dépenses occasionnées pour la construction des réservoirs RA1 et RAK, lesquelles nous estimons respectivement à $5,5 \cdot 10^6$ DA et $6,5 \cdot 10^6$ Da, ce qui fait un total de $12 \cdot 10^6$ DA.

Frais des équipements électro-mécaniques

Tableau n° 12 - 2 - c

Diamètres \varnothing [mm]	HmT [m]	Frais des équipements électro-mécaniques [10^6 DA]
600	296,23	15,582
700	184,68	9,714
800	139,28	7,326

Bilan des investissements

Tableau n° 13 - 2 - a

Diamètres \varnothing [mm]	Prix de la conduite Pc [10^6 DA]	Frais de génie civil [10^6 DA]	Frais des équi- pements électro- mécaniques [10^6 DA]	Investissements I- [10^6 DA]
600	22,447	12	15,582	50,029
700	26,177	12	9,714	47,891
800	29,489	12	7,326	48,815

. Choix du diamètre économique

Tableau n° 14 - 2 - a

Diamètres \emptyset [mm]	Amortissements $IA = I \times A$ [10^6 DA]	Frais d'exploita- tion R [10^6 DA]	Frais Totaux F.T. [10^6 DA]
600	4,452	3,385	7,837
700	4,262	2,139	6,401
800	4,344	1,610	5,954

De ce dernier tableau, il ressort que le diamètre économique est le \emptyset 800; les dépenses pour les deux conduites \emptyset 800 s'évaluent alors à :
 $5,954 \cdot 10^6 \times 2 - 12 \cdot 10^6 \times 0,89 = 10,84 \cdot 10^6$ DA.

b) Tronçon R.A.K. - R.B.

Débit à refouler $Q = 0,9296$ M³/s

Longueur de la conduite : $L = 19263$ m

Le schéma de calcul (figure 7 b) nous donne :

$H_g = 42$ m.

Diamètre économique approximatif par la formule de Bonnin : $D = 1000$ mm.

Nécessité d'envisager deux conduites en parallèle avec $Q_0 = Q/2 = 0,4648$ m³/s; d'où, d'après la formule de Bonnin, $D = 700$ mm.

. Prix de la conduite

Tableau n° 9 - 2 - b

Diamètres \emptyset [mm]	Prix unitaires P_u [DA]	Longueurs L [m]	Prix de la conduite $P_c = P_u \times L$ [10^6 DA]
600	698	19263	13,446
700	814	19263	15,680
800	917	19263	17,664

../..

. Tableau des HmTTableau n° 10 - 2 - b

Diamètres \varnothing [mm]	ξ/Dh [10^{-3}]	lRe [10^5]	f [10^{-2}]	DH [m]	HmT [m]
600	0,67	9,87	1,861	94,84	136,84
700	0,57	8,46	1,81	42,67	84,67
800	0,50	7,40	1,77	21,42	63,72

. Frais d'exploitationTableau n° 11 - 2-b

Diamètres \varnothing [mm]	Puissance absor- bées P [kw]	consommation an- nuelle d'énergie E _{han} [10^6 Kwh]	prix de l'éner- gie [10^6 DA]
600	78	6,840	1,414
700	484	4,238	0,876
800	363	3,178	0,673

. Frais de Génie-civil

Ici nous ne prendrons en compte que le réservoir du réseau de Béchar dont la mise en place s'estime à $9,6 \cdot 10^6$ DA.

. Frais des équipements électro-mécaniquesTableau n° 12 - 2 - b

Diamètres \varnothing [mm]	HmT [m]	Frais des équipements électro-mécaniques [10^6 DA]
600	136,84	6,374
700	84,67	3,949
800	63,72	2,962

. Bilan des investissements.

Tableau n° 13 - - b

Diamètres \varnothing [mm]	Prix de la conduite Pc [10 ⁶ DA]	Prix du génie- civil [10 ⁶ DA]	Frais des équi- pements élec- tromécaniques [10 ⁶ DA]	Investissements I [10 ⁶ DA]
600	13,446	9,6	6,374	29,420
700	15,680	9,6	3,949	29,229
800	17,664	9,6	2,962	30,226

. Choix du diamètre économique

Tableau n° 14 - 2 - b

Diamètres \varnothing [mm]	Amortissements IA = I X A [10 ⁶ DA]	Prix de l'énergie R [10 ⁶ DA]	Frais totaux F.T. [10 ⁶ DA]
600	2,618	1,414	4,032
700	2,601	0,876	3,477
800	2,690	0,673	3,363

Les dépenses minimales découlant du tableau ci-dessus s'évaluent à $3,363 \cdot 10^6$ DA et sont relatives à une conduite de diamètre \varnothing 800.

Par conséquent, pour les deux conduites en parallèle, les dépenses s'estiment à $3,363 \cdot 10^6 \times 2 - 9,6 \cdot 10^6 \times 0,089 = 5,872 \cdot 10^6$ DA.

. Tableau - Bilan

Tableau n° 15 - 2

Tronçons	Dépenses [10 ⁶ DA]
RA1 - RAK	10,840
RAK - RB	5,872
T O T A L	16,712

Le tableau bilan n° 15 - 2, atteste que le tracé suivant la deuxième variante nécessite 2 Ø 800 pour une dépense de $16,712.10^6$ DA.

VII.5.3. C O N C L U S I O N

L'étude des deux variantes précédemment énumérées attribue le choix de notre tracé à la première variante. En effet, ce tracé suit l'accotement de la route nationale allant de Béchar au barrage de Djorf-Torba.

Dans ces conditions, la conduite sera obligée de traverser trois types de terrain : le premier est une plaine d'épandage constituée par des éboulis à matrice sableuse, le deuxième est fait de grés quartzitiques rouges et le troisième de marnes calcaires jaunes.

Notons que la grande dureté des grés quartzitiques rend le terrain difficile à traverser dans les zones qu'ils occupent. Ainsi, la tranchée dans ces endroits devra être faite au marteau - piqueur. Entre Kenadsa et Béchar, les deux conduites Ø 800 sont appelées à traverser l'Oued Mesouar.

VIII.- Pompes et Stations de Pompages :

L'importance de l'eau et sa disponibilité en faible quantité inégalement répartie dans le monde ont depuis longtemps incité l'homme à mettre au point des machines permettant son extraction et son transfert jusqu'aux points éventuels d'utilisation ou de rejet.

Connues de nos jours sous la dénomination de pompes, ces machines sont de plusieurs types, lesquels peuvent être groupés en deux grandes catégories: les pompes axiales et les pompes centrifuges.

Pour ce qui nous concerne, notre choix portera sur les pompes de la dernière catégorie et ce, pour les raisons suivantes:

- leur développement a été très rapide, grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique, ce qui rend leur utilisation plus universelle.
- elles permettent de refouler des débits de toute grandeur à des hauteurs de plus de quinze (15 mètres), ce qui semble très intéressant pour de grandes adductions comme celle de ce projet.

Selon les conditions qui s'imposent on peut être amené à opter pour des pompes à axe vertical ou horizontal, immergées ou à l'air libre, mono ou multi-cellulaires, leur couplage pouvant se faire soit en série soit en parallèle.

Les pompes, les moteurs qui les entraînent et d'autres dispositifs inhérents, à leur fonctionnement nécessitent une protection et un entretien rationnels d'où la nécessité d'implanter une station de pompage.

Ainsi dans ce chapitre nous examinerons le choix des pompes qui devront assurer les refoulements sur les différents tronçons de l'adduction.

VIII.1.- Tronçon R.A.1. - R.C.S. :

R.A.1. : Réservoir d'accumulation de l'eau traitée

R.C.S. : Réservoir de charge surelevé.

Ici le refoulement se fait entre le réservoir d'accumulation de l'eau traitée et le réservoir de charge surelevé. Si nous choisissons de le réaliser par une pompe à axe vertical, l'axe de sa bride se trouverait au dessus du plan de référence 0-0 (voir figure 6a), ce qui ne changerait en rien la hauteur manométrique totale; mais cette disposition encombrerait le réservoir d'accumulation.

Par conséquent, dans les catalogues des pompes, nous ne nous intéresserons qu'aux pompes à axe horizontal, lesquelles seraient en mesure de refouler le débit $Q = 3790 \text{ m}^3/\text{h}$ à la hauteur $H_{mT} = 79,20 \text{ m}$.

Dans les catalogues mis à notre disposition par la D.G.I.H., nous n'avons trouvé aucune pompe capable à elle seule d'assurer ce refoulement. Ainsi se pose le problème de couplage de plusieurs pompes.

a) couplage des pompes :

Le couplage des pompes doit se faire de la manière la plus économique possible en rapport avec les contraintes techniques. Pour choisir tel ou tel mode de couplage, il importe d'en étudier les avantages et les inconvénients.

. Couplage en série :

Dans ce cas pour un débit donné, les hauteurs de refoulement s'ajoutent.

. Couplage en parallèle :

Ici la hauteur de refoulement reste la même alors que les débits refoulés s'ajoutent mais ce dernier mode de couplage exige moins d'espace que le premier et son exploitation est plus facile; c'est donc cet avantage qui nous amènera désormais, sauf cas exceptionnel, à admettre le couplage en parallèle des pompes.

b) choix des pompes :

L'option pour un mode de couplage en parallèle nous fait proposer deux pompes identiques refoulant chacune :

- un débit $\frac{Q}{2} = \frac{3800 \text{ M}^3/\text{H}}{2} = 1.900 \text{ M}^3/\text{h} = Q_0$

- à la hauteur $H_{mT} = 79,20 \text{ m}$.

une troisième pompe identique devant assurer le secours.

A cette fin, les pompes choisies dans le catalogue [9] sont de type MP 500 n° 2, tournant à la vitesse de 1480 tr/mn - ayant le diamètre de leur roue égal à $D_1 = 492 \text{ mm}$.

c) Point de fonctionnement :

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger de son bon fonctionnement. Il faut compléter ce choix par l'étude du point de fonctionnement.

En effet, comme toutes les pompes, la pompe choisie a plusieurs caractéristiques fournies dans le catalogue parmi lesquelles nous ne retiendrons ici que la caractéristique QH (voir figure 12).

Par ailleurs la conduite chargée de véhiculer le débit désiré présente une caractéristique "C" qui exprime la variation des pertes de charge le long de la conduite en fonction du débit (voir figure 12). Les caractéristiques de la conduite et de la pompe s'interceptent au point P' (figure 12) appelé point de fonctionnement.

d) Caractéristique de la conduite :

Comme nous venons de le dire la caractéristique de la conduite présente les variations de Δh en fonction de Q :

ΔH - pertes de charge dans la conduite

Q - débit véhiculé par la conduite.

Pour le tracé de la caractéristique, les ordonnées de la courbe "C" (figure 12) sont calculées comme il est indiqué au chapitre calcul du diamètre économique. Les résultats de calculs portés dans le tableau n° 16 nous permettent de tracer la courbe "C".

e) Point de fonctionnement désiré :

Le calcul des diamètres économiques nous a conduit à choisir 2 \varnothing 800 et, au paragraphe VIII.1.b) de ce chapitre, nous avons opté pour trois pompes en parallèles dont l'une servira de secours.

En liaison avec ce choix, nous préconisons le montage de la figure 13a).

Les pompes P_1 et P_2 refoulent chacune dans une conduite \varnothing 800, la pompe P_3 jouant le rôle secours; ce rôle n'est pas absolu car les trois pompes sont appelées à fonctionner de manière cyclique.

TABLEAU N°16 COORDONNEES DE LA CARACTERISTIQUE „C" de la conduite
du tronçon R.A.1. - R.C.S.

Q	M3/h	400	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
		M3/s	0,056	0,11	0,17	0,22	0,28	0,33	0,39	0,44	0,50	0,55
Re	10 ⁵	0,89	1,77	2,65	3,54	4,42	5,31	6,19	7,08	7,96	8,85	9,73
f _c	10 ⁻²	2,105	1,94	1,873	1,836	1,812	1,796	1,783	1,774	1,767	1,761	1,756
DH	(m)	0,04	0,15	0,35	0,57	0,91	1,26	1,75	2,21	2,84	3,43	4,20
HmT	(m)	76,14	76,25	76,45	76,67	77,01	77,36	77,85	78,31	78,94	79,53	80,30

TABLEAU N° 17 : COORDONNEES DE LA CARACTERISTIQUE "C" DE la
conduite du tronçon R.A.K.-R.B.

Q	M3/h	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
		M3/s	0,56	0,11	0,17	0,22	0,28	0,33	0,39	0,44	0,50	0,55
Re	10 ⁵	0,89	0,77	2,65	3,54	4,42	5,31	6,19	7,08	7,96	8,85	9,73
f _c	10 ⁻²	2,105	1,94	1,87	1,84	1,81	1,80	1,78	1,77	1,77	1,76	1,76
DH	m	0,39	1,38	3,18	5,22	8,35	11,49	15,94	20,18	25,96	31,30	38,39
HmT	m	91,89	92,88	94,68	96,72	99,85	102,99	107,44	111,68	117,46	122,80	129,89

TABLEAU N° 17 : COORDONNEES DE LA CARACTERISTIQUE „C" de la
conduite du tronçon R.A.K. - R.K.

Q	m3/h	50	100	150	200	250	300	350	400
		m3/s	0,014	0,028	0,042	0,056	0,069	0,083	0,097
Re	10 ⁵	0,59	1,18	1,8	2,4	2,9	3,5	4,1	4,7
f _c	10 ⁻²	2,49	2,34	2,28	2,25	2,23	2,22	2,21	2,20
DH	m	0,05	0,18	0,39	0,68	0,91	1,47	2,00	2,61
HmT	m	53,55	53,68	53,89	54,18	54,41	54,97	55,50	56,11

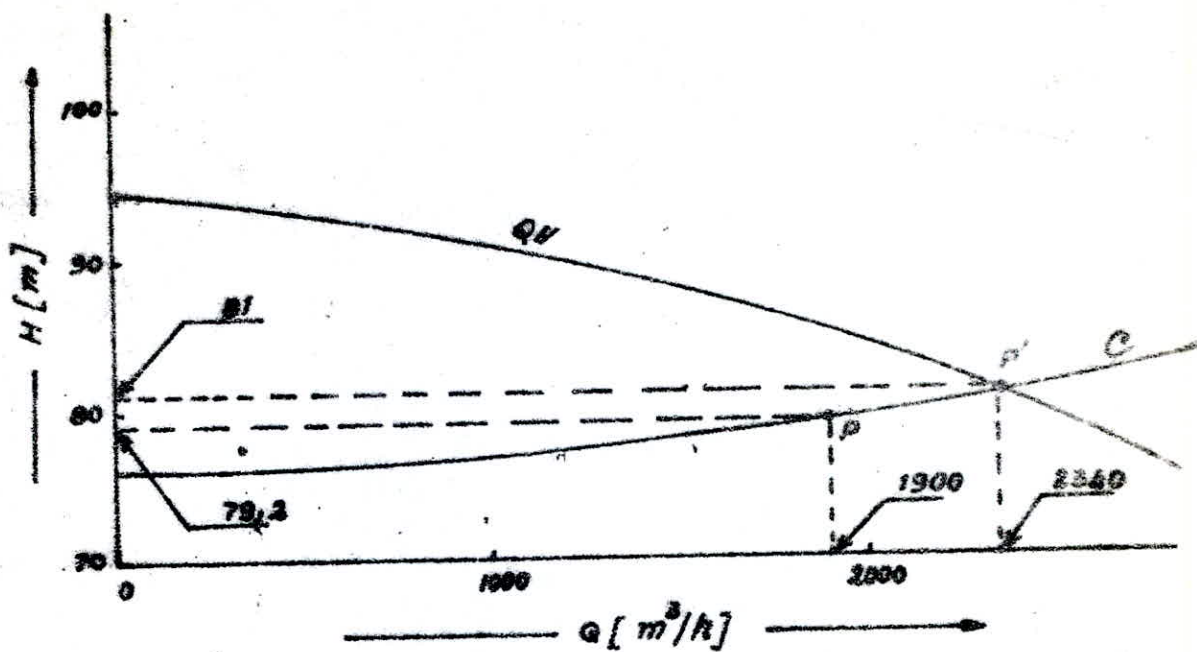


figure 12 : Recherche du point de fonctionnement (trouées R.A1-R.C)

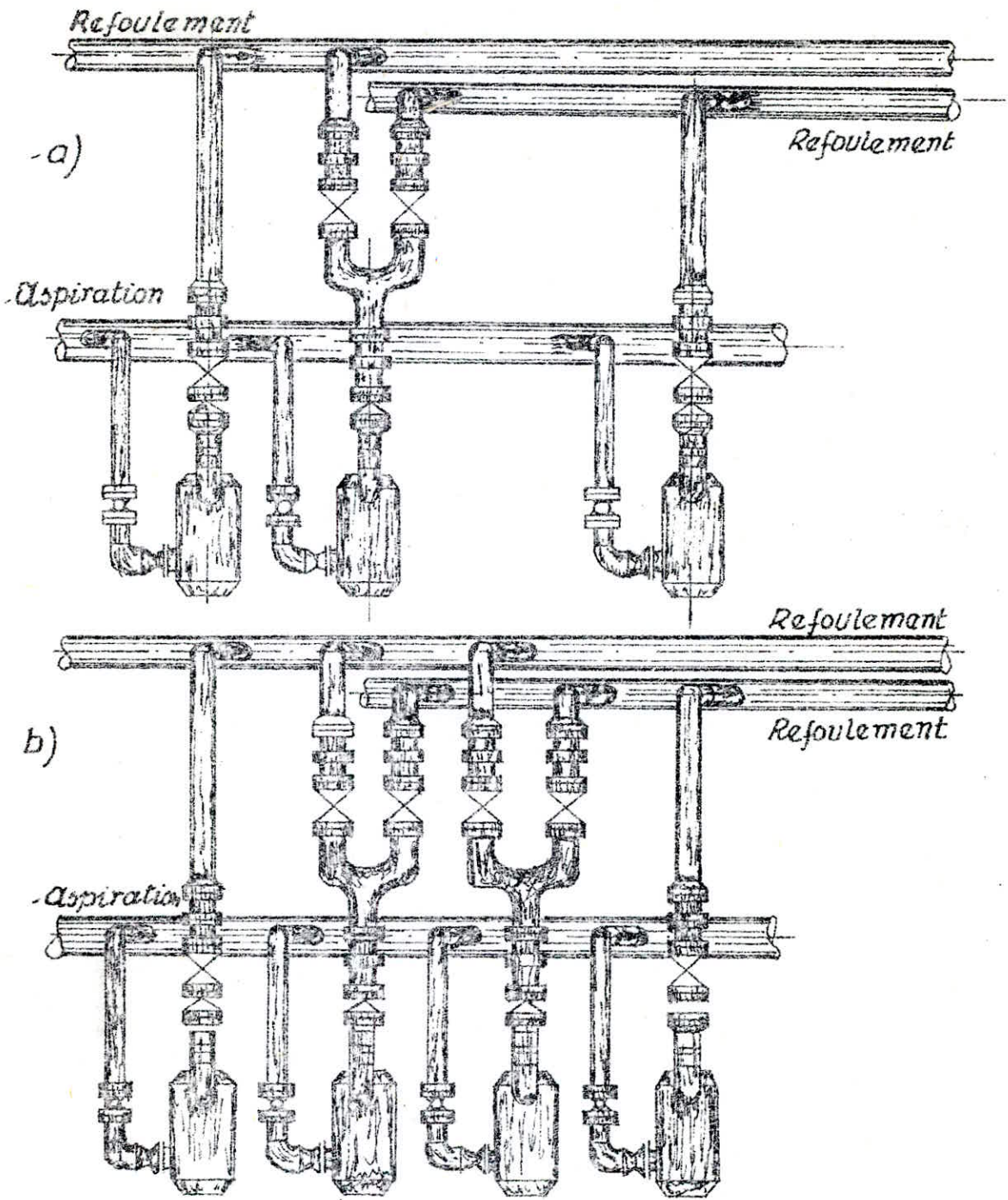


Figure 13 : couplage des pompes

a) station de pompage N° 1 (RA₁ - RCS)

b) station de pompage N° 2 (RAK - RB)

Les considérations que nous ferons pour l'une quelconque des pompes resteront donc valables pour les deux autres. Ainsi, si nous retournons à la figure n° 12 le point de fonctionnement P' correspond à une hauteur d'élévation :

$$H'mT = 81 \text{ m pour un débit de } Q_0' = 2340 \text{ m}^3/\text{h}$$

Or le point de fonctionnement désiré est le point de coordonnées

$$Q_0 = 1900 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HmT = 79,2 \text{ m.}$$

Pour réaliser ce point P, plusieurs solutions sont possibles à savoir :

e1) Vanner sur le refoulement de manière à avoir le débit Q_0 désiré tout en acceptant la caractéristique QH; mais ici, il s'en suit une augmentation de la consommation d'énergie, ce qui constitue un gaspillage. A côté de cet inconvénient, nous pouvons citer d'autres tels que :

- une chute très sensible du rendement de la pompe et partant de celui global du groupe pompe et moteur; il en résulte alors un gaspillage d'énergie.

- sur le plan mécanique, la pompe est bruyante par suite des chocs qui se produisent à la sortie de la roue, les valeurs de Q et H n'étant pas celles pour lesquelles la pompe a été construite [1 page 135 et 172.]

e2) Rogner la roue afin de faire passer la courbe QH par P (figure 12); mais dans ce cas, le rendement de la pompe diminuerait. Les deux solutions ci-dessus énumérées supposent une constance de la vitesse de rotation de la pompe.

e3) Une autre solution consiste à déterminer les caractéristiques d'une nouvelle pompe semblable à la première avec le rendement maximal.

Cette solution paraît plus bénéfique que les deux premières du fait qu'ici les pertes d'énergie sont moins importantes; mais bien que séduisante, elle se heurte aux vitesses fixes de rotation des moteurs électriques asynchrones et pour y remédier, il faut faire appel à un moteur à vitesse variable, à un moteur thermique ou à une turbine.

e4) Une quatrième solution qui d'ailleurs fera l'objet de notre choix consistera à garder la caractéristique QH. En effet, cette solution présente les avantages suivantes :-

- la caractéristique réelle QH devrait tenir compte des pertes de charge dans la conduite, ce qui n'est pas le cas.

- Le rendement de la pompe et le débit véhiculé pourraient diminuer au cours de l'exploitation. Dans ces conditions l'adoption de la courbe QH constitue une sécurité.

CONCLUSION :

Le refoulement sur le premier tronçon devra être assuré par trois pompes en parallèle (dont une de secours) de type MP 500 n° 2 multicellulaire ayant chacune les caractéristiques suivantes :-

débit à refouler : $Q = 2340 \text{ m}^3/\text{h}$
 hauteur d'élévation : $H = 81 \text{ m.}$
 diamètre de la roue : $\varnothing = 492 \text{ m.}$
 nombre d'étages : 2
 vitesse de rotation : $N = 1480 \text{ tr/mn.}$

VIII.2. Tronçon n° 2 RAK - RB

RAK : réservoir d'accumulation de Kénadsa

RB : réservoir du réseau de Béchar.

Le schéma reste identique au précédent, à la seule différence qu'ici on a (voir figure 6 c.)

$$\left. \begin{array}{l} H_g = 91,50 \text{ m.} \\ \Delta H = 22,60 \text{ m.} \end{array} \right\} \implies \begin{array}{l} H_{mT} = 114,10 \text{ m.} \\ Q = 3346,56 \text{ m}^3 \approx 3348 \text{ m}^3/\text{h.} \end{array}$$

Les considérations d'ordre économique et technique précédemment énumérées restent valables dans le cas présent où le catalogue [5] nous fournit 4 pompes refoulant dans les deux conduites 2 $\varnothing 800$ (une assurant le secours). La connection sur les conduites devant se faire conformément au schéma de la figure 13b)

a) Caractéristique de la conduite

Dans ce cas, deux pompes débitent simultanément sur une même conduite $\varnothing 800$; de ce fait, la caractéristique, résultante des deux pompes sera obtenue suivant les mêmes principes de calcul que précédemment, mais à la différence qu'ici les débits s'ajoutent, les pertes de charge restant identiques. Les résultats sont portés dans le tableau n° 17; ainsi, sur la figure 14, les courbes C et QH représentent respectivement les caractéristiques d'une conduite $\varnothing 800$ et de la caractéristique résultante des pompes.

b) Point de fonctionnement

La caractéristique QH des pompes (figure 14) intercepte celle C de la conduite au point de fonctionnement théorique P' de coordonnées :

$$Q' = 1680 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HmT' = 114 \text{ m.}$$

Or le point de fonctionnement désiré P a pour coordonnées

$$Q_0 = 1674 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$HmT = 114 \text{ m.}$$

Pour réaliser ce point P, nous garderons la caractéristique QH pour des raisons identiques à celle de la page 73.

c) Conclusion

Le refoulement sur le réservoir de Béchar sera assuré par quatre groupes identiques (dont un de secours) à fonctionnement cyclique, présentant chacun les caractéristiques suivantes :

Type de pompe : modèle 3415 - DV - groupe M10 X 12 - 22

débit refoulé : $Q = 1116 \text{ m}^3/\text{h.}$

Hauteur manométrique totale : 114 m.

Vitesse de rotation : $N = 1780 \text{ tr/mn}$

Diamètre de roue : $\varnothing = 508 \text{ mm.}$

VIII.3.- Tronçon R.A.K. - R.K.

R.A.K. - réservoir d'accumulation de Kenadsa

R.K. - réservoir du réseau de Kénadsa.

Comme l'indique la figure 6b, les caractéristiques du refoulement sont les suivantes :-

$$H_g = 53,5 \text{ m.}$$

$$HmT = 55 \text{ m.}$$

$$Q = 71 \text{ L/S} = 255 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Pour satisfaire ces besoins, le catalogue [5] nous fournit une seule pompe dont la caractéristique est représentée sur la courbe QH de la figure 13).

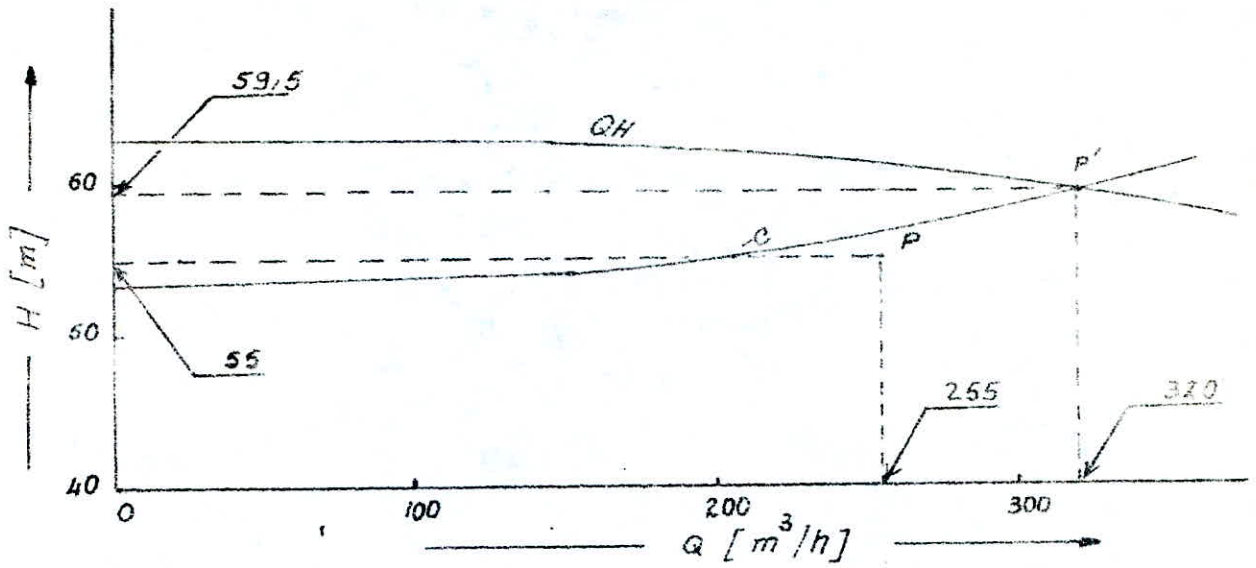


figure 13 : Recherche du point de fonctionnement (tronçon R.A.K.-R.K)

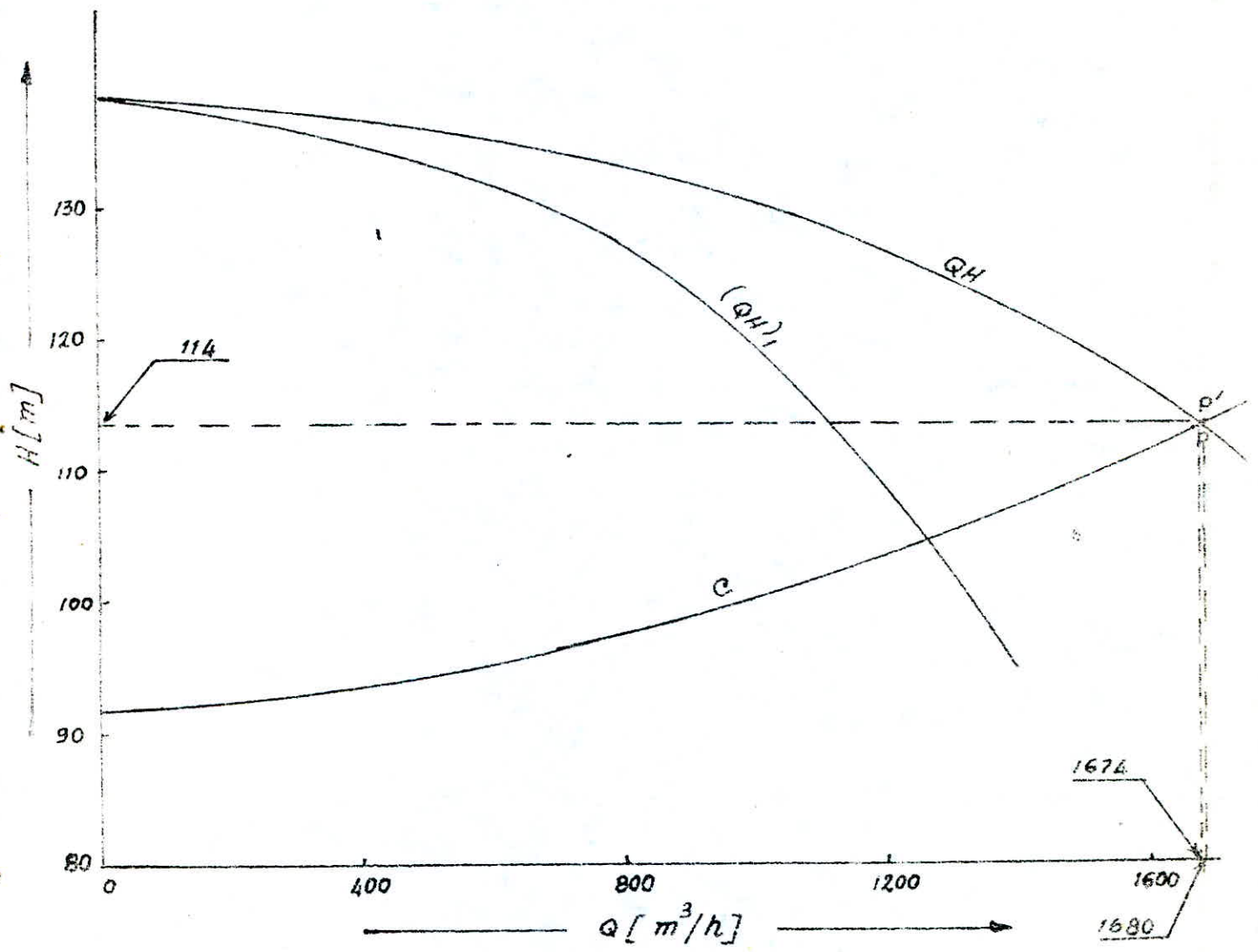


figure 14 : Recherche du point de fonctionnement (tronçon R.A.K.-R.B.)

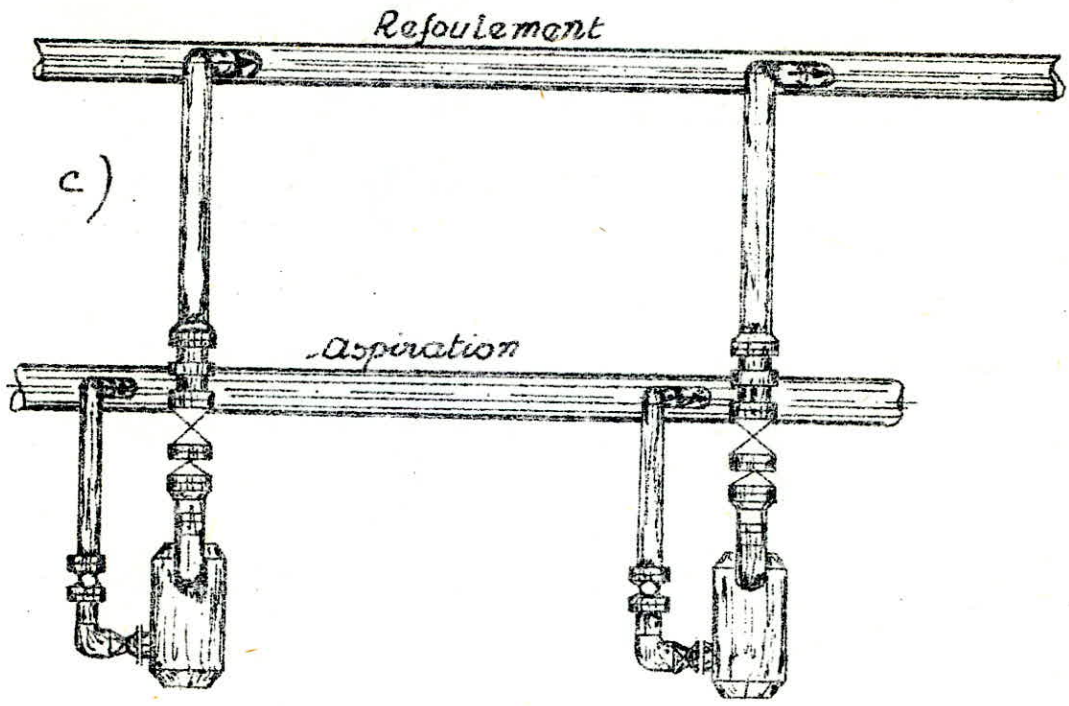


figure 13: Couplage des pompes
~~a) ST. POMP. N°1 (RA1-R.C.S)~~
~~b) ST. POMP. N°2 (RAK-R.B.)~~
c) ST. POMP. N°3 (R.A.K-R.K.)

Une deuxième pompe jouant le rôle de secours est prévue conformément au schéma de la figure 13 c).

a) point de fonctionnement

Comme l'indiquent les courbes QH et C de la figure 13, ce point de fonctionnement P' a pour coordonnées :

$$Q_0 = 320 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{mT_0} = 59,5 \text{ m.}$$

Or le point de fonctionnement désiré (P) a pour coordonnées :

$$Q = 255 \text{ M}^3/\text{h}$$

$$H_{mT} = 55 \text{ m.}$$

La réalisation du point P, pour des raisons analogues à celles évoquées dans les deux premiers cas, nous amène à maintenir la caractéristique QH de la figure 13).

b) Conclusion

Bien que de courte longueur, le refoulement sera fait par deux pompes (dont une de secours) identiques présentant les caractéristiques suivantes :-

Type : modèle 3415 - DV

groupe : S 8 X 10 - 22

Débit : $Q = 320 \text{ m}^3/\text{h}$

$H_{mT} = 59,5 \text{ m.}$

Diamètre de la roue : $\varnothing = 508 \text{ mm}$

Vitesse de rotation : $N = 1180 \text{ tr/mn.}$

VIII.4. Automatisation

Pour un fonctionnement rationnel et économique des pompes des stations de pompage, il importe d'automatiser la marche de l'exploitation, d'où la nécessité de réaliser :

- l'arrêt du pompage quand le réservoir est plein
- l'arrêt du pompage lorsque le plan d'aspiration s'abaisse anormalement dans les réservoirs d'accumulation.
- la reprise du pompage dès que les conditions d'aspiration redeviennent normales ou dès que le plan d'eau dans le réservoir s'abaisse au dessous d'un certain niveau.

Pour que ces opérations puissent s'effectuer dans le minimum de temps et avec le minimum de surveillance, il est donc impératif de les rendre automatiques.

Examinons les modes de réalisation des liaisons : aspiration-moteur d'une part et réservoir-moteur d'autre part.

1.- Liaison aspiration-moteur :

Le système est basé sur la conductibilité de l'eau; ce système comporte une électrode sur chacun des niveaux limites haut et bas du réservoir.

Ces électrodes sont reliées à un relais qui n'enclenche que si les électrodes sont immergées et qui ne déclenche que si ces électrodes sont hors d'eau.

Lorsque l'eau, montant dans le réservoir vient recouvrir l'électrode supérieure (trop-plein) à ce moment, le circuit est fermé entre phase et terre.

Lorsque l'eau redescend ensuite et découvre l'électrode inférieure, le circuit s'ouvre et le réservoir se remplit de nouveau.

2.- Liaison moteur-réservoir :

Cette liaison peut être effectuée avec ou sans ligne électrique de commande, encore appelée ligne pilote.

a) commande par ligne pilote :

On l'utilise dans le cas des courtes adductions; comme l'indique la figure n° 15, le système est composé d'un interrupteur à flotteur disposé à la partie haute du réservoir. Il est relié par un câble enterré au contacteur du moteur qui enclenche pour un niveau inférieur. Nous adopterons cette liaison pour les tronçons courts de notre projet RA1 - RCS et RAK - RK.

b) commande sans ligne pilote (figure n° 16).

Lorsque la distance entre la station et le réservoir devient très importante, cas du tronçon R.A.K. - R.B., l'installation d'une ligne pilote devient trop chère et l'on doit la supprimer.

On dispose à l'arrivée de la conduite de refoulement au réservoir un robinet flotteur ou un clapet d'un type spécial dit servo-clapet.

Le fonctionnement du robinet-flotteur est facile du point de vue même de sa constitution : le flotteur est horizontal lorsque le réservoir est plein et le flotteur possède une certaine inclinaison dans le cas de vidange progressif.

Le robinet flotteur possède l'inconvénient de ne pas être très étanche, la fermeture devenant défectueuse avec le temps,

Alors que le servo-clapet présente une meilleure étanchéité. Pour toutes ces raisons nous avons choisi le servo-clapet.

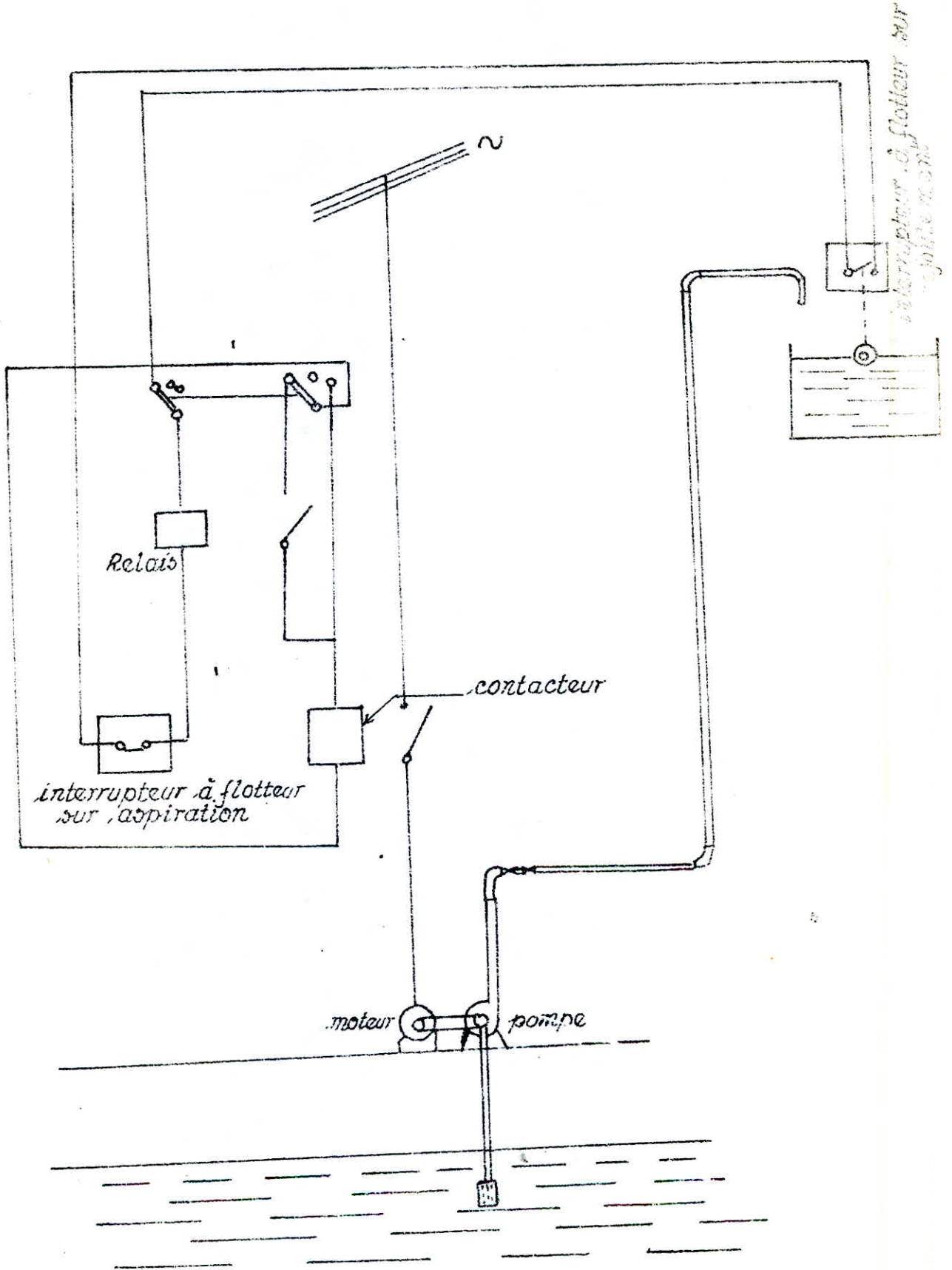


figure 15 : Commande par ligne pilote

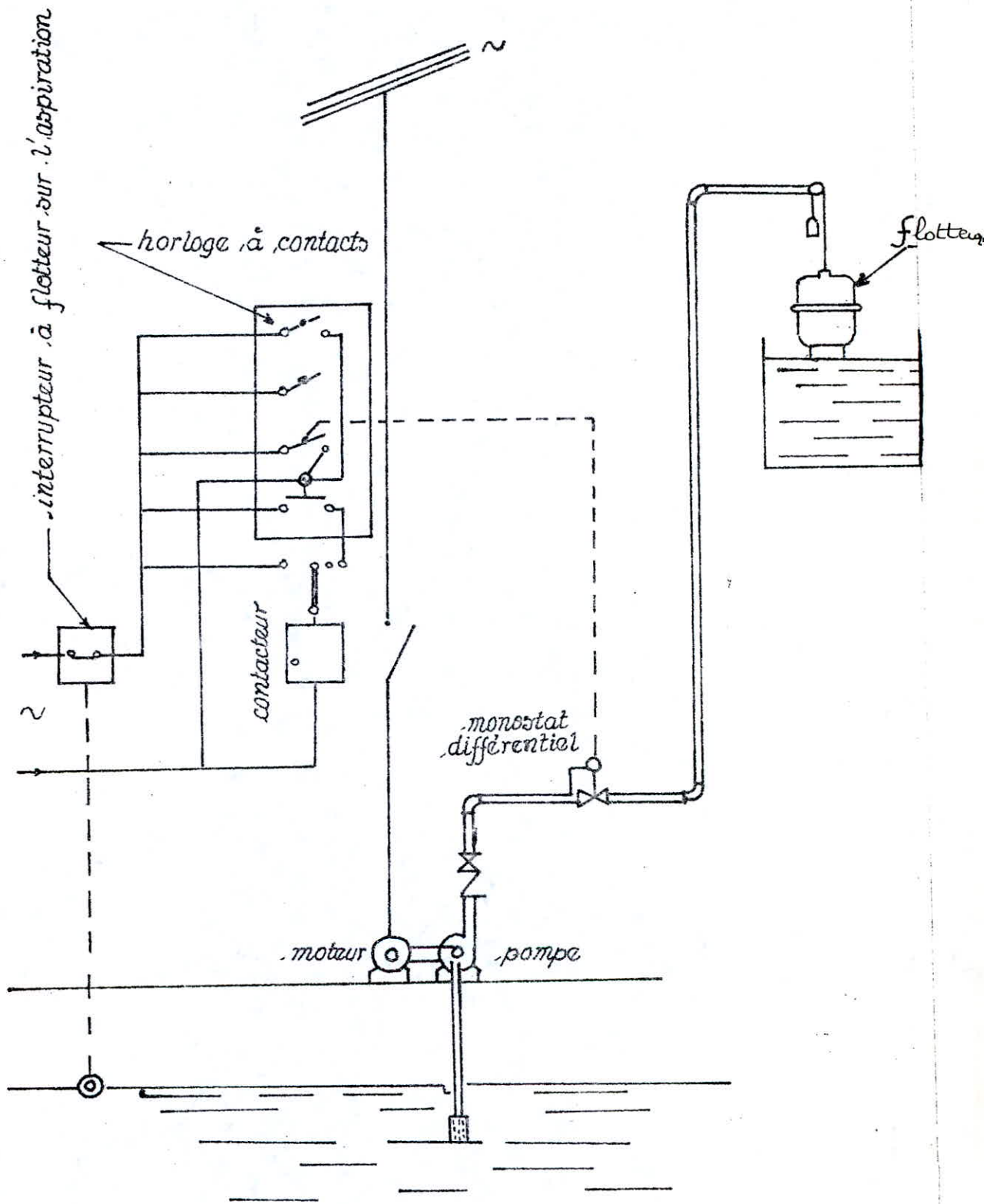


figure 16 : Commande sans ligne pilote

IX. POSE DES CONDUITES :

Pour une exploitation judicieuse du réseau d'adduction, les canalisations devront faire l'objet d'une pose convenable, laquelle doit leur assurer une stabilité suffisamment grande. Ainsi se pose alors le problème de pose des conduites (en tranchée, dans le lit d'une rivière) et leur statique.

IX.1. Pose en tranchée :

La pose des conduites en tranchée se fait par tronçons successifs en commençant par les points les plus hauts, de façon à rendre l'écoulement naturel des eaux d'infiltration aisé. Pour faciliter le raccordement ou la soudure au niveau des extrémités des tronçons, on aménage des niches (élargissements) dans la tranchée.

Pour faciliter l'opération de pose, la conduite doit avoir une largeur suffisante; celle-ci fonction du diamètre, a pour expression :

$$B = \Delta_1 + 2 \times 0,3 \text{ [m]} , \text{ comme l'indique la figure 17 a}$$

où :

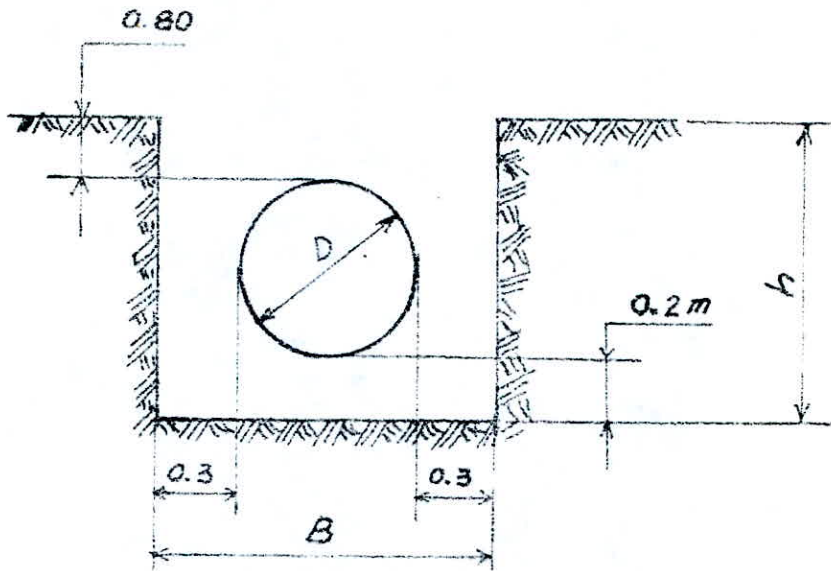
B - largeur de la tranchée

Δ_1 - diamètre de la conduite

h - profondeur de fouille, celle-ci dépend du diamètre et de la température.

Pour protéger les canalisations contre les dégradations extérieures dues entre autre à l'influence du gel et de l'homme et pour assurer une conservation de la fraîcheur de l'eau leur enfouissement s'impose, à une profondeur $h_e = \Delta_1 + 0,80 \text{ [m]}$.

Pour ce qui nous concerne, nous adoptons une profondeur $h_e = \Delta_1 + 1,00 \text{ [m]}$ dans les terrains meubles et une profondeur $h_e = \Delta_1 + 0,80 \text{ [m]}$ dans les terrains durs.



a) pose de la conduite en tranchée

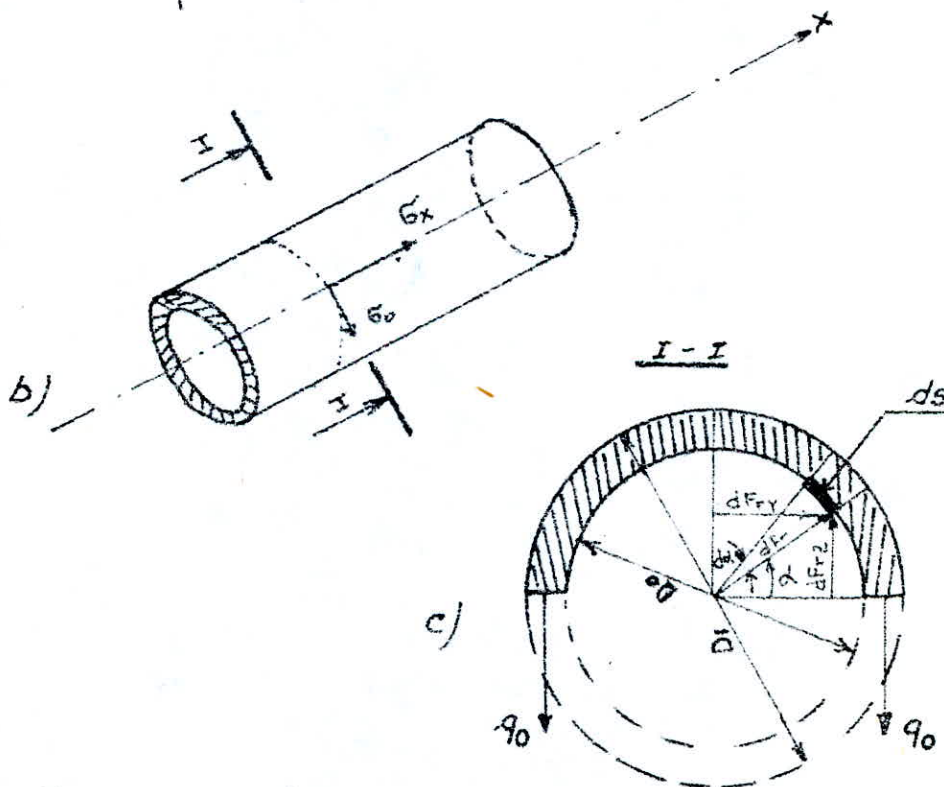


figure 17 : a) pose de la conduite en tranchée
b) et c) contraintes s'exerçant sur la conduite

Surtout dans les terrains meubles, il est essentiel que le fond de fouille soit recouvert d'un lit de pose de 0,15 m. à 0,20 m. d'épaisseur, bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Ce lit est constitué généralement par du sable fin.

IX.2.- Pose dans le lit d'une rivière :

Une partie de notre canalisation est appelée à traverser l'oued Mesouar; ainsi donc, la pose de la conduite à travers l'eau pose un problème délicat, surtout au niveau des joints et lors des variations excessives de pressions à l'intérieur des conduites.

En pratique, on aménage une tranchée dite fouille dans laquelle sont installées les conduites, recouvertes de béton à ciment hydraulique.

IX.3.- Statique des conduites

Comme l'indique le titre ci-dessus, nous nous proposons d'étudier les conditions d'équilibre pour la conduite durant sa pose.

Pour ce faire, nous nous basons sur les hypothèses suivantes :-

- les contraintes qui s'exercent sur l'enveloppe sont uniformément réparties.
- les contraintes extérieures et intérieures sont identiques.

Ainsi, conformément au schéma de la figure 17b, nous étudierons d'une part les contraintes annulaires $\bar{\sigma}_\theta$ et d'autre part les contraintes longitudinales $\bar{\sigma}_x$ (voir figure n° 17 b)

IX.3.1.1 Calcul des contraintes dûes à la pression radiale

Le sectionnement de la conduite suivant le plan I-I (de la figure 17b) conduit au schéma de la figure n° 17c; conformément aux hypothèses précédentes, nous retrouvons les forces suivantes agissant sur la conduite.

dFr - pression radiale, que l'on peut décomposer en $dFr(z)$ et $dFr(y)$.

q_0 - tension annulaire

$Do = 2r_0$ - diamètre extérieur de la conduite.

$e = \frac{D1 - Do}{2}$ épaisseur de la conduite

L'équilibre de la conduite exige que l'on aie :

$$- q_0 = \int dFr(z)$$

Si nous considérons un élément d'aire dS de la conduite, nous avons :

$$dFr(z) = dFr \cdot \sin x$$

d'où :

$$q_0 = \int_0^{\pi/2} dFr \cdot \sin x;$$

or $dFr = p \cdot dS$) ===== $dFr = p \cdot r_0 \cdot dx$; p. Pression de l'eau
 $dS = r_0 \cdot dx$)

Par conséquent,

$$q_0 = \int_0^{\pi/2} p \cdot r_0 \cdot \sin x \cdot dx = p \cdot r_0 \quad (13)$$

En définitive, les contraintes dûes à la pression radiale sont :-

$$\begin{aligned} \sigma_o &= \frac{q_o}{e} = \frac{p r_o}{e} = p \cdot \frac{\frac{D_o}{2}}{\frac{D_I - D_o}{2}} = \frac{P \cdot D_o}{D_I - D_o} \\ \epsilon_o &= \frac{p \cdot D_o}{D_I - D_o} \quad (14) \end{aligned}$$

IX.3.2. - Cas d'un coup de béliier :

En cas d'un coup de béliier très prononcé, la conduite subit un gonflement sous l'effet de la surpression intérieure. Dans ces conditions, les contraintes de déformation (radiales et longitudinales) se calculent comme suit :-

$$\epsilon_o = \frac{\Delta r}{r_o} = \frac{\sigma_o - \nu \cdot \sigma_x}{E} \quad (15)$$

$$\epsilon_x = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\sigma_x - \nu \cdot \sigma_o}{E} \quad (16)$$

ϵ_o - déformation relative annulaire

ϵ_x - déformation relative longitudinale.

Ces déformations peuvent présenter différentes valeurs selon que la conduite dans sa pose présente ou non un aspect d'encastrement.

- Cas d'une conduite encastree.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dans ce cas, } \epsilon_o = 0 \\ (15) \end{array} \right\} \implies \sigma_o = \nu \sigma_x \quad (17)$$

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_x = 0 \\ (16) \end{array} \right\} \implies \sigma_x = \nu \sigma_o \quad (18)$$

La contrainte longitudinale est alors due à la pression intérieure qui est de l'ordre de 30 % par rapport à σ_0 , raison pour laquelle on prend $\nu_{\text{acier}} = 0,30$.

Si dans (15) on fait $\epsilon_x = \lambda_0$, on obtient :

$$\begin{aligned} \epsilon_0 &= \frac{\sigma_0 - \nu \sigma_x}{E} = \frac{\sigma_0 - \nu \lambda_0}{E} \\ \text{Or } \epsilon_0 &= \frac{\Delta r}{r_0} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \epsilon_0 &= \frac{\sigma_0 - \nu \sigma_x}{E} \\ \epsilon_0 &= \frac{\Delta r}{r_0} \end{aligned}} \right\} \longrightarrow$$

$$\epsilon_0 = \frac{\Delta r}{r_0} = \frac{\sigma_0}{E} (1 - \nu^2) \quad (19)$$

- Cas d'un déplacement longitudinal

Dans ce cas, $\epsilon_x \neq 0$; $\sigma_x = 0$.

Il vient alors :

$$\epsilon_x = - \frac{\nu \sigma_0}{E}, \text{ il y a raccourcissement} \quad (20)$$

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E}, \text{ il y a dilatation.} \quad (21)$$

- Tout au long du tracé, la conduite passe d'un niveau à un autre (en altitude). Dans ce cas, deux coudes élastiques vont se former. Ainsi, suivant le schéma de la figure 17 d, l'appui „B" va jouer un rôle important; la réaction du terrain sera grande.

Au point A considéré comme simple appui, la conduite touche légèrement le sol.

A gauche du point A et à droite du point C, la conduite se repose librement sur le sol et il n'y a donc pas de moment fléchissant.

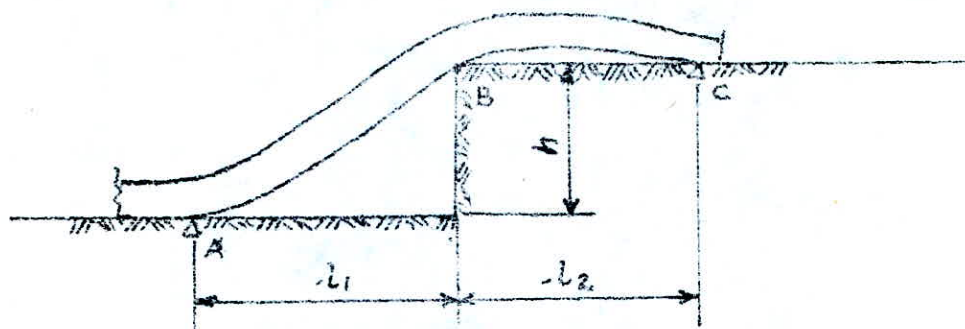


figure 17 d) pose de la conduite passant
d'un niveau à un autre

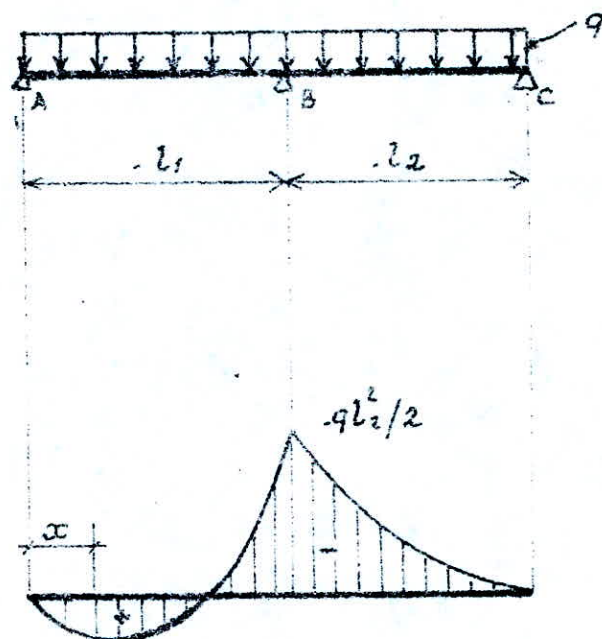


figure 18 diagramme des moments fléchissants

Dans ces conditions, le calcul statique de la conduite peut-être ramené au schéma de la figure 18 où nous avons à déterminer les longueurs l_1 , l_2 et la réaction R_B du sol.

Pour ce faire, nous supposons que les points B et C, initialement sur la même horizontale que le point A, subissant le même déplacement h (figure 17d)

Par ailleurs, au point „A“ considéré comme appui, le moment fléchissant est nul; de ce fait, conformément au schéma de la figure 18, nous avons :

$$\sum M/A = 0 \iff q (l_1 + l_2)^2 - R_B \cdot l_1 = 0 \iff$$

$$R_B = \frac{q}{2l_1} (l_1 + l_2)^2 \quad (22)$$

$$\sum M/B = 0 \iff R_A l_1 + \frac{1}{2} q l_2^2 - \frac{1}{2} q l_1^2 = 0$$

Le diagramme du moment fléchissant est représenté sur la figure 18.

Etablissons les équations qui donnent les déplacements de chaque section de la conduite on a :

$$y_x \cdot EI = \frac{qx^3}{12} (l_1 - l_2 \cdot \frac{l_2}{l_1}) - \frac{qx^4}{24} \quad (\text{sur le tronçon AB})$$

Par conséquent, le déplacement en B est y_B tel que :

$$y_B \cdot EI = \frac{ql_1^3}{24} (l_1 - \frac{2l_2^2}{l_1}) \quad (23)$$

Sur le tronçon Bc, le déplacement de la section en C est y_C tel que :

$$y_C \cdot EI = \frac{1}{24} ql_1^4 + \frac{1}{12} ql_1^3 l_2 - \frac{1}{12} ql_1^2 l_2^2 - \frac{1}{4} ql_1 l_2^2 - \frac{1}{12} ql_2^4$$

Par hypogèse, $y_B = y_C = h$, ce qui nous donne :

$$y_B EI = y_C \cdot EI \text{ et par suite } \neq$$

$$\frac{I}{12} l_1^3 l_2 - \frac{I}{4} l_1 l_2^3 - \frac{I}{12} l_2^4 = 0 \quad (24)$$

Posons $\alpha = \frac{l_2}{l_1}$

L'équation 24 devient : $\frac{I}{12} \alpha - \frac{I}{4} \alpha^3 - \frac{I}{12} \alpha^4 = 0 \iff$

$$\alpha^3 + 3\alpha^2 - 1 = 0 \quad (25)$$

L'équation 25 a une seule racine positive $\alpha = 0,532$.

En introduisant cette valeur de α dans (23), on obtient, avec $l_2 = \alpha l_1$:
et $y_B = h$.

$$l_1 = 2,727^4 \sqrt{\frac{hEI}{9}} \quad (26)$$

$$l_2 = 1,451^4 \sqrt{\frac{hEI}{9}} \quad (26')$$

Conformément au diagramme de la figure 18, le moment fléchissant maximum apparaît au droit de l'appui B et a pour valeur $M_B = 0,12 \frac{I}{2}$.

Si nous supposons que par accident de surcharge le moment M_B peut atteindre la valeur

$$M_B \cdot \max = K_0 W = K_0 \cdot \frac{I}{r}$$

où :

$$K_0 = \frac{B^2}{2} \sqrt{\frac{E q r^2 h}{I}},$$

alors nous avons :

$$h = \frac{4 I K_0^2}{B^4 E q r^2} \quad (27) \text{ avec } B = 1,451$$

L'expression 27 est la formule générale qui détermine la hauteur à laquelle on peut élever la conduite pour lui permettre de garder son élasticité et sa résistance.

Dans les expressions ci-dessus, on a :

K_0 - ~~module de~~ *contrainte admissible*

E - module d'élasticité de la conduite

W - moment résistant de la conduite.

I -- moment d'inertie de la conduite.

Pour les tuyaux vides, on peut prendre :

$$K_0 = 210 \cdot 10^6 \text{ pa} ; q = 2 \pi r e \omega$$

$$E = 210 \cdot 10^9 \text{ pa. } I = \pi r^3 e$$

$$\omega = 7,8 \cdot 10^4 \text{ N/M}^3.$$

Dans ces conditions, h a pour valeur maximum

$$h_{\max} = 0,45 \frac{K_0^2}{E \omega} = 1,20 \text{ m.}$$

ω . poids spécifique du matériau de la conduite.

Conclusion :

Toute conduite élevée sur une hauteur de 1,20 m. est en mesure de garder son élasticité et sa résistance; mais si nous prenons comme coefficient de sécurité $n = 1,3$, il vient alors :

$$K_0 = 323 \text{ Mpa, ce qui nous donne :}$$

$$h_{\max} = 2,97 \text{ m.}$$

IX.4.- Désinfection des conduites :

Le traitement de l'eau, la protection des conduites et de tout ouvrage inhérent à la distribution d'eau potable ne suffisent pas pour mettre les populations à l'abri de toute intoxication alimentaire; ainsi donc, avant la livraison de l'eau pour la consommation, il sera procédé à une désinfection des conduites. Cette opération doit se dérouler suivant les instructions d'un laboratoire spécialisé ou tout autre organisme jugé compétent.

X.- PROTECTION DES CONDUITES :

Le souci d'assurer au réseau de canalisation un bon entretien nous conduit à prendre les mesures qui s'imposent pour remédier à d'éventuelles dégradations dues à plusieurs facteurs. Ainsi après une étude sommaire de quelques causes de ces dégradations, nous dégagerons les méthodes de protection à adopter.

X.1.- Protection contre le coup de Béliet :

X.1.1.- Définition

Le coup de béliet est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :-

- arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir.
- démarrage d'une pompe
- fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de béliet.

Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues, dans le cas où la dépression et la surpression ne sont plus admissibles.

Le coup de béliet dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux de basse pression.

Il est donc indispensable d'étudier des moyens propres à limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure donnée.

Pour notre cas, nous avons à étudier la protection contre le coup de béliet des conduites sur les tronçons R.A.₁ - R.C.S. et R.A.K. - R.B.

X.1.2. :- Moyens de protection des installations

- Supprimer totalement les effets du coup de bélier parait impossible mais il convient de chercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

- Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effets :-

- . de limiter la dépression
- . de limiter la surpression.

Ces appareils sont des réservoirs d'air et des cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois, dans la protection contre la surpression et la dépression.

Dans notre cas puisque le relief ne permet pas la mise en place d'une cheminée d'équilibre, nous utiliserons des réservoirs d'air.

X.1.3. :- Etude du coup de bélier au refoulement.

Le problème tel qu'il est posé est assez complexe et nécessite une solution basée sur la méthode graphique de Bergeron, comme exemple de calcul, supposons un arrêt brusque de tronçon R.A.K. - R.B.

Les caractéristiques de refoulement sont les suivantes :-

- longueur de la conduite $L = 20263$ m.
- débit à véhiculer $Q = 0,45$ m³/s
- diamètre de la conduite $D = 0,8$ m.
- Hauteur géométrique de refoulement $H_g = 91,5$ m.
- Conduite en acier : épaisseur $t = 0,007$ m.

La célérité de propagation de l'onde de choc est donnée par la formule :

$$a = \sqrt{\frac{ke/p}{1 + \frac{KeDo}{Et}}} \quad (28)$$

a : célérité de l'onde (m/s)

K_e : module de compressibilité de l'eau ($K = 2,15 \cdot 10^9$ Pa)

E : module d'élasticité de l'acier ($E = 2 \cdot 10^{11}$ Pa)

D_o : diamètre intérieur de la conduite (m)

t : épaisseur de la conduite (m)

Sans système anti-bélier, la surpression maximale serait :

$$b = \frac{aV_o}{g} \quad (29)$$

a : célérité de l'onde (m/s)

V_o : vitesse de l'eau en marche normale (m/s)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

$$a = \sqrt{\frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{1 + \frac{2,15 \cdot 10^9 \cdot 0,8}{2 \cdot 10^{11} \cdot 0,007}}} = 982,22 \text{ m/s}$$

$$a = 982 \text{ m/s}$$

Calcul de la vitesse d'écoulement en régime permanent :

$$V_o = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,464}{3,14 \cdot 0,8^2} = 0,923 \text{ m/s}$$

Le coup de bélier dû à la variation totale brusque de la vitesse-

$$b = \frac{aV_o}{g} = \frac{982,22 \cdot 0,923}{9,81} = 92,41 \text{ m.}$$

La surpression est alors

$$H_g + b = 183,91 \text{ m.}$$

La dépression

$$H_g - b = - 0,91 \text{ m.}$$

Notre conduite peut résister jusqu'à la pression de 20 bars soit 200 m. de colonne d'eau; la surpression étant de 183,91 m., il n'y a donc pas un risque d'éclatement de la conduite; mais du fait du coup de bélier répété la conduite peut se fatiguer et se rompre; alors pour des mesures de sécurité nous la protégerons contre le coup de bélier.

X.1.4. - Réservoir d'air

C'est une cuve cylindrique raccordée à la conduite de refoulement par une tubulure munie d'un organe d'étranglement qui sert à accroître les pertes de charges.

En exploitation, il contient de l'eau et de l'air; la surface de séparation entre les fluides (air, eau) est maintenue à un certain niveau grâce à un compresseur comprimant l'air jusqu'à ce que la pression devienne sensiblement identique à celle de l'eau dans la canalisation, au droit du raccordement du réservoir dans le cas où on néglige :-

- la colonne d'eau dans le réservoir d'air,
- les pertes de charges se produisant dans la tubulure de raccordement et dans l'organe d'étranglement.

X.1.5.:- Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

- Au moment de l'arrêt de la pompe, l'eau continue son ascension durant un certain temps sous l'effet de son inertie en laissant derrière elle une dépression retournant vers la pompe. Le clapet anti-retour disposé à l'aval de la pompe se ferme brusquement engendrant ainsi une surpression.
- Au moment de la dépression, l'air contenu dans le réservoir se détend, sa pression est plus grande que celle régnant dans la conduite chassant l'eau vers celle-ci.
- Au moment de la surpression, l'eau ayant une pression très forte pénètre dans le réservoir, comprimant ainsi l'air qui s'y trouve.

X.1.6.- Principe de Calcul du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera déterminé par la méthode graphique de Bergeron (c'est à dire les valeurs de la surpression et de la dépression maximales ainsi que le volume).

Il sera fait par l'application du diagramme de Bergeron où on aura toutefois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement.

La méthode consiste à déterminer par approximation successives les vitesses de l'eau dans la conduite de refoulement au niveau du réservoir d'air pendant les oscillations.

L'intervalle de temps entre deux vitesses successives est $\Phi = \frac{2L}{a}$ (30) où Φ = temps d'un aller-retard de l'onde entre la pompe et le réservoir.

Les caractéristiques du réservoir d'air (U_0 , volume en régime normal et de son dispositif d'étranglement) sont fixées. On appelle V_F la vitesse finale de l'eau après le temps Φ .

Nous partons d'un volume d'air initial U_0 ; on se fixe une valeur V_F , on calcul alors à la fin de l'intervalle Φ la pression dans la conduite en ajoutant ou en retranchant les pertes de charges suivant le cas.

Si le premier essai n'est pas concluant (valeurs inadmissibles pour la dépression ou la surpression, ou les deux à la fois).

Les calculs seront alors recommencés.

L'augmentation du volume d'air. ΔU du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoulé vers la conduite ou reçoit d'elle au cours du régime transitoire; ce n'est autre que le produit de la vitesse moyenne V_m par la section de la conduite S pendant le temps Φ .

Le volume "U" du réservoir d'air est obtenu en ajoutant ou en retranchant " ΔU " suivant que l'eau monte ou redescend vers le réservoir.

Il faut considérer la pression absolue Z_0 dans le réservoir d'air

$$Z_0 = H_0 + 10$$

H_0 = hauteur géométrique de refoulement.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente d'air s'effectue suivant la loi de Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4} = Z - U^{1,4}$$

δ_0 = pertes de charge au refoulement soit :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$$

$$\Phi = \frac{2L}{a} = \frac{2 \cdot 20263}{982,22} = 41,14 \Delta$$

Le maximum de coup de bélier a pour valeur $b = 92,41$ m.

Le refoulement comme défini dans le chapitre adduction présente les caractéristiques suivantes :

$$Q = 0,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 20263 \text{ m.}$$

$$\phi = 0,8 \text{ m.}$$

$$H_0 = 91,5 \text{ m.}$$

X.1.7. : Dimensionnement de l'organe d'étranglement.

a) montage de la tuyère

La tuyère aura les caractéristiques suivantes :-

$$Dt = \frac{1}{2} \phi = \frac{1}{2} \cdot 0,8 = 0,4 \text{ m.}$$

$$dt = \sqrt{\frac{\phi^2}{K(0,92)^2}} = \sqrt{\frac{0,8^2}{17(0,92)^2}} = 0,211 \text{ m. où } K \text{ varie de } 15 \text{ à } 20$$

prenons $K = 17$

K valeur comprise entre 15 et 20 permettant de choisir le diamètre dt -

b) pertes de charges à la montée de l'eau dans la conduite (figure 20 a)

$$\Delta h_1 = \frac{CV_1^2}{2g} \text{ avec } \Delta h_1 \text{ perte de charge à la montée de l'eau calculée}$$

en fonction du rapport m .

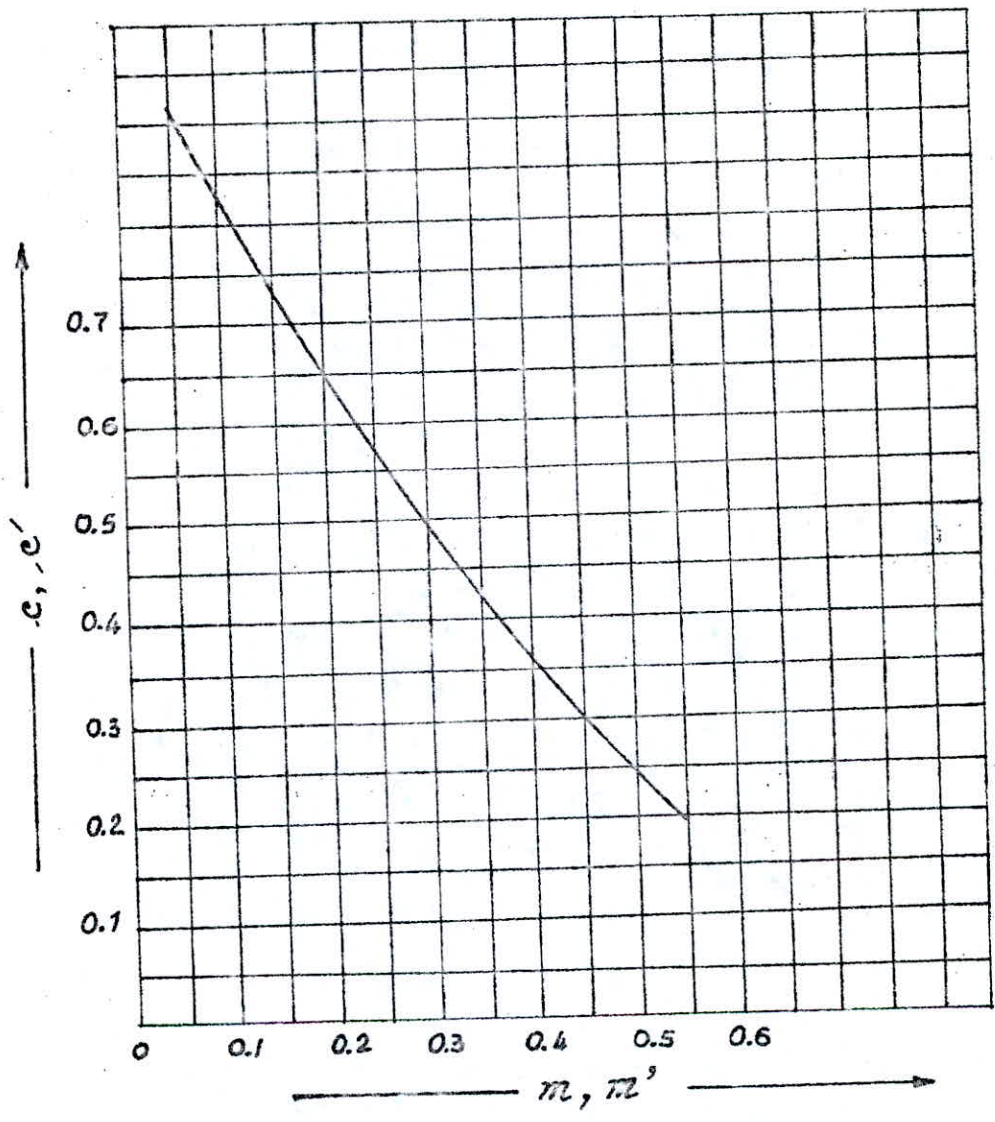


figure 19: Coefficient de p.d.c. dans une tuyère

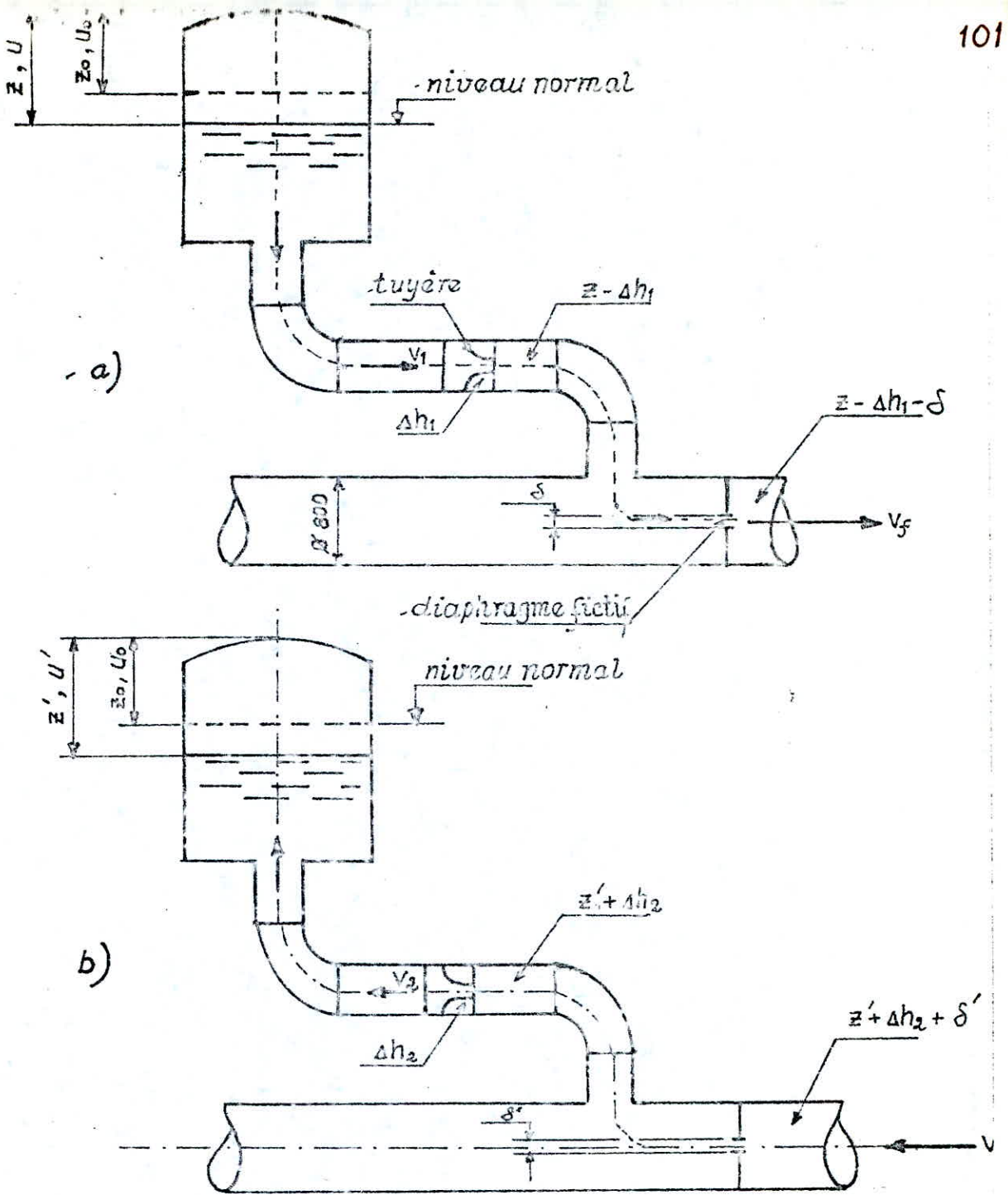


Figure 20 : pertes de charge successives
 a) à la montée de l'eau dans la conduite
 b) à la descente de l'eau dans le réservoir

$$m = \frac{d'^2}{Dt^2} = \frac{(0,92 - Dt)^2}{Dt^2} = \frac{(0,92 - 0,211)^2}{0,42} = 0,23$$

$$m = 0,23$$

m rapport des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre Dt) qui détermine sur la figure n° 19 la valeur de C-
C- coefficient de perte de charge dans une tuyère = C = 0,585.

$$d'où \Delta h_1 = \frac{C V_1^2}{2g} = 0,0293 V_1^2$$

$$\pi \frac{(d')^2}{4} V_1 = \frac{\pi \varnothing^2}{4} V$$

$$\frac{V_1}{V} = \frac{\varnothing^2}{(d')^2} = \frac{\varnothing^2}{(0,92d)^2} = K$$

0,92 = coefficient de contraction

V₁ = vitesse de l'eau à la sortie de la tuyère

V₂ = vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement.

ϕ = diamètre de la conduite de refoulement

d' = diamètre contracté

dt = diamètre de l'orifice de la tuyère

donc :

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{0,8^2}{(0,92-0,211)^2} = 16,9 \implies V_1 = 16,9 V_2 ; K_3 = 16,9$$

c) perte de charge à la descente de l'eau dans le réservoir (figure 20b).

A la descente de l'eau, la tuyère de diamètre 211 mm incorporée à une tubulure de diamètre 400 mm, agit comme un ajutage rentrant de Borda, avec un coefficient de contraction 0,5.

$$\frac{V_2}{V_3} = \frac{\pi \varnothing^2}{\pi 0,5 \pi dt^2} = 28,75 \implies V_2 = 28,75 V_3 ; K_2 = 28,75$$

V₂ = vitesse de l'eau au niveau de la tuyère lors de la descente de l'eau.

Par ailleurs

$$m' = \frac{d'2}{dt^2} = \frac{0,5 dt^2}{Dt^2} = \frac{0,5 (211)^2}{400^2} = 0,139$$

La figure n° 19 donne $C' = 0,735$

$$\Delta h_2 = \frac{C' V_2^2}{2g} = 0,0374 V_2^2$$

$$\Delta h_2 = 0,0374 V_2^2$$

d) détermination de la pente de la droite = $\frac{a}{gs}$

s = section de la conduite de refoulement.

$$\frac{a}{gs} = \frac{982,22}{9,81 - 0,5024} = 199,3$$

Echelle

- abscisse (débits m³/s)

$$\begin{array}{l} 0,45 \text{ m}^3/\text{s} \implies 20 \text{ cm} \\ 1 \text{ m}^3/\text{s} \implies X \end{array} \implies X = \frac{20}{0,45} \approx 44,44$$

- ordonnée : H (m)

$$\begin{array}{l} 1 \text{ cm} \implies 20 \text{ m} \\ Y \text{ cm} \implies 199,30 \end{array} \implies Y = 19,93 \star 20 \text{ cm}$$

donc la pente de la droite est de :

$$\frac{a}{gs} = \text{tg } \alpha = \frac{Y}{X} = 0,45 \implies \alpha = 24,22 \approx 25^\circ$$

e) Interprétation graphique de la méthode de Bergeron .

Cette interprétation nous a posé un grand problème du fait que les valeurs du volume d'air initiales sortent de l'épure de vibert.

Il a fallu donc des approximations assez poussées sur le volume du réservoir d'air - Nous étions donc amenés à faire notre calcul sur un micro-ordinateur appl2 (langage Basic).

Programme Béliet 2 - Hulin Marc
Micro-ordinateur Appl2 (Langage Basic)
I.N.A. - département du Génie-Rural.

La méthode utilisée est celle des caractéristiques, avec localisation des pertes de charge en trois (3) diaphragmes fictifs répartis dans la conduite et intégration graphique des équations différentielles par la méthode de Bergeron.

Nous calculerons ainsi l'évolution des valeurs du régime en trois (3) point de la conduite.

A base de l'anti-bélier après le diaphragme
 C milieu de la conduite avant le diaphragme
 B au niveau du réservoir avant le diaphragme.

Nous allons exprimer les pertes de charges par une expression du type
 $h_p = \lambda Q^2$ ou $\lambda = 104,61$

Pour les diaphragmes fictifs on aura ainsi $\frac{\lambda}{3} = k_1 = 34,87$

Pour la tuyère dans le sens descente $K_2 = 28,75$
 dans le sens montée $K_3 = 16,9$

K_1 = perte de charge dans le diaphragme

K_2, K_3 coefficients identiques calculés au paragraphe X.1.7.b.c.

Nous exprimerons toutes les charges en terme absolu c'est à dire après avoir ajouté la pression atmosphérique prise égale à 10,3 m.

Le plan de référence pour les charges est l'axe de la conduite passant par A (figure 21).

Pour $Q_0 = 0,45$ M3/s les charges initiales aux divers points seront :

$$H_A = H_g + 10,33 + \frac{2}{3} \lambda Q^2$$

$$H_{AO} = H_{CO} = 116,9 \text{ m.}$$

$$H_B = H_A - \frac{1}{3} \lambda Q^2$$

$$H_{BO} = H_{CO} = 109,39 \text{ m.}$$

$$H_g = \text{charge statique } 91,5 \text{ m.}$$

Il s'agit donc de la résolution du système d'équations suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{Ai} = (H_{ci-1} - \frac{a}{gs} Q_{ci-1}) + \frac{a}{gs} Q_{Ai} \\ H_{Ai} = \frac{P_0 V_0^{1,2}}{[(Q_{Ai} + Q_{ci-1}) \frac{\Delta t}{2} + W_i - 2]} + K_6 Q_{Ai}^2 + h \end{array} \right.$$

H_{Ai} = charge au point A à l'instant i

H_{ci-1} = charge au point C à l'instant $i-1$

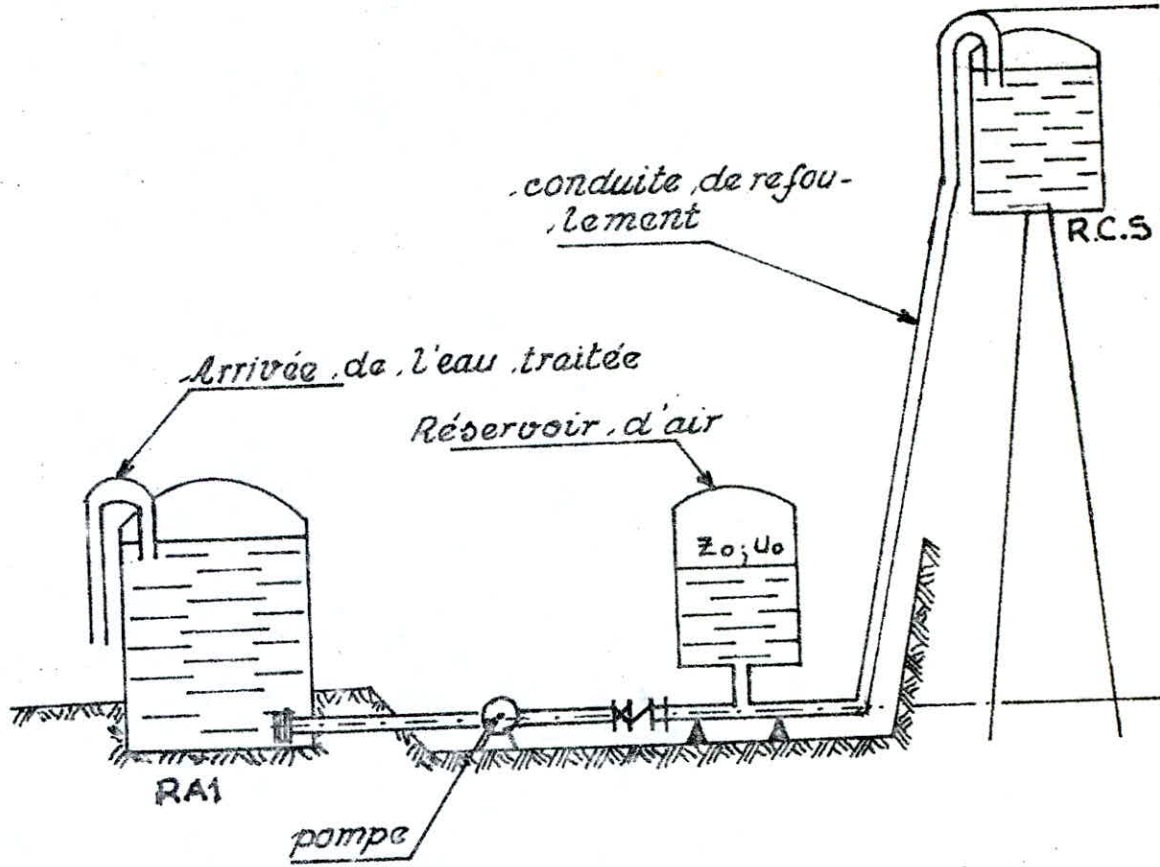


Figure 21: protection contre le coup de bélier par réservoir d'air.

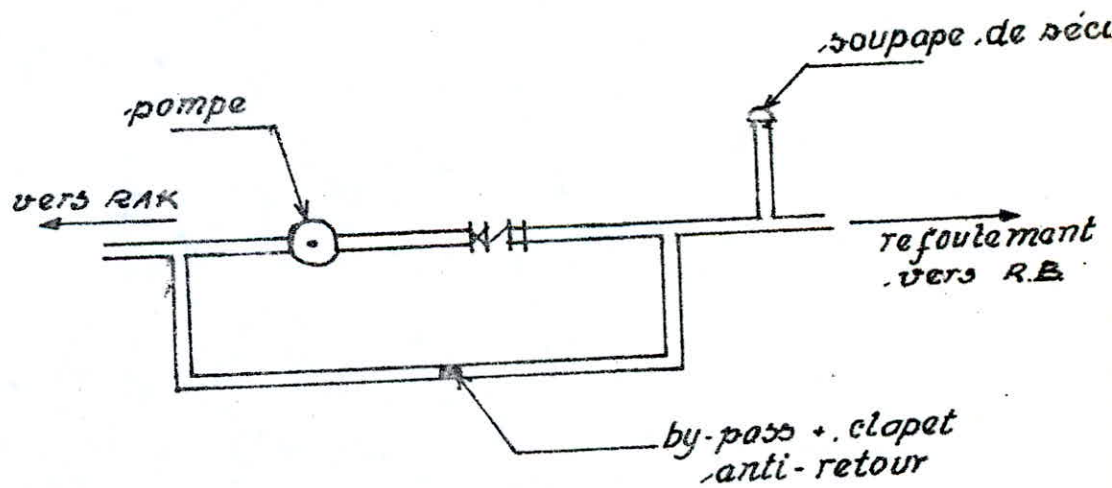


Figure 21': protection contre le coup de bélier par soupape de sécurité.

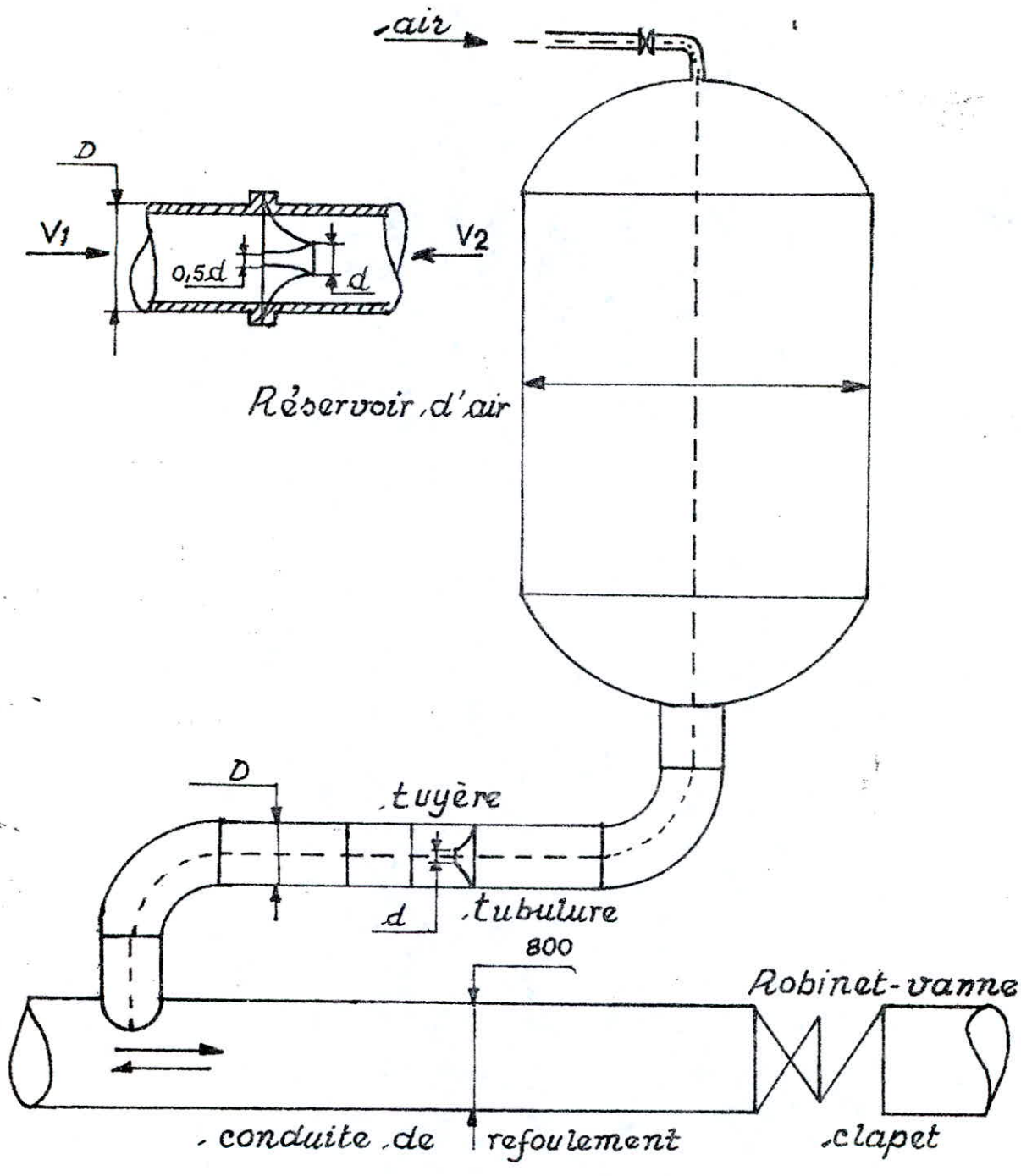


figure 21": Schéma d'un réservoir d'air

Le coefficient α varie entre 1 et $\frac{C_p}{C_v} = 1,4$

$\alpha = 1 \Rightarrow$ processus isotherme, $\alpha = 1,4$ processus adiabatique; mais la valeur 1,2 est considérée actuellement par les ingénieurs comme la valeur la plus probable (A.G.T.M. 1977).

$$H_{Bi} = H_g + K_1 Q_i^2 B_i$$

$$H_{Bi} = (H_{Ci-1} + \frac{a}{g_s} Q_{Ci-1}) - \frac{a}{g_s} Q_{Bi}$$

$$H_{Ci+1} = (H_{Ai} + \frac{a}{g_s} Q_{Ai}) + \frac{a}{g_s} Q_{Ci+1}$$

$$H_{Ci+1} = (H_{Bi} - \frac{a}{g_s} Q_{Bi}) + \frac{a}{g_s} Q_{Ci+1} \pm K_1 Q_{Ci+1}^2$$

L'indice i se rapporte au temps, le pas de temps utilisé est celui mis par l'onde pour faire le trajet A - C soit :

$$\frac{L}{2a} = \frac{20263}{2 \cdot 982,22} = 10,18.$$

Le terme Δt de la seconde équation est donc égale à $\Delta t = \frac{L}{a} = \frac{20263}{982,22} = 20,36$

puisque'il sépare le temps i du temps $i - 2$

$P_0 V_0$ représente respectivement la pression et le volume d'air initiaux dans le ballon; on prendra pour V_0 une première de 8 m³.

$K_6 = K_1 + K_2$ si le ballon est en vidange

$K_6 = K_1 + K_3$ si le ballon est en remplissage.

$h = 2$ m hauteur d'eau moyenne dans le ballon.

Les résultats de l'ordinateur sont reportés sur le tableau n° 18, ce qui nous a permis de tracer le graphe de la figure 22 et de lire les valeurs suivantes :-

- la charge minimale absolue en A = 52,7 m.
- la dépression maximale est donc de 64,2 m.
- le volume d'air maximale y correspondant est de 16,8 m³.

TABLEAU N° 18 * RESULTATS DE CALCUL DU COUP DE BELIER : TRONÇON R.A.K.-R.B.

I	CHARGE A	DEBIT A	VOLUME BALLON	CHARGE C	DEBIT C
1	116.9	.464	8	116.9	.464
2	74.5	.265	11.7	73.4	.271
3	52.7	.171	16.2	83.3	.018
4	54.9	-.11	16.8	73.1	-.20
5	73.5	-.19	13.5	97.0	-.31
6	114.	-.22	9.19	113.	-.22
7	156.	-.02	6.59	141.	.050
8	146.	.059	6.96	108.	.250
9	98.8	.189	9.53	95.3	.207
10	73.0	.102	12.5	81.9	.057

TABLEAU N° 19 : RESULTATS DE CALCUL DU COUP DE BELIER : TRONÇON R.A.1.-R.C.S.

I	CHARGE A	DEBIT A	VOLUME BALLON	CHARGE C	DEBIT C
1	88.57	.53	2	88.57	.53
2	61.8	.406	2.52	62.0	.405
3	45.0	.325	3.35	69.2	.203
4	42.3	.072	3.80	59.6	-.01
5	43.8	-.09	3.78	71.1	-.22
6	58.7	-.27	3.36	76.1	-.36
7	78.9	-.34	2.66	91.3	-.40
8	109.	-.33	1.90	103.	-.30
9	139.	-.12	1.39	122.	-.04
10	146.	.059	1.31	107.	.252
11	109.	.240	1.65	85.1	.362
12	74.1	.297	2.26	73.4	.300
13	57.2	.224	2.85	70.2	.158
14	51.9	.070	3.18	68.3	-.01
15	53.2	-.08	3.17	71.9	-.17
16	64.7	-.20	2.84	80.4	-.28
17	83.9	-.25	2.32	91.2	-.29
18	108.	-.21	1.78	103.	-.19
19	130.	-.07	1.46	111.	.021
20	128.	.083	1.47	100.	.222

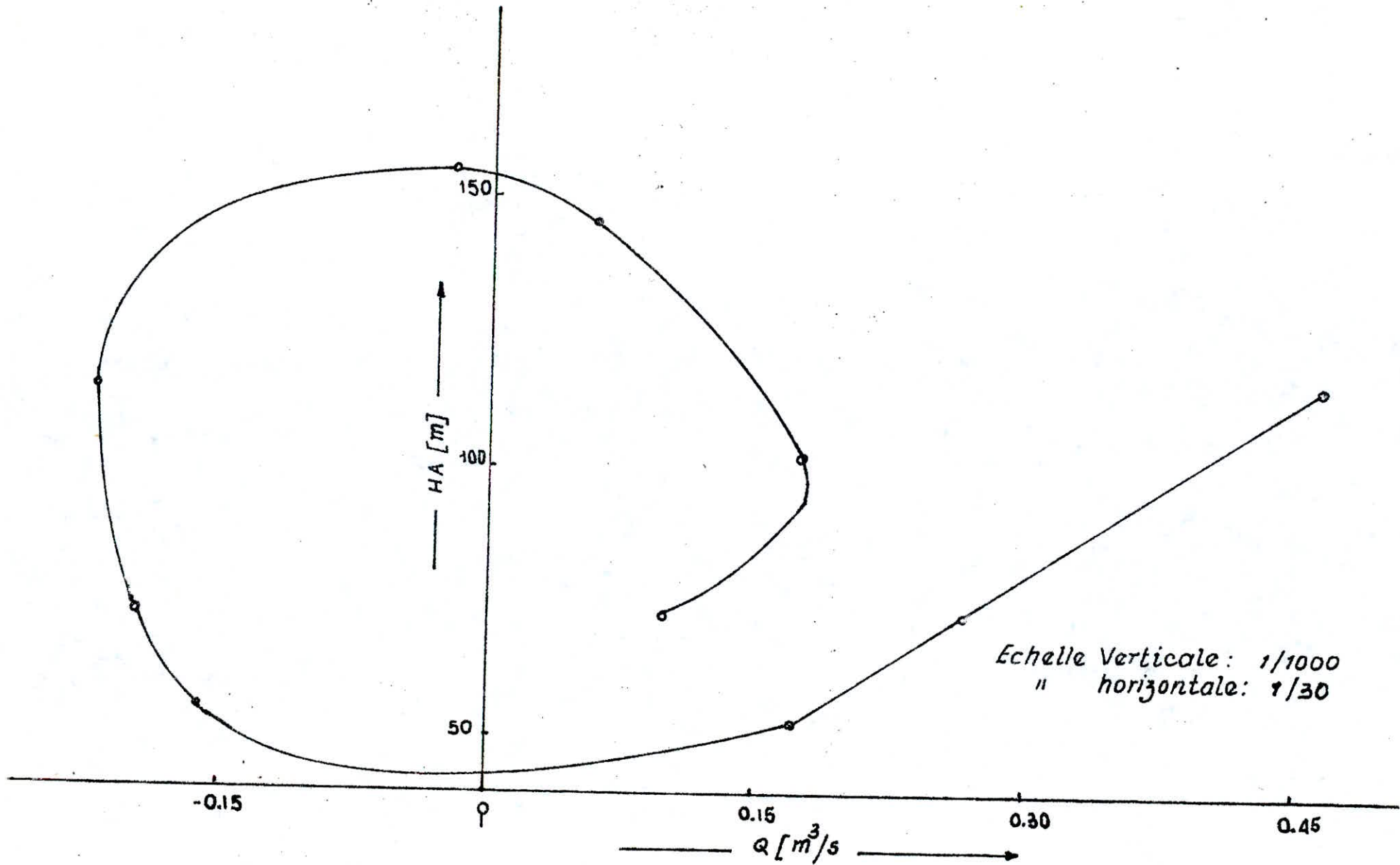


figure 22: graphe de calcul du coup de béliet (tronçon RAK-R.B)

Il faudrait alors installer un ballon de 20 m³

- la charge maximum en A est de 156 m.
- soit une surpression de 39,1 m.

Tronçon R.A.1. - R.C.S.

pour $Q_0 = 0,53$ m³/s, les charges aux divers points seront

$$H_A = H_C = 88,57 \text{ m.}$$

$$H_B = 87,50 \text{ m.}$$

$$H_g = 76,10 \text{ m. charge statique.}$$

Par le même procédé que précédemment, on obtient les résultats suivants déduits du tableau 19 lequel nous a permis de tracer le graphe de la figure 23.

- la charge minimum absolue en A = 42,3 m.
- la dépression maximale est donc de 46,27 m.
- le volume d'air maximale y correspondant est de 3,78 m³.

Il faudrait alors installer un ballon de 5 M³.

- la charge maximum en A est de 146 m.
- soit une surpression de 57,43 m.

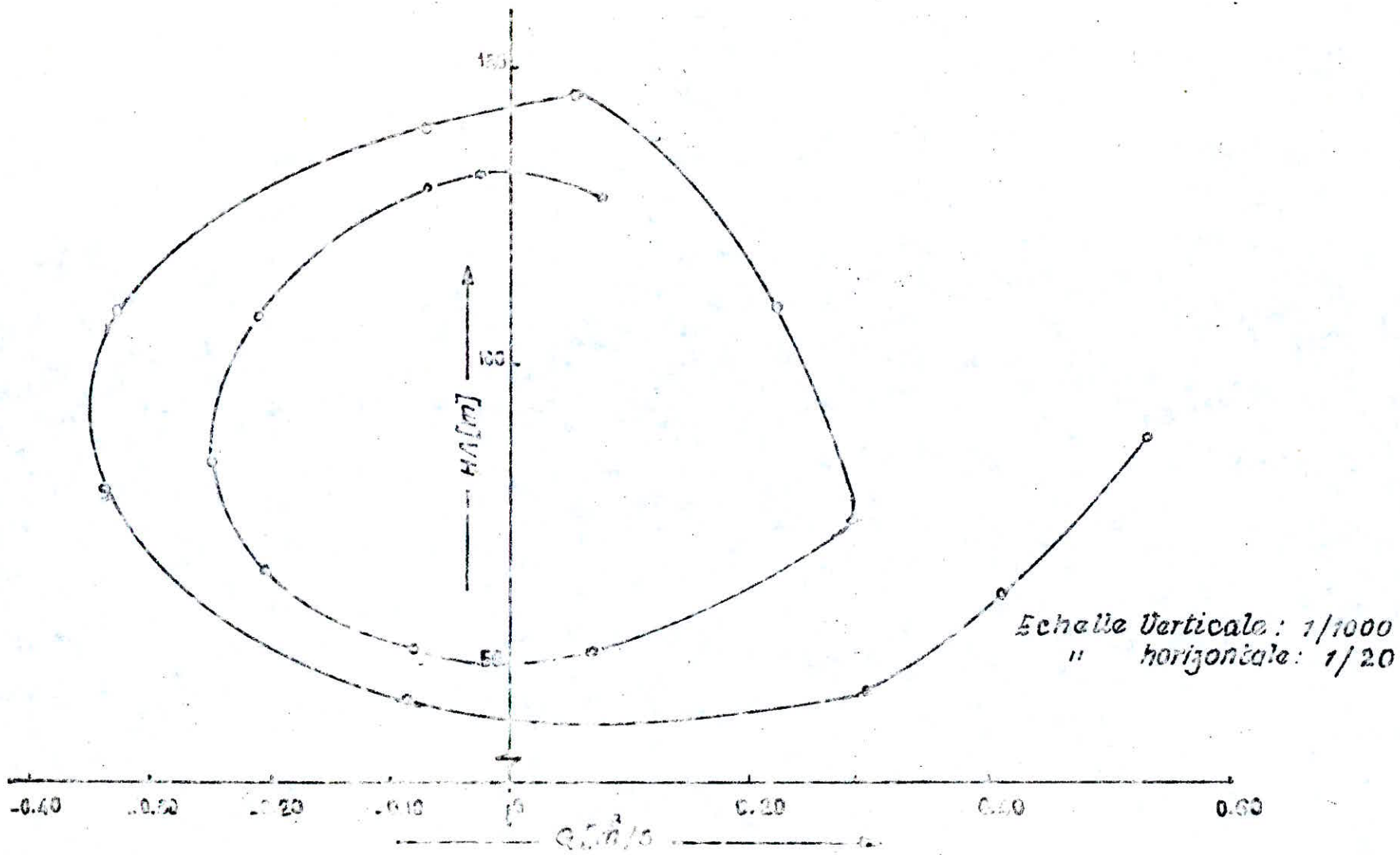


figure 25: graphique de calcul du coup de bâtier (tronçon RA1 - R.C.S.)

X.1.8. Conclusion :

Dans les lignes précédentes, nous avons choisi d'assurer la protection contre les coups de béliet par des réservoirs d'air, ainsi, les calculs nous ont conduit aux résultats suivants :-

- réservoir d'air de 5 M3 pour le tronçon R.A.1.-R.C.S., valeur raisonnable.
- mais pour le tronçon R.A.K.-R.B., le volume de 20 m3 paraît très important et très coûteux car il faudrait une batterie de 4 réservoirs d'air de 5 M3 chacun.

Dans ces conditions, pour être à l'abri de toute dépense exagérée, nous proposons le schéma de protection que représente la figure 21' et donc le fonctionnement se déroule comme suit :-

Pendant la phase de surpression, l'onde incidente se heurte aux clapets à partir desquels se produit le retour de l'onde; l'eau remonte alors à une vitesse plus grande dans la soupape de sécurité, avec un débit accidenté qui crée des pertes de charge que nous pouvons assimiler à la hauteur géométrique; on a donc :-

$$H_g = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \implies V = \sqrt{\frac{2g \cdot D \cdot H_g}{f \cdot L}}$$

soit :-

$$V = \sqrt{\frac{2 \times 9,82 \times 0,8 \times 91,5}{0,0177 \times 20263}} = 2 \text{ m/s}$$

Le débit accidentel est alors de :

$$Q_a = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 2 \times 3,14 \times \frac{0,8^2}{4} = 1 \text{ M3/S}$$

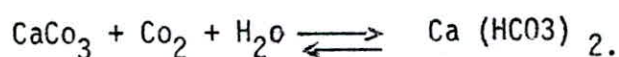
X.2.- Protection contre la corrosion

De par leurs caractéristiques chimiques, l'eau véhiculée d'une part et le terrain de pose de l'autre, ne restent pas sans attaque sur la canalisation, quel que soit le matériau dont est constituée cette dernière. Cette attaque, aussi bien néfaste pour le réseau de canalisation que pour la santé humaine exige des mesures préventives. Ainsi, dans le but de protéger les canalisations contre la corrosion qui peut-être aussi bien interne qu'externe, une étude préalable des causes chimiques et électro-chimiques de ce méfait s'avère nécessaire; mais avant tout, il importe de comprendre le phénomène de corrosion.

X.2.1. - Corrosion Interne :

La corrosion interne est le résultat d'un processus chimique où entrent en jeu certains facteurs dont notamment :-

- . Le pH de l'eau ainsi que son agressivité définie comme étant son aptitude à attaquer le calcaire grâce au gaz carbonique libre qu'elle contient, par formation du carbonate acide de calcium selon la réaction d'équilibre :



- . La teneur en oxygène dissous.
- . La vitesse de circulation de l'eau.

En effet une eau de $\text{pH} < 10$ est naturellement corrosive envers l'acier.

Même dépourvue de sels dissous, l'eau est susceptible de provoquer une corrosion du métal à son contact, et ceci par formation de composés ferreux, ferroso-férriques ou magnétite apparaissant sur la partie oxydée du métal sans toutefois servir de protection.

Au cours de cette formation, les corps intervenant sont le fer, l'eau et l'oxygène.

Ainsi, pour prémunir les canalisations contre ce danger, nous avons d'une part assuré à l'eau (à priori agressive car de $\text{pH} = 7,97 < 10$) un traitement convenable (voir paragraphe V.4.), et d'autre part, nous proposons un revêtement intérieur par une couche protectrice d'enduits bitumineux. Ces enduits, généralement appliqués à l'usine posaient un problème aux joints qui constituaient des zones d'attaque privilégiées. Mais de nos jours, ce problème est résolu par la mise au point de joints assurant une continuité de la protection.

X.2.2.- Corrosion externe :-

Les sols se présentent comme des ensembles capillaires remplis d'air et d'humidité, de structure hétérogène.

Ainsi, la corrosion externe relèvera de processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrées par la juxtaposition des masses liquides et salines de compositions chimiques différentes et dans lesquelles le potentiel des parties métalliques en contact sera différent; les attaques pouvant jouer un rôle passif ou néfaste.

Mais, afin de mieux cerner le danger de la corrosion par un sol, il est nécessaire de procéder :

- . à une étude préalable des caractéristiques du sol (humidité, résistivité, teneur en sels, pH);
- . à une notation des hétérogénéités rencontrées sur le tracé de pose de l'ouvrage considéré;
- . à une mesure du potentiel d'équilibre pris spontanément par les pièces métalliques en contact avec le sol en divers points du trajet.

Des études ci-dessus découlera donc la technique de protection à adopter.

En effet, une étude géologique du tracé de notre conduite révèle que celle-ci traverse trois types de terrains :-

- plaine d'épandage constituée par des éboulis à matrice sableuse,
- grès quartzitiques rouges,
- marnes calcaires jaunes.

Dans ces conditions, il va de soi que le système conduite-sol se comporte comme une pile de concentration où les électrodes de même nature baignent dans deux compartiments de concentrations différentes d'un même électrolyte.

Or, dans pareilles piles, le rôle de cathode est joué par la portion de métal baignant dans la partie la moins concentrée de l'électrolyte, comme l'indique la figure 24 où nous constatons que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques, alors que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

Au vu des considérations ci-dessus exposées, une bonne protection des canalisations, surtout en acier consistera d'abord à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante (*bandes de tissus imprégnées de bitume*) tout en assurant une bonne continuité de cet enrobage aux droits des joints, mais au fil des années, cette enveloppe peut se détruire par vieillissement et pour y remédier, elle sera doublée d'une protection cathodique, laquelle peut se faire soit par anode réactive, soit par soutirage de courant.

Nous ne retiendrons pour notre cas que ce dernier mode de protection qui est d'ailleurs recommandé dans tous les cas [1]. Le principe de la protection cathodique est basé sur la transformation de la conduite en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'apparaît qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite. De ce fait, la technique par soutirage de courant consiste, à partir d'une source électrique de courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à prise de terre constituée ordinairement par de vieux rails enterrés dans un milieu humide, à une distance assez grande de la conduite (environ 100 m.).

Comme l'indique la figure 25, le courant, en quittant la prise de terre, regagne le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraîne une dissolution anodique des vieux rails.

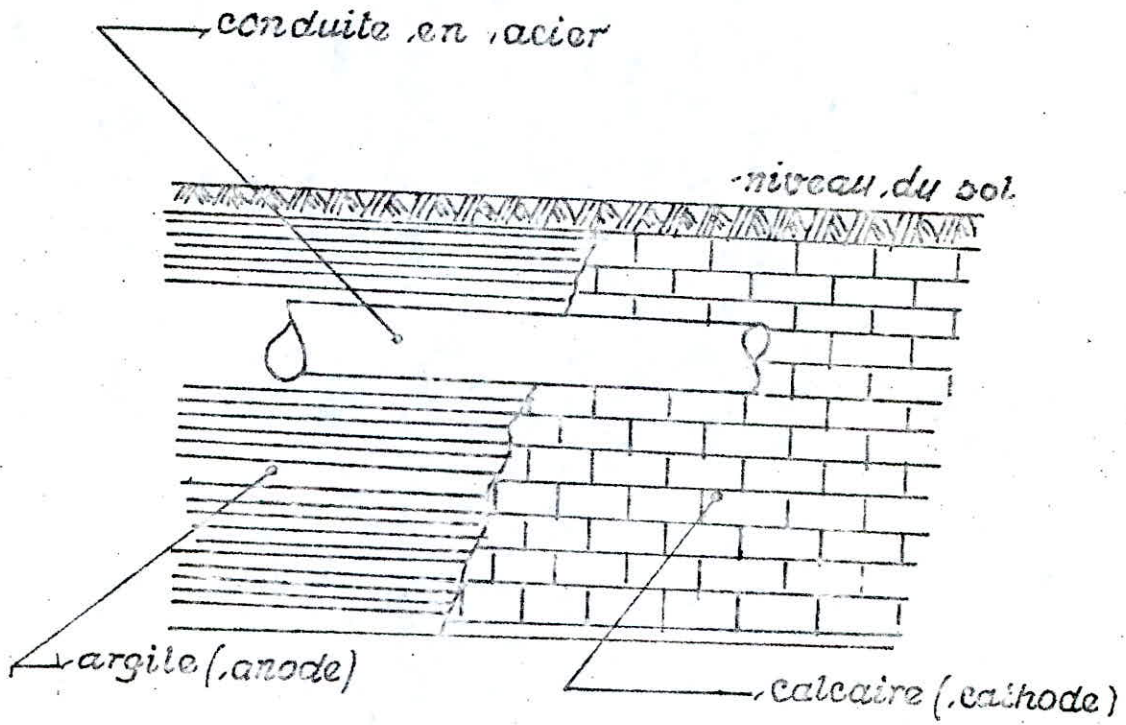


figure 24 : Corrosion par formation de pile

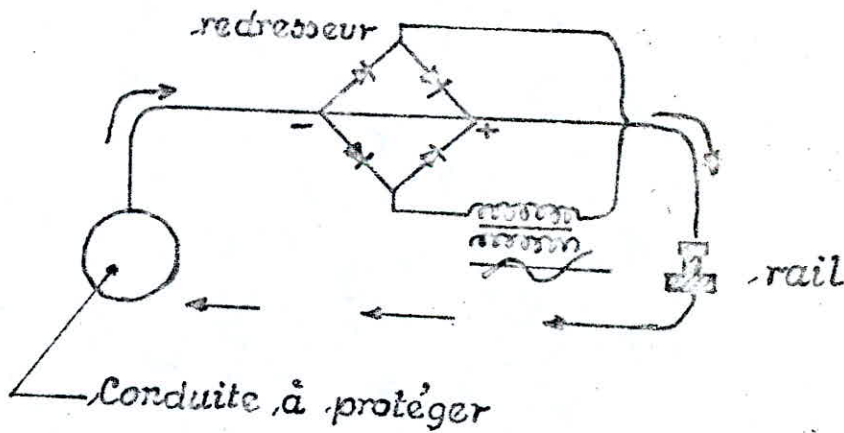


figure 25 : Protection par soutirage de courant

XI.- EQUIPEMENT ET ACCESSOIRES DU RESEAU

La présente éventuelle d'air en certains points de la conduite et d'éventuels dépôts pourraient être à l'origine d'une mauvaise exploitation du réseau. Pour prévenir ce méfait, un équipement du réseau s'impose, au moyen d'un certain nombre d'appareils parmi lesquels nous ne parlerons que des décharges, ventouses, robinets-vanes, comme l'indique la figure 26.

XI.1.- Décharges :

La décharge est un appareil que l'on place dans les points bas du tracé en vue de vidanger la conduite qui éventuellement aurait accumulé certains dépôts. L'évacuation s'effectue à l'égout voisin ou dans des fossés selon le lieu d'implantation de la décharge.

XI.2.- Les ventouses

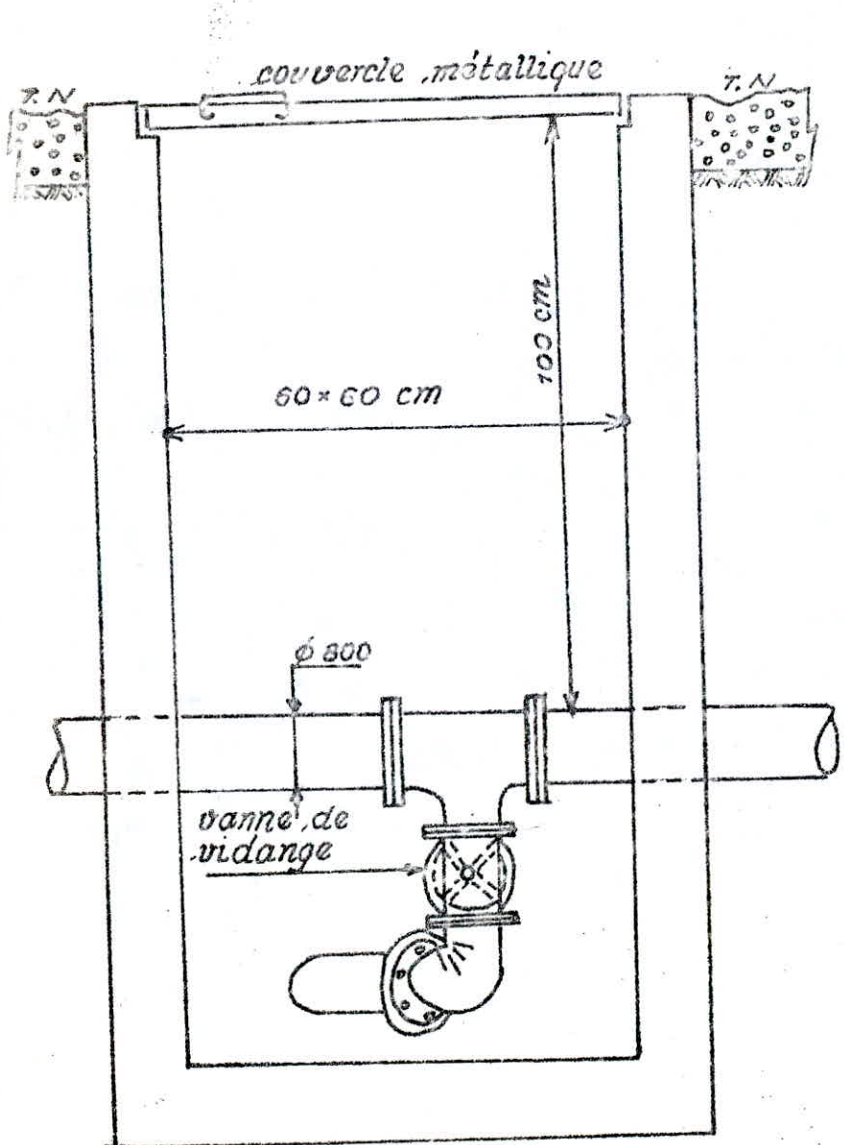
Il peut arriver qu'en certains points hauts du tracé, l'air se trouve cantonné dans la conduite. Ce cantonnement pourrait détruire la canalisation et perturber l'écoulement de l'eau. Pour préserver la canalisation contre ce dégat, la mise en place d'appareils appropriés appelés ventouses s'impose.

XI.3.- Robinet-vanne

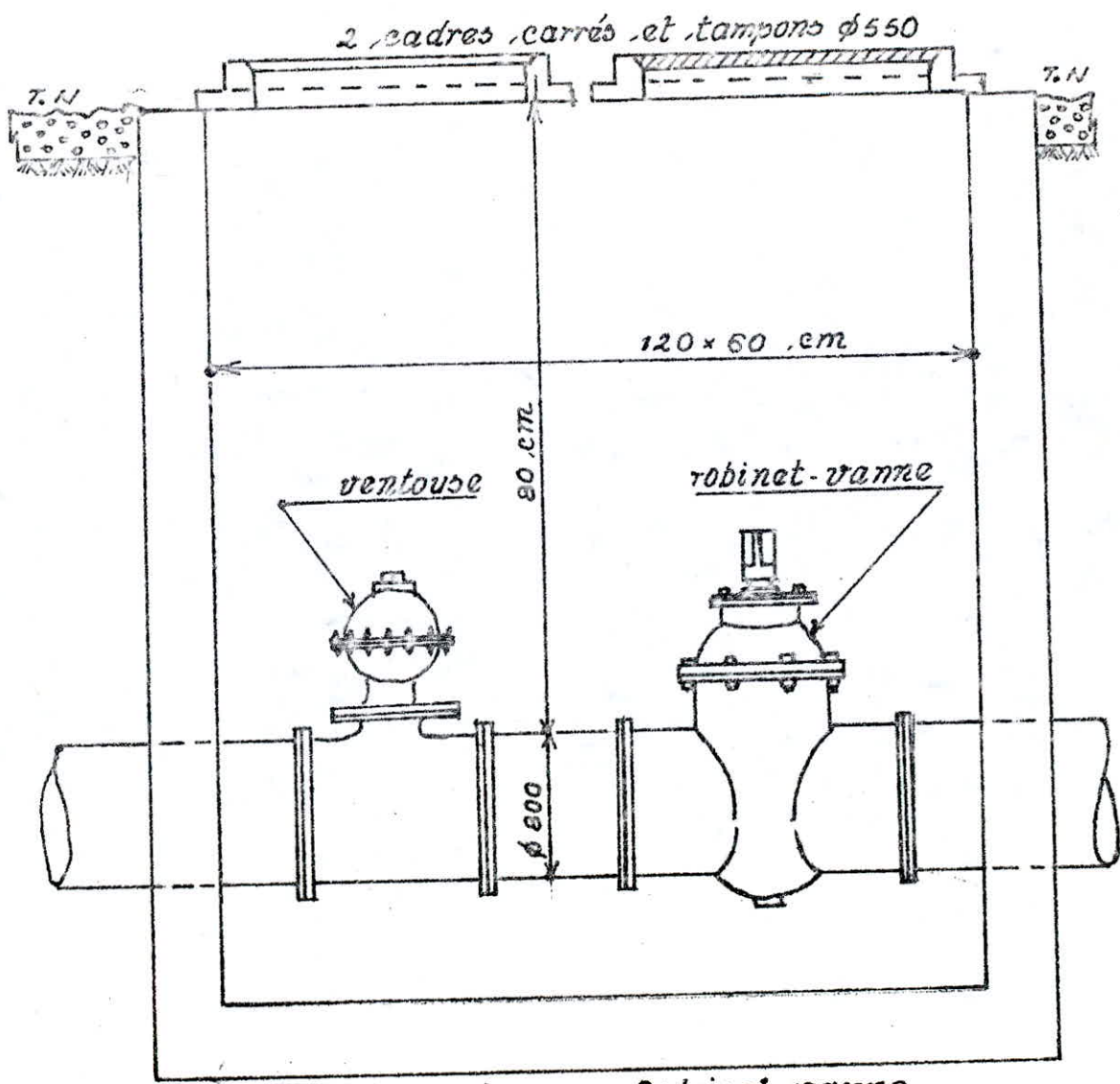
Les robinets-vannes permettent d'isoler une partie du réseau lorsque sur certains tronçons on veut procéder à des réparations ou à des vidanges. Par ailleurs, les robinets-vannes permettent de régler à volonté les débits à partir d'une bouche faite sur un trottoir.

XI.4.- Les clapets

Les clapets sont des dispositifs ayant pour rôle d'empêcher l'écoulement de l'eau dans un sens contraire à celui normal.



a) Regard vidange



L Regard ventouse + Robinet-vanne

figure 26 : équipements et accessoires du réseau

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

=====

En dépit de l'étroitesse de ce travail, nous pensons que cet ouvrage pourra servir d'avant-projet pour l'adduction en eau potable de Béchar et Kénadsa à partir de la retenue de Djorf-Torba.

Notre étude, malgré les difficultés qu'elle a pu comporter, nous a permis d'adopter comme dispositif de protection du réseau contre les phénomènes transitoires, la mise en place d'un réservoir d'air (5 m³) d'une part et d'un système clapet-by-pass d'autre part. Ce dernier dispositif s'appliquant à de faibles hauteurs de refoulement, bien que le profil en long soit favorable, il serait souhaitable que des techniques beaucoup plus sécurisantes et plus économiques voient le jour.

Enfin, le couplage des pompes tel que schématisé sur la figure 13b nécessite la mise en place d'un système d'automatisation complexe que malheureusement nous n'avons plus élaborer, mais dont nous souhaitons la découverte.

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

- (1) A. DUPONT TOME II : Hydraulique urbaine (Eyrolles)
- (2) CEBEDEAU : livre de l'eau - Volume IV
- (3) C. GOMELLA : La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales (Eyrolles)
- (4) D.G.I.H. : Dossier Technique - A.E.P. de Béchar et Kénadsa.
- (5) FORE-WORLD - Gould's pumps manual
- (6) G. DELAPRAY : Théorie de la longueur fluidodynamique.
- (7) HULIN MARC : Station de pompage - Volume 3
- (8) J. BONNIN : Hydraulique urbaines (Eyrolles)
- (9) J. SCHENEIDER : Pompes centrifuges.

