

2001-01

Etude et dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable pour le quartier Gasenyi-Nord / Bujumbura

Cishahayo, Edouard

UB, FSI

<https://repository.ub.edu.bi/handle/123456789/2321>

Téléchargé depuis le dépôt institutionnel officiel de l'Université du Burundi

UNIVERSITE DU BURUNDI
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN
SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE POUR LE QUARTIER
GASENYI-NORD/BUJUMBURA**

Par

Edouard CISHAHAYO

Sous la direction de :

Ir. HICINTUKA Athanase

Travail de fin d'études présenté et défendu
publiquement en vue de l'obtention du grade
d'Ingénieur Civil en **Génie Civil**

Bujumbura, janvier 2001

Remerciements

Au terme de ce travail, qu'il nous soit permis d'exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements s'adressent particulièrement à l'Ir. HICINTUKA Athanase qui a bien voulu diriger ce travail malgré ses multiples occupations.

Nous remercions également l'Ir. NGENDAKURIYO Daniel pour ses conseils combien riches et précieux.

Nous exprimons également nos sentiments de reconnaissance à tous les professeurs de la Faculté des Sciences Appliquées, en particulier ceux du département de génie civil et ceux de la Faculté des Sciences section polytechnique pour la formation scientifique et humaine dont ils nous ont doté.

Que toute notre famille, sans laquelle ce travail n'aurait pas vu le jour, trouve ici le fruit de son effort.

Merci

Edouard CISHAHAYO

Dédicace

A mes parents

A mes frères et sœurs

A mes ami(es)

A tous ceux qui me sont chers

Je dédie ce travail.

TABLES DES MATIERES

CHAP.0. INTRODUCTION GENERALE DU SUJET	1
0.1.Présentation du sujet	1
0.2.Motivation du sujet	1
0.3.Délimitation du sujet	1
0.4.Situation géographique du quartier GASENYI-Nord.....	2
PREMIERE PARTIE : CALCULS HYDRAULIQUES	3
CHAP.I : EVALUATION DES BESOINS EN EAU.....	3
I.1.Estimation de la population.....	3
I.1.1.Horizon de planification.....	3
I.1.2.Estimation de la population	3
I.2.Détermination des besoins en eau potable	4
I.2.1.Consommations spécifiques.....	5
I.2.2.Consommation globale.....	5
I.3.Calcul des débits à produire et de dimensionnement	5
I.3.1.Les pertes d'eau	6
I.3.2.Fluctuation des consommations.....	6
I.3.3.Débit de production	7
I.3.4.Débits de dimensionnement	7
I.3.4.1.Evaluation des besoins en eau des extensions de GASENYI.....	7
I.3.4.2.Débits de dimensionnement et de production	8
CHAP.II.RESSOURCES POTENTIELLES EN EAU POUR L'A.E.P. DE GASENYI.....	9
II.1.Aperçu général sur l'A.E.P. dans la ville de Bujumbura	9
II.1.1.Eaux du Lac TANGANYIKA	9
a.Captage	9
b.Qualité de l'eau brute	10
c.Traitement	11
d.Mesures contre le colmatage des filtres lents.....	13

II.1.2.Eaux de la rivière NTAHANGWA.....	13
a.Captage	13
b.Qualité de l'eau brute	14
c.Traitement	15
II.1.3.Eaux des sources de montagne.....	16
II.2.Avantages et inconvénients liés au captage des différentes sources	16
II.2.1.Captage des eaux du lac.....	16
II.2.2.Captage des eaux des rivières.....	17
II.2.3.Captage des sources de montagnes.....	18
II.3.Source adoptée pour l'A.E.P. de GASENYI.....	18
II.4.Qualité de l'eau.....	18
II.5.Capacité globale de captage dans le lac.....	19
CHAP.III.POMPES ET STATION DE POMPAGE.....	20
III.1.Description de la station de pompage SP3c projetée.....	20
III.2.Côte provisoire du radier pour le réservoir alimentant GASENYI.....	20
III.3.Détermination de la conduite refoulement.....	21
III.3.1.Tracé en plan de la conduite de refoulement.....	21
III.3.2.Profil en long de la conduite de refoulement.....	21
III.3.3.Calcul du diamètre économique.....	22
III.4.Hauteur manométrique totale H_{mt}	24
III.4.1.Calcul de H_g él.....	24
III.4.2.Calcul des pertes de charge.....	25
III.4.2.1.Pertes de charges linéaires.....	25
III.4.2.2.Pertes de charges singulières.....	27
III.4.3.Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}	27
III.5.Détermination de la pompe.....	27
III.5.1.La cavitation.....	28
III.5.1.1.Paramètres de cavitation.....	28
III.5.1.2.Condition de non cavitation.....	30
III.5.2.Type de pompes utilisés.....	32
III.5.3.Amorçage des pompes de la SP3c.....	32

III.5.4.Choix de la pompe	32
III.5.5.Equipement en amont et en aval des pompes	32
CHAP.IV.PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LES COUPS DE BELIER	34
IV.1.Phénomène du coup de bélier	34
IV.2.Valeur numérique du coup de bélier.....	34
IV.3.Dispositif anti-bélier choisi: réservoir d'air.....	36
IV.3.1.Dimensionnement complet du réservoir d'air	37
IV.3.1.1.Calcul proprement dit du réservoir d'air	40
IV.3.1.2.Dimensionnement de la cuve anti-bélier	47
IV.3.1.3.Equipement de la cuve	49
CHAP.V.STOCKAGE DE L'EAU	50
V.1.Généralités sur le réservoir de stockage d'eau.....	50
V.2.Calcul de la capacité du réservoir R11	50
V.2.1.Capacité théorique.....	50
V.2.2.Capacité pratique de R11	50
V.3.Construction de R11.....	52
V.3.1.Matériaux et position par rapport au sol	52
V.3.2.Forme en plan de R11	52
V.4.Prédimensionnement de R11	52
CHAP.VI.CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	54
VI.1.Composition du réseau	54
VI.2.Calcul de la conduite d'adduction.....	54
VI.2.1.Le tracé en plan.....	54
VI.2.2.Profil en long	54
VI.2.3.Dimensionnement de la conduite d'adduction.....	55
VI.3.Tracé du réseau de distribution	56

VI.4.Calcul du réseau de distribution	56
VI.4.1.Calcul du réseau maillé	56
VI.4.2.Calcul des réseaux ramifiés.....	63
VI.4.2.1.Calcul du débit de dimensionnement des conduites	63
VI.4.2.2.Calcul de la conduite	65
VI.4.3.Calcul des pertes de charge	77
VI.4.3.1.Conduite d'adduction.....	77
VI.4.3.2.Réseau de distribution	78
VI.4.4.Calcul de la côte définitive du radier du réservoir R11	80
DEUXIÈME PARTIE : BETON ARME.....	82
CHAP.I.PREDIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS	
DES RESERVOIRS R11	82
I.1.Dalle de couverture	82
I.2.Parois latérales	82
I.3.Les poteaux	83
I.4.Radier de fondation.....	83
CHAP.II.CALCUL DES ACTIONS ET SOLLICITATIONS DES	
DIFFERENTS ELEMENTS DU RESERVOIR.....	84
II.1.Combinaison des actions.....	84
II.2.Calcul des actions et sollicitations.....	84
II.2.1.Dalle de couverture	84
II.2.1.1.Calcul des actions	84
II.2.1.2.Calcul des sollicitations	84
II.2.1.2.1.Principes de la méthode.....	85
II.2.1.2.1.1.Hypothèses de calcul	85
II.2.1.2.1.2.Calcul des moments sur appuis	86
II.2.1.2.1.3.Calcul des momnts en traveé	86
II.2.1.2.1.4.Répartition des moments sur la largeur du panneau.....	88

II.2.2.Calcul des parois latérales.....	89
II.2.2.1.Calcul des moments fléchissants dus à la pression de l'eau.....	90
II.2.2.2.Calcul des efforts horizontaux H.....	92
II.2.2.3.Calcul de la force de poussée des terres:Méthode de TERZAGHI.....	93
II.2.2.4.Calcul des moments fléchissants dus à la poussée des terres.....	95
II.2.3.Calcul des poteaux intérieurs.....	96
II.2.3.1.Descente des charges.....	96
a.Charges reprises par le poteau.....	97
b.Charges reprises par la paroi latérale.....	97
II.2.4.Calcul du radier.....	97
II.2.4.1.Calcul des actions.....	97
II.2.4.2.Cas de charge et calcul des actions.....	98
II.2.4.3.Calcul des moments.....	98
 CHAP.III.CALCUL DE BETON ARME.....	 103
III.1.Caractéristiques des matériaux.....	103
a.Le béton.....	103
b.L'acier.....	103
III.2.Calcul de la section des armatures.....	103
III.2.1.Dalle de couverture.....	103
a.Etapes de calcul.....	104
b.Section des armatures.....	106
c.Vérification de la sécurité au poinçonnement.....	107
III.2.2.Calcul des parois latérales.....	110
a.Vérification de la résistance à la compression.....	111
b.Vérification de la sécurité au flambement.....	112
c.Section d'armature des parois latérales.....	113
III.2.3.Calcul des poteaux.....	115
III.2.3.1.Calcul des armatures longitudinales.....	116
III.2.3.2.Calcul des armatures transversales.....	116

II.2.4.Calcul du radier	117
II.2.4.1.Calcul des armatures.....	117
III.2.4.2.Vérification du non poinçonnement du radier	118
III.3.Vérification de l'ouverture des fissures sous charge de service.....	120
III.3.1.Introduction	120
III.3.2.Limitation de l'ouverture des fissures	120
III.4.Vérification des contraintes sur le sol de fondation	122
III.4.1.Calcul de la contrainte admissible du sol de fondation	122
III.4.2.Calcul des contraintes dues à la charge ponctuelle et au moment fléchissant.....	122
III^{ème} PARTIE :AVANT-METRE DES MATERIAUX ET TRAVAUX POUR LE D'A.E.P DE GASENYI-NORD.....	124
CHAP.I. METRE DES TRAVAUX DE CANALISATION	124
I.1.Cubatures de terrassement.....	124
I.2.Volumes des déblais excédentaires.....	126
I.3.Volume de sable pour la pose des conduites.....	126
CHAP.II.METRE DES MATERIAUX MIS EN OEUVRE.....	128
II.1.Tuyauteries	128
II.2.Maçonnerie en brique cuite de 10	129
II.3.Constructions en béton armé	131
II.3.1.Métre des constituants du béton.....	131
II.3.2.Métre des aciers.....	136
CONCLUSION GENERALE	141
Bibliographie.....	142
Annexes.....	143

CHAP.0 : INTRODUCTION GENERALE DU SUJET

0.1. Présentation du sujet

Notre sujet vise à alimenter en eau potable le quartier GASENYI NORD (cellules UWINTEREKWA et NYABAGERE) en projet d'être viabilisé.

0.2. Motivation du sujet

L'accroissement de la population dans la ville de Bujumbura pousse l'Etat à étendre sa politique de viabilisation dans certaines zones périphériques occupées jusqu'à présent de façon traditionnelle. C'est ce qu'entreprend actuellement les services de la Direction Générale de l'Urbanisme et de l'Habitat (D.G.U.H).

La vie dans ces quartiers bien structurés exige la satisfaction d'autres besoins, particulièrement l'alimentation en eau potable qui est l'objet du présent travail de fin d'études.

La motivation d'alimenter le quartier GASENYI- NORD n'émane pas d'un choix du hasard. Sa situation dans la partie Nord-Est de la ville et relativement en haute altitude (entre 875 et 940 m N.M) par rapport à la majeure partie de la ville, son éloignement des structures d'A.E.P. adéquates pourvues par la REGIDESO nous inspire l'incapacité du moins de ces structures à faire parvenir l'eau potable à la majeure partie des quartiers projetés dans cette zone sous les contreforts de montagnes bordant la ville de Bujumbura vers l'EST.

Notre souhait a été ainsi de rechercher un système d'A.E.P. convenable, puis de faire son étude quitte à satisfaire les besoins en eau dudit quartier.

0.3. Délimitation du sujet

Nous ne pouvons pas manquer d'attirer l'attention du lecteur de ce travail de fin d'études sur l'angle sous lequel le sujet sera traité.

En effet, le présent sujet est tellement vaste qu'il nous serait difficile d'en faire une étude plus complète dans le cadre d'un travail de fin d'études, étant donné les moyens et le temps imparti à ce dernier. Il nous a semblé d'approcher l'étude complète en traitant le sujet sous ses aspects principaux, à savoir :

- **la partie hydraulique** qui sera consacrée à tout ce qui concerne l'hydraulique depuis la source de captage jusqu'aux lieux d'utilisation. Nous y parviendrons grâce aux données, plans topographiques et parcellaires fournis par la REGIDESO et la D.G.U.H. Une proposition et un dimensionnement du réseau d'A.E.P vont clôturer cette partie.
- **la partie béton armé (B.A.)** qui se limitera aux calculs et au dimensionnement du réservoir en béton armé.
- **l'avant-métré** qui n'indiquera dans le cadre de ce travail que des quantités de matériaux mis en oeuvre dans les deux premières parties.

0.4. Situation géographique du quartier GASENYI-NORD.

Le quartier GASENYI NORD se situe dans la partie Nord-Est de la ville de Bujumbura à une altitude comprise entre 875 et 940 m. N.M.

Il est délimité :

- ◇ au Nord-Ouest par la RN1
- ◇ au Sud par la rivière Nyabagere
- ◇ à l'Est par les contreforts de montagnes bordant la ville de Bujumbura, particulièrement le mont GISHINGANO.

Il s'étend sur une superficie d'environ 130 ha.

PREMIERE PARTIE : CALCULS HYDRAULIQUES

CHAP.I : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

I.1. Estimation de la population

I.1.1. Horizon de planification

L'alimentation en eau potable (A.E.P.) d'une population ne peut jamais être ponctuelle. C'est pourquoi nous allons l'étaler sur une période donnée, laquelle rentre dans la marge de la durée de vie du réseau qui est généralement de 20 à 30ans.

Pour le cas présent, l'horizon de planification est de 20ans, à compter de l'an 2000 à 2020. Au cours de cette période, deux phénomènes généralement naturels sont à prévoir :

- augmentation de la population
- élévation du niveau de vie.

La conséquence n'est que la croissance des besoins en eau.

I.1.2. Estimation de la population

Pour évaluer la population P_n après n années, connaissant la population actuelle P_o , nous allons utiliser le modèle des prévisions exponentiel donné par :

$$P_n = P_o(1+Z)^n$$

où Z : taux de croissance de la population en pourcentage. Il est pris égal à 3% (Source : ISTEEBU d'après le recensement de 1989)

n : 20ans

- P_o est estimée sur base du plan de lotissement, supposant que chaque parcelle sera occupée par un ménage comptant 6 Habitants. Comme notre quartier compte 964 parcelles, nous avons :

$$P_o = 964 \times 6 = 5784$$

$$P_n = 5784(1+0,03)^{20} = 10447$$

I.2. Détermination des besoins en eau potable

Les besoins en eau potable d'une population sont généralement classés en deux catégories :

- Les besoins dits privés qui ne sont que les besoins domestiques des habitants eux-mêmes, en fonction de leur niveau de vie.
- Les besoins dits collectifs pour les équipements existant dans notre quartier. Les équipements prévus dans GASENYI-NORD sont d'après la D.G.U.H. :
 - une école primaire de 12 classes avec 50 écoliers chacune
 - une école maternelle de 3 classes à raison de 30 élèves par classe
 - un centre de santé dont la capacité d'accueil est de 30 malades hospitalisés.
 - un bureau postal
 - un marché de quartier

L'évaluation des besoins en eau pour tous ces équipements passe par la définition de la notion d'équivalent-consommateur (Ec). Elle vise à convertir les consommateurs collectifs en un nombre fictif de consommateurs privés qui utiliseraient la même quantité. L'équivalent-consommateur des équipements prévus dans GASENYI-NORD est évalué à 106 sur base des estimations des consommations spécifiques mentionnées dans le tableau suivant :

I.2.1. Consommations spécifiques

		Consommations spécifiques (l/jour x individu)
Consommateur collectif	Ecole primaire	
	Ecole maternelle	15
	Centre de santé	300
	Poste	15
	Marché	
Consommateur privé		200

I.2.2. Consommation globale

Les besoins totaux en eau potable évalués à la fin de 2020 figurent dans le tableau suivant :

Catégories des besoins	Population (en 2000)	Consommation spécifique (l/hab x jour)	Total (m ³ /jr)	Population (en 2020)	Total (m ³ /jr)
Privé	5784	200	1156,8	10447	2089,4
Collectif	106(Ec)		21,2	192	38,4
total	5890		1178	10639	2127,8

Ec = Equivalent-consommateur.

I.3. Calcul des débits à produire et de dimensionnement

Après avoir déterminé les besoins en eau pour notre quartier qui s'élèvent à $2127,8m^3/jour$, nous tenons à faire remarquer que ce débit ne correspond ni à celui de production ni à celui de dimensionnement. D'autres paramètres sont à tenir en compte notamment :

- les pertes d'eau
- les fluctuations des consommations qui peuvent être horaires, journalières voire saisonnières.

I.3.1. Les pertes d'eau

Elles peuvent être de plusieurs ordres :

- les fuites sur les conduites de distribution, sur les branchements et raccordements des bornes fontaines soit que les joints sont non-étanches soit que le réseau est non entretenu ou très âgé.
- utilisation frauduleuse (branchement par by-pass).
- compteurs cassés.
- installations sanitaires défectueuses.

A Bujumbura, les pertes d'eau s'évaluent entre 24 et 30%. En effet, elles incluent également les volumes d'eau perdus par débordement de réservoirs, par mauvais fonctionnement des équipements de mesure du niveau dans ces réservoirs et de transmission des informations vers les stations de pompage.

Pour l'AEP de GASENYI-NORD, nous estimons les pertes à 25% de la production.

I.3.2. Fluctuation de consommations

- La consommation normale journalière sert au dimensionnement des installations comme celles de captage ou de traitement d'eau brute. A Bujumbura tout comme pour notre quartier, le facteur de pointe journalière affecté à la consommation moyenne journalière est estimé à 1,3 d'après les études réalisées par la GKW-REGIDESO.

Donc, on a : $Q_{max,j} = 1,3 Q_{moy,j}$.

- D'après les mêmes études, le facteur de pointe horaire à affecter au débit maximal journalier est de 1,44.

Donc, on a : $Q_{max,h} = 1,44 Q_{max,j} = 1,87 Q_{moy,j}$.

Mais pour le cas présent, nous estimons que les fluctuations horaires seront compensées par les périodes de pompage et le réservoir de stockage, d'autant plus que ce dernier sera dimensionné en tenant compte justement de ces fluctuations horaires.

I.3.3. Débit de production

Il correspond à celui alimentant (le réseau) notre quartier plus les pertes et une réserve d'eau pour l'extinction d'incendies estimée à $120m^3$ à raison de $60 m^3/h$.

I.3.4. Débits de dimensionnement

Dans le cas de notre étude, nous allons distinguer deux cas :

- le débit de dimensionnement du réseau de distribution en eau potable pour notre quartier GASENYI-NORD
- le débit de dimensionnement du système de refoulement et du réservoir alimentant GASENYI-NORD. Ce réservoir pourra, selon les prévisions de la REGIDESO (dans le schéma d'adduction d'eau à Bujumbura, phase II), alimenter aussi d'autres quartiers situés dans la zone haute NORD et EST. Ces quartiers pourraient être l'extension de GASENYI vers l'Est, notamment le quartier Muyaga (Gasenyi Est).

Sur ce, nous devons tenir compte de leurs besoins en eau dans le dimensionnement du système de refoulement et du réservoir.

I.3.4.1. Evaluation des besoins en eau des extensions de GASENYI

- Le quartier MUYAGA (GASENYI-EST) compte d'après le plan de lotissement, 692 parcelles dont 30 pourraient contenir plus d'un seul ménage. A raison de six Habitants par ménage, la population de MUYAGA a été estimée à 4500 habitants. Il compte aussi certains équipements. A défaut d'informations sur ces derniers nous considérons qu'il y aura :
 - Une école primaire de 12 classes
 - Un collège municipal de 8 classes
 - Un terrain de jeux.

L'équivalent-consommateur de ces équipements est évalué à 70 (Ec)

Les besoins totaux en eau des quartiers MUYAGA et GASENYI-NORD sont présentés dans le tableau suivant :

Quartier	Catégories de besoins	Popu. en 2000	Consom. Spécif. (l/hab x j)	Tot.consom (m ³ /j)	Débit à produire	Popu. en 2020	Total de consom	Débit à produire (m ³ /j)
GASENYI-NORD	Privé	5784	200	1178	1472,5	10447	2127,8	2659,75
	Collectif	106				192		
MUYAGA	Privé	4500		914	1142,5	8128	1651	2063,75
	Collectif	70				127		
Total=		10460		2092	2615	18894	3778,8	4723,5

I.3.4.2. Débits de dimensionnement et de production

- Notre quartier GASENYI-NORD exige qu'il soit produit, pour lui seul, un débit de **2659,75m³/jour**.
- L'ensemble des deux parties de GASENYI (GASENYI-NORD et MUYAGA) exigeant un débit de **4723,5m³/jour**, il correspond donc à celui de dimensionnement des installations de refoulement.

CHAP.II. RESSOURCES POTENTIELLES EN EAU POUR L'A.E.P. DE GASENYI

La zone à alimenter en eau potable faisant partie entière de la ville de Bujumbura, nous ne pouvons pas manquer de jeter un coup d'œil sur l'A.E.P. de la ville de Bujumbura.

II.1. Aperçu général sur l'A.E.P. dans la ville de Bujumbura

L'A.E.P. de la ville de Bujumbura est assurée jusqu'à présent par trois types de captages :

- captage dans le lac
- captage dans la rivière
- captage des sources.

II.1.1. Eaux du lac Tanganyika

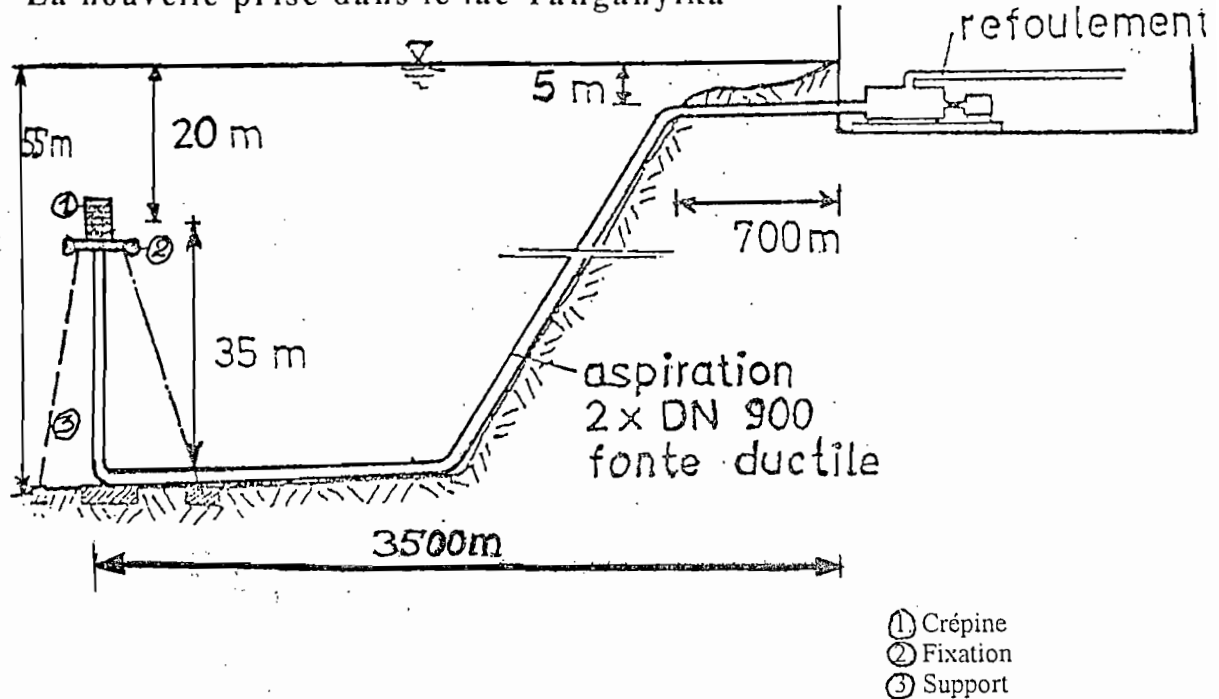
a. Captage.

L'A.E.P. de la ville de Bujumbura est à 92% assurée, d'après la REGIDESO, par captage des eaux du lac

Le premier captage datant de 1968 se trouve à 2,084km du bord et à une profondeur d'environ 30m.

La deuxième prise très importante faite vers 1987 se trouve à 3,5km du bord et à 35m de profondeur.

La nouvelle prise dans le lac Tanganyika



b. Qualité de l'eau brute

Les résultats d'analyse de l'eau brute du lac par le laboratoire de la REGIDESO nous sont donnés dans le tableau suivant.

Qualité de l'eau brute du lac Tanganyika

Paramètre	Unité	Lac surface	25m	Paramètre	Unité	Lac surface	25 m
Température	°C	27,6	26,4	Manganèse	mg Mn ²⁺ /l	0,04	0,04
PH	-	9,20	8,98	Nitrate	mgNO ₃ ⁻ /l	0,009	0,006
Turbidité	NTU	-	1	Nitrite	mgNO ₂ ⁻ /l	0,003	0,003
Conductivité	µs/cm	642,60	651	Azote Ammoniacal	mgNH ₄ ⁺ /l	0,03	0,03
CO ₂ libre	mg/l	0	0	Phosphore total	mgP/l	-	0,18
CO ₂ équivalent	mg/l	-	90,70	Orthophosphate	mgPO ₄ ³⁻ /l	0,10	0,08
CO ₂ Combiné	mg/l	-	146,60	DCO	mg/l	5,50	5,00
HCO ₃ ⁻	mg/l	-	327,00	Na ⁺	mg/l	62,10	61,60
Alcalinité totale	mgCaCO ₃ /l	312,80	322,70	K ⁺	mg/l	33,25	32,90
Dureté totale	mgCaCO ₃ /l	192	192,75	Ca ⁺	mg/l	11,30	11,20
Chlorure	mgCl ⁻ /l	29	28,90	Mg ²⁺	mg/l	38,95	39,65
Fer total	mg/l	0,05	0,03	Oxygène dissous	mgO ₂ /l	6,70	6,45

A partir de ce tableau, nous remarquons que l'eau du lac

- est peu turbide, ce qui explique d'ailleurs le choix du traitement par filtration lente.
- a un *pH* élevé

- est basique à cause de la teneur en carbonate de calcium CaCO_3 qui explique l'augmentation de la dureté. Notons aussi que la concentration trop importante de CaCO_3 en suspension dans l'eau brute pourrait expliquer le phénomène accru de colmatage des filtres interrompant souvent la disponibilité de l'eau dans certains quartiers. Nous allons proposer quelques procédés qui pourraient réduire le colmatage.

c. Traitement

Le traitement des eaux du lac TANGANYIKA n'est limité qu'aux procédés suivants :

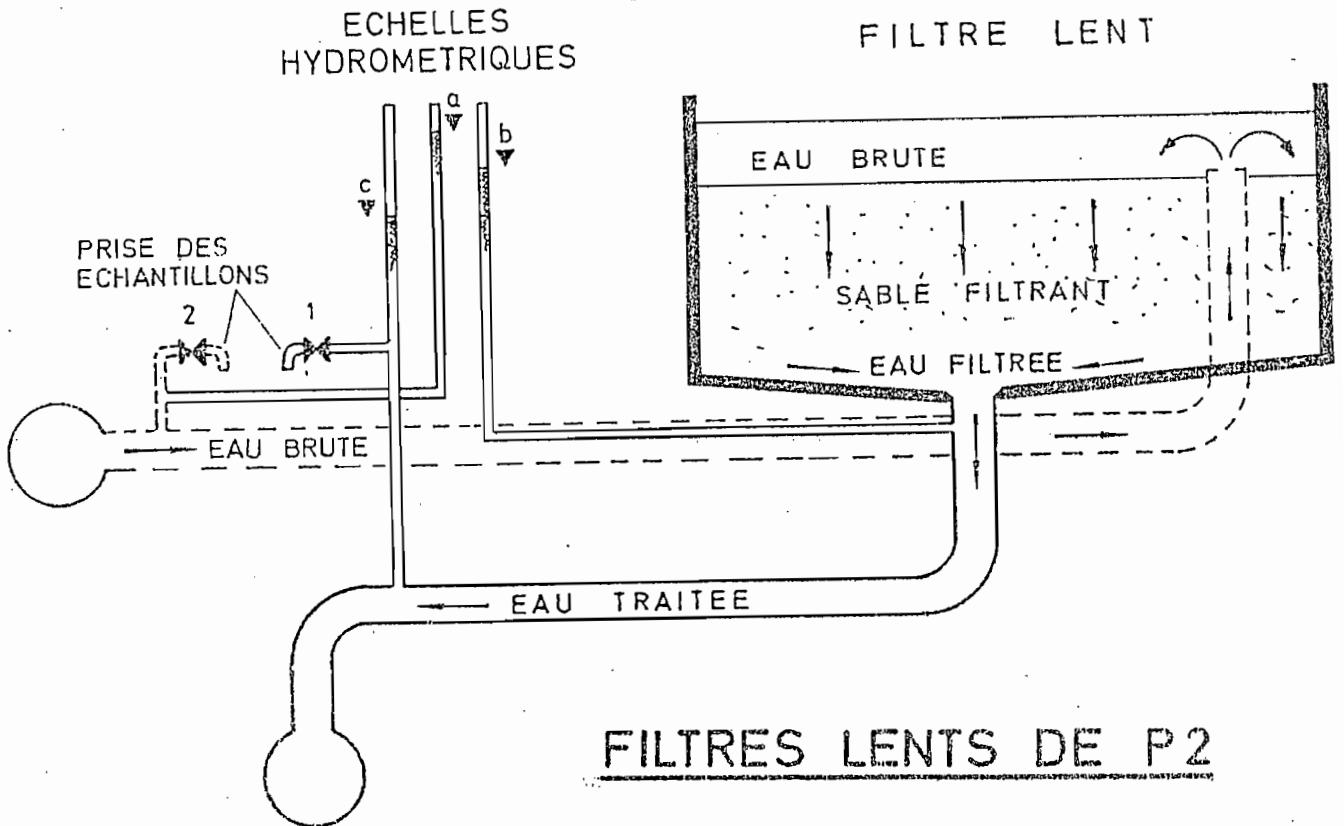
- la filtration lente sur sable fin
- la désinfection au chlore sous forme d'hypochlorite de calcium

La filtration lente s'appliquant à une eau peu chargée (1 à 5 N.T.U.) sinon prétraitée permet de :

- réduire les virus et bactéries (germes totaux: 10^3 à 10^4 , escherchia coli 10^2 à 10^3)
- éliminer efficacement les particules fines de faible densité
- éliminer les matières organiques (M.O.)
- éliminer les larves, parasites et protozoaires.

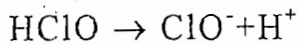
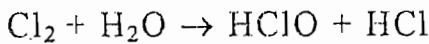
L'aspect microbiologique de la filtration lente est dominé par :

- développement à la surface du filtre, d'une population biologique appelée " membrane biologique " formée d'algues, protozoaires et rotifères qui sont prédateurs d'espèces microbiennes
- développement des bactéries à la surface des grains de sable, qui dégradent les M.O. dissoutes ayant pûes s'infiltrer en profondeur ($\leq 60\text{cm}$).



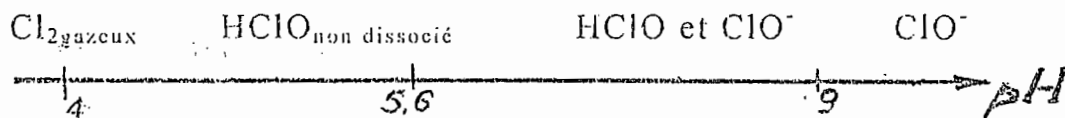
La désinfection au chlore

La désinfection au chlore gazeux ou autres composés chlorés est régie par les réactions d'équations suivantes :



Le chlore étant un oxydant très puissant capable de détruire toute cellule vivante, l'effet bactéricide du chlore ou de tout autre composé chloré sur les bactéries et virus se traduit par l'inhibition enzymatique.

Le pH joue un rôle très important sur les formes des composés chlorés subsistant dans l'eau.



L'effet bactéricide est plus important quand le chlore est gazeux ou sous forme de HClO non dissocié, c'est-à-dire quand le pH est bas.

Cependant, nous avons intérêt de rester dans les limites de $6,5 \leq pH \leq 8,5$

d. Mesures contre le colmatage des filtres lents

- Acidification minérale de l'eau brute . En effet, l'addition d'une solution d'acide (ex : HCl) de concentration donnée dans l'eau brute conduirait favorablement à deux phénomènes :

-diminution du pH , idéalement à une valeur de 7

-non-colmatage des filtres du fait que le $CaCO_3$ très soluble dans l'eau pour un pH faible, la concentration en $CaCO_3$ en suspension diminuerait au profit du $CaCO_3$ en solution, pouvant ainsi s'infiltrer

- Aération de l'eau brute soit en cascade sur une installation où l'eau en s'écoulant, se mélange aussi avec l'air sur des lits de contact en matériaux synthétiques ou en céramique où l'eau est répartie sur toute la surface des lits traversés de haut ou de bas par une injection d'air.

II.1.2. Eaux de la rivière NTAHANGWA

a. Captage

L'A.E.Pde la ville de Bujumbura est à 5% assurée par le captage de la Ntahangwa. Le captage de la Ntahangwa réalisé à la côte altimétrique de 892m.N.M à l'Est du quartier MUTANGA Sud comprend :

- le barrage-poids en blocs de rocher et en béton.
- des dispositifs de prise d'eau comportant un dégrilleur et un dessableur ayant pour rôles respectivement de retenir les gros éléments solides et les sables, des vanne-batardeaux pour le contrôle des débits qui sont installés à l'entrée du canal d'amenée d'eau.
- Un canal d'amenée dont les caractéristiques géométriques de la section sont :
 - * la largeur = 1,7m
 - * la hauteur = 1m
- une conduite amenant l'eau jusqu'à la station de traitement

b. Qualité de l'eau brute

La qualité de l'eau brute de la NTAHANGWA est déterminée par son bassin versant se trouvant en grande partie en montagne au Nord-Est de Bujumbura. Son bassin versant est caractérisé par :

- une intense activité agricole
- un faible boisement naturel ou artificiel
- une forte pente.

Il s'en suit une forte érosion avec énormément de M.E.S. et blocs de rocher à transporter.

Les résultats d'analyse de l'eau brute de la NTAHANGWA par la REGIDESO sont résumés dans le tableau suivant :

Qualité de l'eau brute de la Ntahangwa

Paramètre	Unité	Valeur trouvée	Paramètre	Unité	Valeur trouvée
Température	°C	20,4	Fer total	mg/l	2,05
Oxygène dissout	mg O ₂ /l	7,3	Manganèse	mg Mn ²⁺ /l	0,12
PH	-	7,6	Nitrate	mgNO ₃ ⁻ /l	0,35
Turbidité	NTU	25	Nitrite	mg NO ₂ ⁻ /l	0,12
Conductivité	µS/cm	80	Azote ammoniacal	mgNH ₄ ⁺ /l	0,45
CO ₂ libre	mg/l	6,4	Phosphate total	mg P/l	0,93
CO ₂ combiné	mg/l	-	Orthophosphate	mgPO ₄ ³⁻ /l	1,21
CO ₂ équilibrant	mg/l	-	DCO	mg/l	16,7
HCO ₃ ⁻	mg/l	36,24	Na ⁺	mg/l	4,7
Alcalinité totale	mgCaCO ₃ /l	33,57	K ⁺	mg/l	4,0
Dureté totale	mgCaCO ₃ /l	32,3	Ca ²⁺	mg/l	7,5
Chlorurè	mgCl ⁻ /l	5,3	Mg ²⁺	mg/l	-

Remarquons ceci : Ce qui saute aux yeux, c'est que l'eau de la NTAHANGWA :

- est peu dure (32mg/l de CaCO_3)
- contient du calcium, potassium, sodium et du chlore en quantités faibles.
- a un *pH* presque neutre(=7,6)
- dispose d'un D.C.O. et une turbidité nettement supérieures aux valeurs limites d'après l'O.M.S. (respectivement 5mg/l et 5 N.T.U.). Ceci peut expliquer le traitement rigoureux appliqué à son eau brute.

c. Traitement

Le traitement de la NTAHANGWA se fait en deux étapes :

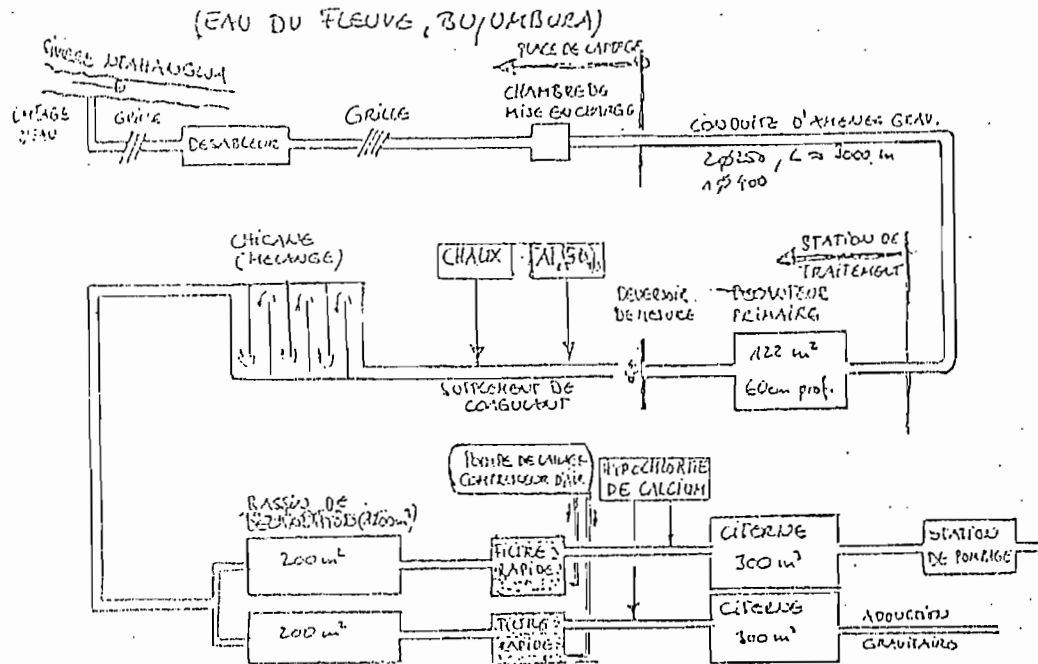
- *en amont*, nous trouvons le prétraitement qui vise à retenir les matières en suspension les plus grosses (sable, feuilles, ...).
- *en aval*, nous trouvons le traitement proprement dit à l'usine d'eau NTAHANGWA. L'essentiel de ce traitement est basé sur l'élimination des matières en suspension (M.E.S) et la désinfection.

L'élimination des M.E.S. est obtenue après :

- la décantation primaire
- la décantation secondaire
- la filtration rapide

La désinfection se fait à l'hypochlorite de calcium

Station de traitement de l'eau de la rivière Ntakangwa



II.1.3. Eaux des sources de montagne

Leurs origines sont des nappes souterraines résultant des pluies infiltrées.

Le réseau de Bujumbura exploite 4 sources des montagnes qui représentent 3% de l'A.E.P. dans la mairie :

- à l'Est, se trouvent 3 sources : BUHONGA, MISUMBA, KAVIRAME
- au Nord de la ville, nous trouvons la source de GATUNGURU.

La qualité de l'eau est, d'après par le laboratoire de la REGIDESO, représentée par les paramètres du tableau ci-dessous.

	GATUNGURU	MISUMBA	BUHONGA
Turbidité (NTU)	2	2,2	-
pH	6	6,7	6,3
Conductivité (µS/cm)	70	20	33
Dureté totale (mgCaCO ₃ /l)	19,5	9	9,5
Alcalinité totale (mgCaCO ₃ /l)	33	13	16
Chlore résiduel (mg/l)	0,2-0,5	0,2-0,5	0,2-0,5

II.2. Avantages et inconvénients liés au captage de différentes sources

II.2.1. Captage des eaux du lac

Les avantages sont nombreux :

- capable d'assurer un débit uniforme.
- le lac est un décanteur naturel à condition que la prise d'eau soit faite à une distance notable du bord
- le lac est auto-épurant. En effet, la grande surface qu'il expose à l'air et à la radiation solaire provoque la croissance de bactéries épuratrices
- le traitement des eaux du lac s'en trouve relativement moins cher
- la température de l'eau reste presque constante.

Les inconvénients aussi ne manquent pas :

- le captage est exclusivement par pompage
- le lac est pollué surtout dans les zones proches de la ville de Bujumbura
- le lac est un peu salé.

II.2.2. Captage des eaux des rivières

Avantages

- disponibilité des rivières traversant la ville (NTAHANGWA, MUHA, KANYOSHA, NYABAGERE...)
- possibilité d'une adduction gravitaire (→ économie d'énergie au pompage)

Inconvénients

- forte variation de débit, voire tarissement presque en fin de saison sèche
- charriage des éléments solides et présence de M.E.S. pendant la saison pluvieuse
- captage parfois impossible pendant les crues
- traitement conséquent en général très coûteux.

II.2.3. Captage des sources de montagnes

Les avantages tels qu'ils se présentent restent :

- la facilité à l'adduction gravitaire
- la qualité des eaux généralement bonne, donc traitement très peu coûteux.

Les inconvénients sont :

- la non localisation de ces sources à proximité de la ville
- leurs débits faibles à cause d'une faible infiltration de pluies.

II.3. Source adoptée pour l'A.E.P. de GASENYI

Pour l'A.E.P. de nos quartiers, nous disposons des potentialités suivantes :

- l'eau du lac exploité par la REGIDESO dans un grand réseau dans la partie nord de la ville
- l'eau des rivières NYABAGERE, KAMENGE, ... à très faibles débits
- les sources de montagne, comme celle de GATUNGURU alimentant le quartier MIRANGO.

Compte tenu de la comparaison avantages-inconvénients pour le captage des différentes sources évoquées précédemment, nous portons le choix sur le lac TANGANYIKA pour l'A.E.P. des deux quartiers de GASENYI (GASENYI-NORD et MUYAGA).

II.4. Qualité de l'eau.

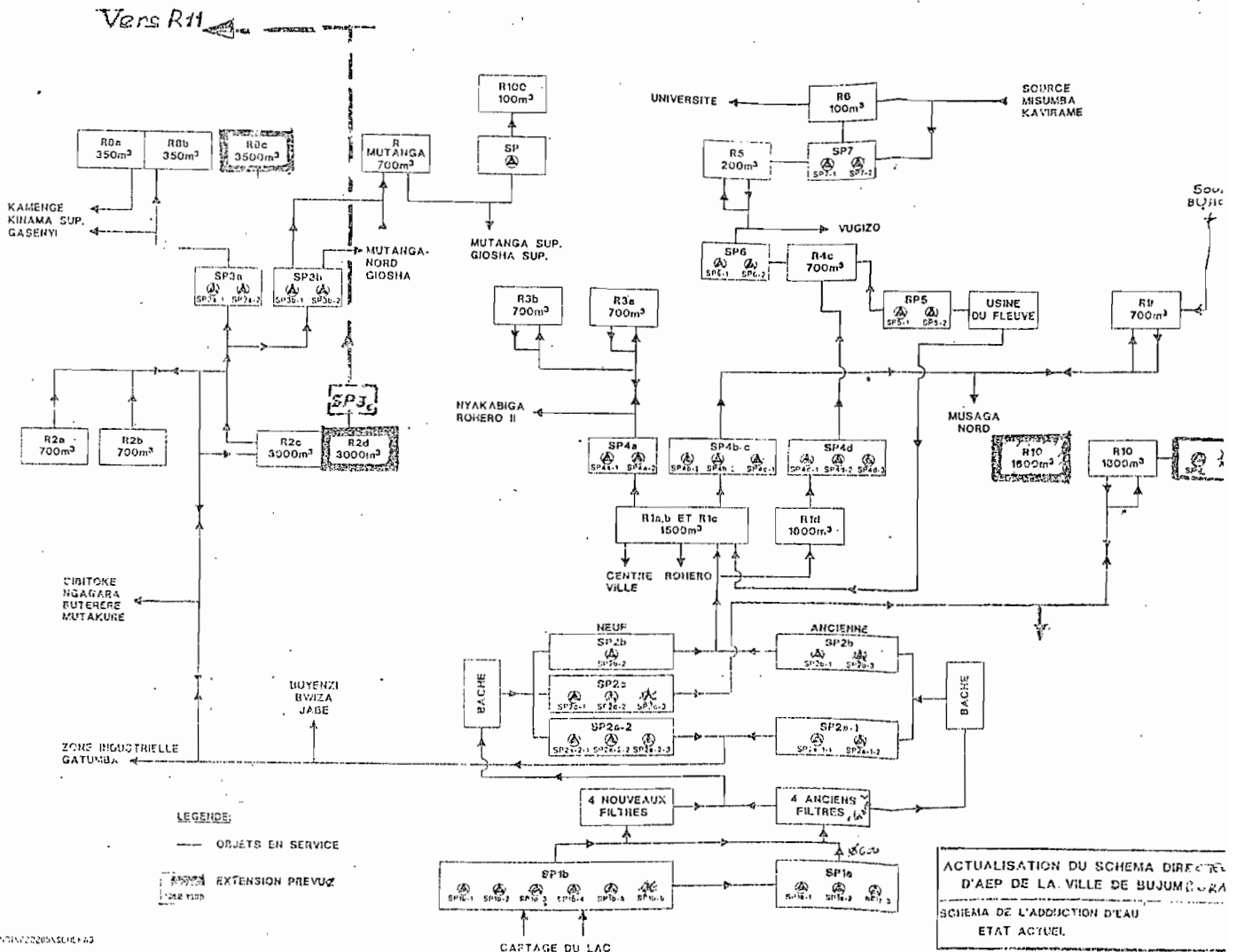
En adoptant le lac pour l'A.E.P. de nos quartiers, nous n'avons pas à douter de la qualité de l'eau qui sera distribuée dans la mesure où le laboratoire de la REGIDESO analyse presque quotidiennement la qualité de l'eau brute et après son traitement tout juste avant la distribution dans la ville de Bujumbura.

II.5. Capacité globale de captage dans le lac.

Le captage d'eau dans le lac à partir de la *SPI* est estimé suffisant pour l'horizon de planification adopté dans la mesure où la *SP1b* comportant six pompes en parallèle a été conçue pour pouvoir faire face à d'éventuelles extensions de la ville.

L'eau est ensuite refoulée vers la *SP3b* à partir de la *SP2* sis à la station *Usine-lac*

Schéma d'adduction d'eau dans la ville de Bujumbura.



CHAP.III. POMPES ET STATION DE POMPAGE

III.1. Description de la station de pompage *SP3c* projetée

En nous référant au schéma d'adduction d'eau dans la ville de Bujumbura (voir annexe :1), nous optons nous aussi à ce que nos quartiers (GASENYI-Est et GASENYI-Nord) soient alimentés à partir des réservoirs *R2c* et *R2d* de capacité égale à $3000m^3$ chacun. Comme *R2c* est le seul qui existe actuellement, il nous faudra étudier s'il peut suffire dans l'immédiat à servir comme bache d'aspiration ou encore motiver immédiatement la construction de *R2d*.

Nous comptons installer nos pompes à proximité des stations de pompage *SP3 a et b*, sis en bas de l'ETS Kamenge, vers l'ouest. Là bas, l'eau y est refoulée directement à partir de la *SP2* sis à l'Usine-lac à travers une conduite de $700mm$ de diamètre. Le *R2c* reçoit l'eau à travers une conduite de $600mm$ de diamètre. C'est sur cette dernière que nous comptons piquer les conduites d'aspirations pour nos pompes qui doivent être à la même côte que celles existant, c'est-à-dire *SP3a et b* se situant à $845,15m.N.M$ (tirée des plans d'installation des *SP3 a et b*).

III.2. Côte provisoire du radier pour le réservoir alimentant GASENYI

L'emplacement du réservoir est dicté essentiellement par des considérations technico-économiques.

En effet, nous devons :

- garantir une pression suffisante aux points de puisage les plus élevés (bâtiments en étage). Des immeubles étant projetés d'être construits en bas des contreforts, nous allons supposer qu'ils seront à 3 niveaux exigeant ainsi une pression maximale au sol comprise entre 20 et $23m$

- rechercher l'adduction gravitaire
- implanter notre réservoir à proximité des consommateurs pour réduire les pertes de charge susceptibles de diminuer la pression minimale à garantir aux points de puisage les plus éloignés du réservoir.
- utiliser une conduite de refoulement la plus courte possible afin de diminuer son coût et les pertes de charges au refoulement.

Compte tenu des hypothèses évoquées ci-haut, nous devons implanter notre réservoir vers la limite Est de notre quartier, au-delà de la NYABAGERE, soit à plus de $945m.N.M$ d'altitude. La génératrice inférieure de la conduite d'adduction doit se trouver au moins à $(945+23)m$, donc à $968m.N.M$.

Fixons provisoirement la côte du radier à $980m.N.M$.

III.3. Détermination de la conduite de refoulement

Elle consiste à préciser la nature et les caractéristiques géométriques de la conduite. Nous préconisons que notre conduite soit en fonte ductile, compte tenu sollicitations auxquelles elle devra résister.

III.3.1. Tracé en plan de la conduite de refoulement

Il doit être le plus régulier possible tout en évitant les contre-pentes responsables du cantonnement d'air surtout dans les points hauts. Pour cela, nous adoptons le tracé suivant une voie longeant le quartier MUYAGA (GASENYI-EST), de la SP3 vers l'Est en bas des contreforts (voir le tracé sur plan parcellaire de MUYAGA annexe).

III.3.2. Profil en long de la conduite de refoulement

Après sa détermination basée sur son tracé en plan, nous pouvons affirmer qu'il est assez régulier (voir annexe)

III.3.3 Calcul du diamètre économique

Le choix du diamètre économique est fonction de certains facteurs, notamment :

- le prix f par kg de conduite et le prix e du Kwh d'énergie électrique, reflétant respectivement la part des frais d'établissement, des frais d'exploitation de la conduite,...
- le facteur d'utilisation n de la station de pompage et annuité constante A qui amortit un capital investi au temps T pour une période en principe égale à la durée de vie de la conduite.

La plus récente est la formule de VIBERT, à savoir :

$$D = 1,157 \left(\frac{n \times e}{f} \right)^{0,154} \times Q^{0,46}$$

où e = Prix du Kwh

f = prix de la conduite par kg

n = temps d'utilisation en heures divisé par 24

D = diamètre économique en mm

Q = débit refoulé en m^3/s

Parfois, les fluctuations de certains des paramètres ci-dessus rendent difficile l'application de la formule et on utilise souvent les formules approchées, notamment celle de BRESSE, à savoir :

$$D = 1,5 \sqrt{Q}$$

ou encore cette formule corrigée, à savoir :

$$D = \sqrt{Q} \text{ si celle de BRESSE conduit à une vitesse faible pouvant générer des dépôts.}$$

Choix de la durée du pompage

Le choix de la durée de pompage est guidé par deux facteurs :

- la facilité de remplissage du réservoir de stockage au moment où il y a moins de prélèvements
- le coût de l'énergie électrique (par KWh) qui peut souvent être fonction des heures de son utilisation.

C'est ainsi que la durée de *12 heures* de pompage par jour a été prise. L'eau sera pompée de *18h* du soir à *6h* du matin.

Diamètre économique

$$\text{On a : } Q = \frac{4723,5}{12 \times 3600s} m^3 = 0,10934 m^3 / s.$$

D'où D peut être pris provisoirement égal à :

$$D = 1,5 \sqrt{0,10934} = 0,496 m.$$

Le diamètre normalisé immédiatement supérieur à prendre est de *500mm*.

Voyons s'il garantit une vitesse de refoulement acceptable.

Nous avons :

$$Q = V.S \Rightarrow V = \frac{Q}{S}$$

où V = vitesse au refoulement en m/s

S = la section de la conduite de refoulement en m^2

Q = le débit refoulé en m^3/s

Nous avons :

$$V = \frac{Q.4}{\pi.D^2} = \frac{0,10934 \times 4}{3,14 \times 0,5^2} = 0,56 m/s$$

Cette vitesse est relativement faible. On peut réduire le diamètre nominal tout en restant dans la fourchette des vitesses acceptables (*0,6 à 1,5m/s*).

Nous avons :

$$\begin{aligned} D &= \sqrt{Q} \\ &= \sqrt{0,10934} = 0,330 m. \end{aligned}$$

Le diamètre normalisé immédiatement supérieur est de 350mm . Vérifions s'il garantit une vitesse acceptable.

Nous avons :

$$V = \frac{Q.4}{\pi.D^2} = \frac{0,10934 \times 4}{3,14 \times 0,35^2} = 1,137\text{m/s.}$$

Nous optons en définitif pour une conduite $DN\ 350\text{mm}$ dans laquelle l'eau sera refoulée avec une vitesse de $1,137\text{m/s}$.

III.4. Hauteur manométrique totale H_{mt}

Elle correspond à la somme de la hauteur géométrique d'élévation $H_{g.él}$ et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement.

III.4.1. Calcul de $H_{g.él}$

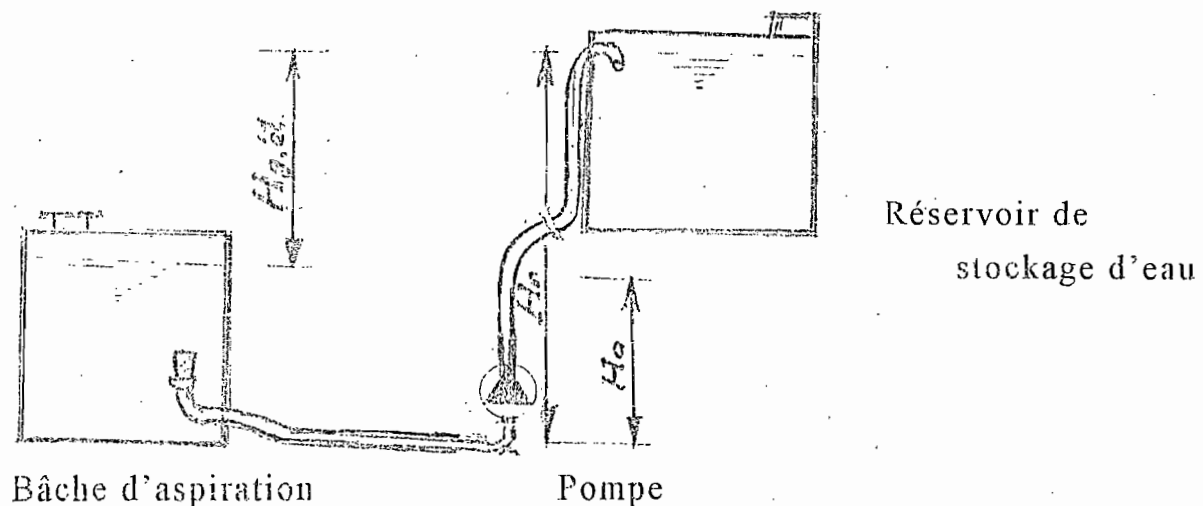
En général , $H_{g.él} = H_r - H_a$

avec $H_{g.él}$ = hauteur géométrique d'élévation

H_r = hauteur géométrique de refoulement

H_a = hauteur géométrique d'aspiration.

où H_a est positive pour le cas d'une aspiration en charge et négative dans le cas d'une aspiration en dépression. (cfr. Schéma de pompage)



Comme la côte maximale d'eau dans $R2c,d$ est de $851,26m$ et que le plan d'axe des pompes $SP3a,b,c$ est à $845,15m$, nous avons l'aspiration en charge.

Par conséquent :

$$Ha=851,26m-845,15m=6,11m.$$

De même, la hauteur maximale d'eau dans $R11$ étant fixée à $4,2m$, nous avons :

$$Hr=(980+4,2)-845,15=139,05m$$

$$\text{Enfin, } Hg.\acute{e}l=139,05-6,11=132,94m.$$

III.4. 2. Calcul des pertes de charge

Nos pompes doivent compenser les dissipations d'énergie d'une part dans les conduites d'aspiration et de refoulement (pertes de charges linéaires) et d'autre part celles qui ont lieu dans les changements de direction (pertes de charges singulières ou locales).

III.4. 2.1. Pertes de charges linéaires

La formule fondamentale de Darcy-Weisback qui donne les pertes de charge par mètre de conduite est :

$$j = \frac{\lambda \times V^2}{2gD} \quad \text{où } \lambda = \text{coefficient de pertes de charge, qui est fonction du}$$

nombre de Reynolds $\mathcal{R}e$ et de la rugosité relative ε/D où ε est la rugosité absolue de la conduite.

V = vitesse d'écoulement en m/s .

Nous avons :

$$\mathcal{R}e = \frac{V \times D}{\nu} \quad D = \text{diamètre de la conduite en m}$$

g = accélération de la pesanteur en m/s^2

ν = viscosité cinématique de l'eau pure qui est fonction de la température = $f(t^\circ c)$. (Voir annexe)

La température de l'eau dans $R2c$ étant aux environs de $25^{\circ}c$, le diagramme (annexe) nous montre que $v=0,8.10^{-6}m^2/s$.

Nous avons donc :

$$Re = \frac{1,137 \times 0,35}{0,8.10^{-6}} = 4,9743.10^5.$$

Or, pour un réseau neuf qui est notre cas, la rugosité absolue ε peut être prise égale à $\varepsilon = 10^{-4} m$.

Nous avons alors :

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{10^{-4}}{0,35} = 2,85 \times 10^{-4}$$

Avec Re et $\frac{\varepsilon}{D}$ trouvés ci-dessus, le diagramme de Moody donne

$$\lambda = 0,0165$$

Par conséquent :

$$j = \frac{0,0165 \times 1,137^2}{2 \times 9,81 \times 0,35} \cong 3,110^{-3} m/m$$

1° Au refoulement

La perte de charge linéaire sur toute la conduite de refoulement longue de $2560m$ est donc de :

$$Jr = j \times 2560m = 7,936m.$$

2° A l'aspiration

Les pertes de charges globales peuvent être estimées à 0,8% de la somme de $Hr+Jr$, soit :

$$Ja = (7,936 + 139,05) \times 0,8\% = 1,18m$$

III.4.2.2. Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont données par la formule :

$$J_s = \frac{KV^2}{2g}$$

où J_s = pertes de charge singulières en m

V = vitesse d'écoulement en m/s

K = coefficient qui dépend du type de singularité

g = accélération de la pesanteur en m/s^2 .

Suivant le tracé en plan de la conduite de refoulement, nous avons trois changements de directions réalisés par coudes d'angle estimé droit.

Or, pour un coude d'angle 90° , $K \cong 0,3$

$$\text{Donc : } J_s = 0,3 \times \frac{1,137^2}{2 \times 9,81} \times 3 \approx 0,06m.$$

III.4.3. Calcul de la hauteur manométrique totale H_{mt}

$$\begin{aligned} \text{Nous avons : } H_{mt} &= H_{g.\acute{e}l} + J_r + J_a + J_s \\ &= 132,94 + 7,96 + 1,18 + 0,06 \\ &= 142,14m. \end{aligned}$$

La hauteur manométrique totale est de $142,14 m$.

III.5. Détermination de la pompe

Les paramètres de choix d'une pompe sont notamment :

- le débit refoulé
- la hauteur manométrique totale
- la vitesse de rotation et la puissance absorbée au point de rendement maximal
- les conditions d'aspiration écartant la cavitation

III.5.1. La cavitation

Théoriquement, il devient impossible de faire monter l'eau dans un tube où on a fait le vide à une hauteur supérieure à la pression atmosphérique (en m d'eau) pour l'altitude considérée. Cette hauteur est donnée par la relation :

$$h_{vt} = 10,33 - 0,0012h$$

où h_{vt} = hauteur du vide théorique, fonction de l'altitude h du lieu de pompage.

En réalité, cette hauteur est moins élevée car une partie de la pression disponible sert à :

- vaincre les pertes de charge dans la conduite d'aspiration
- communiquer au liquide la vitesse désirable.

Par ailleurs, la pression absolue à l'entrée de la pompe ne doit pas descendre en dessous d'une valeur déterminée, puisque la tension de vapeur h_v , correspondant à la température de l'eau pompée ne doit en aucune circonstance être atteinte. Si cela était, on assisterait au phénomène dit de cavitation dont les manifestations peuvent être :

- le bouillonnement de l'eau engendrant des poches de vapeurs
- les chocs très violents et vibrations importantes de la pompe
- le désamorçage de la pompe.

III.5.1.1. Paramètres de cavitation

Les paramètres de cavitation d'une pompe en fonction de ses caractéristiques et de ses conditions d'installation sont déterminées grâce au *NPSH* (Net Positive Suction Head = hauteur de charge nette d'aspiration)

a. Vitesse spécifique

C'est la vitesse à laquelle la roue d'une pompe semblable tournerait pour élever $1m^3/s$ d'eau avec une charge totale égale à $1m$. Le triplet (Q, Hmt, N_s) constitue l'élément essentiel pour passer la commande.

La vitesse N_s est donnée par la relation :

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q}}{Hmt^{3/4}} \quad \text{où } N \text{ (tours/minute)}$$

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$N_s \text{ (tours/minute)}$$

b. NPSHd (Net Positive Suction Head disponible)

Le *NPSHd* est la valeur de la pression absolue (en mètres) mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe. Il est donné par la relation suivante :

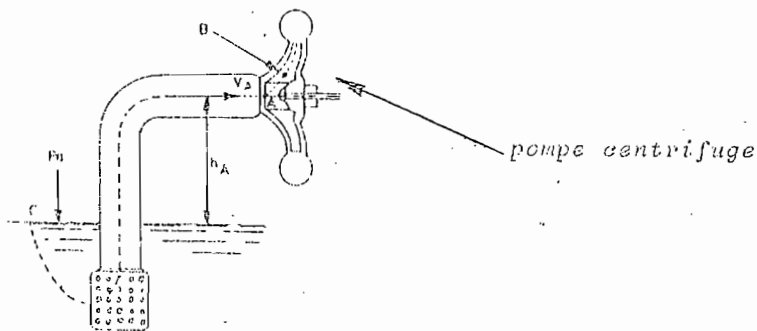
$$NPSH_d = h_{vt} - (h_v + H_a + J_a)$$

$$= \frac{P_A}{W} - h_v \quad \text{avec } W = \rho \cdot g \quad \text{où } W \text{ est le poids volumique de l'eau}$$

et $NPSH_d = h_{vt} - h_v + (H_a - J_a)$ pour l'aspiration en charge

c. NPSHr (Net Positive Suction Head requis)

Le *NPSHr* est la valeur de la pression absolue P_A à la bride d'aspiration au point A diminuée de la tension de vapeur, lorsque la pression en un certain point B à l'intérieur de la roue atteint la tension de vapeur h_v .



d. Constante de THOMA

THOMA a établi un rapport constant σ qui existe toujours entre le $NPSHr$ et la hauteur manométrique Hmt pour les pompes de même vitesse spécifique Ns . STEPANOFF donne une loi approximative de variation de σ au point de rendement maximal de la pompe.

$$\sigma = \frac{NPSHr}{Hmt} = 1,21 \cdot N_s^{4/3} \cdot 10^{-3}$$

III.5.1.2. Condition de non cavitation

Pour éviter la cavitation, il faut avoir :

$$NPSHd > NPSHr.$$

$$\Leftrightarrow Hvt - h_v + H_a - J_a > 1,21 \times 10^{-3} N^{4/3} Q^{2/3}$$

A l'altitude de 851,26m.N.M (niveau supérieur de l'eau dans la bêche d'aspiration), nous avons :

$$Hvt = 10,33 - 0,0012 \times 851,26m \cong 9,31m$$

La température de l'eau dans R_{2c} tournant aux environs de 25°C, nous avons :

$$h_v \cong 0,31$$

Le débit refoulé étant important, nous comptons utiliser deux pompes en parallèle.

La hauteur d'aspiration minimale dans les réservoirs R2c,d est égale à :

$$1m \times (847^{(*)} - 845,15) = 1,85m$$

et on a :

$$NPSHd = 9,67 m$$

Pour qu'il n'y ait de cavitation, la vitesse N de rotation de la pompe est telle que :

$$9,67 > 1,21 \times 10^{-3} N^{4/3} (Q/2)^{2/3} \quad \text{avec} \quad Q = 0,10933 m^3/s$$

$$\Rightarrow N < 3615 \text{ tours par minute}$$

Prenons $N = 2900$ tours par minute.

Avec cette nouvelle vitesse de rotation, déterminons la nouvelle hauteur d'aspiration réellement à avoir.

Nous avons :

$$N_s = \frac{2900 \times \sqrt{0,0546}}{H^{\frac{3}{4}}} = 16,47 \text{ tours par minute}$$

Au point de rendement maximal, les deux pompes équivalent à une seule pompe qui tournerait à la même vitesse $N=2900$ mais ayant une vitesse spécifique

$$N'_s = N_s \sqrt{2} \text{ soit } N'_s = 23,29 \text{ tours par minute}$$

Nous avons :

$$\begin{aligned} NPSHr &= 1,21 \left(16,47 \cdot \sqrt{2} \right)^{\frac{4}{3}} \times 142,14 \times 10^{-3} = 11,44m \\ NPSHd &= H_w - h_v + (H_a - J_a) \\ NPSHd &= 9,31 - 0,31 + H_a - 1,18 \\ &= 7,82m + H_a \end{aligned}$$

Donc : $H_a > 11,44m - 7,82m$, soit $H_a > 3,62 m$.

Prenons $H_a = 3,63 m$

Cela signifie qu'il faut chaque fois avoir $3,63 m$ d'eau au dessus de l'axe de la pompe, soit à une hauteur égale à :

$$1m \times 3,63m - (847^{(*)} - 845,15) m = 1,78m \text{ au dessus de la crépine d'aspiration.}$$

Il est donc impérieux de construire dans l'immédiat le nouveau réservoir **R2d** jumelé à **R2c** qui servirait de bache d'aspiration à nos pompes sans risque de cavitation.

NB : (*) 847m.N.M est le niveau minimal d'eau dans **R2c**.

III.5.2. Type de pompes utilisés

La *SP3c* sera dotée de pompes centrifuges en raison qu'elles :

- sont moins encombrantes
- offrent une hauteur d'élévation élevée à débit considérable
- peuvent être connectées à une source d'énergie hydroélectrique ou thermique
- sont faciles à entretenir
- sont moins coûteuses voire leurs installations.

III.5.3. Amorçage des pompes de la *SP3c*

L'amorçage consiste à remplir d'eau la turbopompe avant son démarrage pour permettre son fonctionnement.

Pour le cas des pompes de la *SP3c* dont l'aspiration est en charge, l'amorçage est presque automatique sauf qu'on peut installer un clapet à l'aspiration qui permet de maintenir une quantité suffisante d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de pompe, évitant ainsi de recommencer le remplissage avant le démarrage

III.5.4. Choix de la pompe

Nous tenons à garder l'harmonie en choisissant trois pompes identiques à celles existant à la *SP3a, b* ; c'est-à-dire les pompes *KSB* de type *WL 125/2* avec $N=2900$ tours/minute. La troisième pompe sera de réserve pour intervenir en cas de panne de l'une des deux premières.

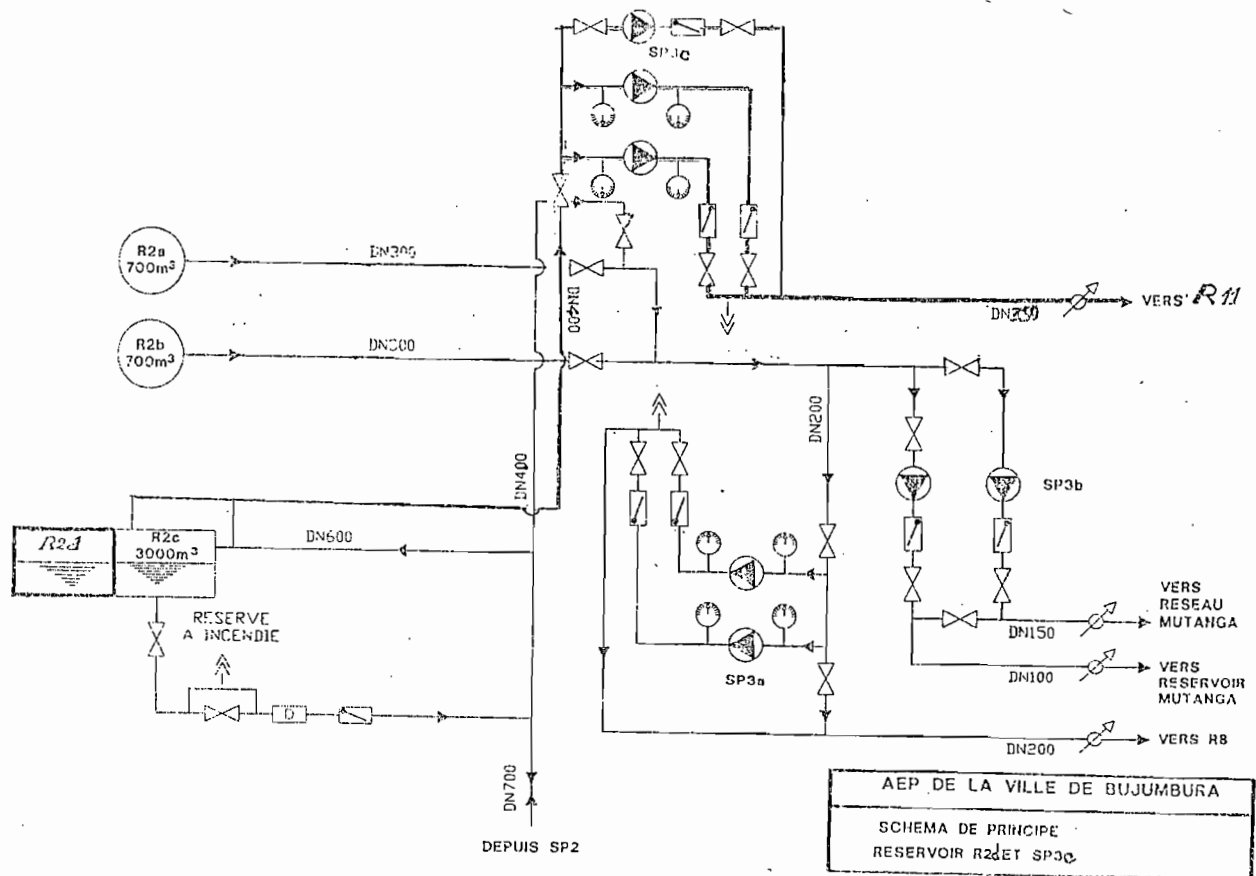
III. 5. 5. Equipement en amont et en aval des pompes

En amont des pompes, à part la conduite d'aspiration de diamètre **0,4m**, nous comptons monter une vanne d'aspiration sur la conduite d'aspiration. Cette vanne servira en cas de nécessité à isoler les pompes au moment de l'entretien ou de démontage.

En aval, nous avons successivement :

- un divergent dont le rôle est de ramener les vitesses parfois excessives à la sortie des pompes (3 à 7m/s) à celle correspondant au passage normal dans la conduite de refoulement (1,137m/s pour notre cas)
- Un clapet anti-retour qui empêchera l'inversion des débits d'eau lors de l'arrêt des pompes.
- Une vanne de refoulement qui aura le rôle :
 - .D'isoler les pompes lors des entretiens et démontages
 - . Limiter les coups de bélier survenant lors de la mise en marche et de l'arrêt des pompes
- Un dispositif anti-bélier qui sera monté immédiatement à l'aval des pompes.

Schéma de principe de la station de pompage SP3c projetée.



CHAP.IV. PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LES COUPS DE BELIER

IV.1. Phénomène du coup de bélier

Toute modification rapide survenant dans le régime de l'écoulement d'une canalisation donne naissance à des oscillations de pression (surpressions et dépressions alternatives) connues sous le nom de " coups de bélier ".

Les causes essentielles du coup de bélier sont :

- le démarrage brusque des groupes motopompes
- l'arrêt brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes motopompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir
- l'arrêt brutal ou fermeture rapide des vannes de sectionnement ou robinets d'obturation placés en bout d'une conduite d'adduction.

Un tel phénomène a comme conséquences la détérioration des pompes ainsi que la fatigue des conduites.

IV.2. Valeur numérique du coup de bélier

Dans le cadre de notre travail, l'arrêt brusque des groupes motopompes a été pris comme pouvant causer plus de dégâts.

La valeur numérique du coup de bélier est donnée par la formule de JOUKOWSKY, à savoir :

$$\Delta H = \pm a \frac{V_0}{g} \quad \text{où} \quad V_0 = \text{vitesse d'écoulement dans la} \\ \text{conduite (m/s).}$$

a = célérité de l'onde de pression (m/s).

La célérité a de l'onde de pression nous est donnée par la formule :

$$\frac{1}{a^2} = \rho \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{Ee} \cdot c \right)$$

où ρ = masse volumique du liquide (1000 kg/m^3 pour l'eau)

ε = module d'élasticité de l'eau ($\cong 2,05 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$).

E = module d'élasticité de Young ($\cong 1,7 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$ pour la fonte ductile)

c = coefficient qui dépend de la nature des joints, du type du tuyau (mince ou épais) et qui est fonction du coefficient de Poisson ν du matériau.

e = épaisseur de la conduite.

Remarquons que la valeur du coefficient c reste parfois difficile à déterminer avec précision, surtout qu'en posant $c(\nu)=1$, on commet une erreur acceptable.

C'est pour cela qu'une autre formule approchée, a été établie par ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}} \text{ avec } k=1 \text{ pour la fonte ductile.}$$

Calculons la valeur de la célérité a sachant que pour une conduite en fonte ductile de diamètre nominal (DN) 350 mm , l'épaisseur e est de $7,7 \text{ mm}$.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{350}{7,7}}} = 1022,4 \text{ m/s}$$

$$\Delta H = \pm \frac{a \cdot v_0}{g} \quad v_0 = 1,137 \text{ m/s}$$

$$\Delta H = \pm \frac{1022,4 \times 1,137}{9,81} = \pm 118,5 \text{ m}$$

Par conséquent, si H est la pression (en m d'eau) régnant dans la conduite avant le coup de bélier, cette pression atteindra après le coup de bélier une valeur égale à $H \pm \Delta H$, si nous négligeons la réduction de ΔH suite aux frottements dans la conduite

Sans dispositif de protection, nous aurions :

$$\begin{aligned} - \text{ la pression maximale} &= \text{pression statique} + \Delta H \\ &= 139,05 + 118,5 = 257,55m \end{aligned}$$

$$- \text{ la pression minimale} = 139,05 - 118,5 = 20,55m.$$

Or la pression nominale (PN) des conduites FD , $DN350$ est de 35 bars, soit aux environs de 350 m . Etant donné que $PN >$ pression maximale, notre conduite pourrait résister aux surpressions lui soumises par les coups de bélier.

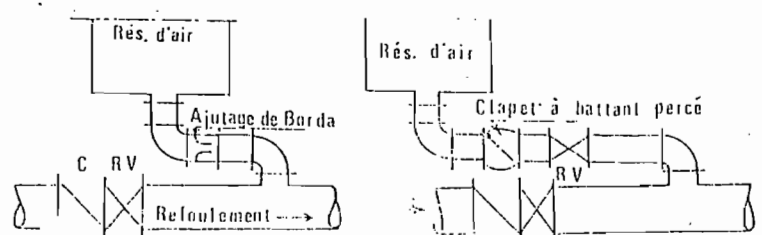
Mais il est toujours nécessaire d'écarter toute éventuelle surpression qui pourrait nuire aux joints. C'est pour cela que nous nous proposons d'étudier un dispositif anti-bélier adéquat et économique pouvant assurer plus de sécurité à l'exploitation de la station de pompage.

IV.3. Dispositif anti-bélier choisi : réservoir d'air

Le réservoir d'air a été choisi d'une part pour son efficacité dans la protection contre les dépressions et surpressions et d'autre part, il est moins encombrant (pouvant être installé dans le local des motopompes).

L'étranglement où ont lieu les pertes de charges à la descente de l'eau peut être constitué par :

- un diaphragme
- une tuyère
- un clapet à battant percé.



Le dispositif d'étranglement à adopter serait celui engendrant plus de pertes de charges au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller permettant ainsi d'amortir rapidement les oscillations et de réduire le volume de la cloche.

Pour cela, le clapet à battant percé a été adopté.

IV.3.1. Dimensionnement complet du réservoir d'air

Notre installation n'étant plus modeste ($Q > 30\text{l/s}$, $L > 1200\text{m}$), le volume du réservoir d'air U_0 ne peut plus être simplement calculé par la formule :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \times \frac{LS}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \text{ avec } f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \log \frac{Z_0}{Z_{\min}}$$

où U_0 = volume de l'air en m^3

L = longueur de la conduite de refoulement en m

S = section de la conduite

V_0 = vitesse de refoulement en régime normal

Z_0 = pression absolue (en m d'eau) en fonctionnement normal

= $H_r + 10$ m

Z_{\min} = pression absolue minimale à la fin de la dépression

Z = pression absolue pendant la surpression (dépression)

Marche normale • Fin de la dépression • Fin de la surpression



Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

Le volume U_0 trouvé à l'aide de cette formule sera supérieur à U'_0 recherché.

Le calcul complet est fait en construisant l'épure de BERGERON. On déterminera ainsi les valeurs maximales de la dépression et de la surpression après s'être fixé au préalable le volume d'air en régime normal, le diamètre de la tubulure reliant le réservoir à la conduite de refoulement ainsi que le diamètre du trou du dispositif d'étranglement.

a. On calcule : $a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}}$ où a = célérité des ondes d'oscillation.

$\theta = 2 \frac{L}{a}$ où θ = temps d'aller-retour que dure une

oscillation de l'onde, avec $\frac{L}{a}$ pris comme unité de temps.

b. Tracé de l'épure

b1. Tracer la courbe **C** caractéristique de la conduite donnée par :

$$J = c \frac{Q^2 L}{D^5} \quad \text{avec} \quad c = \frac{8\lambda}{\pi^2 g} \quad \text{et } J = \text{la perte de charge linéaire en m}$$

b2. Graduer l'axe des abscisses selon la vitesse de l'eau au refoulement. Cet axe correspondra à une pression absolue :

$$Z_0 = H_r - h_0 + 10 \text{ m}$$

avec H_r = hauteur géométrique de refoulement;

h_0 = distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de la conduite de refoulement

L'axe des ordonnées représente les pressions absolues en mètre d'eau.

b3. Tracer une droite de pente $\frac{a}{gS} = \frac{b}{Q_0}$, soit à un angle $\alpha = \arctan \frac{a}{gS}$ à

partir de V_0 .

où b = valeur du coup de bélier (en m d'eau)

b4. Se fixer arbitrairement une vitesse V_{fi} à la fin de chaque intervalle de temps θ_i .

b5. Calculer $V_{mi} = \frac{V_{fi} + V_{fi+1}}{2}$

où V_{mi} = vitesse moyenne calculée à partir des vitesses au début et à la fin de chaque intervalle de temps θ_i

b6. Calculer ΔU_i du volume d'air après chaque intervalle θ_i donné par :

$$\Delta U_i = V_{mi} \times \theta \times S \quad \text{où } S = \text{section de la conduite de refoulement.}$$

b7. $U_i = U_0 + \sum_i \Delta U_i$ avec $\Delta U_i > 0$ si l'eau monte dans la conduite

$\Delta U_i < 0$ si l'eau descend

b8. La nouvelle pression Z dans le réservoir d'air est donnée par :

$$Z_i = \frac{(Z_0 + \delta_0)}{U_i^{1,4}} U_0^{1,4} \quad \text{où } \delta_0 = \text{pertes de charge au refoulement sous la vitesse initiale } V_0.$$

b9. Calculer la perte de charge Δh_2 due à l'étranglement donnée par :

$$\Delta h_2 = C \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{où } C \text{ est fourni par la planche XXX après avoir déterminé}$$

$$m = \frac{\phi_{\text{trou-bat tant}}^2}{\phi_{\text{tubulure}}^2}$$

avec m = rapport des sections de la veine d'eau contractée et de la tubulure et

$$V_2 \text{ est telle que : } \frac{V_2}{V_f} = \frac{D^2}{\phi_{\text{trou du bat tant}}^2} = k \Rightarrow V_2 = kV_f$$

b10. Calculer la pression P dans la conduite :

$$P = Z + h_0 \text{ à la montée vers le réservoir de stockage}$$

$$P = Z + h_0 + \Delta h_2 \text{ à la descente.}$$

b11. Pour V_{fi} , lire chaque fois la valeur de δ_i

b12. Calculer $P'_i = P_i - \delta_i$ quand l'eau monte

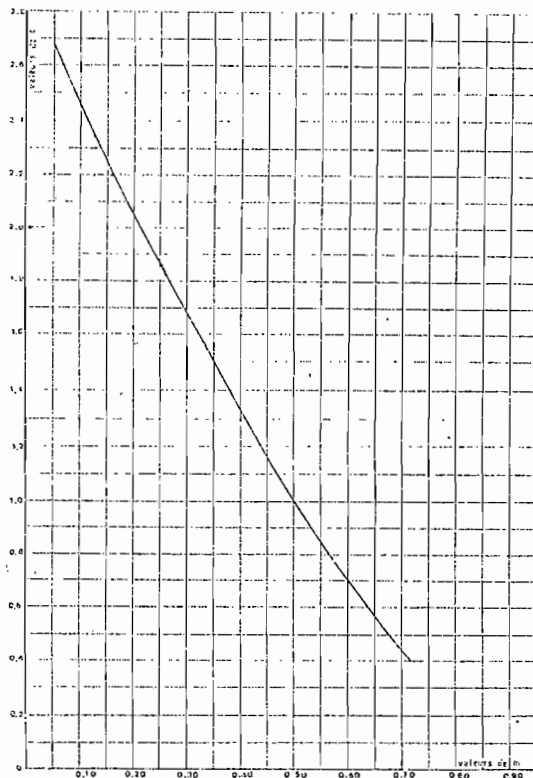
$$P'_i = P_i + \delta_i \quad \text{quand l'eau descend}$$

b13. Par P'_i , tracer une horizontale qui coupe la tangente $\frac{a}{gs}$. Vérifier si la verticale passant par V_{II} rencontre l'horizontale exactement sur la droite de pente $\frac{a}{gs}$.

Si cela n'est pas le cas, recommencer les étapes de b4 à b13.

NB : La convergence de cette méthode exige que la condition énoncée en b13 soit remplie.

PLANCHE XXX. Coefficient de perte de charge c dans un diaphragme



IV.3.1.1. Calcul proprement dit du réservoir d'air

La célérité a des ondes est donnée par :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{350}{7,7}}} = 1022,4 \text{ m/s}$$

La valeur du coup de bélier est

$$b = \pm \frac{V_0 \times a}{g} = \pm \frac{1,137 \times 1022,4}{9,81} = \pm 118,5 \text{ m d'eau}$$

$$\theta = \frac{2L}{a}$$

$$\theta = \frac{2 \times 2560}{1022,4} \cong 5 \text{ sec}$$

$$\text{La pente } \frac{a}{gS} = \frac{1022,4 \times 4}{9,81 \times \pi D^2} \cong \frac{1022,4 \times 4}{9,81 \times \pi \cdot 0,35^2} \cong 1083,79 \frac{\text{m}}{\text{m}^3/\text{s}}$$

$$\text{Comme } \frac{b}{Q_0} = \frac{a}{gS} = 1083,79 \frac{\text{m}}{\text{m}^3/\text{s}}, \text{ nous tirons que : } \frac{b}{Q_0} = \frac{1083,79 \text{ m}}{1 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Choix des échelles

Echelle des b : 1cm représentera 10m

Donc : 1083,79m sont représentés par 108,379cm

Echelle des vitesses : 11,37cm représentant $0,10934 \text{ m}^3/\text{s}$

$1 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 103,99 \text{ cm}$.

Comme la conduite est supposée avoir un diamètre uniforme, l'échelle des débits équivaut à l'échelle des vitesses.

$$\text{Donc : } \frac{\alpha}{gS} = \frac{108,379}{103,99} = 1,042 \Rightarrow \alpha = \arctan 1,042 = 46^\circ 11' 06''$$

Caractéristiques de l'installation

- Diamètre de la conduite de refoulement $\phi_c = 350 \text{ mm}$
- Diamètre de la tubulure de raccordement entre réservoir d'air et la conduite de refoulement : $\phi_{tub} = 200 \text{ mm}$
- Hauteur h_0 du plan d'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite de refoulement $h_0 = 1,5 \text{ m}$
- Hauteur géométrique de refoulement $H_r = 139,05 \text{ m}$
- Pression absolue $Z_0 = H_r - h_0 + 10 \text{ m} = 147,55 \text{ m}$

- Caractéristique C de la conduite de refoulement avec la rugosité absolue $K = 10^{-4} m$

Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Pertes de charge par mètre de conduite de refoulement j (en m/m)	Pertes de charges pour toute la conduite de refoulement $J=j \times L$ où $L=2560m$
0,5	4,8106	0,000 011	0,028
0,10	9,6211	0,000 039	0,099
0,15	14,4317	0,000 081	0,208
0,20	19,2423	0,000 135	0,346
0,25	24,0529	0,000 203	0,520
0,30	28,8634	0,000 282	0,822
0,35	33,6740	0,000 374	0,957
0,40	38,4846	0,000 477	1,221
0,45	43,2952	0,000 594	1,521
0,50	48,1057	0,000 721	1,846
0,55	52,9163	0,000 860	2,202
0,60	57,7269	0,001 009	2,583
0,65	62,5375	0,001 172	3,000
0,70	67,3480	0,001 348	3,451
0,75	72,1586	0,001 533	3,925
0,80	76,9692	0,001 730	4,429
0,85	81,7798	0,001 936	4,956
0,90	86,5903	0,002 153	5,512
0,95	91,4009	0,002 363	6,100
1,00	96,2115	0,002 626	6,723
1,05	101,0221	0,002 878	7,368
1,1	105,8326	0,003 142	8,044
1,137	109,3402	0,003 203	8,200

N.B : L'amortissement de l'onde de pression étant dû aux pertes de charges, nous devons étudier l'influence des dimensions de l'étranglement où ont lieu ces pertes de charges sur la surpression, la dépression et le choix du volume U_0 du réservoir d'air.

Nous allons donc considérer deux cas d'étranglement constitués par des trous pratiqués dans le battant du clapet.

1^{er} cas : Diamètre du trou $\phi_{tr1} = 70\text{mm}$

Nous avons :

$$m_1 = \frac{\phi_{tr1}^2}{\phi_{tub}^2} = \frac{70^2}{200^2} = 0,1225 \Rightarrow C_1 = 2,35 \text{ (d'après la planche XXX).}$$

où m_1 = rapport des sections de la veine d'eau contractée et de la tubulure.

$$\text{Donc : } \Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \times 2,35 \text{ avec } \frac{V_2}{V_f} = \frac{\phi_c^2}{\phi_{tr1}^2} = \frac{350^2}{70^2} = 25.$$

$$\text{Par conséquent : } V_2 = 25V_f.$$

2^{ème} cas : Diamètre du trou $\phi_{tr2} = 100\text{mm}$

$$\text{De même : } m_2 = \frac{100^2}{200^2} = 0,25 \Rightarrow C_2 = 1,86$$

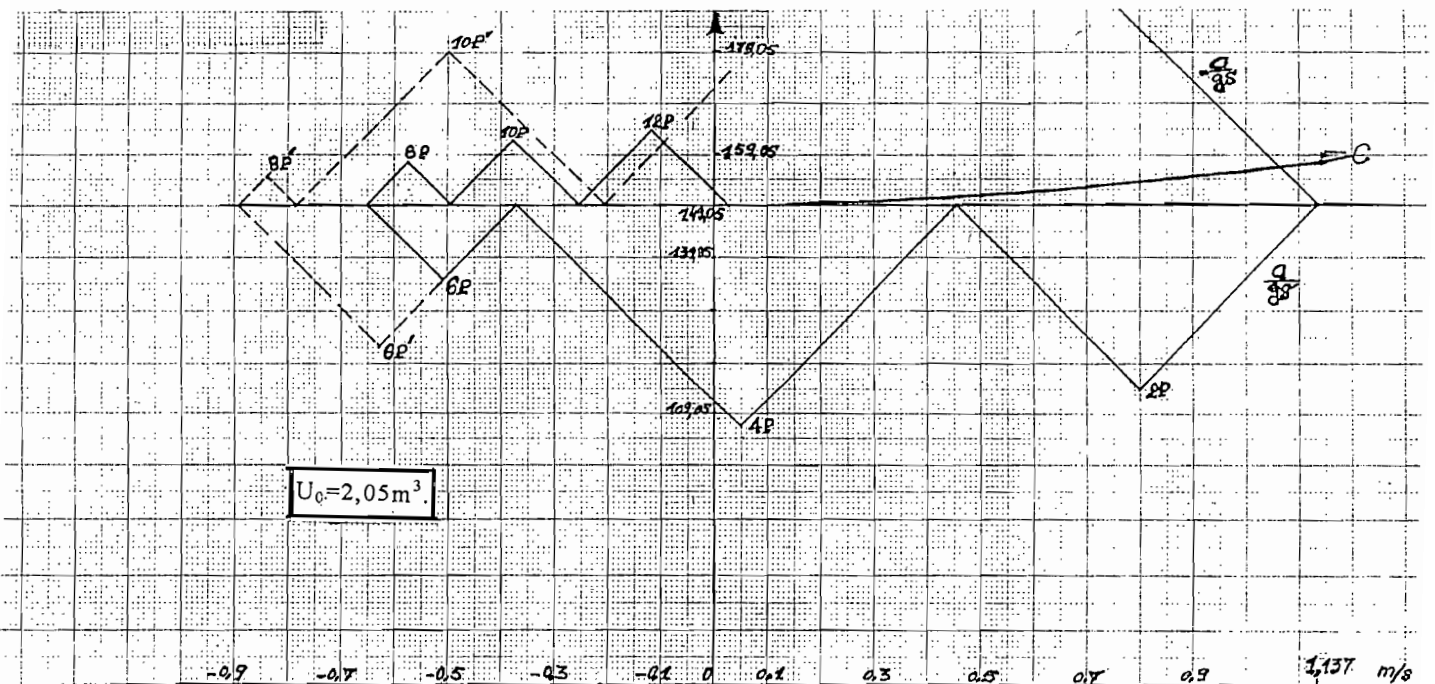
$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2}{2g} \times 1,86 \text{ avec } \frac{V_2}{V_f} = \frac{350^2}{100^2} = 12,25.$$

$$\text{on trouve } V_2 = 12,25V_f.$$

La suite des calculs et les tracés des diagrammes de BERGERON sont les suivants :

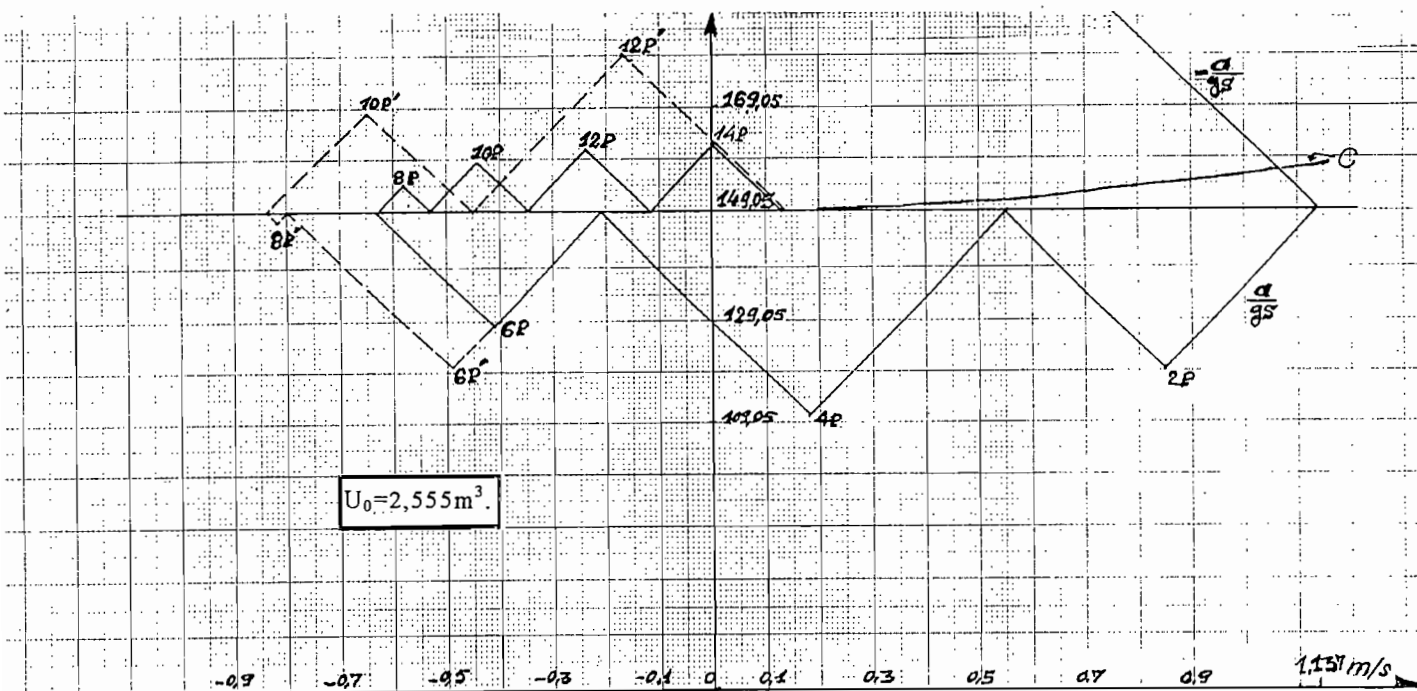
Intervalle de temps θ	Variation du volume d'air $\Delta U = S V_m \theta = 0,481 V_m$	Volume d'air U	Pression dans le réservoir d'air $Z = (Z_0 + \delta_n) \frac{U_0^{1,4}}{U^{1,4}}$	Vitesse V_2 au passage d'eau dans le trou du clapet $V_2 = 25 V_f$	Perte de charge dans l'orifice du clapet à battant percé $\Delta h_2 = C \frac{V_2^2}{2g} = 2,35 \frac{V_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec pertes de charge Montée : $Z + 1,5m$ Descente : $Z + \Delta h_2 + 1,5m$	Pertes de charges au refoulement δ	Pression dans la conduite sans les pertes de charge Montée : $Z + 1,5 - \delta$ Descente : $Z + \Delta h_2 + 1,5 + \delta$	Vitesse V_f lue sur le graphique	Vitesse moyenne V_m	Point
0	0	$U_0 = 2,05m^3$	$Z_0 + \delta_0 = 155,75$	La perte de charge Δh_2 est négligeable	Le battant du clapet étant ouvert : $\Delta h_2 \approx 0$	157,25	$\delta_0 = 8,2$	149,05	1,137	-	R
θ	0,4659	2,516	116,98			118,48	4,43	114,05	0,8	0,9685	2P
2 θ	0,2044	2,720	104,80			106,30	0,029	106,27	0,05	0,425	4P
3 θ	-0,11	2,610	111,1	-12,75	19,47	132,07	1,98	134,05	-0,51	-0,23	6P
4 θ	-0,2609	2,349	128,71	-14,38	24,75	154,96	2,29	157,25	-0,575	-0,5425	8P
5 θ	-0,229	2,12	148,67	-9,5	10,81	160,980	1,126	162,1	-0,38	-0,4775	10F
6 θ	-0,12	2,00	161,23	-3	1,078	163,8	0,1536	163,95	-0,12	-0,25	12I

0	0	$U_0 = 2,05m^3$	$Z_0 + \delta_0 = 155,75$	$V_2 = 12,25 V_f$	$\Delta h_2 = 1,86 \frac{V_2^2}{2g}$	157,25	8,2	149,05	1,137	-	P
θ	0,4659	2,516	116,98	Δh_2 est négligeable	Le battant ouvert implique que $\Delta h_2 \approx 0$	118,48	4,43	114,05	0,8	0,9685	2F
2 θ	0,2044	2,720	104,80			106,30	0,029	106,27	0,05	0,425	4I
3 θ	-0,139	2,58	112,85	-7,72	5,65	120	2,05	122,05	-0,63	-0,29	6I
4 θ	-0,353	2,225	138,75	-10,29	10	150,2	4,2	154,4	-0,84	-0,735	8I
5 θ	-0,322	1,9	172,35	-6,125	3,35	177,2	1,85	179,05	-0,5	-0,67	10I



θ	Variation du volume d'air $\Delta U = 0,481 V_m$	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = 155,75 \frac{U^{1,4}}{U_0^{1,4}}$ (m d'eau)	Vitesse $V_2 = 25V_f$	Perte de charge $\Delta h_2 = 2,35 \frac{V_2^2}{2g}$	Pression dans la conduite avec perte de charge Montée = $Z + 1,5$ Descente = $Z + \Delta h_2 + 1,5$	δ	Pression dans la conduite sans les pertes de charge Montée = $Z + 1,5 - \delta$ Descente = $Z + 1,5 + \Delta h_2 + \delta$	V_f	V	Pc
0	0	$U_0 = 2,555$	155,75	$\Delta h_2 \cong 0$ diamètre du trou : 70 mm	Le battant ouvert : $\Delta h_2 \cong 0$	157,25	8,2	149,05	1,137	-	I
θ	0,478	3,033	122,51			124,01	4,96	119,05	0,85	0,9935	2
2 θ	0,248	3,28	109,45			110,95	0,31	110,64	0,18	0,515	4
3 θ	-0,056	3,22	112,65	-10,25	12,58	126,73	1,29	128,01	-0,41	-0,115	6
4 θ	-0,24	2,98	125,45	-14,5	25,18	152,13	2,49	154,6	-0,58	-0,495	8
5 θ	-0,25	2,73	141,22	-11	14,5	157,2	1,52	158,73	-0,44	-0,51	10
6 θ	-0,16	2,57	154,78	-6	4,31	160,6	0,52	160,58	-0,24	-0,34	12
7 θ	-0,057	2,51	159,9		0	161,4	0	161,4	0	-0,12	14

0	0	$U_0 = 2,555$	155,75	$V_2 = 12,25 V_f$ Diamètre du trou : 100 mm	$\Delta h_2 = 1,86 \frac{V_2^2}{2g}$	157,25	8,2	149,05	1,137	-	F
θ	0,478	3,033	122,51	$\Delta h_2 = 0$	Le battant ouvert implique que $\Delta h_2 = 0$	124,01	4,96	119,05	0,85	0,9935	2
2 θ	0,248	3,28	109,45			110,95	0,31	110,64	0,18	0,515	4
3 θ	-0,075	3,2	113,68	-6	3,42	118,3	1,75	120,05	-0,49	-0,155	6
4 θ	-0,315	2,885	131,97	-10,45	9,565	143,04	4,23	147,25	-0,82	-0,665	8
5 θ	-0,353	2,53	157,78	-7,962	6,01	165,29	3	168,29	-0,65	-0,735	10
6 θ	-0,198	2,33	176,9	-2,082	0,42	178,82	0,3	179,12	-0,17	-0,41	12



Constatations

En nous choisissant deux volumes initiaux du réservoir d'air, nous pouvons constater ceci :

1^{er} Cas : a) | Trou du battant avec $\phi_{tr1}=70mm$
 | Volume initial d'air $U_{01}=2,05m^3$.

Nous avons :

- la dépression = $157,25m - 106,3m = 50,95m$ d'eau
- la surpression = $163,8m - 157,25m = 6,55m$ d'eau

- | b) Trou du battant avec $\phi_{tr2}=100mm$
 - | Volume initial d'air $U_{01}=2,05m^3$.

Nous avons :

- la dépression = $157,25m - 106,3m = 50,95m$ d'eau
- la surpression = $177,2m - 157,25m = 19,95m$ d'eau

2^{ème} Cas : a) | Trou du battant avec $\phi_{tr1}=70mm$
 | Volume initial du réservoir d'air $U_{02} = 2,555m^3$.

Nous avons :

- la dépression = $157,25m - 110,95m = 46,3m$ d'eau
- la surpression = $161,4m - 157,25m = 4,15m$ d'eau.

- | b) Trou du battant avec $\phi_{tr2}=100mm$
 - | Volume initial d'air $U_{02}=2,555m^3$.

Nous avons :

- la dépression = $157,25m - 110,95m = 46,3m$ d'eau
- la surpression = $178,82m - 157,25m = 21,57m$ d'eau.

Remarquons ceci :

- Pour un volume initial d'air U_0 , quand l'étranglement augmente, de 100mm à 70mm (c'est-à-dire quand Δh_2 augmente), la dépression reste constante (1^{er} cas : $50,95\text{m}$ et $46,3\text{m}$ au 2^{ème} cas) tandis que la surpression diminue notablement (de $19,95\text{m}$ à $6,55\text{m}$ au 1^{er} cas et de $21,57\text{m}$ à $4,15\text{m}$ au 2^{ème} cas).

Choix de U_0

La surpression étant celle qu'il faut craindre et comme elle est faible ($6,55\text{m}$ et $4,15$), le volume du réservoir d'air le plus petit est ainsi jugé économique.

Donc, le réservoir anti-bélier aura, en régime de fonctionnement normal, un volume initial d'air $U_0=2,05\text{m}^3$ tandis que le dispositif d'étranglement sera constitué d'un clapet à battant percé d'un trou de 70mm de diamètre.

IV.3.1.2. Dimensionnement de la cuve anti-bélier

Nous avons :

- le volume initial d'air $U_0=2,05\text{m}^3$
- le volume final à la fin de la dépression qui est de $U=2,72\text{m}^3$.

Nous prenons une cuve cylindrique équipée de deux fonds bombés où :

- le diamètre intérieur de la cuve : $D_i=1,25\text{m}$
- le diamètre extérieur de la cuve : $D_e=1,27\text{m}$
- la capacité sera prise légèrement supérieure au volume maximal atteint par l'air après la dépression, soit une capacité de $2,75\text{m}^3$.
- les fonds elliptiques auront une hauteur de $0,375\text{m}$ pour le diamètre de $1,25\text{m}$.

Le volume d'air contenu sous les deux fonds est alors :

$$2 \times \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{3} \pi \times 0,625^2 \times 0,375 \cong 0,610m^3$$

• Pour la cuve :

- le volume d'air est de $2,75m^3 - 0,61m^3 = 2,14m^3$.

- la section est de $\frac{\pi \times 1,25^2}{4} = 1,226525m^2$.

- la hauteur est de $\frac{2,14m^3}{1,226525m^2} = 1,745m$.

- la hauteur totale de la cloche : $H_{tot} = 1,745m + 2 \times 0,375m = 2,495m$.

* **Vérification du prédimensionnement de la cuve**

- La hauteur occupée par l'air en fonctionnement normal dans la partie cylindrique est donnée par : $\frac{2,05m^3 - 0,305m^3}{1,226525m^2} = 1,42m$

- Le niveau normal d'air se situera donc à $1,42m + 0,375m$ du sommet de la cloche, soit à $1,795m$.

* **Adaptation des dimensions de la cloche aux variations maximales du niveau d'air.**

Nous avons lors de :

- la dépression, le niveau d'air (d'eau) qui va s'élever (s'abaisser)

$$\text{de : } 1m \times \frac{2,72 - 2,05}{1,226525} = 0,54m$$

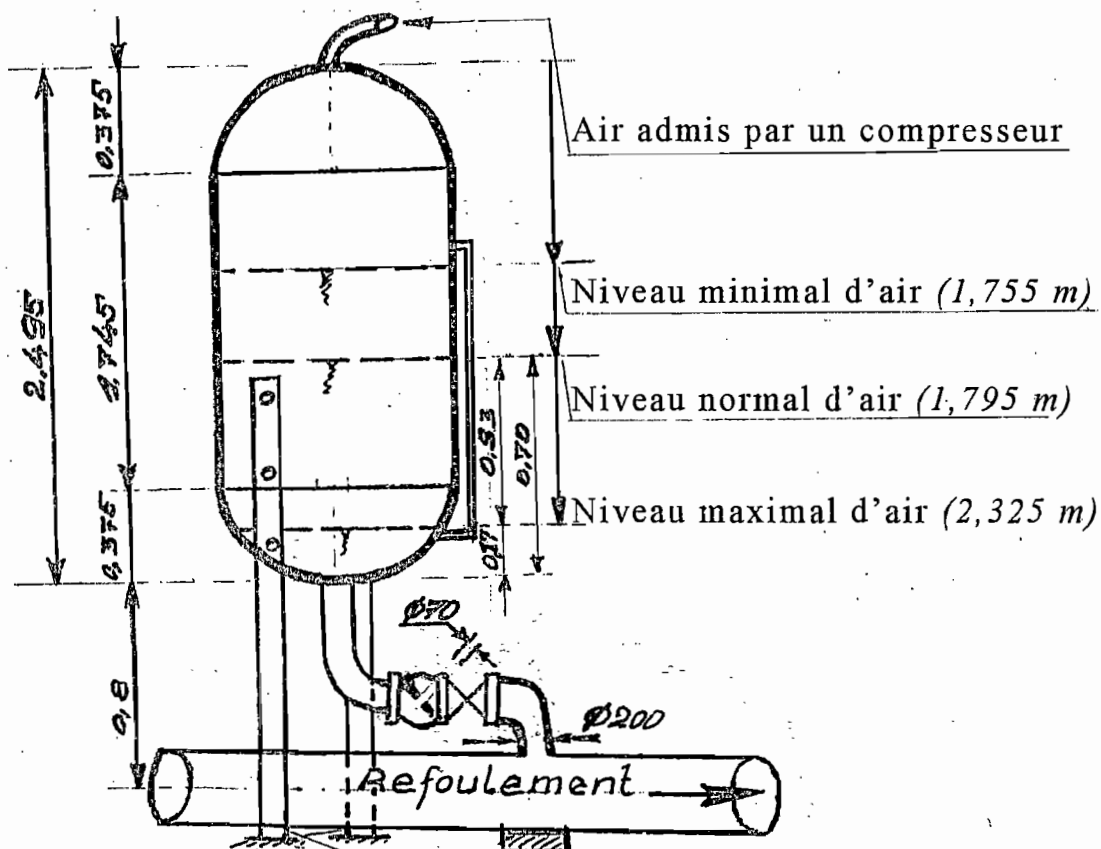
- la surpression le niveau d'air (d'eau) qui va s'abaisser (s'élever)

$$\text{de : } 1m \times \frac{2,05 - 2}{1,226525} = 0,04m$$

Donc, le niveau maximal réellement atteint par l'air dans la cloche devient : $1,795m + 0,54m = 2,335m$.

Comme ce niveau ($2,335m$) est inférieur à la hauteur totale de la cloche ($= 2,495m$), nous pouvons conclure que le dispositif anti-bélier est bien adapté.

Schéma de raccordement du réservoir d'air sur la conduite de refoulement



IV.3.1.3. Equipement de la cuve

- La cuve sera équipée d'un tube permettant de visualiser les niveaux minimal et maximal atteints par l'eau dans la cloche. Ce tube aura pour cela une longueur supérieure à : $2,325m - 1,755m$, soit plus de $0,57m$.

Prenons 60 cm .

Il sera branché à la cloche comme montré sur la figure ci-haut.

- Un compresseur d'air sera branché sur la partie haute de la cuve.
- Deux électrodes permettront d'enclencher ou d'arrêter le groupe compresseur : l'électrode haute commandera le démarrage tandis que l'électrode basse commandera l'arrêt du moteur.

CHAP.V. STOCKAGE DE L'EAU

V.1. Généralités sur le réservoir de stockage d'eau

Les réservoirs *R11* qui devront alimenter gravitairement nos quartiers de GASENYI ont les objectifs suivants :

- la régulation de la production d'eau et la sécurité de distribution;
- la compensation des fluctuations horaires de consommation;
- l'obtention d'une pression à peu près régulière dans les conduites;
- la mise en réserve d'un certain volume pour des cas spéciaux tels que l'extinction d'incendie, rupture des conduites, arrêt de pompage, ...
- assurer une pression suffisante dans tout point du réseau de distribution.

V.2. Calcul de la capacité du réservoir *R11*

V.2.1. Capacité théorique

Deux méthodes de dimensionnement hydraulique des réservoirs sont couramment utilisées sous certaines conditions.

- **La méthode graphique** qui nécessite les données de la consommation horaire q_{ch} , du débit pompé q_p et par conséquent de l'afflux horaire q_{ah} dans le réservoir donné par :

$$q_{ah} = q_p - q_{ch}$$

A partir de ces données, on trace les courbes cumulées de consommations Q_h et des afflux Q_a données par les intégrales

$$Q_h = \int_0^T q_{ch}(t) dt \quad \text{et} \quad Q_a = \int_0^T q_{ah}(t) dt$$

avec Q_h = Volume total de consommation d'eau en m^3 ,

Q_a = Volume total d'eau stockée dans le réservoir pendant le temps T , en m^3 .

- La méthode numérique qui se base sur le découpage du jour en tranches horaires pendant lesquelles les débits restent sensiblement constants. Ainsi, des coefficients de pointes horaires à appliquer au débit moyen de consommation sont à rechercher.

Nous disposons à cette fin d'un tableau de coefficients de pointes horaires établis par la GKW-REGIDESO dans le cadre d'une étude d'A.E.P à Bujumbura. La méthode numérique a été ainsi retenue. Les calculs ayant abouti aux résultats mentionnés dans le tableau suivant :

Heure	Apport	Consommat. théorique	Coefficient de pointe horaire	Consommation	Solde (2)-(5)	Solde total
(1)	(2) (m ³ /h)	(3) (m ³ /h)	(4)	(5) (m ³ /h)	(6) (m ³ /h)	(7) (m ³)
24 -1	393,625	157,45	0.38	59,831	333,794	333,794
1-2	393,625	157,45	0.25	39,3625	354,2625	688,0565
2-3	393,625	157,45	0.38	59,831	333,794	1021,8505
3-4	393,625	157,45	0.5	78,725	314,9	1336,7505
4-5	393,625	157,45	0.6	94,470	299,155	1635,9055
5-6	393,625	157,45	0.8	125,960	267,665	1903,5705
6-7	0	157,45	1.44	226,728	-226,728	1676,8425
7-8	0	157,45	1.35	212,5575	-212,5575	1464,285
8-9	0	157,45	1.5	236,175	-236,175	1228,11
9-10	0	157,45	1.15	181,0675	-181,0675	1047,0425
10-11	0	157,45	1.5	236,175	-236,175	810,8675
11-12	0	157,45	0.8	125,960	-125,96	684,9075
12-13	0	157,45	1.35	212,5575	-212,5575	472,35
13-14	0	157,45	1.35	212,5575	-212,5575	259,7925
14-15	0	157,45	1	157,45	-157,45	102,3425
15-16	0	157,45	1.15	181,0675	-181,0675	-78,725
16-17	0	157,45	1.35	212,5575	-212,5575	-291,2825
17-18	0	157,45	1.16	182,642	-182,642	-473,9245
18-19	393,625	157,45	1	157,45	236,175	-237,7495
19-20	393,625	157,45	1.35	212,5575	181,0675	-56,682
20-21	393,625	157,45	1	157,45	236,175	179,493
21-22	393,625	157,45	1	157,45	236,175	415,668
22-23	393,625	157,45	0.85	133,6325	259,7925	675,4605
23-24	393,625	157,45	0.71	111,7895	281,8355	957,296

La colonne intitulée **solde total** du tableau ci-dessus fournit l'amplitude maximale qui nous donne la capacité minimale nécessaire des réservoirs R11 projetés pour alimenter les quartiers de GASENYI. Le solde total variant entre $-473,9245m^3$ et $1093,5705m^3$, la capacité minimale du réservoir devient : $(473,9245+1903,5705)m^3=2377,495m^3$

V.2.2. Capacité pratique de R11

A la capacité théorique, nous allons y ajouter la réserve d'incendie estimée à $120 m^3$, à raison de $60 m^3/h$.

Donc, la capacité des réservoirs R11 devra être au minimum égale à : $1m^3 \times (2377,495+120)=2497,495m^3$, soit un volume d'environ $2500m^3$.

V.3. Construction de R11

V.3.1. Matériaux et position par rapport au sol

Le volume du réservoir étant non moins considérable, le béton armé comme matériau de construction a été choisi de par son coût relativement peu élevé.

La position au sol avec radier enterré exigera moins de travaux de génie civil tout en gardant la côte d'implantation adoptée.

V.3.2. Forme en plan de R11

Bien que la forme circulaire soit la plus technico-économique, la forme carrée pour les deux réservoirs R11 a été retenue de par sa facilité à la construction.

V.4. Prédimensionnement de R11

L'épaisseur de la tranche d'eau dans R11 étant fixée à $4,2m$, nous devons chercher la hauteur utile h_u , résultant des considérations suivantes :

- $15cm$ en dessous de la conduite d'adduction sont réservés à d'éventuels dépôts
- $50cm$ au dessus de la conduite d'adduction sont prévus pour que celle-ci n'aspire de l'air.

La hauteur utile est ainsi de : $h_u=4,2-(0,5+0,15)=3,55m$.

On peut calculer la surface de base de chacun des deux réservoirs *R11* par :

$$1m^2 \times \frac{V}{2 \times h_u} = 1m^2 \times \frac{2500}{2 \times 3,55} = 352,11268m^2$$

La base ayant la forme carrée, son côté est de : $1m \times \sqrt{352,11268} \cong 18,8m$

La hauteur intérieure des réservoirs *R11* est obtenue en ajoutant à la hauteur de la tranche d'eau, une tranche d'air de $0,3m$ d'épaisseur au-dessus du trop-plein, soit $h_i = (4,2 + 0,3)m = 4,5m$.

CHAP.VI. CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION

VI.1. Composition du réseau

Le réseau de distribution calculé dans le cadre de notre travail étant limité à celui du quartier GASENYI-NORD, il sera composé :

- d'une conduite d'adduction assurant la jonction des réservoirs *R11* au réseau de distribution.
- d'un réseau maillé qui, quoique coûteux, permet l'alimentation en retour chez les abonnés d'aval si un tronçon est accidenté.
- d'un réseau ramifié qui est pratiquement économique sans toutefois assurer l'alimentation des abonnés d'aval en cas de rupture d'un tronçon formant le réseau en question.

VI.2. Calcul de la conduite d'adduction

VI.2.1. Le tracé en plan (annexe)

Le tracé en plan de la conduite d'adduction doit joindre le réservoir de stockage *R11* au réseau de distribution et cela par la distance la plus courte possible. Toutefois, le raccourci évoqué ici devra permettre l'adduction gravitaire aisée tant recherchée.

Pour satisfaire aux deux conditions ci-haut citées, la conduite d'adduction suivra l'allure du terrain naturel par endroit. Elle sera enterrée en général à 0,8 mètre de profondeur pour protéger la conduite et l'eau respectivement contre les dégradations extérieures et les influences atmosphériques. Toutefois, elle sera enterrée un peu plus profondément particulièrement après la traversée de la NYABAGERE dans le but de réduire au maximum les points hauts.

VI.2.2. Profil en long (annexe)

A partir du tracé en plan adopté, le profil en long de la conduite d'adduction a une allure descendante et par conséquent garantit aisément l'adduction gravitaire.

VI.2.3. Dimensionnement de la conduite d'adduction

a. Débit distribué

Le dimensionnement se fait à partir du débit distribué, obtenu en faisant une majoration du débit moyen consommé par l'affectation d'un coefficient dit de pointe estimé à 1,5 à Bujumbura (d'après les études réalisées par la GKW-REGIDESO).

Donc :

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 1,5 \times Q_{\text{moy}} && \text{avec } Q_{\text{moy}} = 2659,75 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\max} &= 1,5 \times 2659,75 \text{ m}^3/\text{j} \\ &\cong 46,18 \text{ l/s} \end{aligned}$$

b. Vitesse d'écoulement gravitaire

Généralement située dans la fourchette de 0,5 à 1m/s, elle a été portée à 1m/s pour éviter toute éventualité de dépôts.

c. Nature et caractéristique de la conduite d'adduction

La conduite d'adduction sera en fonte ductile (FD) compte tenu d'éventuelles sollicitations auxquelles elle devra résister particulièrement à la traversée de la NYABAGERE. Longue de 408 m, le coefficient de rugosité absolue de cette conduite est pris égal à

$$k = 10^{-4} \text{ m.}$$

d. Calcul du diamètre de la conduite d'adduction

Nous avons à écouler un débit de 46,18l/s avec une vitesse de 1m/s.

De la relation : $Q = V.S$, on tire le diamètre de la conduite.

$$\text{Nous avons : } S = \frac{Q}{V} \Leftrightarrow \frac{\pi D^2}{4} = \frac{46,18 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}{\text{m.s}} \Rightarrow D = 242 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé immédiatement supérieur est de 250mm.

Vérifions si la vitesse d'écoulement reste dans les limites acceptables (0,5 à 1m/s).

$$Q = V \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2} \Leftrightarrow V = \frac{4 \times 0,04618 \text{ m}^3}{3,14 \times 0,25^2 \times S} \cong 0,95 \text{ m/s}$$

La vitesse de 0,95m/s à l'adduction est convenable, donc la conduite d'adduction sera d'un diamètre normalisé de 250mm.

VI.3. Tracé du réseau de distribution

Toute conduite soit-elle primaire, secondaire voire tertiaire devra emprunter dans la mesure du possible les domaines publics, à savoir les abords des voies d'accès. Elles seront enfouies dans le sol à 1m de profondeur et suivant l'allure du profil en long des voies d'accès.

VI.4. Calcul du réseau de distribution

VI.4.1. Calcul du réseau maillé: Méthode de Hardy Cross.

a) Principe de la méthode

On se choisit un sens dit positif suivant lequel circulera le débit. Les pertes de charge seront évidemment affectées des signes qu'auront les débits.

La méthode consiste à se choisir une répartition des débits qui satisfait à la loi des nœuds. La vitesse d'écoulement variant de 0,5 à 1m/s (= limites acceptables) nous conduira au calcul des diamètres et des pertes de charge qui en résultent. On détecte ensuite si la loi des mailles est respectée. Si elle tend à l'être, on procède alors à la correction des débits par itérations successives comme suit :

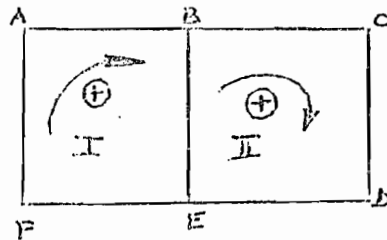
On calcule pour chaque tronçon de la maille :

- la perte de charge $J_i = j_i \cdot l_i$ (son signe est celui du débit d'étranglement)
- le quotient $\frac{J_i}{Q_i}$ (par conséquent de signe toujours positif)
- la somme des $J_i \rightarrow \sum J_i$
- la somme des $\frac{J_i}{Q_i} \rightarrow \sum \frac{J_i}{Q_i}$

La correction de débit ΔQ à apporter aux débits initiaux de la maille devient :
$$\Delta Q = -\frac{\sum J_i}{2 \sum \frac{J_i}{Q_i}}$$

Pour le cas particulier d'un tronçon appartenant à deux mailles contiguës, la correction totale de débit sera la somme

- de la correction propre à la première maille
- de la correction propre à la seconde maille affecté d'un signe contraire à celui obtenu par calcul.



$$\Delta Q_{BE} = \Delta Q_{BE_I} - \Delta Q_{BE_{II}}$$

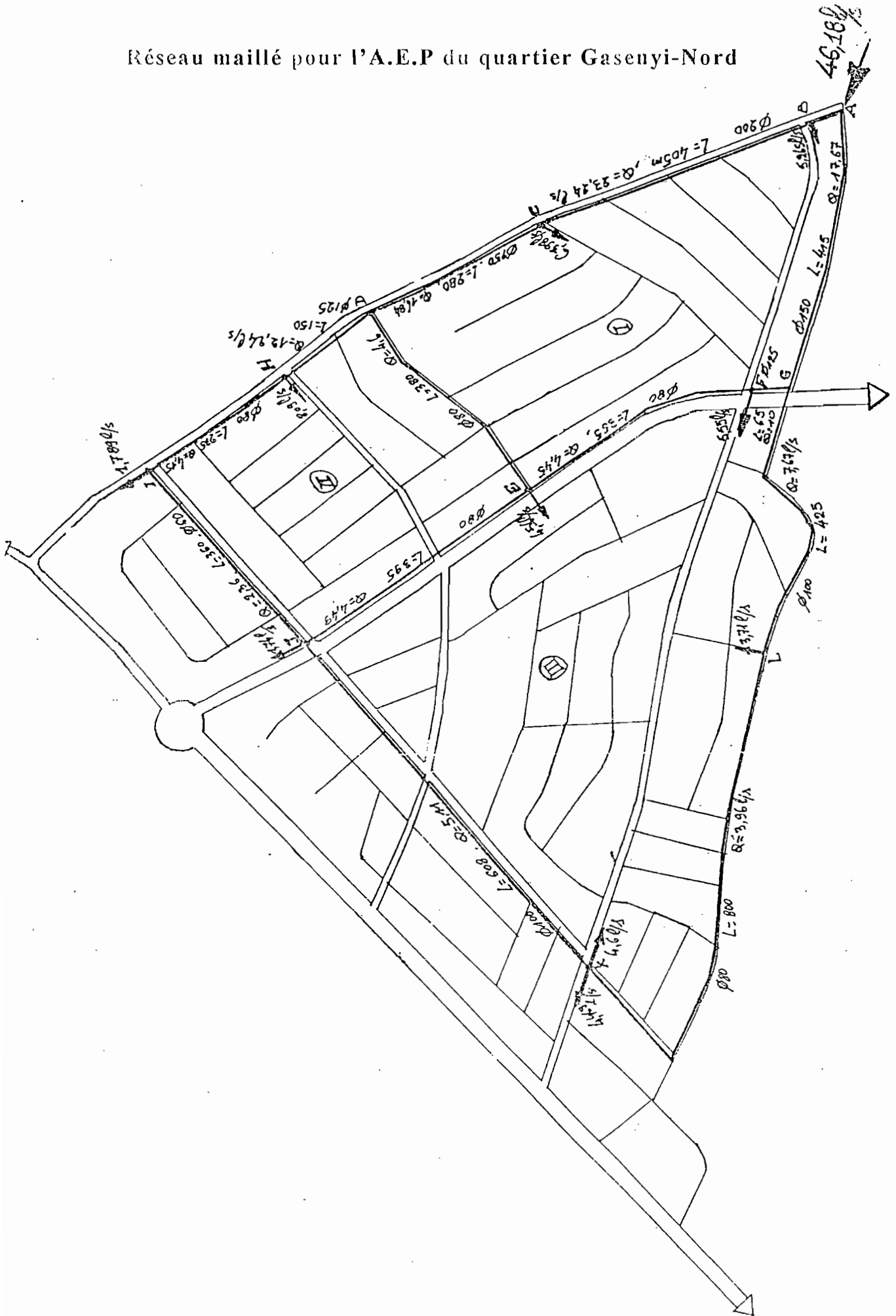
Les itérations se poursuivent jusqu'à :

- satisfaire, sinon presque, la loi des mailles
- obtenir $\Delta Q = 0$ ou presque nulle.

b) Répartition des débits

Elle est faite suivant l'évaluation des besoins basé sur le nombre de personnes à desservir à partir de chaque nœud. Le débit d'adduction sera affecté d'un coefficient de pointe (=1,5 d'après les études réalisées par la G.K.W.-REGIDESO) pour satisfaire les abonnés d'amont comme ceux d'aval. La loi des nœuds devra toujours être respectée.

Réseau maillé pour l'A.E.P du quartier Gasenyi-Nord



c) Evaluation des besoins

A l'intérieur des mailles

N° de la maille	Prélèvement au nœud	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
			par habitant	totale	
I	B	1213	0,0028935	3,51	5,265
	C	1474		4,265	6,398
II	H	1864		5,3934	8,09
III	E	1051		3,041	4,565
	F	1279		3,70	5,55
	L	856		2,476	3,715
	K	1060		3,067	4,60

A l'extérieur des mailles

Prélèvement au nœud	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
		par habitant	totale	
I	412	0,0028935	1,193	1,789
J	401		1,16	1,740
K	1029		2,978	4,468

d) Choix des diamètres de départ

Rappelons que le choix des diamètres de départ doit garantir les vitesses d'écoulement acceptables :

- soit $U \geq 0,5\text{m/s}$ pour limiter les dépôts dans les conduites
- et $U \cong 1\text{m/s}$.

Connaissant le débit Q , la vitesse d'écoulement U et la section S de la conduite sont liées par la formule :

$$Q = U.S \Rightarrow S = \frac{Q}{U}$$

Or, les conduites étant de section circulaire, nous aurons :

$$S = \frac{\pi d^2}{4} \text{ avec } d = \text{diamètre de la conduite en m}$$

$$\text{et } S = \frac{Q}{U}, \text{ on tire } d = (4Q / \pi U)^{1/2}$$

La répartition des débits ainsi que le choix des diamètres de départ ont engendré beaucoup d'itérations pour arriver enfin à satisfaire les lois des mailles et des nœuds. Les étapes de calcul étant toujours les mêmes pour toutes les itérations.

Caractéristiques des mailles					Etude en 5 ^{ème} approximation				Correction à apporter à la 5 ^{ème} approxi.		
N° de la maille	N° de la maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Long. de la conduite L (m)	Débit Q5 (l/s)	Perte de charge j (m/km)	Perte de charge J5=j.L (m)	$\frac{J_s}{Q_s}$	Propre à la maille	De la maille adjacente	Totale
I	-	AB	200	75	28,45	7,968	0,59895	21,052724	0,0666		
	-	BC	200	405	23,185	5,022	2,03391	87,725253	0,0666		0,0666
	-	CD	150	280	16,787	12,883	3,60724	214,88225	0,0666		0,0666
	II	DE	80	360	4,524	27,458	9,88488	2184,9867	0,0666	0,018	0,0846
	III	EF	80	365	-4,525	-27,458	10,02217	2214,8442	0,0666	0,0171	0,0837
	III	FG	125	65	-10,075	-11,986	-0,77909	77,322032	0,0666	0,0171	0,0837
	-	GA	150	415	-17,73	-14,52	-6,0258	339,86464	0,0666		0,0666
							$\Sigma J = -0,70343$		$\Delta Q = -\frac{\Sigma J}{2\Sigma J/Q} = 0,0666$		
II	-	DH	125	150	12,263	17,98	2,697	219,92987	-0,018		-0,018
	-	HI	80	235	4,173	22,5	5,2875	1267,075	-0,018		-0,018
	-	IJ	60	360	2,384	35,92	12,9312	5424,1611	-0,018		-0,018
	III	JE	80	395	-4,484	-26,88	-10,6176	2367,8858	-0,018	0,0171	-0,0009
	I	ED	80	360	-4,524	-27,458	-9,88488	2184,9867	-0,018	-0,0666	-0,0846
							$\Sigma J = 0,413221$		$\Delta Q = -0,018$		
III	-	JK	100	608	5,128	10,668	6,486144	1264,8487	-0,0171		-0,0171
	-	KL	50	800	-3,94	-21,65	-17,32	4395,9391	-0,0171		-0,0171
	-	LG	100	425	-7,655	-23,968	-10,1864	1330,6858	-0,0171		-0,0171
	I	GF	125	65	10,075	11,986	0,77909	77,32982	-0,0171	-0,0666	-0,0837
								0,0171	0,0666	0,0837	

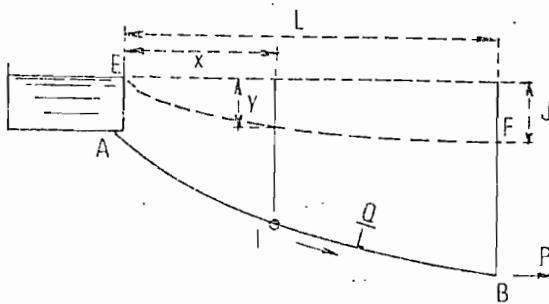
Caractéristiques des mailles					Débit Q_6 (l/s)	Etude après la 5 ^{ème} correction			Nouvelle correction			Débit
N° de la maille	N° de la maille adjacente	Conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Long. de la conduite (m)		j (m/km)	$J_6 = j \times L$ (m)	J_6/Q_6	Propre à la maille	De la maille adjacente	Totale	
I	-	AB	200	75	28,5166	7,993	0,599475	21,03196	-0,0068		-0,0068	28,5098
	-	BC	200	405	23,2516	5,116	2,07198	89,11128	-0,0068		-0,0068	23,2448
	-	CD	150	280	16,8536	12,925	3,619	214,7315	-0,0068		-0,0068	16,8468
	II	DE	80	360	4,6086	28,236	10,16496	2205,6503	-0,0068	-0,0041	-0,0109	4,6014
	III	EF	80	365	-4,4413	-26,412	-9,64038	2170,6212	-0,0068	-0,0041	-0,0109	-4,4522
	III	FG	125	65	-9,9913	-11,952	-0,77688	77,7556	-0,0068	-0,0041	-0,0109	-10,0022
	-	GA	150	415	-17,6634	-14,382	-5,96853	337,9039	-0,0068		-0,0068	-17,6702
						$\Sigma J = 0,69629$				$\Delta Q = 0,0068$		
II	-	DH	125	150	12,245	17,782	2,6673	21,782768	0,0004		0,0004	12,2454
	-	HI	80	235	4,155	22,342	5,25037	1263,627	0,0004		0,0004	4,1554
	-	IJ	60	360	2,366	35,786	12,88296	5445,038	0,0004		0,0004	2,3664
	III	JE	80	395	-4,4849	-26,95	-10,64525	2195,3496	0,0004	-0,0041	-0,0037	-4,4886
	I	ED	80	360	-4,6086	-28,236	-10,16496	2205,6503	0,0004	+0,0068	0,0072	-4,6014
							$\Sigma J = -0,00958$		$\Delta Q = 0,0004$			
III	-	JK	100	608	5,1109	10,58	6,43264	1258,612	0,0041		0,0041	5,115
	-	KL	50	800	3,9571	-21,694	-17,3552	4385,8381	0,0041		0,0041	3,9612
	-	LG	100	425	-7,6721	-24,08	-10,234	1333,9242	0,0041		0,0041	-7,668
	I	GF	125	65	9,9913	11,952	0,77688	77,755647	0,0041	+0,0068	+0,0109	10,0022
	I	FE	80	365	4,4413	26,412	9,64038	2170,6212	0,0041	+0,0068	+0,0109	4,4522
	II	EJ	80	395	4,4849	26,95	10,64525	2195,3496	0,0041	-0,0004	0,0037	4,4886
						$\Sigma J = -0,09405$		$\Delta Q = 0,0041$				

VI.4.2. Calcul des réseaux ramifiés

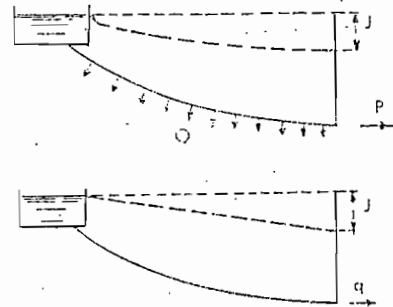
Ils sont constitués de conduites qui assurent la distribution de l'eau à l'intérieur comme à l'extérieur des mailles et le débit véhiculé décroît tout au long de la conduite. Par conséquent, il ne serait pas économique de calculer les diamètres des conduites avec les débits d'amont.

VI.4.2.1. Calcul du débit de dimensionnement des conduites

* Principe



Conduite débitant Q/L uniformément et P à son extrémité.



Dans ces deux schémas, J reste le même.

Le calcul du débit de dimensionnement de la conduite considère :

- le débit Q uniformément réparti sur toute la longueur L ,
- le débit P que fournit la conduite à son extrémité.

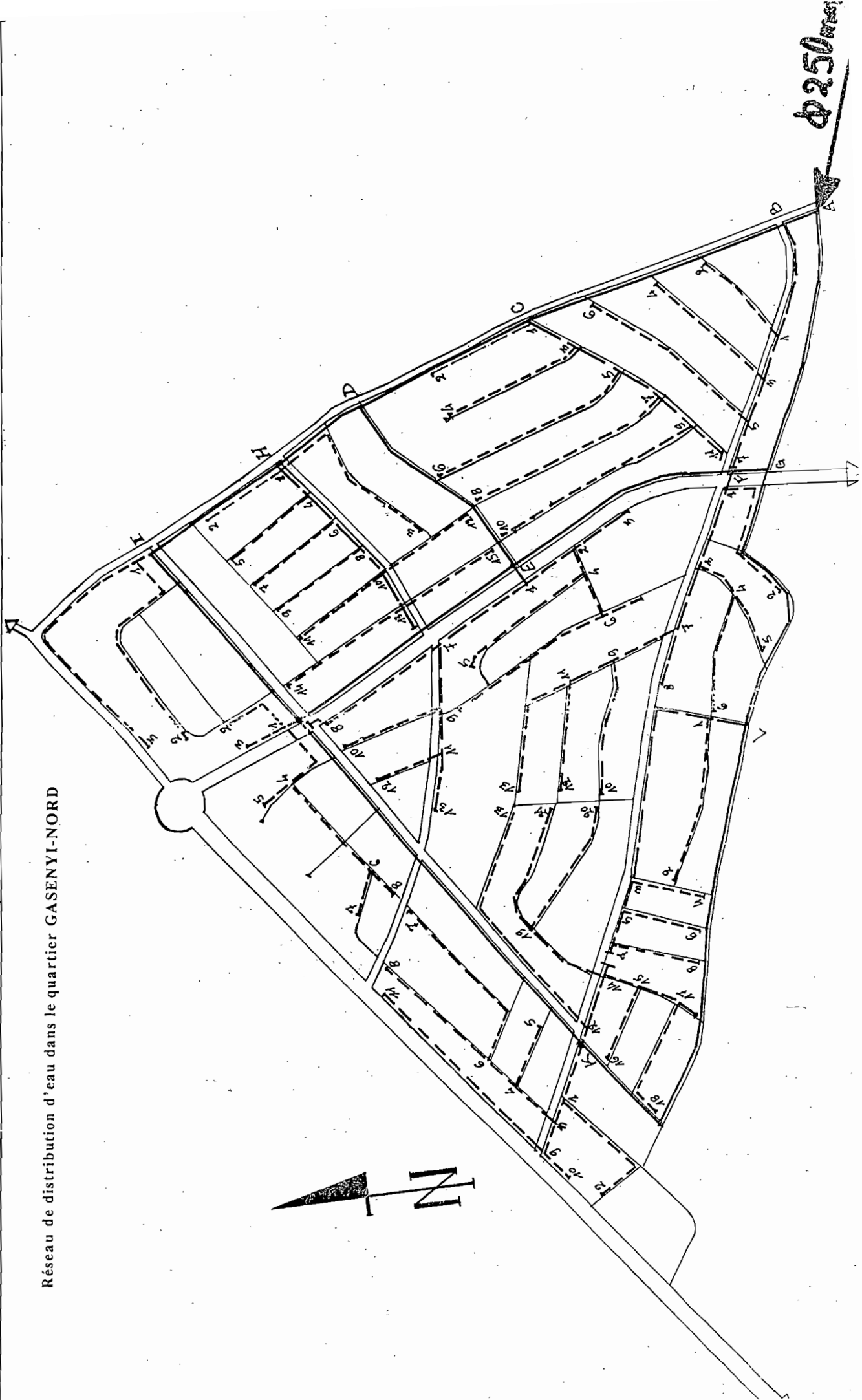
Le calcul économique du débit de dimensionnement passe par la détermination du débit q fictif d'extrémité qui circulerait dans toute la conduite en engendrant une perte de charge totale J égale à celle produite par Q uniformément réparti et débitant P à son extrémité.

Si q est le débit fictif d'extrémité, les calculs prouvent que :

$$q = \sqrt{P^2 + PQ + \frac{Q^2}{3}}$$

$$\cong P + 0,55Q.$$

Réseau de distribution d'eau dans le quartier GASENYI-NORD



VI.4.2.2. Calcul de la conduite

* Principe

Nous calculerons la conduite comme si elle débitait à son extrémité un débit $q = P + 0,55Q$ et surtout quand P sera faible devant Q .

Remarquons que cette façon de procéder peut conduire à de petits diamètres, engendrant ainsi beaucoup de pertes de charge si les conduites sont très longues.

Par conséquent, si la conduite est courte (limite supérieure 100m) ou si le débit en route est très faible, la conduite sera dimensionnée avec le débit d'amont, soit : $q = P + Q$.

Répartition des débits à l'intérieur de la maille I

Prélèvement au noeud	Tronçon	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
			Par habitant	Totale	
B	B-1	195	0,0028935	0,565	0,847
	1-2	130		0,376	0,564
	1-3	65		0,188	0,282
	3-4	206		0,596	0,894
	3-5	65		0,188	0,282
	5-6	444		1,2847	1,927
	5-7	108		0,3125	0,469
C	C-1	-	0,0028935	-	-
	1-2	87		0,252	0,378
	1-3	-		-	-
	3-4	217		0,627	0,942
	3-5	-		-	-
	5-6	282		0,816	1,224
	5-7	-		-	-
	7-8	347		1,004	1,506
	7-9	-		-	-
	9-10	509		1,4728	2,209
	9-11	32		0,0925	0,139
				Total : 6,398	

Répartition des débits dans la maille I et dimensionnement des conduites

Prélèvement au noeud	Désignation du tronçon	Débit (l/s)				Diamètre de la conduite (en mm)
		en route Q	aval P	du tronçon	de calcul	
					$q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	
B	5-7	0,469	-	0,469	0,469	25x2
	5-6	1,927	-	1,927	1,05985	40x3,2
	3-5	0,282	2,396	2,678	2,678	63x5
	3-4	0,894	-	0,894	0,4917	25x2
	1-3	0,282	3,572	3,864	3,854	75x3,8
	1-2	0,564	-	0,564	0,3102	25x2
	B-1	0,847	4,418	3,265	4,88385	90x4,6
C	9-11	0,139	-	0,139	0,139	16x1,3
	9-10	2,209	-	2,209	1,21495	50x4
	7-9	-	2,348	2,348	2,348	63x5
	7-8	1,506	-	1,506	0,8283	40x3,2
	5-7	-	3,854	3,854	3,854	75x3,8
	5-6	1,224	-	1,224	0,6732	32x2,6
	3-5	-	5,078	5,078	5,078	90x4,6
	3-4	0,942	-	0,942	0,5181	32x2,6
	1-3	-	6,02	6,02	6,02	90x4,6
	1-2	0,378	-	0,378	0,2079	20x2
	C-1	-	6,398	6,398	6,398	90x4,6

Répartition des débits dans la maille II

Prélèvement au noeud	Tronçon	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
			Par habi- tant	Totale	
H	H-1	-	0,0028935	-	-
	1-2	368		1,065	1,598
	1-3	76		0,22	0,330
	1-4	22		0,064	0,096
	4-5	163		0,471	0,707
	4-6	33		0,096	0,144
	6-7	173		0,5	0,750
	6-8	43		0,124	0,187
	8-9	173		0,5	0,750
	8-10	-		-	-
	10-11	173		0,5	0,750
	10-12	109		0,315	0,473
	10-13	-		-	-
	13-14	303		0,876	1,315
	13-15	228		0,66	0,990

Répartition des débits dans la maille II et Dimensionnement des conduites

Prélèvement au noeud	Désigna- tion du tronçon	Débit (l/s)				Diamètre de la conduite (en mm)
		en route Q	aval P	du tronçon	de calcul $q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	
H	13-15	0,99	-	0,99	0,544	32x2,6
	13-14	1,315	-	1,315	0,723	32x2,6
	10-13	-	2,305	2,305	2,305	63x5
	10-12	0,473	-	0,473	0,26015	20x2
	10-11	0,750	-	0,750	0,4125	25x2,6
	8-10	-	3,528	3,528	3,528	75x3,8
	8-9	0,750	-	0,750	0,4125	25x2
	6-8	0,187	4,278	4,465	4,465	90x4,6
	6-7	0,750	-	0,750	0,4125	25x2
	4-6	0,144	5,215	5,359	3,359	90x4,6
	4-5	0,707	-	0,707	3,888	75x3,8
	1-4	0,096	6,066	0,096	6,162	90x4,6
	1-3	0,330	-	0,330	0,1815	16x1,3
	1-2	1,598	-	1,598	0,8789	40x3,2
	H-1	-	8,09	8,09	8,09	110x8,8

Répartition des débits dans la maille III

Prélèvement au noeud	Tronçon	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
			Par habitant	Totale	
K	19-21	173	0,0028935	0,5	0,750
	19-20	173		0,5	0,750
	14-19	98		0,284	0,426
	17-18	216		0,624	0,937
	15-17	43		0,124	0,186
	15-16	98		0,284	0,426
	14-15	32		0,093	0,140
	12-14	54		0,156	0,235
	12-13	173		0,5	0,750
	K-12	-		-	-
		Total : 1060			Total : 4,6
L	7-8	163	0,0028935	0,471	0,707
	5-7	-		-	-
	5-6	152		0,44	0,66
	3-5	-		-	-
	3-4	108		0,312	0,469
	1-3	108		0,312	0,469
	1-2	303		0,876	1,315
	L-1	22		0,063	0,095
	Total : 856		Total : 3,715		
F	11-13	109	0,0028935	0,315	0,473
	11-12	163		0,471	0,707
	9-11	33		0,095	0,143
	9-10	260		0,752	1,129
	7-9	43		0,124	0,186
	7-8	119		0,344	0,517
	3-7	43		0,124	0,187
	4-6	195		0,564	0,846
	4-5	65		0,188	0,282
	3-4	54		0,156	0,234
	1-3	65		0,188	0,282
	1-2	130		0,376	0,564
	F-1	-		-	-
	Total : 1279		Total : 5,55		

Répartition des débits dans la maille III (suite)

Prélèvement au noeud	Tronçon	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
			Par habitant	Totale	
E	11-13	33	0,0028935	0,095	0,143
	11-12	54		0,156	0,235
	9-11	33		0,095	0,143
	9-10	141		0,408	0,612
	7-9	43		0,124	0,187
	7-8	86		0,249	0,374
	1-7	65		0,188	0,283
	6-8	206		0,596	0,894
	6-7	141		0,408	0,612
	4-6	-		-	-
	4-5	148		0,532	0,799
	2-4	-		-	-
	2-3	43		0,124	0,187
	1-2	22		0,064	0,096
	E-1	-		-	-
		Total : 1051			Total : 4,565

Répartitions des débits dans la maille III et dimensionnement des conduites

Prélèvement au noeud	Désignation du tronçon	Débit (l/s)				Diamètre de la conduite (en mm)
		En route Q	Aval P	Du tronçon	De calcul $q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	
K	19-21	0,750	-	0,750	0,4125	25x2
	19-20	0,750	-	0,750	0,4125	25x2
	14-19	0,426	1,5	1,926	1,7343	50x4
	17-18	0,937	-	0,937	0,51535	32x2,6
	15-17	0,186	0,937	1,153	1,123	40x3,2
	15-16	0,426	-	0,426	0,2343	20x2
	14-15	0,140	1,549	1,689	1,689	50x2
	12-14	0,235	3,615	3,85	3,74425	75x3,8
	12-13	0,750	-	0,750	0,4125	25x2
	K-12	-	4,6	4,6	4,6	90x4,6

Répartitions des débits dans la maille III et dimensionnement des conduites (suite)

Prélèvement au noeud	Désignation du tronçon	Débit				Diamètre de la conduite (en mm)
		(l/s)				
		En route Q	Aval P	Du tronçon	De calcul $q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	
K	7-8	0,707	-	0,707	0,38885	25x2
	5-7	-	0,707	0,707	0,707	32x2,6
	5-6	0,66	-	0,66	0,363	25x2
	3-5	-	1,367	1,367	1,367	50x4
	3-4	0,469	-	0,469	0,25795	20x2
	1-3	0,469	1,836	2,305	2,09395	63x5
	1-2	1,315	-	1,315	0,72325	32x2,6
	L-1	0,095	3,62	3,715	3,715	75x3,8

Répartitions des débits dans la maille III et dimensionnement des conduites (suite)

Prélèvement au noeud	Désignation du tronçon	Débit (l/s)				Diamètre de la conduite (en mm)
		En route Q	Aval P	Du tronçon	De calcul $q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	
F	11-13	0,473	-	0,473	0,26015	20x2
	11-12	0,707	-	0,707	0,38885	25x2
	9-11	0,143	1,18	1,323	1,323	50x4
	9-10	1,129	-	1,129	0,62095	32x2,6
	7-9	0,186	2,452	2,638	2,5543	63x5
	7-8	0,517	-	0,517	0,28435	20x2
	3-7	0,187	3,155	3,342	3,25785	90x4,6
	4-6	0,846	-	0,846	0,4653	25x2
	4-5	0,282	-	0,282	0,1551	16x1,3
	3-4	0,234	1,128	1,362	1,362	50x4
	1-3	0,282	4,704	4,986	4,8591	90x4,6
	1-2	0,564	-	0,564	0,3102	25x2
	F-1	-	5,55	5,55	5,55	90x4,6

Répartitions des débits dans la maille III et dimensionnement des conduites (suite)

Prélèvement au noeud	Désignation du tronçon	Débit (l/s)				Diamètre de la conduite (en mm)
		En route Q	Aval P	Du tronçon	De calcul q=P+0,55Q si L>100m q=P+Q si L<100m	
E	11-13	0,143	-	0,143	0,143	16x1,3
	11-12	0,235	-	0,235	0,135	20x2
	9-11	0,143	0,378	0,521	0,521	32x2,6
	9-10	0,612	-	0,612	0,3366	25x2
	7-9	0,187	1,133	1,32	1,23585	40x3,2
	7-8	0,374	-	0,374	0,2057	20x2
	1-7	0,283	1,694	1,977	1,84965	50x4
	6-8	0,894	-	0,894	0,4917	25x2
	6-7	0,612	-	0,612	0,3366	25x2
	4-6	-	1,506	1,506	1,506	50x4
	4-5	0,799	-	0,799	0,43945	25x2
	2-4	-	2,305	2,305	2,305	63x5
	2-3	0,187	-	0,187	0,10285	16x1,3
	1-2	0,096	2,492	2,588	2,588	63x5
	E-1	-	4,565	4,565	4,565	90x4,6

Répartition des débits à l'extérieur des mailles

Prélèvement au noeud	Tronçon	Effectif à l'horizon 2020	Consommation moyenne (l/s)		Consommation de pointe (l/s)
			Par habitant	Totale	
I	I-1	-	0,0028935	-	-
	1-2	173		0,5	0,751
	1-3	239		0,692	1,038
		Total : 412			Total : 1,789

J	J-1	-	0,0028935	-	-
	1-2	33		0,66	0,143
	1-3	87		0,251	0,377
	1-4	43		0,124	0,187
	4-5	33		0,095	0,143
	4-6	97		0,280	0,421
	6-7	65		0,188	0,282
	6-8	43		0,124	0,187
		Total : 401			Total 1,74

K	K-1	54	0,0028935	0,156	0,235
	1-2	119		0,344	0,516
	1-3	33		0,095	0,143
	3-4	43		0,124	0,187
	4-5	108		0,312	0,469
	4-6	54		0,156	0,235
	6-7	228		0,66	0,99
	6-8	173		0,5	0,751
	3-9	33		0,095	0,143
	9-10	11		0,032	0,048
	9-11	173		0,5	0,751
	Total : 1029		Total : 4,468		

Répartition des débits à l'extérieur des mailles et dimensionnement des conduites

Prélèvement au noeud	Désignation du tronçon	Débit (l/s)				Diamètre de la conduite (en mm)
		En route Q	Aval P	Du tronçon	De calcul $q=P+0,55Q$ si $L>100m$ $q=P+Q$ si $L<100m$	
I	1-3	1,038	-	1,038	0,5709	30x2,6
	1-2	0,751	-	0,751	0,41305	25x2
	I-1	-	1,789	1,789	1,789	50x4

J	6-8	0,187	-	0,187	0,187	16x1,3
	6-7	0,282	-	0,282	0,282	20x2
	4-6	0,421	0,469	0,89	0,70055	32x2,6
	4-5	0,143	-	0,143	0,143	16x1,3
	1-4	0,187	1,033	1,22	1,13585	40x3,2
	1-3	0,377	-	0,377	0,377	25x2
	1-2	0,143	-	0,143	0,143	16x1,3
	J-1	-	1,74	1,74	1,74	50x4

K	9-11	0,751	-	0,751	0,41305	25x2
	9-10	0,048	-	0,048	0,048	12x1,3
	3-9	0,143	0,799	0,942	0,942	40x3,2
	6-8	0,751	-	0,751	0,41305	25x2
	6-7	0,99	-	0,99	0,5445	32x2,6
	4-6	0,235	1,741	1,976	1,976	63x5
	4-5	0,469	-	0,469	0,469	25x2
	3-4	0,187	2,445	2,632	2,632	63x5
	1-3	0,143	3,874	3,717	3,717	75x3,8
	1-2	0,516	-	0,516	0,2838	20x2
	K-1	0,235	4,233	4,468	4,468	90x4,6

VI.4.3. Calcul des pertes de charge

VI.4.3.1. Conduite d'adduction

a. Calcul des pertes de charge linéaires

Le calcul des pertes de charge linéaires dans la conduite d'adduction va se faire en négligeant l'influence du profil en long de la conduite.

La table de Colebrook donne pour : $d = 250 \text{ mm}$, $V = 0,95 \text{ m/s}$, $K = 2.10^{-3} \text{ m}$
une perte de charge $j = 0,0068 \text{ m/m}$

La perte de charge pour notre conduite est calculée avec une rugosité absolue $K = 4.10^{-4} \text{ m}$

Pour cela, un coefficient de minoration permet de passer de $j = 0,0068 \text{ m/m}$ à une valeur de j correspondant cette fois-ci à $K = 4.10^{-4} \text{ m}$. Ce coefficient est égal à 0,67 pour le diamètre $d = 250 \text{ mm}$.

Nous avons :

$$J = jxL = 0,0068 \times 0,67 \times 408 = 1,72 \text{ m.}$$

b. Calcul des pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités suivantes :

- la crépine située au départ de la conduite d'adduction dans le réservoir et ayant le rôle d'empêcher les particules solides de s'introduire dans la conduite
- deux coudes placés juste à la sortie du réservoir
- deux coudes placés le long de la conduite (cfr le profil en long).

Elles sont calculées normalement avec la formule :

$$J_s = \frac{KV^2}{2g} \quad \text{où} \quad K = \text{coefficient qui dépend du type de singularité}$$

$V =$ vitesse d'écoulement

$g =$ accélération de pesanteur.

Cette dernière a été transformée en abaque selon le type de singularité (voir annexe 4)

- Pour la crépine l'abaque donne (pour $Q=46,18l/s$ et $d=250mm$) une perte de charge $J_s=0,18m$
 - Pour les coudes à angle droit, l'abaque donne $J_s=0,024$ par coude. Avec les 4 coudes, on a $J_{sc\ total}=4 \times 0,024=0,096m$.
- La perte de charge singulière totale : $J_{stot}=0,276m$

c. Calcul des pertes de charge totales

Les pertes de charge totales englobent les pertes de charges linéaires et singulières.

$$\text{Donc : } J_{tot}=J+J_{stot}=1,72m+0,276m=1,996m.$$

VI.4.3.2. Réseau de distribution

Le calcul des pertes de charge dans le réseau de distribution peut se limiter à :

- la zone Est de notre quartier où la desserte en eau occasionne moins de perte de charge et où les pressions statiques en différents points de puisage sont faibles.
- la zone Nord-Ouest où on a les pressions statiques les plus élevées tandis que la distribution d'eau occasionne beaucoup de pertes de charges.

Autrement dit, le calcul des pertes de charge peut se limiter à la maille I et à la partie à l'extérieur des mailles alimentée à partir du nœud K.

a. Calcul des pertes de charge dans la maille I

Prélèvement en nœud	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Pertes de charge (m/m)	Pertes de charges totales (m)
B	B-1	4,88385	90	175	0,012215	2,137
	1-2	0,3102	25	166	0,042	6,972
	1-3	3,854	75	75	0,021512	1,613
	3-4	0,4917	32	225	0,04011	9,024
	3-5	2,678	63	80	0,040836	3,266
	5-6	1,05985	40	280	0,065028	18,208
	5-7	0,469	32	75	00,40	3,00

C	C-1	6,398	100	10	0,016548	0,165
	1-2	0,2079	20	185	0,0620	11,47
	1-3	6,02	100	80	0,014545	1,163
	3-4	0,5181	32	235	0,047832	11,24
	3-5	5,078	90	75	0,00140	1,05
	5-6	0,6732	32	315	0,05106	16,084
	5-7	3,854	75	80	0,021712	1,737
	7-8	0,8283	40	345	0,039562	13,649
	7-9	2,348	63	68	0,032522	2,211
	9-10	2,209	63	347	0,028612	9,928
	9-11	0,139	16	60	0,089	5,340

b. Calcul des pertes de charge dues au prélèvement d'eau à partir du noeud K.

Nœud	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Pertes de charge (m/m)	Pertes de charges totales (m)
K	K-1	4,468	90	100	0,0190	1,190
	1-2	0,2838	20	235	0,068964	16,206
	1-3	3,717	75	50	0,02116	1,058
	3-4	2,632	63	85	0,043518	3,699
	4-5	0,469	32	100	0,040	4,00
	4-6	1,976	63	55	0,022918	1,260
	6-7	0,5445	32	260	0,048532	12,618
	6-8	0,41305	25	210	0,070	14,70
	3-9	0,942	40	65	0,051212	3,328
	9-10	0,048	10	45	0,120	5,4
	9-11	0,41305	25	355	0,070	24,85

VI.4.4. Calcul de la côte définitive du radier du réservoir R11

La côte du radier pour le réservoir de stockage est calculée en tenant compte :

- des côtes des points de puisage situés le parcours occasionnant plus de pertes de charge.
- de la pression au sol en tout point de puisage qui ne doit en aucun cas être inférieure à 23m d'eau.

Ce parcours long de 2,618 km part du réservoir R11 puis passe par le noeud K en suivant le trajet R11-A-G-L-K-1-3-9-11.

Les pertes de charges occasionnées sur le parcours R11-A-G-L-K et les côtes susceptibles d'être celles du radier pour le réservoir R11 sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tronçon	Côte (T.N) au point	Pression au sol	Pertes de charge partielles	Pertes de charges cumulées	Côte du radier
(1)	(2) (m.N.M)	(3) (m d'eau)	(4) (m d'eau)	(5) (m d'eau)	(6) (m.N.M)
R ₁₁ -A	A (= 940)	23	1,996	1,996	964,996
A-G	G(= 913,5)	23	5,96853	7,96453	944,46
G-L	L(= 897)	23	10,234	18,19853	938,188
L-K	K(= 877,2)	23	17,3552	35,55373	935,78

Les points de puisage susceptibles d'être soumis à des pressions au sol élevées ainsi que les côtes susceptibles d'être celles du radier pour le réservoir R11 figurent dans le tableau ci-dessous:

Tronçon	Côte du TN au point	Pression au sol	Pertes de charges partielles	Pertes de charges cumu- lées	Côte du radier
(1)	(m.N.M) (2)	(m) (3)	(m) (4)	(m) (5)	(m .N.M) (6)
R11-K	K (= 877,00)	23	35,56	35,56	935,56
K-1	1 (= 873,00)	23	1,10	36,66	932,66
1-3	3 (= 871,70)	23	1,058	37,718	932,418
3-9	9 (= 869,3)	23	3,328	41,046	933,276
9-11	11 (= 875,00)	23	24,85	65,896	963,896

La colonne (6) des tableaux ci-dessus montre la côte minimale où seraient les radiers des réservoirs R11, soit à *964,996 m.N.M.* Mais comme cette dernière est inférieure à la côte provisoire (*980m.N.M*) qu'on s'était fixée dans l'hypothèse, nous préférons garder la côte de *980m.N.M*; comme ça, les 15 m d'eau serviront à compenser les pertes de charge qui augmenteront avec la durée de vie de notre réseau.

DEUXIEME PARTIE : BETON ARME

Introduction

Compte tenu de la capacité que devra avoir *R11* et du point de vue économique, les réservoirs *R11* seront en béton armé (B.A). Les présents chapitres vont alors traiter du dimensionnement des réservoirs *R11* en B.A.

CHAP.I. PREDIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DES RESERVOIRS R11

Le but du prédimensionnement est d'éviter :

- les flèches excessives pour les éléments fléchis
- le poinçonnement des éléments plans sollicités par des charges ponctuelles
- le flambement pour les éléments comprimés.

I.1. Dalle de couverture

La dalle de couverture de type plancher-dalle requise pour une épaisseur minimale de 15cm aura cette fois 20cm .

I.2. Parois latérales

La paroi latérale travaillant en principe comme une dalle aurait une épaisseur minimale de 20cm. La paroi latérale étant sollicitée de l'intérieur par la poussée hydraulique et de l'extérieur par la poussée des terres, la sollicitation résultant s'en trouve réduit. C'est pourquoi nous adoptons une épaisseur de 25cm.

I.3. Les poteaux

Les poteaux étant des éléments verticaux généralement coulés en place, ils seront de section carrée. La dimension minimale du côté doit satisfaire à la condition :

$$\mu_0 = \text{tot. } A_s / A_b \geq 0,8\%$$

avec μ_0 = pourcentage de section totale d'acier sur la section de béton statiquement nécessaire

A_s = Section d'armatures longitudinales.

A_b = Section de béton statiquement nécessaire.

Soit alors des poteaux de 23x23cm²

I.4. Radier de fondation

Ses dimensions en plan se limitent à celles extérieures du réservoir, soit de 19,3m de côté.

En plus des parois latérales que le radier supporte, il y a également les poteaux qui, descendant les charges ponctuelles risquent de soumettre le radier au poinçonnement. Pour cela, l'épaisseur du radier est prise égale à 30cm.

CHAP.II. CALCUL DES ACTIONS ET SOLLICITATIONS DES DIFFERENTS ELEMENTS DU RESERVOIR

II.1. Combinaison des actions

Soit g : l'ensemble des charges permanentes
 p : l'ensemble des surcharges d'exploitation.

La norme DIN 1045 indique que la charge ultime q est donnée par :

$$q = g + p.$$

Remarquons que le calcul des actions (solllicitations) ne tient pas compte d'aucun coefficient de pondération à l'état limite ultime (ELU).

II.2. Calcul des actions et sollicitations

II.2.1. Dalle de couverture

II.2.1.1. Calcul des actions

Gravillon (10cm)
Etanchéité (10cm)
Dalle en B.A (20cm)

Les charges à prendre en compte sont :

- Charges permanentes composées
 - du béton armé : $25KN/m^3 \times 0,2 = 5KN/m^2$
 - de l'étanchéité en carton de bitume : $12KN/m^2$
 - du gravillon (protection de l'étanchéité) : $20KN/m^3 \times 0,1 = 2KN/m^2$
- Surcharges d'exploitation p : $2KN/m^2$.

Soit donc : $g = (5 + 1,2 + 2) = 8,2KN/m^2$
 $p = 2KN/m^2$

La charge ultime q devient $(8,2 + 2) = 10,2KN/m^2$.

II.2.1.2. Calcul des sollicitations

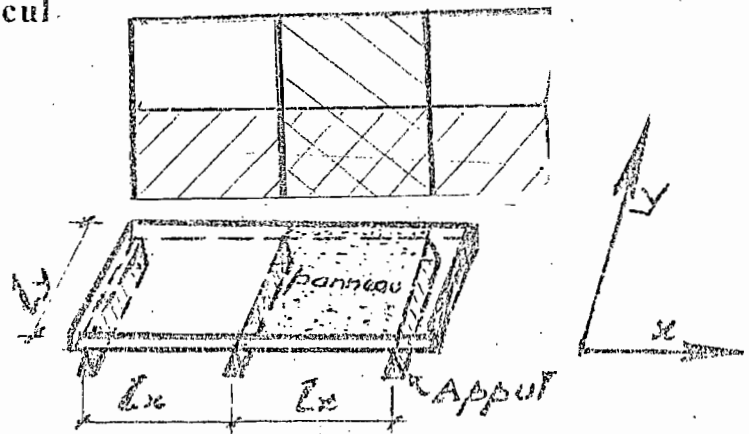
Nous allons adopter la méthode forfaitaire simplifiée dans le calcul des sollicitations (moments fléchissants).

II.2.1.2.1. Principes de la méthode

La méthode forfaitaire simplifiée conforme aux normes DIN 1045/3.3. et Cahier 240 du DAFStb/3.5 s'applique quand :

- le plancher n'a pas à résister aux efforts horizontaux considérables (poussée due au vent, ...)
- les panneaux sont de forme rectangulaire avec comme dimension l_x et l_y données par les entre-axes des poteaux
- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ de chacun des côtés des panneaux est compris entre 0,75 et 1,33
- les panneaux formant un élément continu reposent au moins sur 4 appuis (au moins 3 travées)
- aucune travée ne dépasse 12m de portée
- le moment d'inertie reste constant et identique dans toutes les travées
- la charge d'exploitation est presque égale pour toutes les travées et $\leq 60\%$ des charges permanentes
- la charge d'exploitation est uniformément répartie et $\leq 5\text{KN/m}^2$.

II.2.1.2.1.1. Hypothèses de calcul.



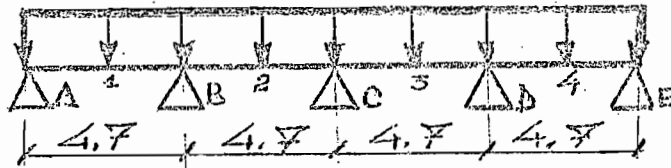
Si on considère chaque sens (x ou y) :

- la dalle est assimilée à une série des poutres continues supposées indépendantes les unes des autres
- la portée de ces poutres est égale pour chaque travée à la longueur des panneaux prise entre axes des poteaux
- la largeur des poutres est égale à la largeur du panneau
- les appuis des poutres supposés étendus sur toute la largeur de la poutre sont matérialisés par les axes orthogonaux reliant les poteaux.

II.2.1.2.1.2. Calcul des moments sur appuis

Selon la même méthode forfaitaire, les moments sur appuis sont donnés par la relation :

$$M_a = k \cdot q l^2$$



où le coefficient k est donné dans le tableau ci-dessous.

1		2		3		4	
Coefficient k des moments sur appuis M_a qui sont déterminants pour le calcul des moments extrêmes sur appuis							
appui voisin d'un appui de rive				appui intermédiaire			
-0,108				-0,08 $\left(1 + 0,4 \frac{p}{q}\right)$ = -0,087			
appui voisin d'un appui de rive				appui intermédiaire			
-0,108 $\left(1 - 0,5 \frac{p}{q}\right)$ = -0,098				-0,08 $\left(1 - 0,5 \frac{p}{q}\right)$ = -0,073			

Rappelons que : $p = 2 \text{KN/m}^2$, $q = 10,2 \text{KN/m}^2$

II.2.1.2.1.3. Calcul des moments en travée

Le calcul du moment dans chaque travée tient compte des moments sur appuis encadrant la travée en question.

Soient :

- M_{wi} et M_{ei} respectivement les moments à gauche et à droite de la travée considérée i , calculés à l'aide des coefficients k trouvés dans les colonnes 3 et 4 du tableau ci-dessus
- M_{tmax} le moment maximal dans la travée i
- M_{tmaxio} le moment isostatique en travée sous la charge q
- M_{tminio} le moment isostatique en travée sous la charge g .

$$\text{Nous avons : } \begin{aligned} M_{tmaxi} &= n(M_{wi} + M_{ei}) + M_{tmaxio} \geq M_{tlim} \\ M_{tmini} &= 0,5(M_{wi} + M_{ei}) + M_{tminio} \end{aligned}$$

où $M_{t,lim}$ est le moment limite en travée égal à :

$$M_{t,lim} = q \frac{l^2}{24} \text{ pour les travées intermédiaires}$$

$$= q \frac{l^2}{14,2} \text{ pour les travées de rive.}$$

n : coefficient pour les moments maximaux en travée

= 0,4 pour les travées de rive

= 0,5 pour les travées intermédiaires.

Les résultats obtenus sont condensés dans le tableau ci-dessous :

Appui	Moments sur appui	Moment en travée			
		Travée	$M_{t,mini,i}$	$M_{t,max,i}$	$M_{t,lim,i}$
A	0	1	13,81	19,33	15,87
B	-24,34	2	3,38	8,90	9,39
C	-19,60	3	3,38	8,90	9,39
D	-24,34	4	13,81	19,33	15,87
E	0				

Moments de calcul

Les moments de calcul en travée sont choisis parmi les grandes valeurs de $M_{t,max,i}$ et $M_{t,lim,i}$ (les cas défavorables).

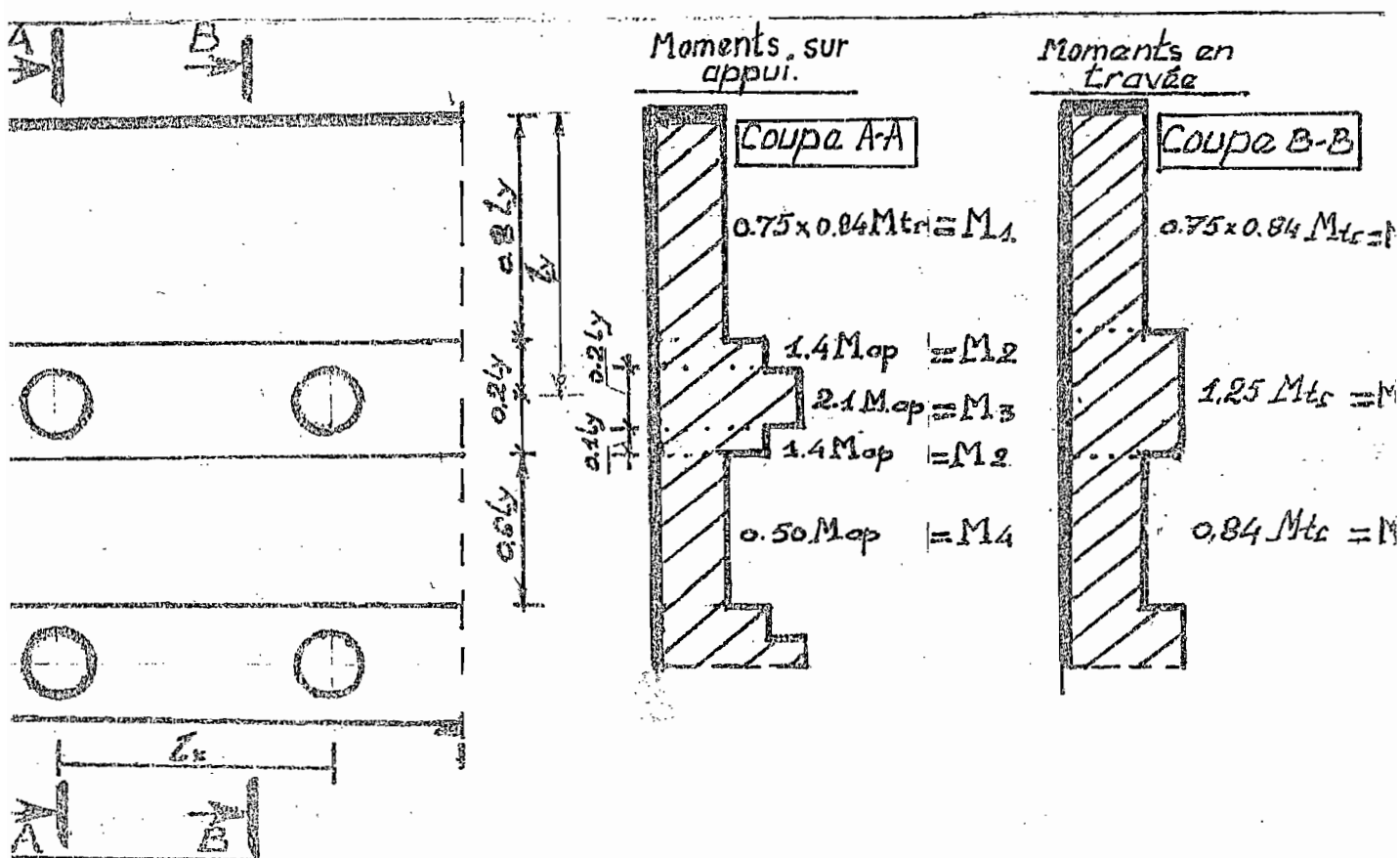
Appui	Moments sur appui (KNm/m)	Moment en travée	
		Travée	Moment
A	0	1	19,33
B	-24,34		
C	-19,60	2	9,39
D	-24,34	3	9,39
E	0	4	19,33

II.2.1.2.1.4. Répartition des moments sur la largeur du panneau

D'après la théorie sur la distribution du moment sur les panneaux, chaque panneau est subdivisé, dans chaque sens en bandes :

- une bande centrale de $0,6l$ (ex : $0,6l_x$ dans le sens x) de largeur
- deux demi-bandes de $0,2l$ (ex : $0,2l_x$ dans le sens x) de largeur
- la bande de rive aura par conséquent $0,8l$ de largeur.

Les mêmes subdivisions sont faites dans le sens y , comme le montre la figure suivante :



Les résultats de calcul des moments sur appui et en travée d'après les formules montrées sur les coupes A-A et B-B sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Moment M_i	pourtour	Appui B et D	Travée 2 et 3	Appui C
M_1	12,178			-5,92
M_2		-34,08		-27,44
M_3		-51,12		-41,16
M_4		-12,17		
M_5			5,92	
M_6			11,74	
M_7			7,89	

II.2.2 Calcul des parois latérales

Rappelons que les parois latérales subissent des actions et sollicitations :

- d'une part de la poussée hydrostatique ; la pression hydrostatique croissant linéairement du haut vers le fond de la cuve.

On a : $q = \gamma_w \cdot h$ où γ_w est le poids volumique de l'eau = 10KN/m³.

- d'une autre part de la poussée des terres, la force de poussée E_a croissant également linéairement avec la profondeur et est donnée par :

$$E_a = K_a \frac{\gamma h^2}{2} \quad \text{où :}$$

- K_a : coefficient de poussée active des terres

avec

- γ : poids volumique des terres
- h : hauteur des terres.

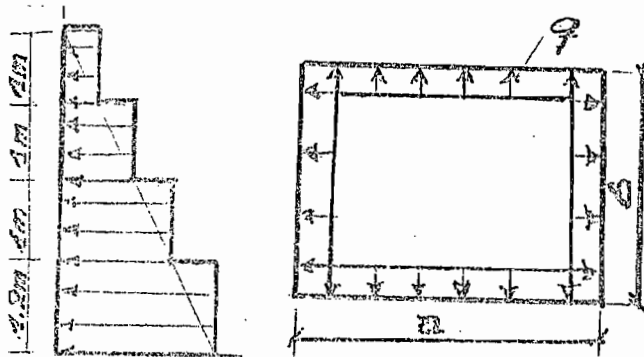
II.2.2.1. Calcul des moments fléchissants dus à la pression de l'eau

Le mode de liaison entre les parois latérales d'une part, et entre ces dernières et la dalle de couverture, puis au radier d'une autre part suscitant beaucoup de controverses au niveau de leurs connaissances avec exactitude, la méthode de calcul adoptée consiste à diviser le réservoir en deux parties :

- la partie haute où les parois latérales sont considérées comme étant parfaitement encastées à leurs arrêtes communes
- la partie basse des parois latérales considérée comme encastée dans le radier. La méthode de calcul considère que les parois latérales sont indépendantes et de ce fait, elles seront calculées comme des porte-à-faux verticaux.

* Partie haute du réservoir

Cette partie est assimilée à une superposition de tranches de 1m de hauteur et la pression de calcul pour chaque tranche est prise égale chaque fois à celle régnant à sa base.



Le calcul des moments aux angles et en travée se fait avec les formules suivantes :

$$M_a = -\frac{q(a^3 + b^3)}{12(a+b)}$$

$$M_{ta} = \frac{qa^2}{8} - \frac{q(a^3 + b^3)}{12(a+b)}$$

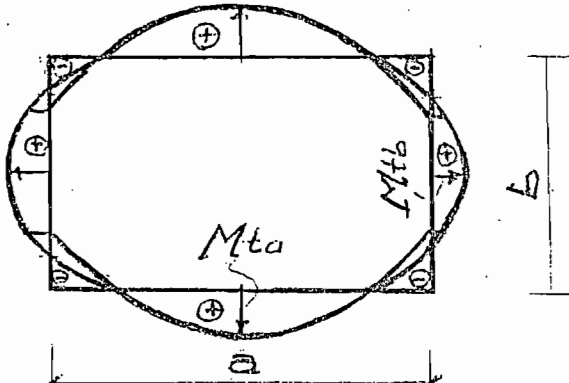
$$M_{tb} = \frac{qb^2}{8} - \frac{q(a^3 + b^3)}{12(a+b)}$$

où * a et b sont la longueur et la largeur en plan du réservoir

* M_a , M_{ta} , M_{tb} sont respectivement les moments aux angles, le moment en travée sur le côté a , le moment en travée sur le côté b .

Remarquons que :

- M_a contribue à diminuer les moments en travée (moment isostatique de la travée considérée comme indépendante).



Tous les deux réservoirs ayant la forme carrée en plan de côté 18,8m et 4,5m de hauteur, nous avons donc :

$$M_a = -\frac{qa^2}{12}$$

$$M_{ia} = M_{ib} = \frac{qa^2}{24}$$

Comme nous considérons des cadres d'un mètre de hauteur, la charge q devient : $q = \gamma_w \cdot h \Leftrightarrow q = \frac{10KN}{m^3} \times 1m = 10KN/m^2$

Et par conséquent :

$$M_a = -\frac{10 \times 18,8^2 m^2 KN}{12 m^2} = -294,53 KNm/m$$

$$M_{ia} = M_{ib} = 147,26 KNm/m$$

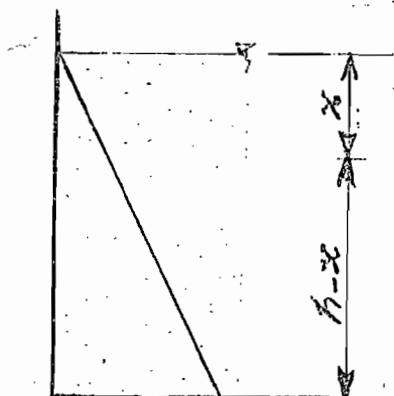
* Partie basse du réservoir

Chaque paroi latérale considérée comme encastree dans le radier se calcule comme un porte-à-faux vertical et de ce fait il existe au fond du réservoir des moments verticaux d'encastrement.

Le moment maximal au fond est calculé en considérant la hauteur des parois en deux parties :

- il y a la partie basse de la paroi qui est considérée comme encastree dans le radier
- partie vers le haut de la paroi qui peut être considérée comme non solidaire du radier.

Soit x la hauteur de cette partie,



Le moment maximal au fond sera calculé par la formule :

$$M_{\max} = -\frac{\gamma_w \cdot h(h-x)^2}{6} \quad \text{où } h = \text{hauteur totale d'eau}$$

$h-x$ est prise égale à la hauteur utile soit de 3,55m.

$$\text{Nous avons donc : } M_{\max} = -\frac{10 \times 4,2 \times 3,55^2}{6} = -88,21 \text{ KNm/m}$$

II.2.2.2. Calcul des efforts horizontaux H

La pression hydrostatique qui s'exerce sur une paroi du réservoir fait naître un effort normal horizontal qui agit sur la paroi adjacente.

Soit H_a , l'effort horizontal dû à la pression hydrostatique s'exerçant sur le côté de longueur a et agissant sur le côté de longueur b .

H_a est calculé comme suit :

$$H_a = q \frac{a}{2} \quad \text{avec } q \text{ qui croît linéairement avec les profondeurs.}$$

Pour le cas où notre réservoir à la forme carrée en plan, nous aurons : $H_a = H_b = H$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

h(m)	q(KN/m ²)	H(KN/m)
1	10	10
2	20	20
3	30	45
4,2	42	88,2

II.2.2.3. Calcul de la force de poussée des terres : Méthode de TERZAGHI

La force de poussée E_a qui croît linéairement avec la profondeur est donné par la formule :

$$E_a = K_a \frac{\gamma h^2}{2} \quad \text{avec } K_a = \text{coefficient de poussée}$$

$$= \frac{1}{1g^2(45^\circ + \rho/2)}$$

ρ = angle de frottement interne

γ = poids volumique des terres

h = hauteur des terres.

Remarquons que l'utilisation de cette formule exige la connaissance de γ et ρ des terres de remblai. Or, ces paramètres sont difficilement contrôlables surtout quand il s'agit des terres de remblai qui se consolident avec le temps.

Pour cela, nous allons utiliser une méthode semi-empirique de calcul pratique des poussées n'exigeant pas la connaissance des paramètres γ et ρ .

* Méthode de TERZAGHI

TERZAGHI classe les sols de remblai en 5 catégories :

- 1° Sols à gros éléments ne contenant pas de fines et très perméables (ex : sables et graves purs).
- 2° Sols à gros éléments contenant les fines et faiblement perméables.
- 3° Sols résiduels contenant des pierres, du sable fin silteux et matériaux granulaires avec une forte teneur en argile.
- 4° Argile molle et très molle, silts organiques ou argiles silteuses.
- 5° Argile bien drainée, de consistance moyenne ou forte sous forme de mottes.

TERZAGHI distingue quatre cas quand il va étudier les murs de soutènement et cela selon la forme de la surface du remblai et les surcharges supportées par ce dernier :

- Terre-plein plan incliné ou non, non surchargé
- Talus incliné avec plate-forme horizontale
- Terre-plein horizontal uniformément surchargé
- Terre-plein horizontal et surcharge linéaire uniformément répartie le long d'une parallèle au mur.

* Synthèse

En considérant la pente du site où sera implanté notre réservoir, ainsi que la granulométrie (cfr courbe granulométrique annexe) de ses sols qui serviront de remblai, nous pouvons classer ces terres dans les catégories 3.a.

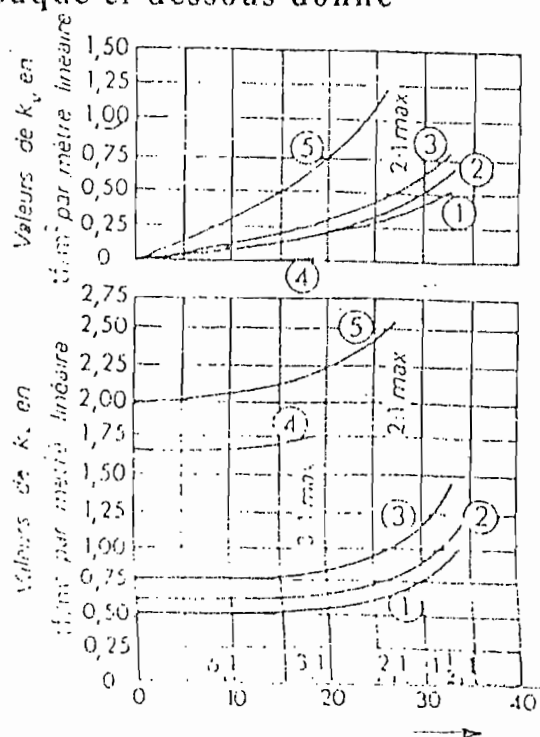
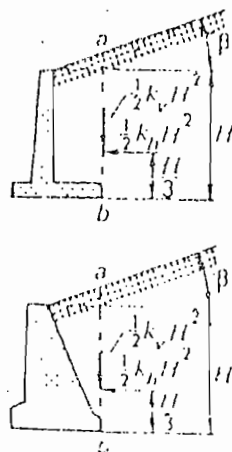
La méthode de TERZAGHI calcule la force de poussée par la formule :

$$E_u = \frac{K_H h^2}{2} \quad \text{où } K_H \text{ est le coefficient de poussée donné par les abaques établies pour chaque catégorie de sols.}$$

La méthode de TERZAGHI calcule la force de poussée par la formule :

Pour notre catégorie 3.a., l'abaque ci-dessous donne

$$K_H = 0,75 \text{ tf/m}^2 = 7,5 \text{ KN/m}^2.$$



Le calcul de la force de poussée va se faire pour chaque paroi du fait que toutes les faces n'auront pas les mêmes hauteurs de remblai :

*** Face avant**

Vers la face avant, le réservoir sera enterré à une profondeur de 0,5m et de ce fait, le remblai aura une hauteur de 0,5m. Par conséquent, on a :

$$E_a = \frac{7,5 \times 0,5^2}{2} = 0,94KN$$

*** Faces arrières et latérales**

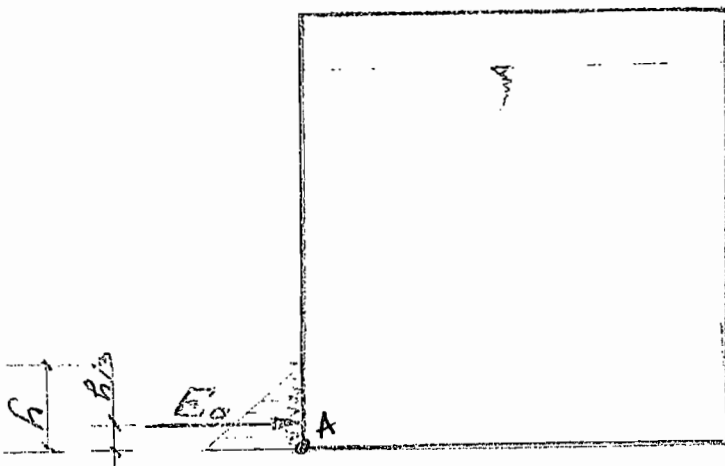
La face arrière sera remblayée à une hauteur de 2,5 m. Pour faciliter les calculs, la force de poussée à la face latérale sera prise égale à celle s'exerçant sur la face arrière.

$$\text{Par conséquent : } E_a = 7,5 \frac{2,5^2}{2} = 23,44KN$$

II.2.2.4. Calcul des moments fléchissants dus à la poussée des terres

La force de poussée agit au tiers de la hauteur du remblai. Le réservoir est enterré à une profondeur de 0,5 m tandis que aux faces arrières et latérales, nous prenons la même hauteur de remblai égale à 2,5 m

*** Face avant**

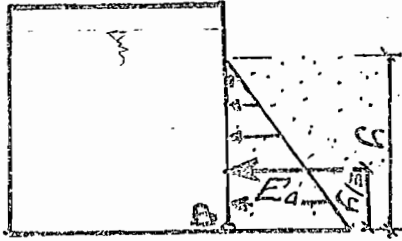


$$M_A = E_a \cdot \frac{h}{3}$$

$$M_A = K_H \cdot \frac{h^3}{6}$$

$$M_A = \frac{7,5 \times 0,5^3}{6} = 0,156KNm$$

* Faces arrières et latérales



$$M_B = K_H \frac{h^3}{6} = \frac{7,5 \times 2,5^3}{6} = 19,54 \text{ KNm/m}$$

II.2.3. Calcul des poteaux intérieurs

Les poteaux qui seront parfois immergés dans l'eau recevront une pression hydrostatique qui agit de part et d'autre de la même façon. Autrement dit, l'équilibre horizontal sera garanti.

Outre la pression hydrostatique horizontale, les poteaux seront soumis aux charges de la couverture qui agissent verticalement. Donc, le calcul des poteaux doit passer par la descente des charges.

II.2.3.1. Descente des charges

Toutes les charges de la couverture ne sont pas reprises par les poteaux ; une partie est supportée par les parois latérales.

a. Charges reprises par le poteau

- Les charges de la couverture répartie sur une bande carrée de côté 4,70m, soit $Q_1 = 10,2 \text{KN/m}^2 \times (4,70)^2 = 225,32 \text{KN}$
- Leurs poids propres, soit : $P = 25 \text{KN/m}^3 \times (0,23 \text{m})^2 \times 4,5 \text{m} = 5,96 \text{KN}$.

Donc, chaque poteau aura à supporter une charge totale

$$Q = 225,32 + 5,96 = 231,28 \text{KN}.$$

b. Charges reprises par la paroi latérale

La charge supportée par une paroi latérale est :

$$Q_2 = 10,2 \text{KN/m}^2 \times 2,60 \text{m} = 26,52 \text{KN/m}$$

II.2.4. Calcul du radier

Le calcul des sollicitations sera fait de la même façon que celui de la dalle de couverture car il peut être considéré comme un plancher-dalle renversé.

Compte tenu du mode de liaison de la partie basse des parois du radier, nous allons considérer aussi le moment d'encastrement dû aux poussées hydrostatiques et des terres.

II.2.4.1. Calcul des actions

- Le poids propre d'une dalle (BA, épaisseur : 30cm)

$$g_1 = 0,30 \text{m} \times 25 \text{KN/m}^3 = 7,5 \text{KN/m}^2.$$

et le béton de propreté (23KN/m^3 , épaisseur 10cm)

$$\text{soit : } g_2 = 23 \text{KN/m}^3 \times 0,1 \text{m} = 2,3 \text{KN/m}^2$$

soit le poids total de : $g = 9,8 \text{KN/m}^2$.

- Surcharge due à l'eau :

$$p = 10 \text{KN/m}^3 \times 4,2 \text{m} = 42 \text{KN/m}^2$$

Donc, la charge ultime devient : $q = (9,8 + 42) \text{KN/m}^2 = 51,8 \text{KN/m}^2$.

II.2.4.2. Cas de charge et calcul des actions

Nous avons à considérer deux cas :

- Le réservoir vide.

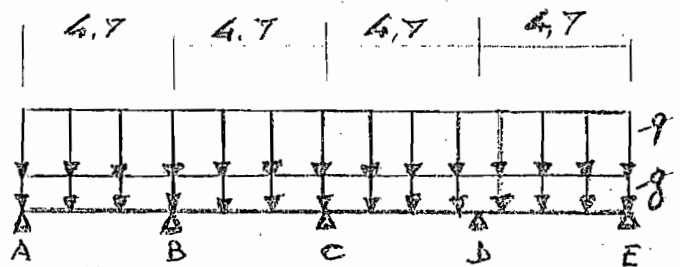
La charge ultime est ici réduite au poids du (BA+béton de propre-té), soit : $q=g=9,8\text{KN/m}^2$ (car $p=0$).

Et le moment d'encastrement n'est dû qu'à la poussée des terres.

Soit $M_B=19,54\text{KNm/m}$

- Le réservoir plein d'eau

La charge ultime est $q=51,8\text{KN/m}^2$.



II.2.4.3. Calcul des moments

1° Cas où le réservoir est vide

Comme c'est dit ci-haut, le calcul suit les mêmes étapes du paragraphe II.2.1.2.

Nous avons $M_a=kql^2$ où les valeurs de k sont obtenues dans le tableau ci-après :

1	2	3	4	5
Cas de chargement	Coefficient k des moments sur appuis M_a qui sont déterminants pour le calcul des			
	Moments extrêmes sur appui		Moments extrêmes en travée	
	Voisin d'un appui de rive	intermédiaire	Appui voisin d'un appui de rive	Appui intermédiaire
	-0,108	$-0,08\left(1+0,4\frac{P}{q}\right)$ $=-0,08$	$-0,108\left(1-0,5\frac{P}{q}\right)$ $=-0,108$	$-0,08\left(1-0,5\frac{P}{q}\right)$ $=-0,08$

Rappel : $q=9,8\text{KN/m}^2$ et $L=4,70\text{m}$.

Valeurs des moments

Appui	Moments sur appui (KNm/m)	Moment en travée (KNm/m)			
		Travée	$M_{t,mini,i}$	$M_{t,max,i}$	$M_{t,lim,i}$
A	0	1	15,37	17,71	15,25
B	-23,38	2	6,71	6,71	9,02
C	-17,32	3	6,71	6,71	9,02
D	-23,38	4	15,37	17,71	15,25
E	0				

* Moments de calcul

Appui	Moments sur appui	Moment en travée	
		Travée	Moment
A	0	1	17,71
B	-23,38	2	9,02
C	-17,32	3	9,02
D	-23,38	4	17,71
E	0		

* Répartition des moments sur la largeur du panneau

Moment M_i	pourtour	Appui B et D	Travée 2 et 3	Appui C
1	11,16			-5,69
2		-32,74		-24,25
3		-49,10		-36,38
4		-11,69		
5			5,69	
6			11,28	
7			7,58	

* Moments de calcul des armatures

Les armatures du radier sont calculées en tenant compte de deux situations qui peuvent arriver :

- **Avant le remblayage**, les armatures sont calculées avec les sollicitations du tableau ci-dessus du fait que le radier n'est sollicité que par son poids propre. En analysant les résultats du tableau ci-dessus, il convient de placer l'armature dans la partie comprimée, c'est à dire supérieure du radier et surtout aux appuis.
- **Après le remblayage**, le poids propre du radier réduit le moment d'encastrement résultant de la poussée des terres et cela surtout dans la première travée.

Par conséquent, l'armature de la première travée sera calculée avec le moment résultant, c'est-à-dire $(19,54-11,16)=8,38KNm/m$. Compte tenu du signe de ce moment, l'armature sera placée dans la partie inférieure du radier.

2° cas du réservoir plein d'eau.

Cette fois-ci : $q=51,8KN/m^2$

$$Et M_a = kql^2$$

$$p=42KN/m^2$$

Cas de chargement	Coefficient k des moments sur appuis M_a qui sont déterminants pour le calcul des			
	Moments extrêmes sur appui		Moments extrêmes en travée	
	Voisin d'un appui de rive	intermédiaire	Appui voisin d'un appui de rive	Appui intermédiaire
	-0,108	$-0,08 \left(1 + 0,4 \frac{p}{q} \right)$ $\approx -0,1048$	$-0,108 \left(1 - 0,5 \frac{p}{q} \right)$ $\approx -0,066$	$-0,08 \left(1 - 0,5 \frac{p}{q} \right)$ $\approx -0,049$

* Valeurs de moments

Appui	Moments sur appui (KNm/m)	Moment en travée (KNm/m)			
		Travée	$M_{t,mini,i}$	$M_{t,max,i}$	$M_{t,lim,i}$
A	0	1	-10,7	112,83	80,58
B	-123,58	2	-38,74	77,24	47,68
C	-119,92	3	-38,74	77,24	47,68
D	-123,58	4	-10,7	112,83	80,58
E	0				

* Moments de calcul

Appui	Moments sur appui KNm/m	Moment en travée KNm/m	
		Travée	Moment
A	0	1	112,83
B	-123,58	2	77,24
C	-119,52	3	77,24
D	-123,58	4	112,83
E	0		

*** Répartition des moments sur la largeur du panneau**

Moment M_i	pourtour	Appui B et D	Travée 2 et 3	Appui C
1	71,08			-48,66
2		-173,01		-167,89
3		-259,52		-251,83
4		-61,79		
5			48,66	
6			96,55	
7			64,88	

*** Moments de calcul des armatures**

Les armatures sont calculées avec les moments du tableau ci-dessus sauf que l'encastrement des parois latérales sur le radier soulage en partie la première travée.

L'armature de la première travée avant le remblayage :

Le poids propre du radier et le poids de l'eau s'opposent à l'action de la pression hydrostatique qui a tendance à soulever plus la première travée.

Par conséquent, l'armature sera calculée avec le moment résultant, soit $(-88,21 + 71,08) = -17,13 \text{KNm/m}$. De par le signe de celui-ci, l'armature sera disposée dans la partie supérieure du radier.

L'armature de la première travée après le remblayage

Les poussées de l'eau et des terres agissent en sens inverse de telle façon que le moment résultant s'en trouve réduit, soit $(-88,21 + 19,54) = -68,67 \text{KNm/m}$.

L'armature sera calculée en tenant compte du moment coexistant au pourtour égal 71,08KNm/m. Donc avec le moment résultant, soit $(-68,67 + 71,08) = 2,41 \text{KNm/m}$. Par conséquent, elle sera disposée dans la partie tendue, c'est-à-dire inférieure du radier.

CHAP.III. CALCUL DE BETON ARME

Le présent calcul de béton armé va déterminer la section des armatures qui devront résister aux sollicitations calculées dans le précédent chapitre. Nous allons nous conformer à la norme DIN 1045 déjà utilisée dans le calcul des sollicitations.

III.1. Caractéristiques des matériaux

a. Le béton

Le béton de classe B₃₅ qui sera utilisé pour la construction de R11 a une résistance nominale f_{c28} de 35 MN/m² à l'âge de 28 jours. La résistance de calcul f_{cu} est de 23 MN/m².

b. L'acier

L'acier à utiliser est de type Bst420. Selon la norme DIN1045 :

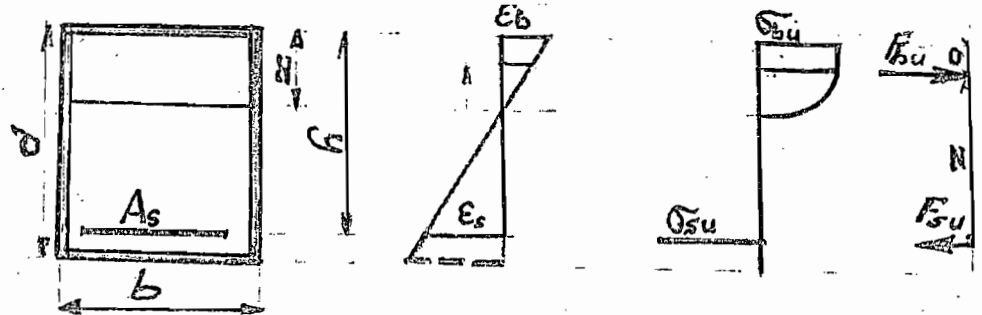
- la déformation relative ϵ_s à l'ELU $\leq 5\text{‰}$
- le coefficient de sécurité est $\gamma = 1,75$ pour la rupture avec avertissement (l'acier est déterminant)
 $\gamma = 2,1$ pour la rupture sans avertissement (béton déterminant) en ELU.

III.2. Calcul de la section des armatures

III.2.1. Dalle de couverture

L'armature de la dalle de couverture sera calculée par bande d'un mètre de largeur. Les moments sollicitant la dalle ont été calculés au paragraphe II.2.1.2.1.4.

a. Etapes de calcul



Une des méthodes pratiques pour la détermination des aciers utilisés le diagramme général pour le dimensionnement en E.L.U, utilisant les sollicitations en E.L.S. (voir abaque de la page suivante).

1° On calcule le moment fléchissant réduit, défini par :

$$m_{su} = \frac{M_{su}}{bh^2 f_{cu}} \times 100 \quad (\text{en } \%)$$

2° On reporte sur l'axe des moments réduits (voir abaque) et on lit les valeurs de $K_z = \frac{Z}{h}$ et de γ .

3° La section d'acier se calcule alors par la formule :

$$A_s = \frac{M_{su} \times \gamma}{\sigma_{su} \times Z}$$

N.B : Lorsque m_{su} est supérieur à 0,337, il est plus économique de prévoir des armatures dans la zone comprimée au lieu de renforcer les armatures tendues. Par conséquent l'armature sera calculée par les formules suivantes :

$$A_{s1} = \frac{\gamma \Delta M_{su}}{\sigma_{s1u} (h - d_1)} \quad \text{et} \quad A_{s2} = \frac{\gamma}{\delta_{s2u}} \left(\frac{M_{su}^*}{Z} + \frac{\Delta M_{su}}{h - d_1} + N \right)$$

où A_{s1} = section d'acier comprimé

A_{s2} = section d'acier tendu

σ_{s1u} = contrainte dans les aciers comprimés

σ_{s2u} = contrainte dans les aciers tendus

ΔM_{su} = moment repris par les aciers comprimés

M_{su}^* = moment repris par le béton seul

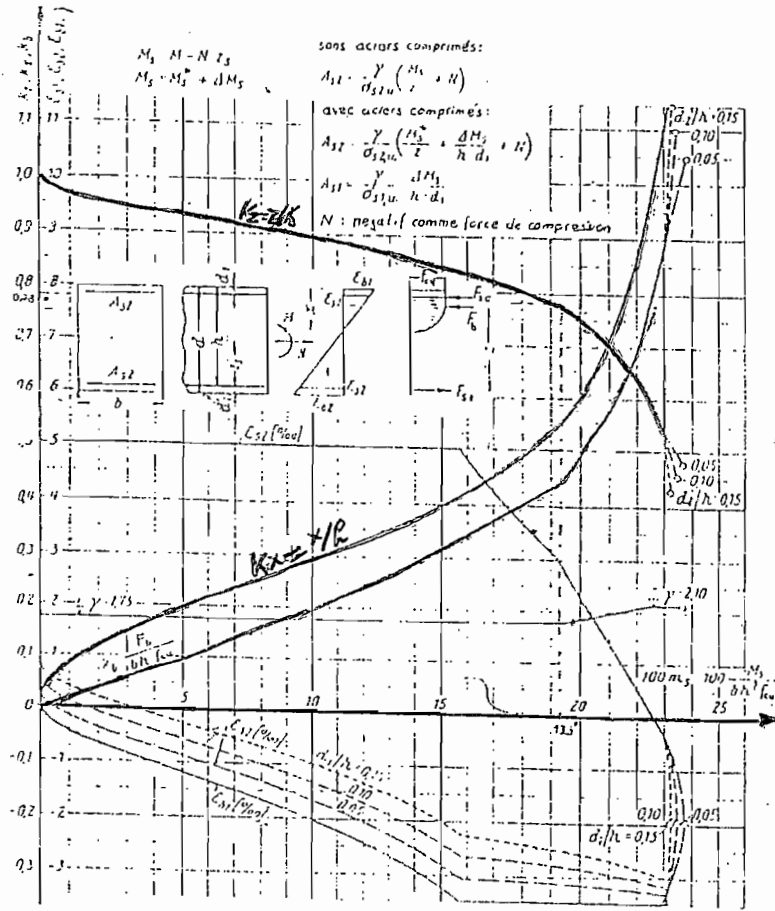
N = effort de compression

Z = bras de levier des efforts internes.

d_1 = distance de la fibre la plus comprimée à l'axe des aciers comprimés

h = hauteur utile.

• Diagramme général pour le dimensionnement en état limite ultime (E.L.U), en utilisant les sollicitations en état de service.



classe du béton	$f_{c,u}$ [MN/m ²]
B 15	10,5
B 25	17,5
B 35	23,0
B 45	29,0
B 55	35,0

nombre de l'acier	$f_{s,u} / 1,75$ [MN/m ²]	ϵ_s [%]
BS 220	126	1,05
BS 420	240	2,00
BS 500	286	2,32

Diamètres, poids et sections des aciers pour béton armé (en mm²)

Diam. nom. mm	Poids kg/m	Nombre de barres								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,222	28	56	84	112	140	168	196	224	252
8	0,395	50	100	150	200	250	300	350	400	450
10	0,617	78	156	234	312	390	468	546	624	702
12	0,888	113	226	339	452	565	678	791	904	1017
14	1,208	153	306	459	612	765	918	1071	1224	1377
16	1,578	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809
18	1,998	254	508	762	1016	1270	1524	1778	2032	2286
20	2,466	314	628	942	1256	1570	1884	2198	2512	2826
22	2,984	380	760	1140	1520	1900	2280	2660	3040	3420
25	3,853	490	980	1470	1960	2450	2940	3430	3920	4410
28	4,834	615	1230	1845	2460	3075	3690	4305	4920	5535
32	6,313	804	1608	2412	3216	4020	4824	5628	6432	7236
36	7,990	1017	2034	3051	4068	5085	6102	7119	8136	9153
40	9,865	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304

b. Sections des armatures

Au droit des appuis A et D (ou B et E)

Contre le moment M_i	Répartition des armatures par bande		
	1	2	3
Largeur de la bande (en cm)	376	47	94
Section d'acier (en mm^2/m)	295,2	839,2	1286,2
Nombre et diamètre par mètre	6 ϕ 8	8 ϕ 12	9 ϕ 14

Au droit de l'appui C

Contre le moment M_i	Répartition des armatures par bande		
	2	3	4
Largeur de la bande (en cm)	47	94	282
Section d'acier (en mm^2/m)	672,2	1024,5	291,9
Nombre et diamètre par mètre	6 ϕ 12	7 ϕ 14	6 ϕ 8

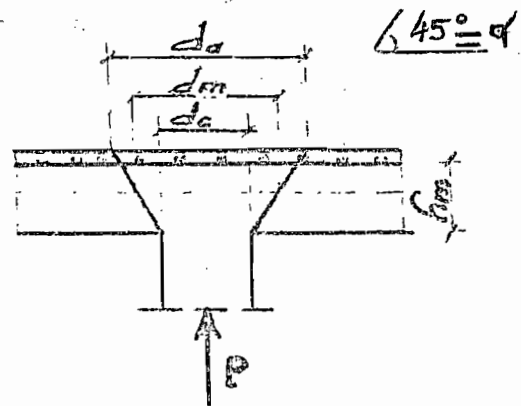
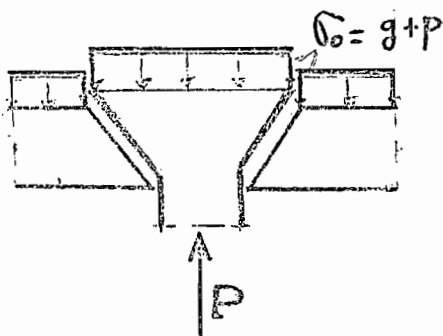
Dans les travées 2 et 3

Contre le moment M_i	Répartition des armatures par bande		
	5	6	7
Largeur de la bande (en cm)	376	188	282
Section d'acier (en mm^2/m)	295,2	203,1	188,3
Nombre et diamètre par mètre	6 ϕ 8	6 ϕ 8	7 ϕ 6

c. Vérification de la sécurité au poinçonnement de la dalle de couverture

Rappel théorique

La rupture par poinçonnement, ayant l'effet d'engendrer une fissuration suivant des plans de 45° à partir du contour de la surface d'application de la charge, peut être assimilée à une rupture par cisaillement. Sur ce, il faut vérifier si les contraintes de cisaillement restent admissibles.



Si le poinçonnement peut avoir lieu, la rupture se développera à la face supérieure de la dalle sur une section circulaire de diamètre d_a avec :

$$d_a = d_m + h_m$$

$$= d_c + 2h_m$$

où d_m = diamètre sur le feuillet moyen de la dalle

d_c = diamètre de l'aire d'impact de la charge au niveau de la surface du béton

h_m = hauteur utile moyenne de la dalle autour du contour considéré dans les directions x et y.

$h_{s,x}$ et $h_{s,y}$ étant les hauteurs utiles des armatures dans les directions x et y.

Nous avons :

$$d_c = 1,13 \sqrt{b_x \cdot b_y} \quad (\text{si } b_{\max} \leq b_{\min})$$

$$d_c = b_{\min} \quad (\text{si } b_{\max} > b_{\min})$$

avec b_x et b_y les côtés du rectangle au niveau de la surface du béton.

L'effort tranchant Q_m le long du contour circulaire autour de la charge concentrée est donné par :

$$Q_m = P - \sigma_0 \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} \quad \text{avec } \sigma_0 = \text{pression uniformément répartie}$$

agissant sur la surface opposée de la dalle

P = charge concentrée

La contrainte tangentielle de cisaillement le long du contour considéré est de :

$$\tau_m = \frac{Q_m}{u \times h_m} \quad \text{où } u = d_m \cdot \pi \quad (\text{cas d'une charge à l'intérieur du panneau})$$

= périmètre du contour sur le feuillet moyen de la dalle.

Vérification des contraintes de cisaillement

τ_{011} et τ_{02} étant les limites données par le tableau (annexe), il faut avoir, dans tous les cas :

$$\tau_m \leq \alpha_1 \cdot \tau_{011} \quad \text{et} \quad \tau_m \leq \alpha_2 \cdot \tau_{02}$$

Si $\alpha_1 \cdot \tau_{011} \leq \tau_m \leq \alpha_2 \cdot \tau_{02}$, une armature de poinçonnement est requise. Les coefficients α_1 et α_2 sont définis par :

$\alpha_1 = 1,3 \cdot a_s \sqrt{\mu}$ avec μ = est la moyenne du pourcentage géométrique des sections d'armature $A_{s,x}$ et $A_{s,y}$ dans les deux bandes de largeur d_m se croisant dans le cône de rupture.

$$\alpha_2 = 0,45 \cdot a_s \cdot \sqrt{\mu}$$

$a_s = 1,3$ pour l'acier Bst420/500

avec :

$$\mu = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} \quad (\text{en } \%) \quad \text{où } \mu_x = \frac{A_{s,x}}{h_{s,x} \cdot d_m} \quad (\text{en } \%)$$

$$\mu_y = \frac{A_{s,y}}{h_{s,y} \cdot d_m} \quad (\text{en } \%)$$

N.B

1. Une valeur de μ supérieure à $25 \frac{f_{c28}}{f_c} [en\%]$ ou à 1,5% n'est pas prise en compte
2. Pour le calcul de α_1 et α_2 , les valeurs de μ inférieures à 0,5% ne sont pas considérées.

Détermination de l'armature de poinçonnement

L'armature de poinçonnement nécessaire se calcule par la formule : $A_{s,t} = \frac{0,75 \times 1,75 Q_m}{f_e \times \sin \alpha}$

avec f_e = contrainte correspondant à la limite élastique de l'acier.

d. Vérification proprement dite

Il s'agit de vérifier si notre dalle de 20cm d'épaisseur résiste au poinçonnement résultant d'une charge concentrée de 231,28KN lui soumise par le poteau à sections carrée de 23x23 cm².

$$\text{Nous avons donc : } d_c = 1,13 \sqrt{23 \times 23} = 26 \text{ cm}$$

L'enrobage des aciers étant pris égal à 2cm, on a :

$$h_m = \frac{17 + 16}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$$d_a = 26 + 16,5 \times 2 = 59 \text{ cm}$$

$$Q_m = 231,28 - 10,2 \times \frac{\pi \times 0,59^2}{4} = 228,49 \text{ KN}$$

$$u = \pi(26 + 16,5) = 133,45 \text{ cm}$$

$$\tau_m = \frac{228,49 \times 10^3 \text{ N}}{1334,5 \times 165 \text{ mm}^2} = 1,03 \text{ N / mm}^2$$

Au droit du poteau, rappelons que la section d'armature est de 1286,2mm²/m.

On sait que : $d_m = d_a - h_m$.

Ainsi pour : $d_m = 0,425 \text{ m}$, la section d'armature :

$$A_{s,x} = A_{s,y} = 1286,2 \times 0,425 = 546,635 \text{ mm}^2$$

Calculons μ_x et μ_y .

$$\mu_x = \frac{546,635}{170 \times 425} = 0,75\%$$

$$\mu_y = \frac{546,635}{160 \times 425} = 0,80\%$$

Par conséquent :

$$\mu = \frac{\mu_x + \mu_y}{2}$$

$$\mu = \frac{0,75 + 0,8}{2} = 0,775\% < 1,5\%$$

La valeur de μ est à prendre en compte.

Calculons :

$$\alpha_1 \cdot \tau_{011} = 1,48 \times 0,6 = 0,888 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_2 \cdot \tau_{02} = 0,51 \times 2,4 = 1,224 \text{ N/mm}^2$$

Nous avons : $\alpha_1 \cdot \tau_{011} < \tau_m < \alpha_2 \cdot \tau_{02}$

Par conséquent, une armature de poinçonnement doit être prévue.

Nous avons :

$$A_{s,t} = \frac{0,75 \times 1,75 \times 228,42 \times 2}{420000 \times \sqrt{2}} = 1009,8 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

soit $4\phi 18$.

III.2.2. Calcul des parois latérales

Outre que les parois latérales doivent résister à l'effort de compression leur soumis par leurs poids propres et celui de la dalle de couverture, elles doivent :

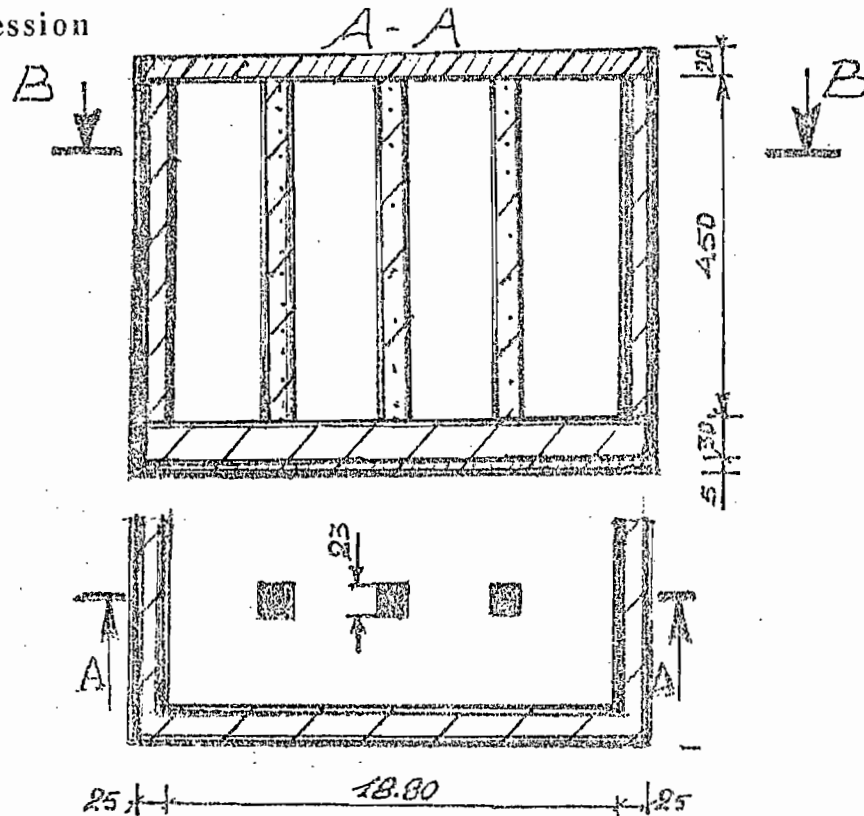
- être vérifiées pour leur sécurité au flambement
- être armées contre les moments de flexion dus aux poussées hydrostatique et des terres. Pour cela, le calcul d'armature pourrait se limiter aux situations défavorables, c'est-à-dire susceptibles d'engendrer d'importants moments de flexion et efforts normaux.

Ces cas sont :

- quand le réservoir est vide après le rembrayage
- quand le réservoir est plein avant le rembrayage

a. Vérification de la résistance à l'effort de compression

Effort de compression



Il est dû au :

- poids de la dalle de couverture : $10,2\text{KN/m}^2 \times 2,60\text{m} = 26,52\text{KN/m}$
 - poids propre des parois : $25\text{KN/m}^3 \times 4,5\text{m} \times 0,25\text{m} = 28,125\text{KN/m}$
- avec : hauteur des parois = 4,5m

épaisseur des parois = 0,25 m

Leur résultante, soit $26,52 + 28,125 = 54,645\text{KN/m}$, est supposée agir dans le noyau central de la paroi.

Pour une section de $25 \times 100\text{[cm]}$, l'effort admissible devient :

$$2083 \times 1,31 = 2728,73\text{KN/m.}$$

Cette valeur trouvée est de loin supérieure à l'effort de compression soumise à notre paroi. Autrement dit, le béton peut le reprendre seul.

b. Vérification de la sécurité au flambement

La longueur de flambement S_K étant la distance entre deux points d'inflexion de la déformée du poteau (ou de la paroi), elle est calculée par la formule : $S_K = \beta \cdot s$

Avec s = longueur du poteau (ou paroi), distance entre deux nœuds consécutifs

β = coefficient qui dépend de la nature des liaisons

D'après les règles B.A.E.L.83, la vérification au flambement pourrait être évitée si l'élancement mécanique λ défini par :

$\lambda = \frac{S_K}{h} \cdot 2\sqrt{3}$ est inférieur à la plus grande des deux valeurs :

$$\begin{cases} 50 \\ 67 e/h \end{cases} \quad \text{où} \quad e = \text{excentricité de premier ordre}$$

h = hauteur de la section ou la plus petite dimension de la section.

Pour le cas d'espèce, $h=25\text{cm}$, $s=4,5\text{m}$ et la nature de liaison entre la dalle de couverture et les parois tend vers un appui élastique tandis que à la base, les parois sont encastées au radier.

Par conséquent, ces types de liaison conduisent à adopter $\beta \cong \frac{\sqrt{2}}{2}$.

Nous avons alors :

$$\lambda = \frac{\sqrt{2} \times 4,5 \times 2\sqrt{3}}{2 \times 0,25} \cong 44,09$$

L'effort de compression pouvant être considéré comme centré, nous n'avons qu'à vérifier si $\lambda < 50$, ce qui est le cas. Autrement dit, la vérification au flambement peut être évitée.

c. Section d'armature des parois latérales

Cas du réservoir vide après remblayage

Les terres de remblai imposent aux parois des moments de flexion pour lesquels nous allons calculer les aciers suivant les mêmes étapes que le calcul de la dalle de couverture.

Les résultats sont les suivants :

	Parois-avant sous M = 0,157KNm/m	Parois latérales et arrières sous M = 19,54KNm/m
Section des armatures (mm ² /m)	A _{smin} =150	376,9
Nombre de diamètres par mètre	3φ8	5φ10

Réservoir plein d'eau avant remblayage

Le réservoir ici n'est sollicité que par un moment vertical d'encastrement entre les parois et le radier ainsi que par un effort normal horizontal agissant sur les parois.

Ainsi, les armatures placées verticalement sont appelées à reprendre le moment d'encastrement vertical tandis que celles horizontales reprendront les moments obtenus dans la partie haute des parois. La section d'armature est donnée par :

$$A_s = \frac{\gamma}{\sigma_{su}} \left(\frac{M_s}{Z} + N \right) \text{ pour le cas d'une armature simple}$$

$$\text{et } A_{s1} = \frac{\gamma}{\sigma_{s1u}} \frac{\Delta M_s}{h - d_1}$$

$$A_{s2} = \frac{\gamma}{\sigma_{s2u}} \left(\frac{M_s^*}{Z} + N + \frac{\Delta M_s}{h - d_1} \right) \text{ pour le cas d'une armature double}$$

- où A_{s1} = section d'acier comprimé
 A_{s2} = section d'acier tendu
 σ_{s1u} = contrainte dans les aciers comprimés
 σ_{s2u} = contrainte dans les aciers tendus
 ΔM_s = moment repris par les aciers comprimés
 M_{su}^* = moment repris par le béton seul
 N = effort normal (traction ou compression)
 d_1 = distance de la fibre la plus comprimée à l'axe des aciers comprimés
 Z = bras de levier des efforts internes
 h = hauteur utile

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Partie basse

	Armatures d'encastrement vertical
Sections d'armatures (en mm ² /m)	1785,3
Nombre de diamètres par mètre	9 ϕ 16

Partie haute

	Armatures d'encastrement aux angles	Armatures en milieu de travée
Sections d'armatures (en mm ² /m)	6740,4	3116,6
Nombre de diamètres par mètre	9 ϕ 22 9 ϕ 22	5 ϕ 18 5 ϕ 22

Réservoir plein d'eau après remblayage

Compte tenu des calculs d'aciers déjà faits pour les 2 cas défavorables évoqués là-dessus, nous pouvons nous passer du calcul d'armatures pour le cas présent du réservoir plein d'eau après remblayage.

III.2.3. Calcul des poteaux

Chaque poteau est sollicité en compression simple sous l'effet :

- de son poids propre (= 5,96 KN)
- des charges de la couverture (= 225,32KN)

L'effort total étant évalué à 231,28KN, le poteau doit résister à cet effort et il est calculé de façon à écarter tout flambement.

- Pour chaque poteau de section 23x23 cm², l'effort admissible $N_{c, adm}$ est tel que :

$$1,31 \times 333 \text{ KN} < N_{c, adm} < 1,31 \times 520 \text{ KN}$$

$$436,23 \text{ KN} < N_{c, adm} < 681,2 \text{ KN}$$

Comme l'effort de 231,28 KN est inférieur à 436,23 KN, le béton seul suffit pour le reprendre. Toutefois, une armature minimale est nécessaire, d'après les dispositions constructives.

- D'après les règles B.A.E.L.83, la vérification au flambement peut être évitée si l'élancement λ défini par :

$$\lambda = \frac{l_f}{b} \times 2\sqrt{3} \quad \text{est tel que } \lambda < \sup(50; 67 e/b)$$

où l_f = longueur de flambement

b = petite dimension de la section

La liaison dalle de couverture-poteau tend vers un appui élastique, tandis que le poteau est encasté au radier.

$$\text{Nous avons alors : } \lambda = \frac{\sqrt{2} \times 4,5 \times 2\sqrt{3}}{2 \times 0,23} = 47,92$$

L'effort de compression étant considéré comme centré, il nous restait à vérifier si $\lambda < 50$, ce qui est le cas. Par conséquent, nous pouvons nous passer de la vérification au flambement.

III.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales

Les dispositions constructives prévoient une armature minimale technologique. La section de cette armature est telle que :

$\mu_0 = \text{tot } A_s/A_b \geq 0,8\%$ avec μ_0 = pourcentage minimal de section totale d'acier sur la section de béton statiquement nécessaire.

A_s = section d'armature longitudinale

A_b = section de béton statiquement nécessaire

Soit $A_{s,min}$ la section minimale d'armature nécessaire.

Nous avons : $A_{s,min} = 23^2 \times 0,008 = 4,232 \text{ cm}^2$.

Le diamètre d de la barre d'acier est tel que :

$$4 \times \pi d^2/4 = 423,2 \text{ mm}^2 \Rightarrow d = 11,6 \text{ mm}$$

Nous avons à placer $4\phi 12$ aux quatre points de la section de chaque poteau.

III.2.3.2. Calcul des armatures transversales

L'armature transversale minimale réalisée sous forme de cadres est, d'après les dispositions constructives, donnée par :

$\phi_{st} \geq 5 \text{ mm}$ si $\phi_{sl} \leq 20 \text{ mm}$

où ϕ_{st} = diamètre des cadres

$\phi_{st} \geq 8 \text{ mm}$ si $\phi_{sl} > 20 \text{ mm}$.

ϕ_{sl} = diamètre des aciers longitudinaux

Pour notre cas où $\phi_{sl} = 12 \text{ mm}$, nous avons ϕ_{st} qui est compris entre 5 mm et 8 mm ; prenons que ϕ_{st} sera de 6 mm. L'espacement des cadres S_t est tel que :

$$S_t \leq \begin{cases} d_{min} \\ 12\phi_{st} \end{cases} \quad \text{avec } d_{min} = \text{dimension transversale minimale de la} \\ \text{section de la pièce.}$$

$$\text{Pour notre cas, } S_t \leq \begin{cases} 23 \text{ cm} \\ 12 \times 12 \text{ mm} = 144 \text{ mm} \end{cases}$$

Prenons $S_t = 14,4 \text{ cm}$

III.2.4. Calcul du radier

Le radier est calculé de la même façon que la dalle de couverture déjà traité.

L'armature du radier est calculée sur une bande d'1m de largeur et de 30cm d'épaisseur.

Nous ne présentons ici que les résultats obtenus à partir des moments donnés au paragraphe II.2.4.3.

III.2.4.1. Calcul des armatures

a. Réservoir vide

Appui A et D (ou B et D)	Répartition des armatures par bande			
Contre le moment M_i	1		2	3
Largeur de la bande (en m)	3,76		0,47	0,94
Section des aciers (en cm^2/m)	Av. remblay.	Ap.remblay.		
	1,717	1,306	5,194	7,831
Nbre de diamètres par mètre	7 ϕ 6	5 ϕ 6	7 ϕ 10	7 ϕ 12

Appui C	Répartition des armatures par bande		
Contre M_i	2	3	4
Largeur de la bande (en m)	0,47	0,94	2,82
Section des aciers (en cm^2/m)	3,827	5,73	0,866
Nbre de diamètres par mètre	5 ϕ 10	3 ϕ 16	2 ϕ 8

En travée 2 ou 3	Répartition des armatures par bande		
Contre M_i	5	6	7
Largeur de la bande (en m)	3,76	1,88	2,82
Section des aciers (en cm^2/m)	1,306	1,753	0,866
Nbre de diamètres par mètre	5 ϕ 6	7 ϕ 6	2 ϕ 8

b. Réservoir plein d'eau

Appui A et D	Répartition des armatures par bande			
Contre le moment M_i	1		2	3
Largeur de la bande (en m)	3,76		0,47	0,94
Section des aciers (en cm^2/m)	Av. remblay	Ap. remblay		
	2,676	0,374	29,126	46,534
Nbre de diamètres par mètre	6 ϕ 8	2 ϕ 6	6 ϕ 16	9 ϕ 14
			6 ϕ 20	9 ϕ 22

Appui C	Répartition des armatures par bande		
Contre M_i	2	3	4
Largeur de la bande (en m)	0,47	0,94	2,82
Section des aciers (en cm^2/m)	28,26	44,89	77,36
Nbre de diamètres par mètre	9 ϕ 20	9 ϕ 14	7 ϕ 12
		9 ϕ 22	

En travée 2 ou 3	Répartition des armatures par bande		
Contre M_i	5	6	7
Largeur de la bande (en m)	3,76	1,88	2,82
Section des aciers (en cm^2/m)	1359,6	1576,4	1043,6
Nbre de diamètres par mètre	9 ϕ 14	8 ϕ 16	7 ϕ 14

III.24.2.Vérification du non poinçonnement du radier

Vérification proprement dite

Elle se fait de la même façon que pour la dalle de couverture ; la charge transmise par le poteau (= 231,28 KN) étant la plus défavorable par rapport à celles des parois latérales.

Nous avons :

$$d_c = 1,13\sqrt{0,23^2} = 0,26m$$

L'enrobage des aciers pris égal à 2,5cm.

Donc :

$$h_m = \frac{27 + 25}{2} = 26cm$$

$$d_a = 26 + 26 \times 2 = 78cm$$

$$\sigma_0 = 25KN / m^3 \times 0,3 = 7,5KN / m^2$$

$$Q_m = 231,28 - 7,5 \times \frac{\pi(0,78)^2}{4} = 227,7KN$$

$$u = \pi(26 + 26) = 163,28cm$$

$$\tau_m = \frac{227,7 \times 10^3}{1632,8 \times 260} = 0,536N / mm^2$$

Et à l'endroit du poteau, la section d'armature est de :
4653,4mm²/m.

$$\text{On sait que : } d_m = d_a - h_m = 74,6 - 26 = 48,6cm$$

Par conséquent, pour $d_m = 0,486m$, la section d'armature :

$$A_{s,x} = A_{s,y} = 4653,4 \times 0,486 = 2261,55mm^2$$

$$\text{En calculant : } \mu_x = \frac{2419,76}{270 \times 520} = 1,72\%$$

$$\mu_y = \frac{2419,76}{250 \times 520} = 1,86\% \quad , \quad \mu = \frac{\mu_x + \mu_y}{2} = 1,79\% > 1,5\%$$

Donc, cette valeur de μ n'est pas à prendre en compte.

Voyons si l'autre valeur de $\mu = 25 \times \frac{f_c}{f_e} (en\%) < 1,5\%$

$$\text{Nous avons : } \mu = 25 \times \frac{23000}{420000} = 1,369\% < 1,5\%$$

Donc, la nouvelle valeur de $\mu = 1,369$ est à prendre en compte.

Calculons :

$$\alpha_1 = 1,3 \times 1,3 \sqrt{1,369} = 1,494N / mm^2$$

$$\alpha_2 = 1,45 \times 1,3 \sqrt{1,369} = 0,684N / mm^2$$

$$\text{Rappel : } \tau_m = 0,536N/mm^2 \text{ et } \alpha_1 \cdot \tau_{011} = 1,494 \times 0,6 = 0,89N/mm^2$$

$$\alpha_2 \cdot \tau_{02} = 0,684 \times 2,4 = 1,64N/mm^2$$

Remarquons que : $\tau_m < \alpha_1 \cdot \tau_{011}$ et $\tau_m < \alpha_2 \cdot \tau_{02}$

Pour dire qu'aucune armature de poinçonnement n'est requise.

III.3. Vérification de l'ouverture des fissures sous charge de service

III.3.1. Introduction

Il devient pratiquement impossible d'écarter une éventuelle fissuration, même soi-disant faible, surtout dans les zones beaucoup sollicitées. Nous nous contenterons d'en limiter l'ouverture.

III.3.2. Limitation de l'ouverture des fissures

Elle est considérée comme satisfaisante si l'une des conditions ci-après est satisfaite :

$$a) \mu_z \leq 0,3\% \text{ avec } \mu_z = \frac{\mu}{(1-K_x)} \text{ et } \mu = 100A_s / b \times h$$

$$K_x \times h = x$$

où - μ_z est le pourcentage d'armature rapporté à l'aire de la zone tendue A_{bt}

- K_x est la hauteur relative de l'axe neutre.

Pour chaque lit d'armature, on doit avoir : $\mu_z \leq 0,15\%$.

$$b) \phi_s [mm] \leq r \frac{\mu_z (\%) \times 10^4}{\sigma_s^2 [MN/m^2]^2}$$

avec r = coefficient tenant compte des caractères d'adhérence de l'armature.

=50 si on s'attend à des ouvertures des fissures très faibles en utilisant des barres nervurées et fils nervurés pour trillis soudés.

$$\sigma_s = \frac{0,7}{A_{st}} \left(\frac{M_s}{Z} + N \right) \text{ avec } M_s = M - Z_s x N \text{ et } Z_s = \frac{d}{2} - \left(e_i + \frac{\phi_s}{2} \right)$$

$N > 0$ pour une traction.

où Z_s = distance entre le centre de gravité de la section et celui des aciers tendus.

e_i = épaisseur d'enrobage

ϕ_s = diamètre de la barre d'armature tendue

A_{st} = armature principale + armature de répartition.

La vérification est à faire aux endroits les plus sollicités, c'est-à-dire :

- en partie haute aux encastremets entre les parois et au milieu des travées
- en partie basse aux encastrement entre les parois et le radier.

Les résultats sont condensés dans les tableaux ci-après :

	M_u (KNm/m)	N KN/m	Z_s (cm)	M_s (KNm/m)	A_{st} (cm ² /m)	K_z	Z	K_x
En travée	147,26	88,2	8,9	139,41	31,166	0,88	0,198	0,34
Encastrement entre paroi et radier	88,21	-	9,2	88,21	17,92	0,912	0,2052	0,25
Encastrement entre parois (=aux angles)	294,53	88,2	8,9	286,68	34,20	0,78	0,1755	0,55

a) Vérification de la première condition

	$\mu(\%)$	$\mu_z(\%)$	μ_{lim} (en %)	1 ^{ère} condition
En travée	1,385	2,09	0,3	Non satisfaite
Encastrement entre paroi et radier	0,796	1,06	0,3	Non satisfaite
Encastrement entre parois (=aux angles)	1,52	3,37	0,3	Non satisfaite

b) Vérification de la deuxième condition

	r	$\mu_z(\%)$	$\sigma_{st} = 0,7\sigma_s$ (MN/m ²)	$\phi_{calculé}$ (mm)	$\phi_{utilisé}$ (mm)	2 ^{ème} condition
En travée	50	2,09	178,68	32,73	22	satisfaite
Encastrement entre paroi et radier	50	1,06	167,916	18,79	16	satisfaite
Encastrement entre parois (=aux angles)	50	3,37	226,27	32,91	22	satisfaite

III.4. Vérification des contraintes sur le sol de fondation

Il faut vérifier si, dans les zones où les moments fléchissants et les efforts normaux sont importants, les contraintes engendrées n'excèdent la contrainte admissible du sol de fondation.

III.4.1. Calcul de la contrainte admissible du sol de fondation

Ce calcul sera fait à partir des résultats obtenus grâce aux essais au pénétromètre dynamique léger réalisés par le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP).

Les résistances de rupture mesurées dans les points d'échantillonnage les plus proches du lieu d'implantation, soit au Pd32 et au Pd37 (cfr annexe) et à presque deux mètres de profondeur sont respectivement de 21MPa et 7MPa.

Nous allons considérer la résistance minimale dans le calcul de la contrainte admissible σ_{adm} .

Un coefficient de sécurité égal à 3 a été pris pour calculer la contrainte admissible.

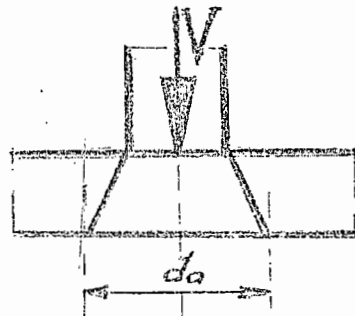
$$\text{Soit : } \sigma_{adm} = \frac{7}{3} = 2,33 \text{ MPa}$$

III.4.2. Calcul des contraintes dues à la charge ponctuelle et au moment fléchissant

La charge transmise par le poteau ($V=231,28\text{KN}$) au radier agit, quoique ponctuelle, sur une certaine surface en dessous du radier. Cette surface est prise égale à celle d'un carré ayant pour côté le diamètre d_a du cône de rupture du radier.

Nous avons :

$$d_a = 26 + 2 \times 26 = 78 \text{ cm.}$$



Sur ladite surface agissent aussi :

- le poids propre du radier : $25 \times 0,78^2 \times 0,3 = 4,563 \text{ KN}$
- le poids de l'eau : $10 \times (0,78^2 - 0,23^2) \times 4,2 = 23,33 \text{ KN}$.

Soit la charge ponctuelle totale V_{tot} égal à :

$$V_{tot} = 231,28 + 4,563 + 23,33 = 259,173 \text{ KN}$$

$$\text{Et } \sigma_v = \frac{259,173 \times 10^3 \text{ N}}{(780 \text{ mm})^2} \cong 0,427 \text{ MPa}$$

Le moment fléchissant important sollicitant le radier est de $259,52 \text{ KNm}$ (sous le poteau B ou D) et il influencerait une zone de $0,2l$, soit $0,2 \times 470 \text{ cm} = 94 \text{ cm}$, d'après la théorie sur la distribution des moments sur les panneaux.

La contrainte résultant de ce moment est calculée à l'aide de la formule :

$$\sigma_M = \frac{M \times 6}{b_x^2 \cdot b_y} = \frac{M}{W} \quad \text{avec } b_x \text{ et } b_y \text{ les dimensions de la zone}$$

influencée par M .

Donc :

$$\sigma_M = \frac{259,52 \times 10^6 \times 6 \text{ Nm}}{(940 \text{ mm}^2 \times 940 \text{ mm})} = 1,9 \text{ MPa}$$

La contrainte totale induite sur le sol de fondation ne doit pas excéder la contrainte admissible du même sol calculée ci-haut sous peine de provoquer la rupture de ce sol.

$$\text{On a : } \sigma_{tot} = \sigma_v + \sigma_M = 0,427 + 1,9 = 2,327 < 2,33 \text{ MPa}$$

Autrement dit, la portance du sol est bonne.

III^{ème} PARTIE : AVANT-METRE DES MATERIAUX ET TRAVAUX POUR LE PROJET D'AEP DE GASENYI-NORD

L'avant métré est un calcul de quantités de matériaux et travaux à effectuer, généralement à base de plans et dessins. Il est non seulement indispensable à l'entrepreneur pour gagner le marché des travaux, mais aussi au maître d'ouvrage pour la réservation d'une enveloppe financière.

Dans le cadre de notre travail de fin d'études, nous allons nous limiter au métré des travaux de canalisation et de matériaux mis en œuvre.

CHAP.I. METRE DES TRAVAUX DE CANALISATION

Les conduites devront loger dans les canalisations où elles seront enrobées d'une couche de sol non susceptible de porter atteinte au revêtement ou de leur soumettre des pressions excessives, soit généralement du sable.

Ledit métré des travaux de canalisations est donné par le tableau ci-après, récapitulant par diamètre de tuyauterie, les cubatures de terrassement, les cubes de sable et longueur de canalisations.

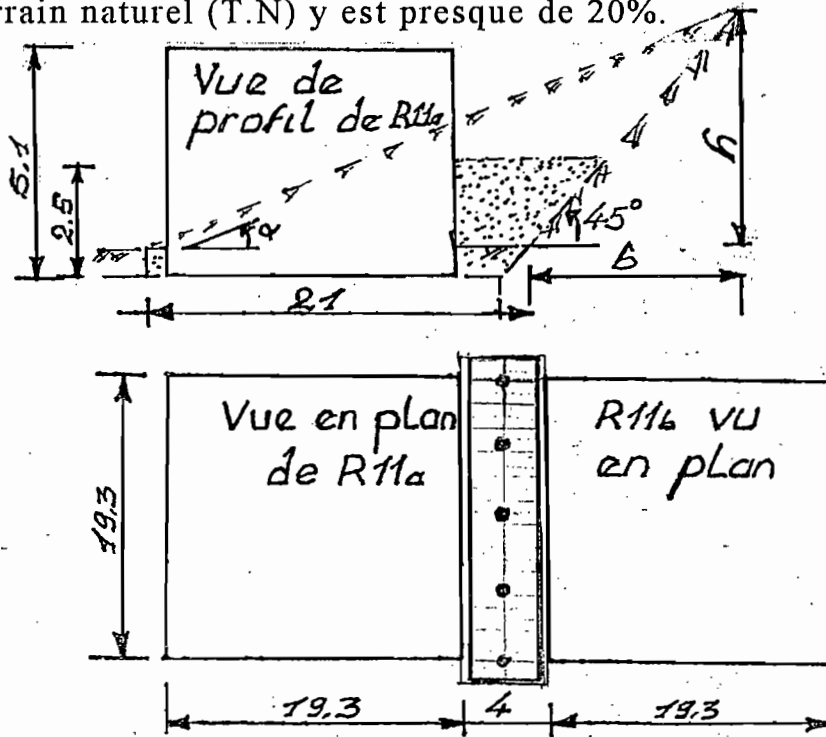
I.1. Cubatures de terrassement

Les tranchées seront larges de 0,7m pour les petits diamètres (de 12 à 125mm) et de 0,8m pour les grands diamètres et cela pour faciliter le travail de l'ouvrier.

Donc, le volume du sol = $H \times L \times l$ à l'endroit des conduites
 $= 1,15 \times 0,8 \times 1 \text{ m}^3$ à l'endroit des regards
 de visite.

A l'endroit d'implantation des réservoirs, la fouille aura une section triangulaire. Essayons d'en estimer les dimensions.

A GASAMANZUKI où seront implantés les réservoirs R11, la pente du terrain naturel (T.N) y est presque de 20%.



Sur base de ces dessins illustrant la fouille, calculons l'aire de la section de fouille ci-dessus.

Nous avons :

$$\begin{cases} \frac{h}{21+b} = 0,2 \\ \frac{h}{b} = 1 \end{cases} \Rightarrow \frac{b}{21+b} = 0,2$$

$$\Leftrightarrow 0,8b = 4,2$$

$$\Leftrightarrow b = 5,25 \text{ m} = h$$

L'aire de la section triangulaire de fouille devient :

$$A = 21 \times \frac{5,25}{2} = 55,125 \text{ m}^2$$

Le volume de la fouille devient :

$$V = 1 \text{ m}^3 \times 55,125 \times 46 = 2535,75 \text{ m}^3$$

N.B : Il est plus intéressant de connaître le volume des déblais excédentaires à évacuer après le remblayage.

I.2. Volume des déblais excédentaires

- A l'endroit des canalisations, les conduites vont reposer sur une couche de sable épaisse de 10cm, puis une couche d'enrobage sera épaisse de 15cm à partir de la génératrice supérieure de la conduite. Autrement dit, le volume des déblais excédentaires V_d correspond :

$$V_d = (\text{volume sable} + \text{volume conduite}) \times f$$

$$V_d = L \times H' \times l \times f$$

$$\text{où } H' = \phi + 0,25 \text{ (H' et } \phi \text{ en mètre)}$$

L = longueur des tranchées

l = largeur de la tranchée

ϕ = diamètre de la conduite

f = un coefficient de foisonnement du sol

$\cong 1,2$ pour les sols argileux avec sable.

- A l'endroit du réservoir, le volume de déblais excédentaires après le remblayage est estimé à :

$$1m^3 \times \frac{4,34 \times 21}{2} \times 46 \times 1,2m^3 = 2096,22m^3$$

I.3. Volume de sable pour la pose des conduites

$$\text{Il est égal à : } L \left(Hl - \frac{\phi^2 \pi}{4} \right)$$

Les cubatures de terrassement, le volume de déblais excédentaires et celui du sable d'enrobage sont condensés dans le tableau ci-dessous:

Diamètre de la conduite en mm	Longueur totale en m	Largeur de la tranchée en m	Cube de terrassement en m ³	H' m	Cube de sable d'enrobage m ³	Cube de déblais excédentaires m ³
350	2560	0,8	2048	0,6	982,624	1474,56
250	408	0,8	326,4	0,5	143,18	195,84
200	480	0,8	384	0,45	157,73	207,36
150	280	0,8	224	0,40	84,65	107,52
125	215	0,7	150,5	0,375	53,80	67,725
110	6	0,7	4,2	0,36	1,455	1,82
100	1033	0,7	723,1	0,35	244,98	303,70
90	850	0,7	595	0,34	196,90	242,76
80	2245	0,7	1571,5	0,33	377,61	622,32
75	555	0,7	388,5	0,325	123,81	151,52
63	1000	0,7	700	0,313	169,65	262,92
60	360	0,7	252	0,310	77,10	93,75
50	1145	0,7	801,2	0,30	238,2	288,54
40	1280	0,7	896	0,29	258,23	311,80
32	2705	0,7	1893,5	0,282	531,79	640,76
25	4030	0,7	2821	0,275	773,80	930,93
20	1445	0,7	1011,5	0,27	272,65	327,726
16	750	0,7	525	0,266	139,50	167,58
12	75	0,7	52,5	0,262	13,75	16,50

Au niveau des 25 regards de visite	23	27,6
Endroit du réservoir	2535,75	1066,74
Total	17926,65	8523,811

CHAP.II. METRE DES MATERIAUX MIS EN OEUVRE

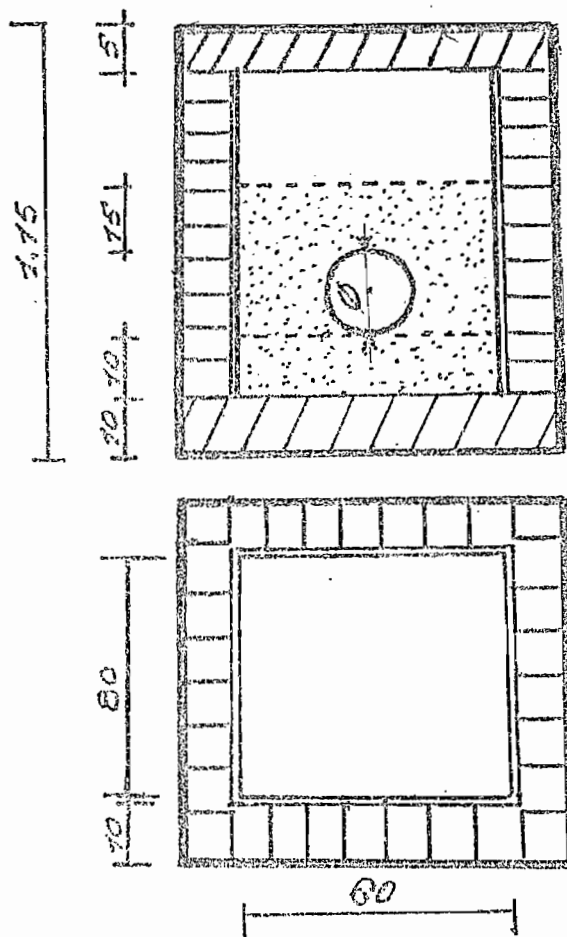
II.1. Tuyauteries

Les conduites à commander sont comptées par longueur de 6m et un coefficient de majoration égal à 5% est appliqué, tenant compte de rejets et emboîtements lors de la pose.

Diamètre de la conduite (en mm)	Longueur totale de la conduite (en m)	Nombre N de conduites de 6m de longueur	Conduites à commander (Nx1,05)
350	2560	426,66	448
250	408	68	72
200	480	80	84
150	280	46,66	49
125	215	35,83	38
110	6	1	2
100	1033	172,16	181
90	850	141,66	149
80	2245	374,16	393
75	555	92,5	98
63	1000	166,66	175
60	360	60	63
50	1145	190,83	201
40	1280	213,33	224
32	2705	450,83	474
25	4030	671,66	706
20	1445	240,83	253
16	750	125	132
12	75	12,5	14
Total			3756
Tés de branchement	68		
Coudes	30		

II.2. Maçonnerie en brique cuite de 10

Cette maçonnerie sera utilisée pour les regards de visite. La base de regard a une épaisseur de 10cm et une hauteur de 15cm. La dalle en BA, tête du regard a comme épaisseur 5cm.



La base du regard a comme longueur développée égale à :

$$1m \times (0,8 + 0,6) \times 2 = 2,8m.$$

La hauteur de la maçonnerie-brique est de

$$h = 1,15 - (0,15 + 0,10) = 0,90m.$$

Le nombre de brique (dimension 20x10x5) pour une murette de 10cm d'épaisseur avec 1cm pour les joints en béton est calculé comme suit sur 1m² de surface.

$$1 \text{ brique} \times \frac{1m^2}{(0,21 \times 0,06)m^2} \cong 80 \text{ briques par } m^2$$

Or, la maçonnerie a comme surface totale :

$$S = 1m^2 \times 2,8 \times 0,9 = 2,52m^2.$$

Le nombre de briques par regard est de

$$80 \text{ briques} \times 2,52 = 202 \text{ briques}.$$

Pour tout le quartier de GASENYI-NORD comptant 25 regards, le nombre de briques nécessaires est de :

$$1 \text{ brique} \times 202 \times 25 = 5050 \text{ briques}.$$

Volume du mortier pour joint

$$\text{Volume des briques+ joints} = 2,8 \times 0,9 \times 0,1 = 0,252m^3.$$

$$\text{Volume des briques} = 202 \times 0,2 \times 0,1 \times 0,05 = 0,202m^3.$$

$$\text{Volume du mortier} = (0,252 - 0,202)m^3 = 0,05m^3.$$

Volume du mortier pour l'enduit intérieur du regard est égal à :

$$1m^2 \times 202 \times 0,21 \times 0,06 \times 0,1 = 0,25452m^3.$$

Pour chaque regard, le volume de mortier nécessaire devient :

$$1m^3 \times 0,05 + 0,254523 = 0,305m^3.$$

Pour les 25 regards, nous avons $7,625m^3$.

Nous proposons un dosage de 250kg de ciment et 1000l de sable par m^3 de mortier.

Volume du béton pour regards de visite

- Volume de la dalle couvercle est de :

$$1m^3 \times 0,8 \times 1 \times 0,05 = 0,04m^3.$$

- Volume du béton base de regard :

$$1m^3 \times 0,8 \times 0,6 \times 0,1 = 0,048m^3.$$

Le volume total du béton pour chaque regard devient :

$$1m^3 \times 0,04 + 0,48 = 0,088m^3.$$

Pour les 25 regards de visite prévus, il faut $2,2 m^3$

Nous proposons un dosage de 300kg de ciment, $0,4m^3$ de sable et $0,8m^3$ de gravier, tout cela par m^3 de béton.

Matériaux à commander pour les regards de visite

La manutention, le transport et la mise en œuvre de ces matériaux s'accompagnent souvent de pertes non négligeables. Affectons des coefficients aux quantités de ces matériaux pour compenser l'éventualité de ces pertes.

- Ciment : $1 \text{ kg} \times (250 \times 7,625 + 300 \times 2,2) \times 1,05 = 2694,5 \text{ Kg}$
- Sable : $1 \text{ m}^3 \times (1 \times 7,625 + 0,4 \times 2,2) \times 1,1 = 9,35 \text{ m}^3$
- Gravier : $1 \text{ m}^3 \times (0,8 \times 2,2) \times 1,1 = 1,76 \text{ m}^3$

II.3. Constructions en béton armé (B.A)

II.3.1. Métré des constituants du béton

Le béton de classe B₃₅ est à fabriquer et il faut déterminer son dosage en ciment, gravier et sable. Ces dosages sont déterminés par la méthode des volumes absolus.

II.3.1.1. Détermination des dosages

Les grains concassés de diamètre maximal 16mm seront utilisés et sont à mesure de se placer entre l'armature et le coffrage car l'enrobage minimal est de 20mm. Ensuite, on choisit la courbe granulométrique dans le domaine favorable (3) (cfr annexe).

Comme il y a une certaine fraction de grains fins, nous avons à tenir compte d'une certaine teneur en air du béton, soit de 3%.

Les matériaux à utiliser sont :

- le ciment CHILANGA de masse volumique absolue $= 3150 \text{ kg/m}^3$ et de résistance en compression $R_c \cong 55 \text{ N/mm}^2$
- le sable 0/4
- gravillon concassé 4/8 avec la masse volumique absolue des granulats secs de 2630 kg/m^3 .
- graves concassés 8/16

D'après la courbe favorable, les proportions dans un m³ de béton

- du sable (0/4) sont : 46%
- en gravillon (4/8) sont : 22%
- en graves (8/16) sont : 32%

Le module de finesse k qui est la somme des refus cumulés sur tamis de 0,25 à 63 mm devient :

$$k = \frac{94,5 + 86 + 78 + 68,5 + 54 + 32 + 0}{100} = 4,13$$

Nous avons à fabriquer un béton B35 de consistance plastique (k_2). Le coefficient de serrage V pour ce béton est de 1,21 (cfr annexe

a. Calcul du dosage en eau

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec les données : } k = 4,13 \\ k_2(\text{plastique}) \\ V = 1,21 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Le dosage en eau est de } 165 \text{ l/m}^3$$

de béton (d'après l'annex

La résistance sérielle du béton de classe B₃₅ est, à l'âge de 28 jours, de $R_b = 43 \text{ N/mm}^2$.

Le rapport $\frac{R_b}{R_c} = \frac{43}{55} = 0,78$ donne à l'aide de l'annexe....., le rapport E/C égal à 0,58

où E = dosage en eau.

C = dosage en ciment.

Par conséquent, le dosage en ciment est de:

$$1 \text{ kg} \times \frac{165}{0,58} = 285 \text{ kg de ciment par m}^3 \text{ de béton}$$

Portons ce dosage à 300kg de ciment par m³ de béton.

Comme nous augmentons le dosage en ciment, il faut augmenter aussi le dosage en eau. Egalement, si on utilise des granulats concassés, il est conseillé d'augmenter le dosage en eau d'au moins 5%.

Nous avons le volume d'eau qui est de :

$$11 \times 300 \times 0,58 \times 1,05 = 1821 \text{ par m}^3 \text{ de béton}$$

b. Dosage en ciment

Il a été porté à 300kg par m³ de béton.

c. Dosage en granulats

Le dosage en granulats est donné par l'expression suivante :

$$G = \rho_g \left(1000 - \frac{C}{\rho_c} - E - A \right) \text{ en kg}$$

où C = dosage en ciment

E = dosage en eau

A = teneur en air (environ 3%)

ρ_g et ρ_c = masses volumiques absolues du granulat sec et du ciment

En effet :

$$V_c + V_g + V_e + V_a = 1000l$$

V_c = volume absolu du ciment

V_g = volume absolu des granulats.

V_e = volume de l'eau

V_a = volume absolu de l'air

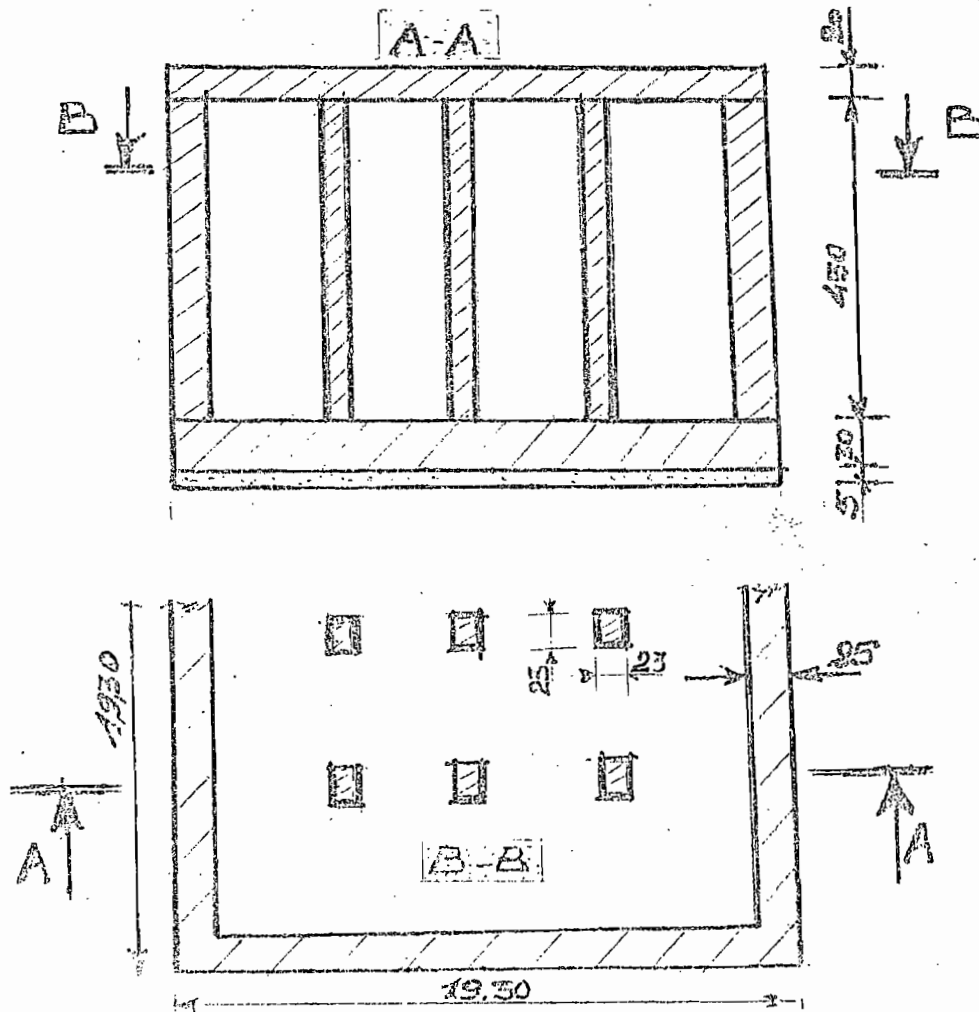
Donc :

$$G = \left(1000 - \frac{300}{3,15} - 182 - 30 \right) 2,63 = 1822kg(sec)$$

Le dosage en :

- sable 0/4 : $1822kg \times 0,46 = 838,12kg/m^3$.
- gravillon 4/8 : $1822kg \times 0,22 = 400,84kg/m^3$.
- gravier 8/16 : $1822kg \times 0,32 = 583,04kg/m^3$.

II.3.1.2. Matériaux nécessaires



a. Béton de propreté en dessous du radier

Un béton de propreté d'épaisseur 5 cm est à placer en dessous du radier. Son dosage est pris comme suit :

Ciment : $140\text{kg}/\text{m}^3$

Sable : $0,585\text{m}^3/\text{m}^3$

Gravillon : $0,660\text{m}^3/\text{m}^3$

Le volume du béton de propreté à fabriquer est de

$$1\text{m}^3 \times (19,3)^2 \times 0,05 \times 2 = 37,249\text{m}^3.$$

Matériaux nécessaires :

- $1\text{m}^3 \times 0,585 \times 37,249 = 21,79\text{m}^3$ de sable
- $1\text{m}^3 \times 0,660 \times 37,249 = 24,58\text{m}^3$ de gravillon .
- $1\text{kg} \times 140 \times 37,249 = 5214,86\text{kg}$ de ciment

b. Béton pour le radier

Son volume est évalué à 223,494 m³, nous avons, sur base de dosage, les quantités de matériaux nécessaires calculées comme suit :

$$1 \text{ kg} \times 300 \times 223,494 = 67048,2 \text{ kg de ciment.}$$

$$1 \text{ kg} \times 838,12 \times 223,494 = 187314,79 \text{ kg de sable 0/4}$$

$$1 \text{ kg} \times 400,84 \times 223,494 = 89585,335 \text{ kg de gravillon 4/8}$$

$$1 \text{ kg} \times 583,04 \times 223,494 = 130305,94 \text{ kg de gravier 8/16}$$

c. Béton pour la cuve et les poteaux intérieurs

Le volume est évalué à 175,735 m³ et les quantités de matériaux nécessaires sont :

$$1 \text{ kg} \times 300 \times 175,735 = 52720,5 \text{ kg de ciment}$$

$$1 \text{ kg} \times 838,12 \times 175,735 = 147287,02 \text{ kg de sable}$$

$$1 \text{ kg} \times 400,84 \times 175,735 = 70441,617 \text{ kg de gravillon}$$

$$1 \text{ kg} \times 583,04 \times 175,735 = 102460,53 \text{ kg de gravier}$$

d. Béton pour la dalle de couverture

Etant de volume égal à 148,996 m³, les quantités de matériaux nécessaires sont :

$$1 \text{ kg} \times 300 \times 148,996 = 44698,8 \text{ kg de ciment}$$

$$1 \text{ kg} \times 838,12 \times 148,996 = 124876,53 \text{ kg de sable}$$

$$1 \text{ kg} \times 400,84 \times 148,996 = 59723,557 \text{ kg de gravillon}$$

$$1 \text{ kg} \times 583,04 \times 148,996 = 86870,628 \text{ kg de gravier}$$

II.3.1.3. Quantités de matériaux à commander

Les quantités de ciment, de sable, de gravillon et de briques qui seront commandées tiennent compte d'éventuelles pertes ou chutes lors du façonnage et de la mise en oeuvre des différents matériaux. Pour cela, des coefficients pour chute seront affectés aux quantités nécessaires pour enfin avoir les quantités à commander.

Les résultats sont condensés dans le tableau suivant :

Matériaux	Masse volumique en kg/m ³	Quantité nécessaire	Coefficient pour chutes	Quantité à commander
Ciment	-	172248,61 kg	0,05	180,86 tonnes
Sable	1800	183,38	0,10	201,72m ³
Gravillon	1600	363,45m ³	0,10	399,8m ³
Briques	-	5050	0,05	5303

II.3.2. Le métré des aciers

La détermination des aciers Bst420 à utiliser dans le béton a été faite dans la deuxième partie. Nous avons pu déterminer le nombre de diamètres à répartir sur 1m de largeur. Alors, connaissant la largeur de la bande, nous pouvons calculer le nombre de diamètres réparti sur toute la bande. Sachant aussi la longueur ou le contour total de chaque armature, nous pouvons en déduire le nombre total de diamètres d'acier de longueur de 6m, d'autant plus que sur le marché, les aciers se vendent par diamètre et longueur de 6m.

Les résultats de métré d'acier pour la dalle de couverture et le radier sont compilés dans un tableau unique d'autant plus que leurs calculs et leurs mode de construction sont presque semblables.

Armature de la dalle de couverture

Bande	Pourtour	2	3	4	6	7
Section d'acier (cm ² /m)	2,952	8,392	12,862	2,919	2,831	1,883
Largeur de la bande (en m)	3,76	0,47	0,94	2,82	1,88	2,82
Nombre de diamètres par m	6φ8	8φ12	9φ14	6φ8	6φ8	7φ6
Nombre de diamètres sur la largeur de la bande	23	4	9	17	12	20
Longueur de chaque armature (m)	77,2	7,52	3,76	11,28	112,8	33,84
Nombre et diamètres d'armatures de 6m de longueur	592	10	12	64	452	226

Armature du radier

Bande	Pourtour		2	3	4	6	7
	Av.remb.	Ap.remb.					
Section d'acier (cm ² /m)	2,676	1,306	29,126	46,534	7,36	15,764	10,436
Nombre de diamètres par m	6φ8	5φ6	6φ12 6φ25	9φ14 9φ22	7φ12	8φ16	7φ14
Nombre de diamètres sur la largeur de la bande	23	19	3	6	20	23	57
Nombre et diamètres de 6m de longueur	592	489	8	8	76	865	643

Armature de la paroi latérale

	Armature principale verticale		Armature principale horizontale		Armature d'encastrement		
					Vertical	Horizontal	
Largeur de la bande (m)	19,3	57,9	4,3		77,2	17,2	
Section d'acier cm ² /m	Parois avant	Parois latérales et arrières	31,166		17,853	67,404	
	1,50	3,769					
Nombre et diamètre par m	3φ8	5φ10	5φ18	5φ22	9φ16	9φ22	9φ22
Nombre de diamètre sur largeur	58	290	22	22	695	155	155
Longueur de chaque armature (m)	4,5		77,2		3,15	3,15	
Nombre total de φ ayant 6m de long	87	435	567	567	730	163	163

Armature des poteaux

Longueur de chaque armature (m)	Diamètre (mm)	Nombre d'aciers par poteau	Nombre total d'acier	Nombre de longueur de 6m.
4,5	$\phi 12$	4	72	54

Armature de cisaillement contre le poinçonnement

Largeur de la bande <i>da</i> (m)	Longueur de chaque armature (m)	Section (cm ² /m)	Nombre et diamètre par m	Nombre et diamètre sur la largeur	Nombre d'armatures de longueur 6m
0,59	0,65	10,09	4 $\phi 18$	3	12

Commande d'armature

Pour ϕ de	Nombre total d'armatures ayant 6m de longueur	Commentaire	Coefficient de majoration	Nombre d'armatures commander
6mm	715	Des coefficients de majoration sont nécessaires pour tenir compte des : -rejets -utilisations de $\phi 6$ et $\phi 8$ comme armature transversale (cadres, étriers, épingles) -ancrages -recouvrement -armatures de répartition	1,4	1001
8mm	1787		1,4	2502
10 mm	218		1,2	262
12mm	148		1,1	163
14mm	661		1,1	728
16mm	1595		1,1	1755
18 mm	579		1,1	637
20mm	8		1,1	9
22 mm	736		1,1	810

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce travail de fin d'études est, comme nous l'avons souligné au début, d'alimenter en eau potable le quartier GASENYI-Nord (Bujumbura). Ledit quartier sera alimenté par l'eau qui provient de l'Usine du Lac TANGANYIKA. Cette eau sera refoulée vers le réservoir *R11* implanté à GASAMANZUKI, à partir des réservoirs R3cd sis au blvd du 28 novembre en bas de l'ETS KAMENGE. Deux pompes *KSB* type *WL125/2* avec une troisième de réserve refouleront l'eau par une conduite en FD, DN350 dans les réservoirs *R11a,b*. De ces derniers, l'eau sera acheminée gravitairement vers le quartier de GASENYI-Nord (GASENYI-Est aussi) par une conduite d'adduction DN250 avant d'être répartie dans les différents tronçons répartis dans ledit quartier.

L'autre volet du projet qui a été abordé est le métré des travaux et matériaux de construction. Il a fallu d'abord faire le métré des conduites et travaux de canalisation, puis le dimensionnement de *R11* en BA nous a permis de faire le métré des matériaux de construction (béton et acier).

Mais comme le sujet est vaste, nous ne prétendons pas l'avoir traité sous tous ses aspects. Nous invitons tout autre chercheur de poursuivre l'étude notamment l'évaluation du coût du projet.

Nous espérons enfin que ce travail de fin d'études constitue non seulement, une base solide pour le projet d'A.E.P. dans la zone haute au Nord-Est de la ville de Bujumbura mais aussi une inspiration sûre à d'autres chercheurs qui traiteraient un sujet similaire.

BIBLIOGRAPHIE

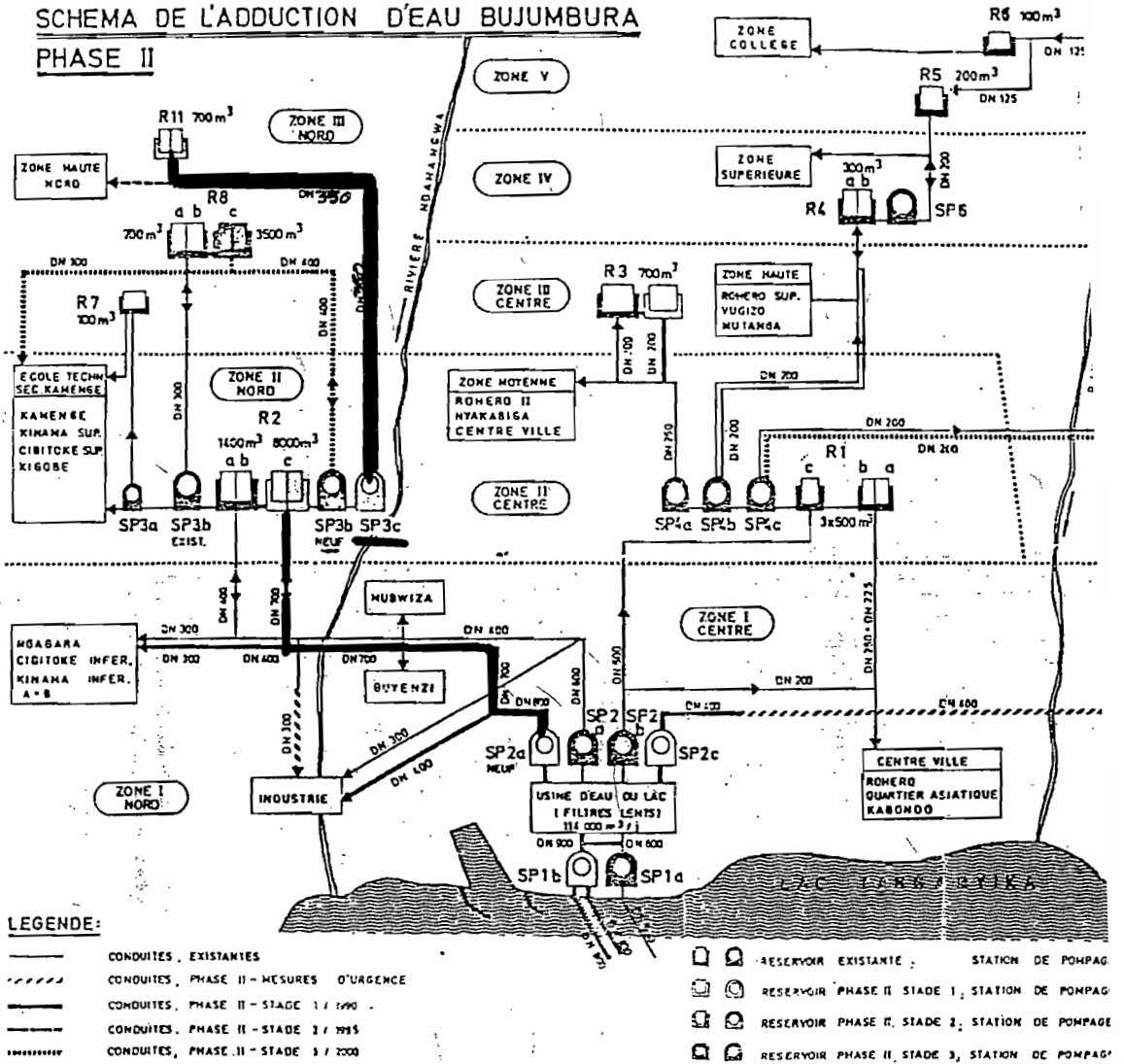
1. A. DUPONT : Hydraulique Urbaine, Tome II. Ouvrages de transport, Elévation et Distribution des eaux, Eurolles 1979 .
2. G.T.Z./G.K.W : -A.E.P de la ville de BUJUMBURA. Plan directeur. Rapport d'étude intermédiaire Tome II . Besoins en eau .

-A.E.P de la ville de BUJUMBURA. Plan directeur. Rapport d'étude intermédiaire Tome II. Ressources en eau .
3. A. LENCASTRE : Manuel d'Hydraulique générale. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Électricité de France.
4. CEMAGREF - SOGREAH : Les pompes et les stations de pompage .
Ministère de la coopération. 1994.
5. SIHI HARBERG : Basic principles for the design of centrifugal pump installations .
6. HAKIZIMANA. Juvénal : Etude d'alimentation en eau potable du quartier GASENYI-Est Projet de fin d'études . I.T.S.
Université du Burundi . 1994.
7. Paul DINNEQUIN : Cours de béton armé , Règles B.A.E.L.80.
8. Georges DREUX : Calcul pratique du béton armé, Règles B.A.E.L.83.
9. A. GUERRIN - R. C. LAVAUUR : Traité de béton armé. Tome 6. Réservoirs ,
Châteaux d'eau , Piscines. Deuxième édition.
10. A. GUERRIN : Traité de béton armé , Tome 7. Murs de soutènement et murs de quai ,deuxième édition.
11. A. GUERRIN - G. DANIEL : Traité de béton armé, Tome 8. Ouvrages enterrés.
12. ULRICH. P. SCHMITZ : - Cours de béton armé . F.S.A.
Université du Burundi. 1989.

- Cours de technologie du béton. F.S.A.
Université du Burundi. 1989.
13. MUNEZERO Etienne . Etude d'alimentation en eau potable du quartier KIBENGA. Projet de fin d'études . I. T. S.
Université du Burundi. 1997.

A₁.

SCHEMA DE L'ADDUCTION D'EAU BUJUMBURA PHASE II



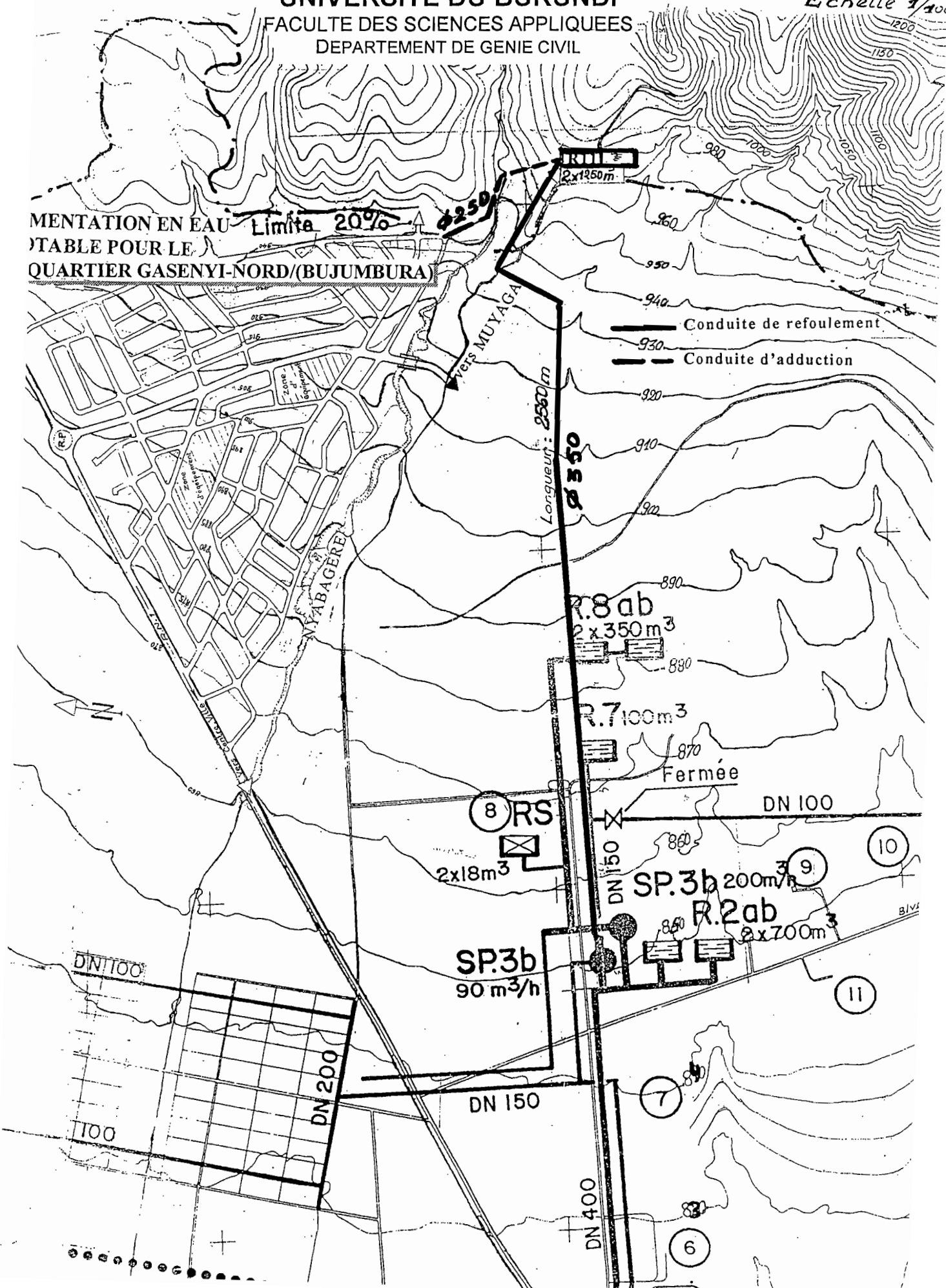
—: conduite, Phase II. Stode 3/2000

UNIVERSITE DU BURUNDI

FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Echelle 1/100

MENTATION EN EAU Limite 20%
TABLE POUR LE
QUARTIER GASENYI-NORD/(BUJUMBURA)



— Conduite de refoulement
- - - Conduite d'adduction

8 RS

R.8 ab

R.7

Fermée

SP.3b

R.2 ab

SP.3b

DN 100

DN 200

DN 150

DN 400

DN 100

DN 150

DN 150

100

7

6

11

10

9

$\phi 250$

$2 \times 1950 m$

Longueur: 2500 m

$\phi 350$

VERS MUYAGA

NYABAGERE

N



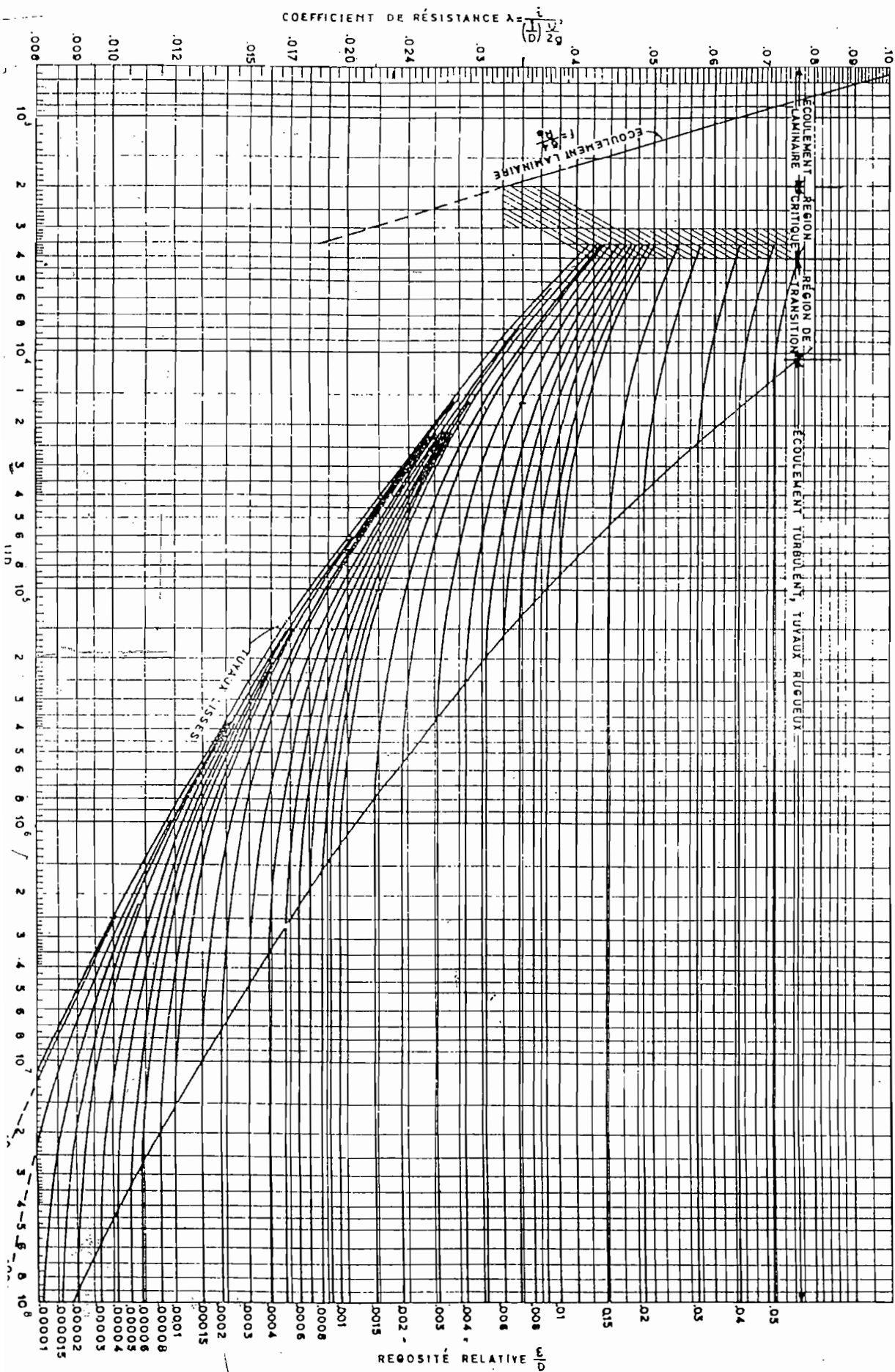
Légende

— : conduite de refoulement d'eau des réservoirs R2c vers R11.

- - - 930 : courbe de niveau



Diagramme de Moody



Profil en long de la conduite d'adduction
gravitaire

Suivant le tracé
en plan.

Echelle :

↑ 1/500
→ 1/2000

▽ 930

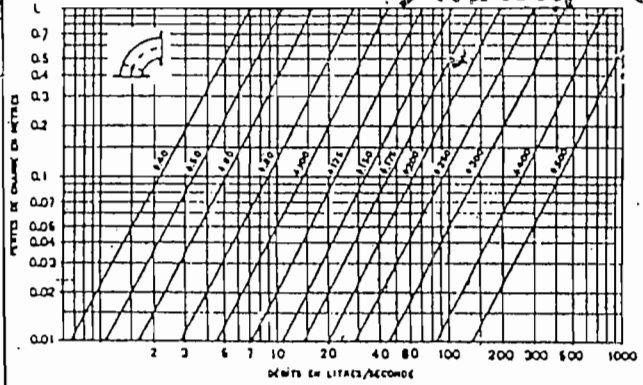
Distance partielle	50	40	28	70	10	130	80
Distance cumulée		50	90	118	188	198	328
Altitude T.N	980	970	960	950	942	943	943
Altitude projet	979	969	959	949	941	941	941
Pente T.N/Pente projet.							

Annexe 5

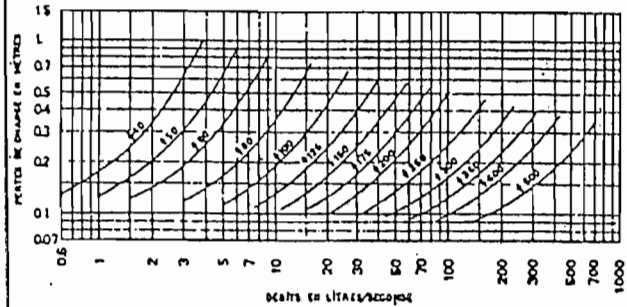
Saturated vapour pressure and density of water

°C	K	bar	kg/dm ³
0	273.15	0.00611	0.9998
1	274.15	0.00657	0.9999
2	275.15	0.00706	0.9999
3	276.15	0.00758	0.9999
4	277.15	0.00813	1.0000
5	278.15	0.00872	1.0000
6	279.15	0.00935	1.0000
7	280.15	0.01001	0.9999
8	281.15	0.01072	0.9999
9	282.15	0.01147	0.9998
10	283.15	0.01227	0.9997
11	284.15	0.01312	0.9997
12	285.15	0.01401	0.9996
13	286.15	0.01497	0.9994
14	287.15	0.01587	0.9993
15	288.15	0.01704	0.9992
16	289.15	0.01817	0.9990
17	290.15	0.01936	0.9988
18	291.15	0.02062	0.9987
19	292.15	0.02196	0.9985
20	293.15	0.02337	0.9983
21	294.15	0.02485	0.9981
22	295.15	0.02642	0.9978
23	296.15	0.02808	0.9976
24	297.15	0.02982	0.9974
25	298.15	0.03166	0.9971
26	299.15	0.03360	0.9968
27	300.15	0.03564	0.9966
28	301.15	0.03778	0.9963
29	302.15	0.04004	0.9960
30	303.15	0.04241	0.9957
31	304.15	0.04491	0.9954
32	305.15	0.04753	0.9951
33	306.15	0.05029	0.9947
34	307.15	0.05318	0.9944

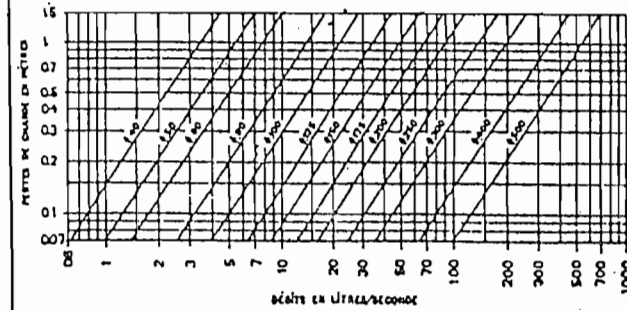
Annexe 6



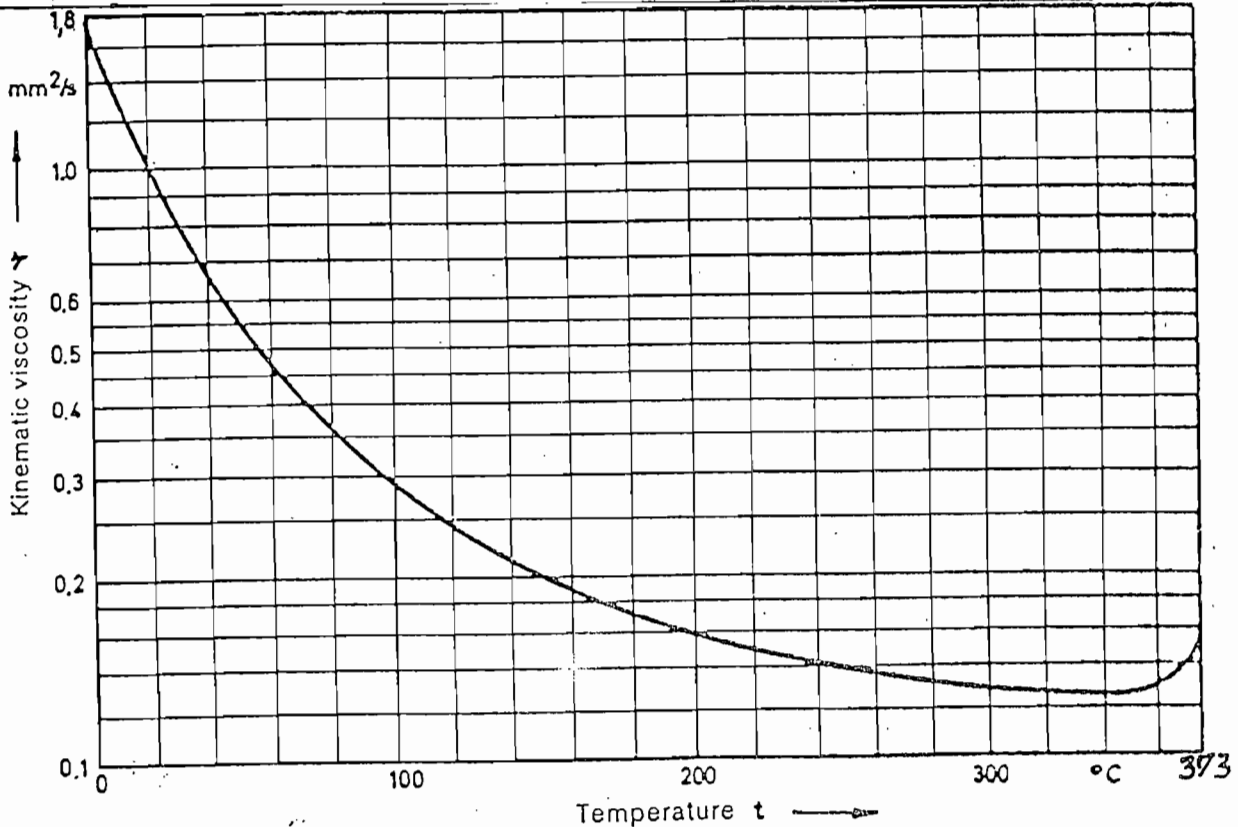
- Pertes de charge dans les coudes en fonte 90° (normaux).



- Pertes de charge dans les clapets droits.

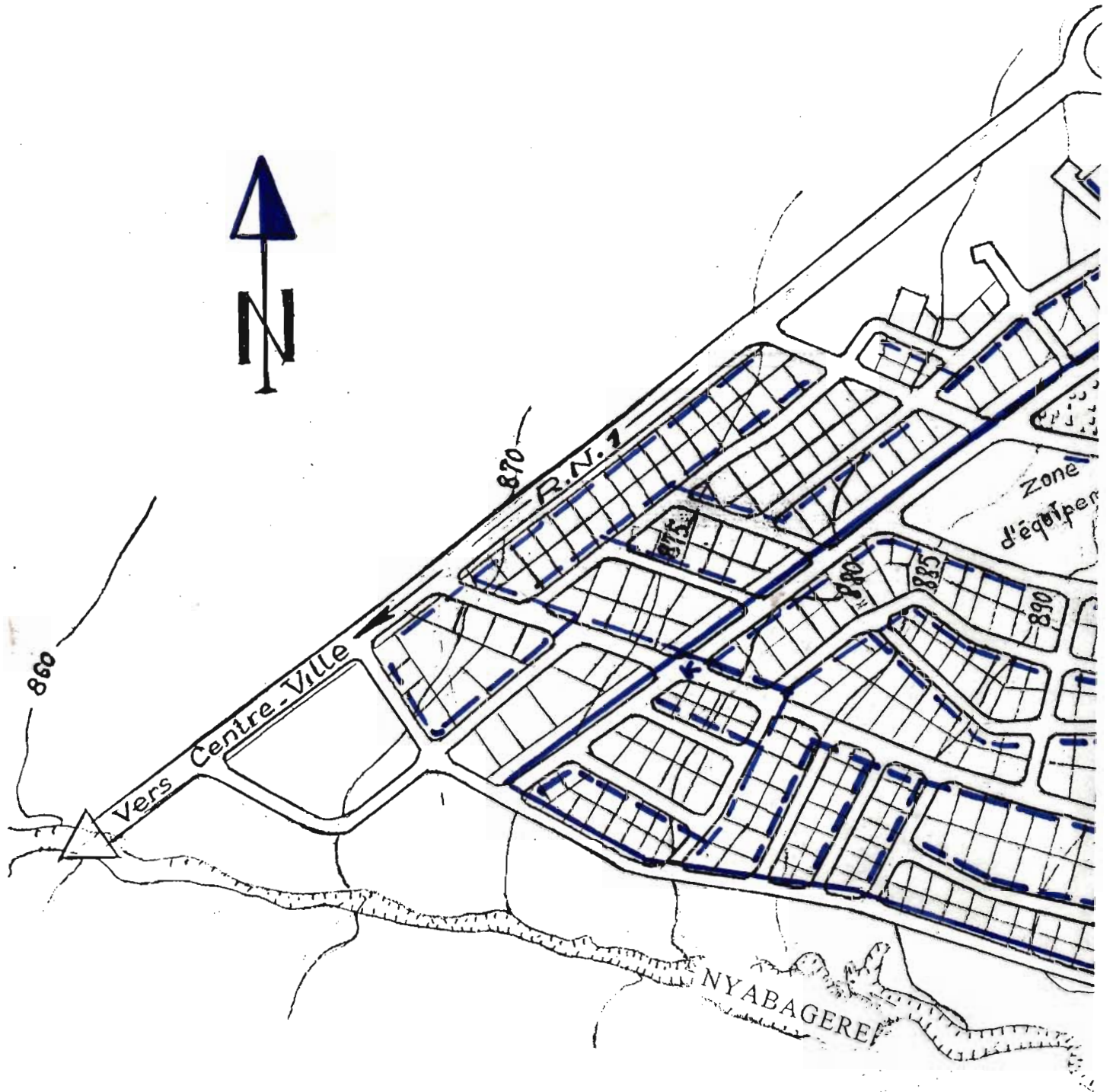


- Pertes de charge dans les crépines à clapet (type Sulzer).



Kinematic viscosity of pure water; variation with temperature t.

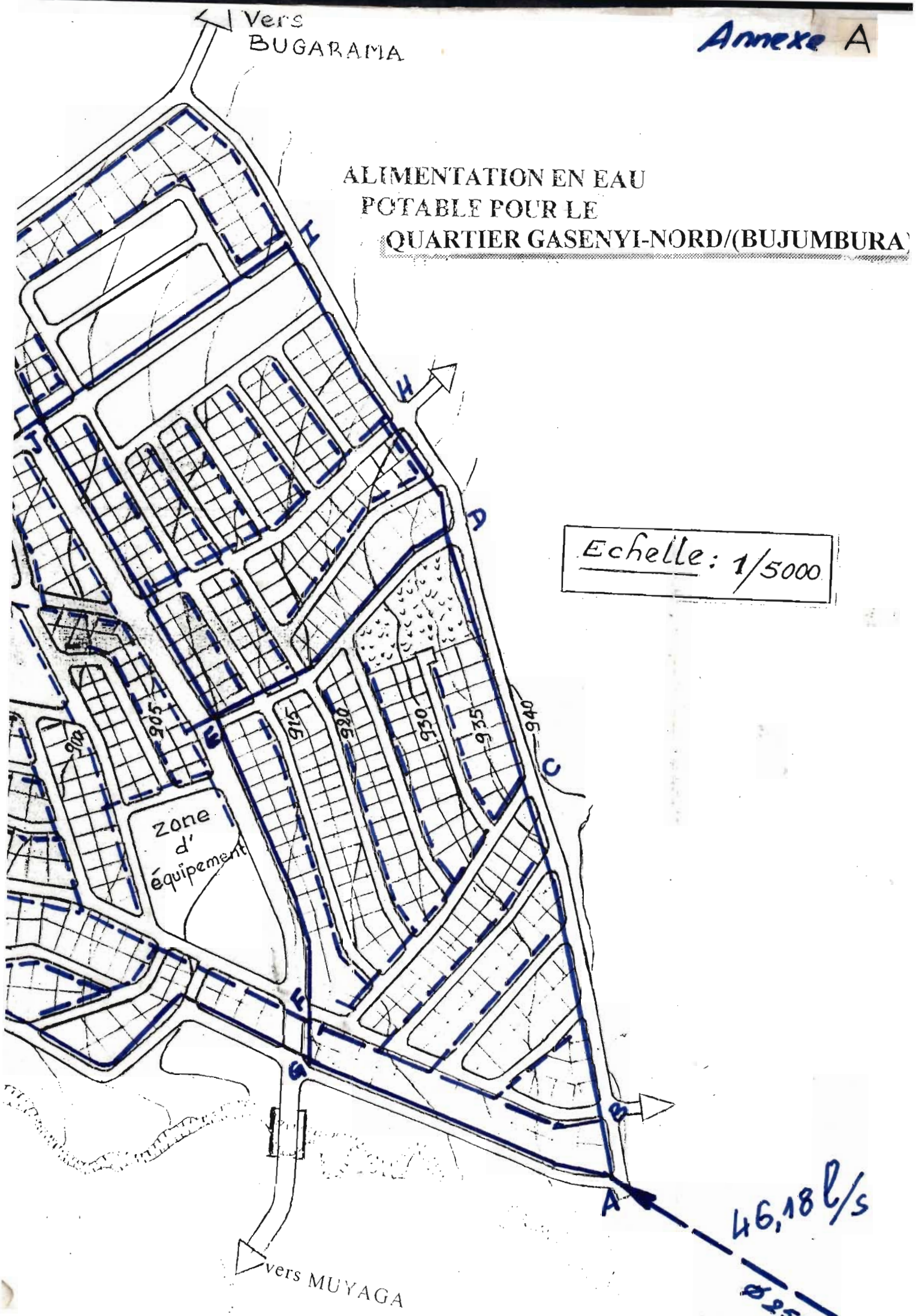
UNIVERSITE DU BURUNDI
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Annexe A

ALIMENTATION EN EAU
POTABLE POUR LE
QUARTIER GASENYI-NORD/(BUJUMBURA)

Echelle: 1/5000



zone
d'
équipement

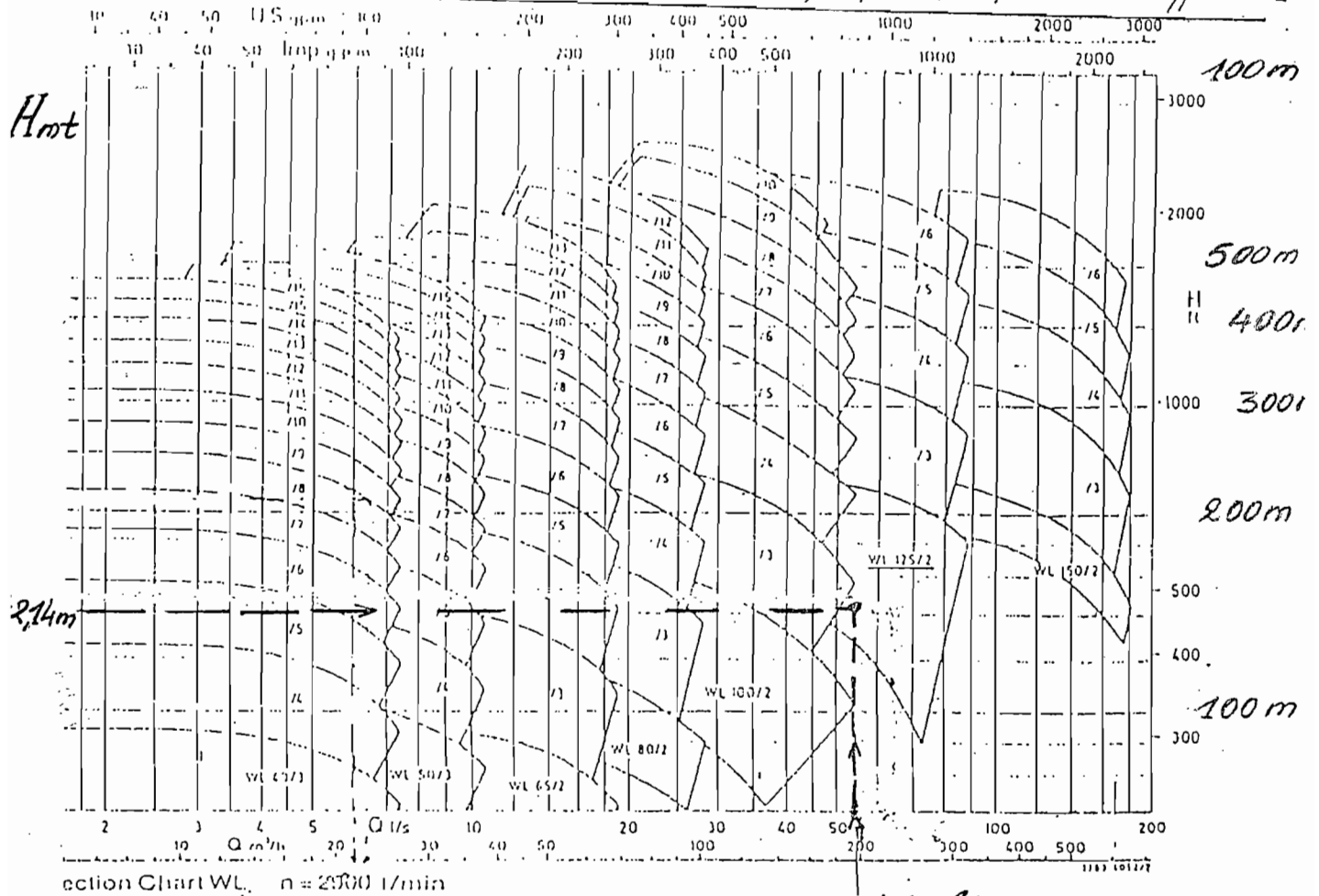
Vers
BUGARAMA

vers MUYAGA

46,18 l/s

Ø 250

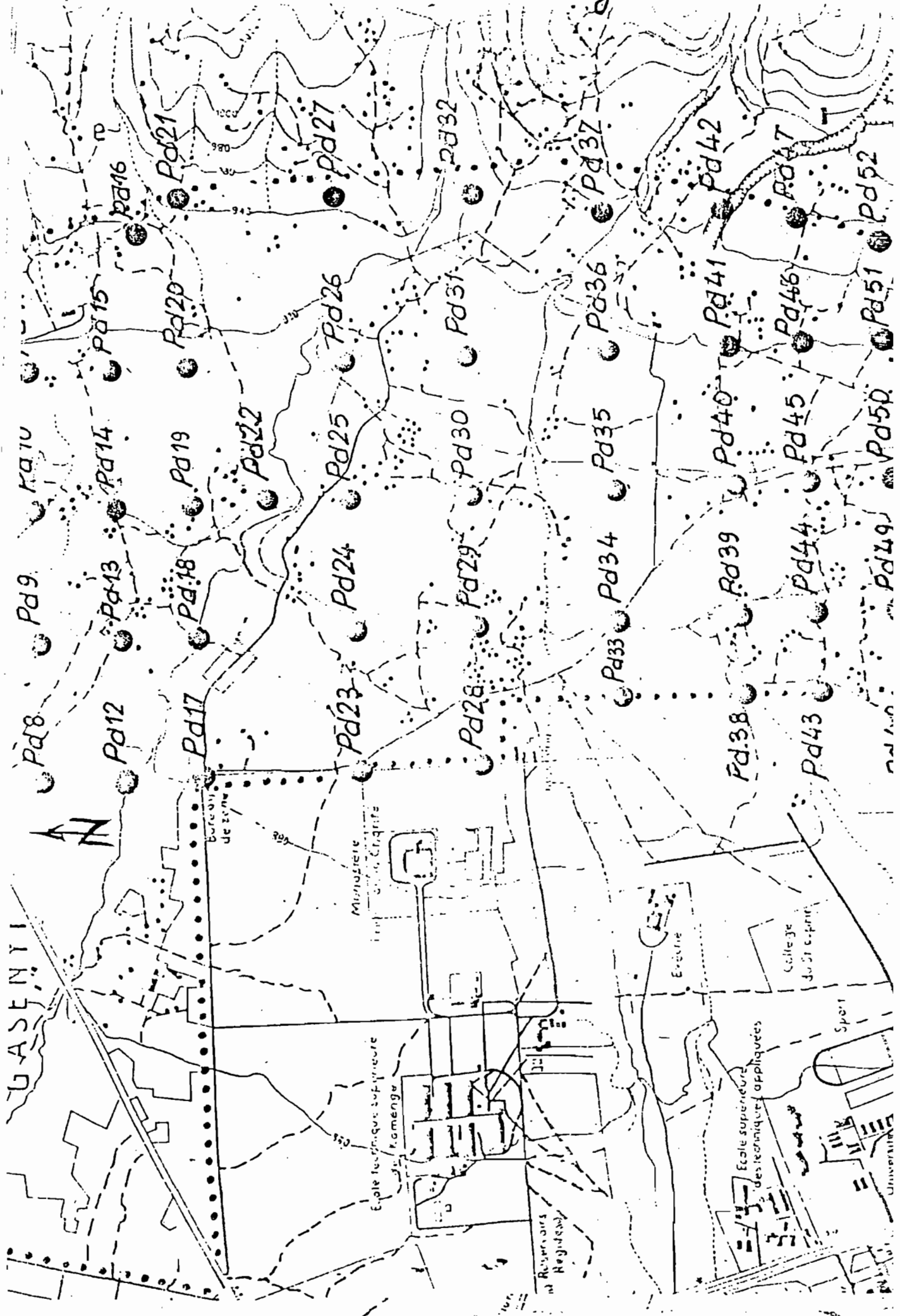
Diagramme des caractéristiques de quelques pompes KSB type WL




Klein, Schanzlin & Becker Aktiengesellschaft

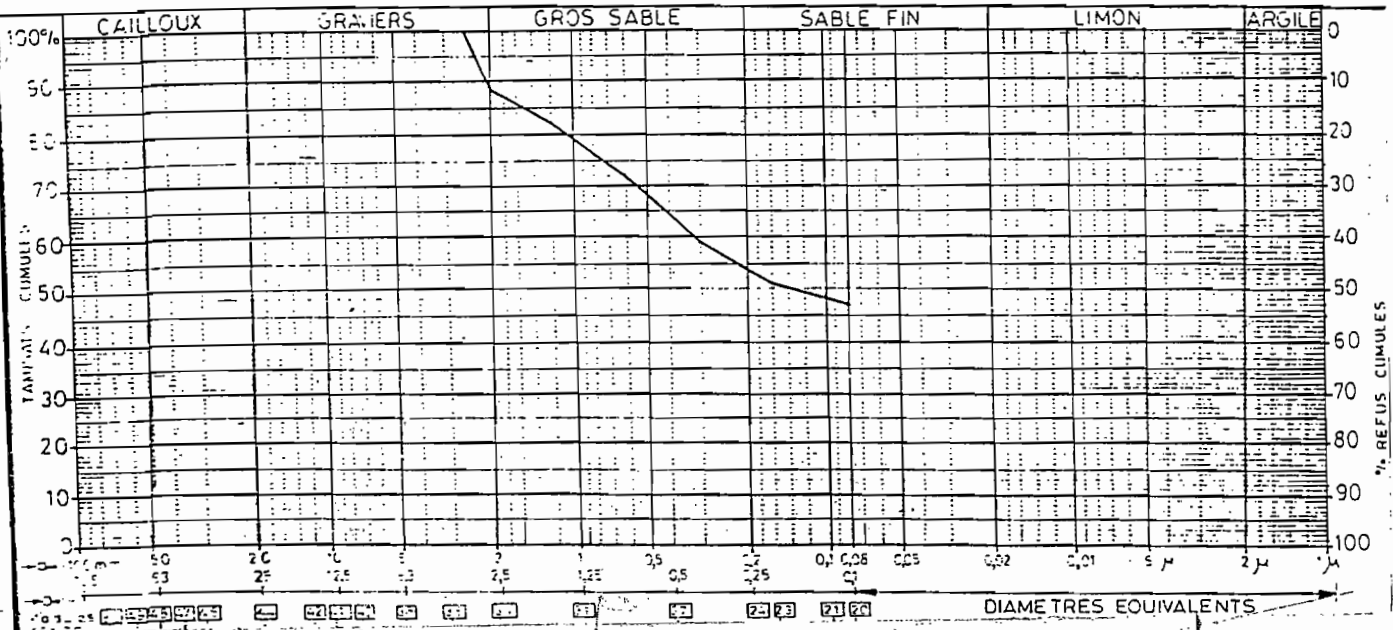
Pd: Point d'échantillonnage

Annexe

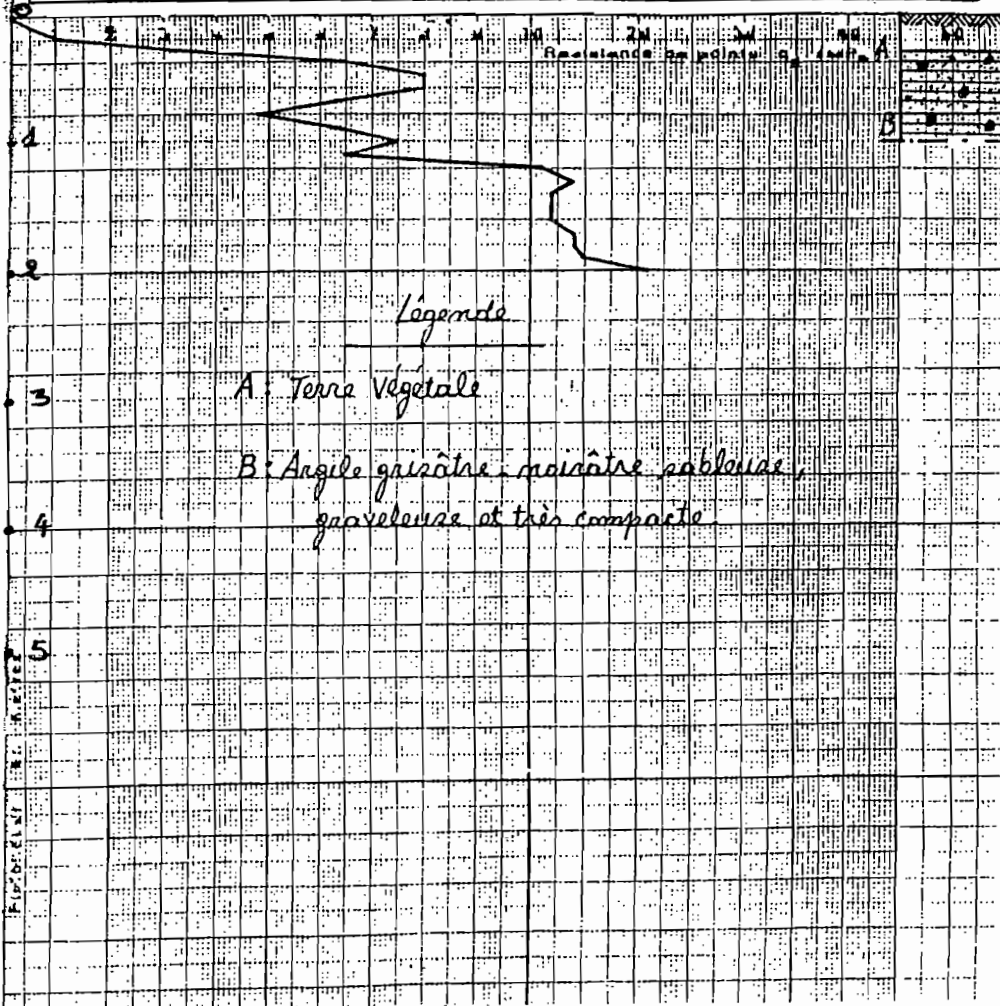


 BURUNDI	ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS						Dossier N°
	Représentation graphique	N° de sonde	Profondeur de prélèvement (m)	Nature	ES	Limites n°Atterberg WL WP IP	CLASSIFICATIONS LPC HRB
		Pd	0,30-1,00	Argile grisâtre - moy. râtre sablonneuse, graveleuse et très compacte	-	64 27 37	SA A7-G


CHANTIER: GASENYI EST.



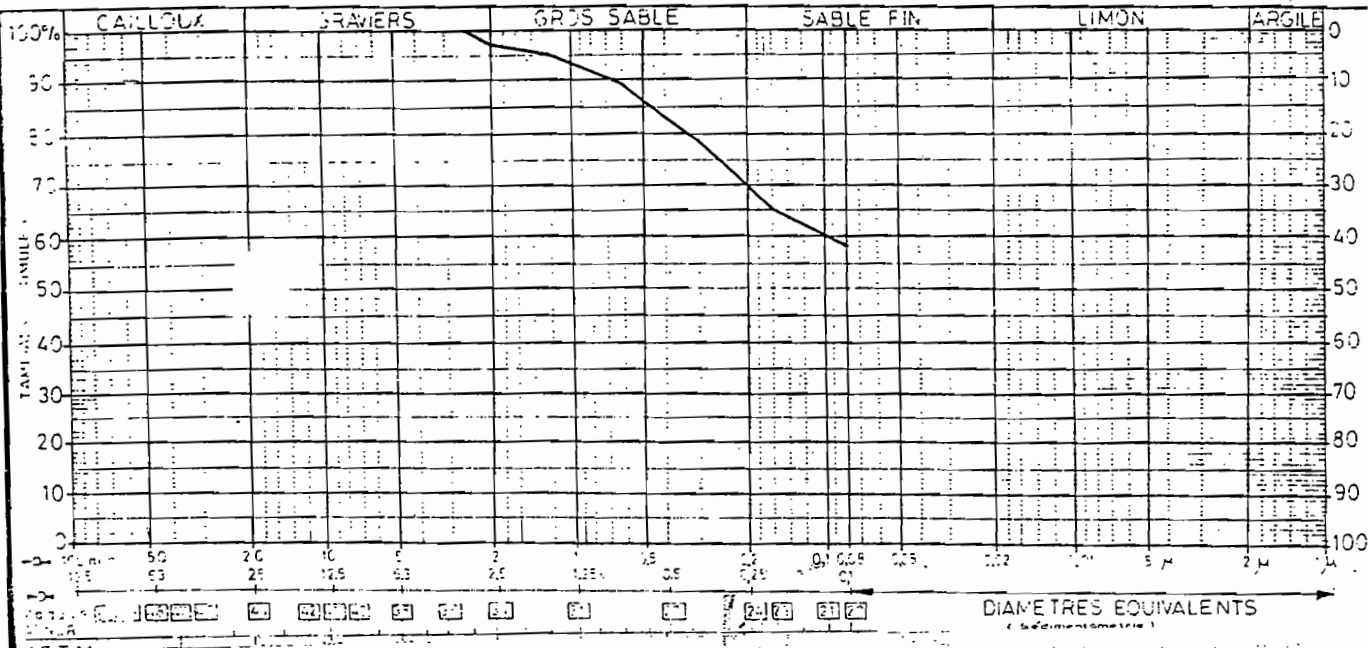
PENETROMETRE DYNAMIQUE		SONDAGE N° Pd32	DOSSIER N° _____
TYPE <u>Léger</u>	DATE <u>29/07/1991</u>		CHANTIER <u>GASENYI EST.</u>
SECTION DE LA POINTE EN cm² <u>5; P. Pointue</u>			<u>(Extension)</u>
COTE _____		NIVEAU DE L'EAU _____	



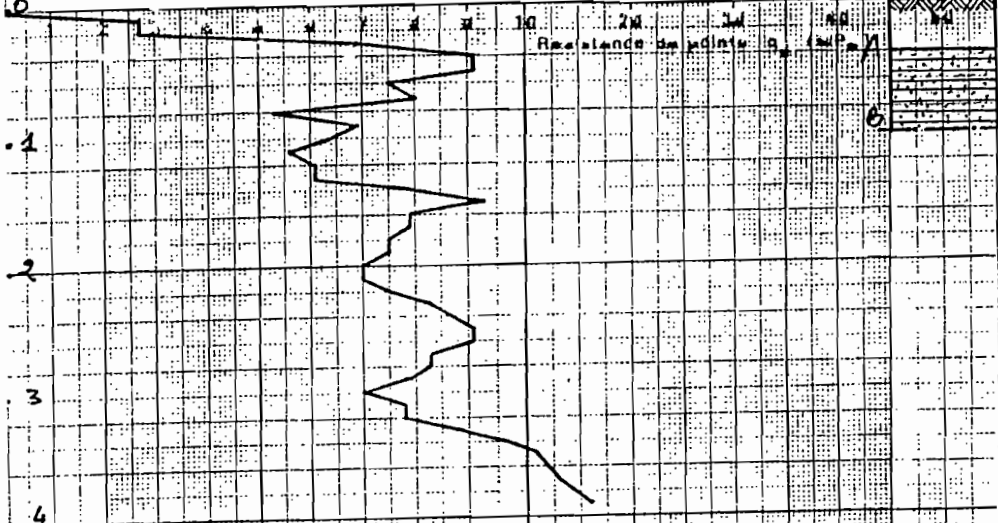
Annexe

 BURUNDI	ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE SOLS						Dossier N° _____ Réception N° _____ Graphique N° _____	
	Représentation	N°	Profondeur de prélèvement	Nature	E.S.	Limites d'Atterberg		CLASSIFICATIONS
	---	Pd	0,40-1,00	Argile moyennement griseâtre légèrement sablonneuse et compacte	-	WL 48 WP 23 IP 25		LPC Ap HRB A7-6

CHANTIER: *GASENYI EST*



PENETROMETRE DYNAMIQUE		SONDAGE N° Pd37	DOSSIER N° _____
TYPE <i>Léger</i>		DATE <i>06/08/1991</i>	CHANTIER <i>GASENYI EST</i>
SECTION DE LA POINTE EN cm² <i>5; P Pointue</i>		<i>(Extension)</i>	
COTE _____		NIVEAU DE L'EAU _____	



Légende

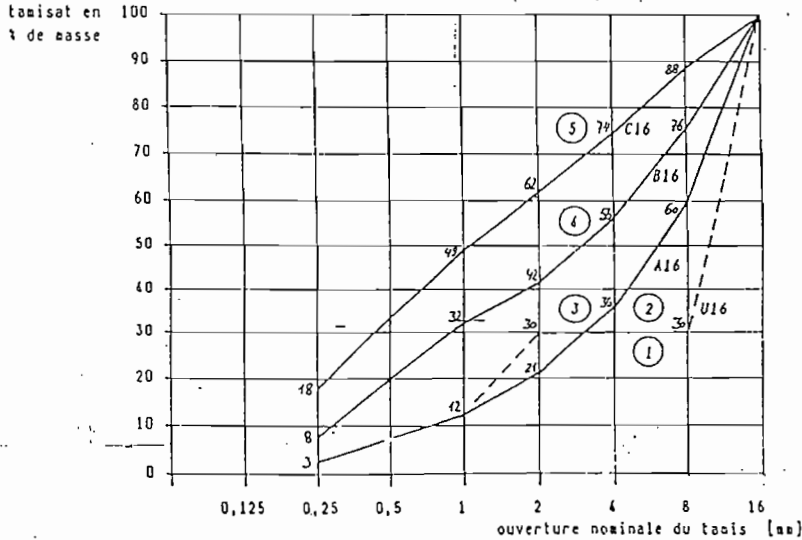
A : *Terre végétale*

B : *Argile moyennement griseâtre légèrement sablonneuse et compacte*

Fuseaux de contrôle des courbes granulométriques

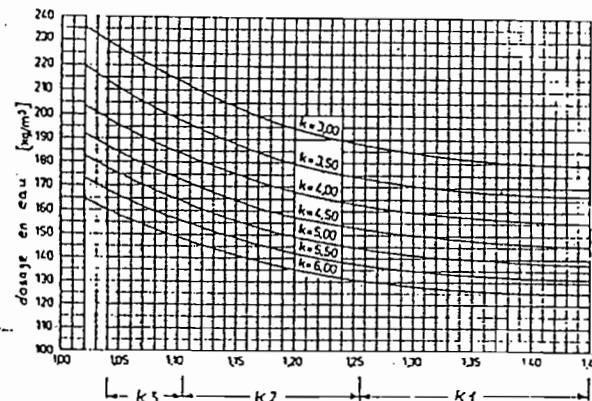
(selon DIN)

B Courbes limites pour granulats d'une grosseur maximale de 16 mm ;



B Détermination du besoin en eau

En fonction du module de finesse k et de la consistance désirée, l'abaque ci-dessous permet de déterminer le besoin en eau d'un mélange de béton par m^3 . (module de finesse: sans tenir compte du refus sur le tamis de 0,125 mm) :



Consistances :

K1 = ferme

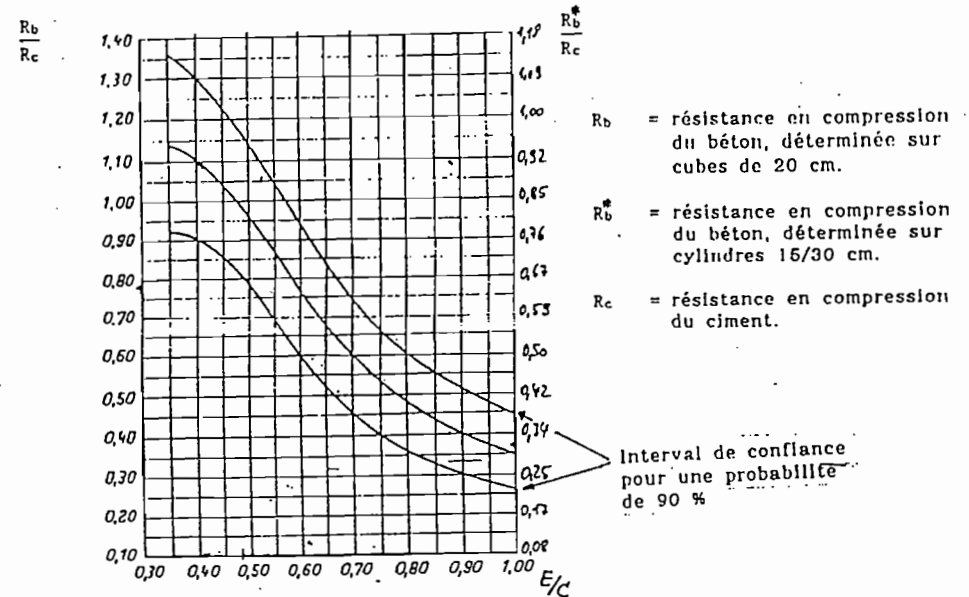
K2 = plastique

K3 = molle

Augmenter le dosage en eau d'au moins 5 % lorsqu'on utilise des granulats concassés d'une grosseur ≥ 8 mm. L'augmenter de 7 à 10 % pour une grosseur ≥ 4 mm.

C Détermination du rapport E/C

En fonction de la résistance en compression du béton recherchée par rapport à la résistance nominale du ciment, l'abaque ci-dessous permet de déterminer le rapport Eau/Ciment du mélange.



R_b = résistance en compression du béton, déterminée sur cubes de 20 cm.

R_b^* = résistance en compression du béton, déterminée sur cylindres 15/30 cm.

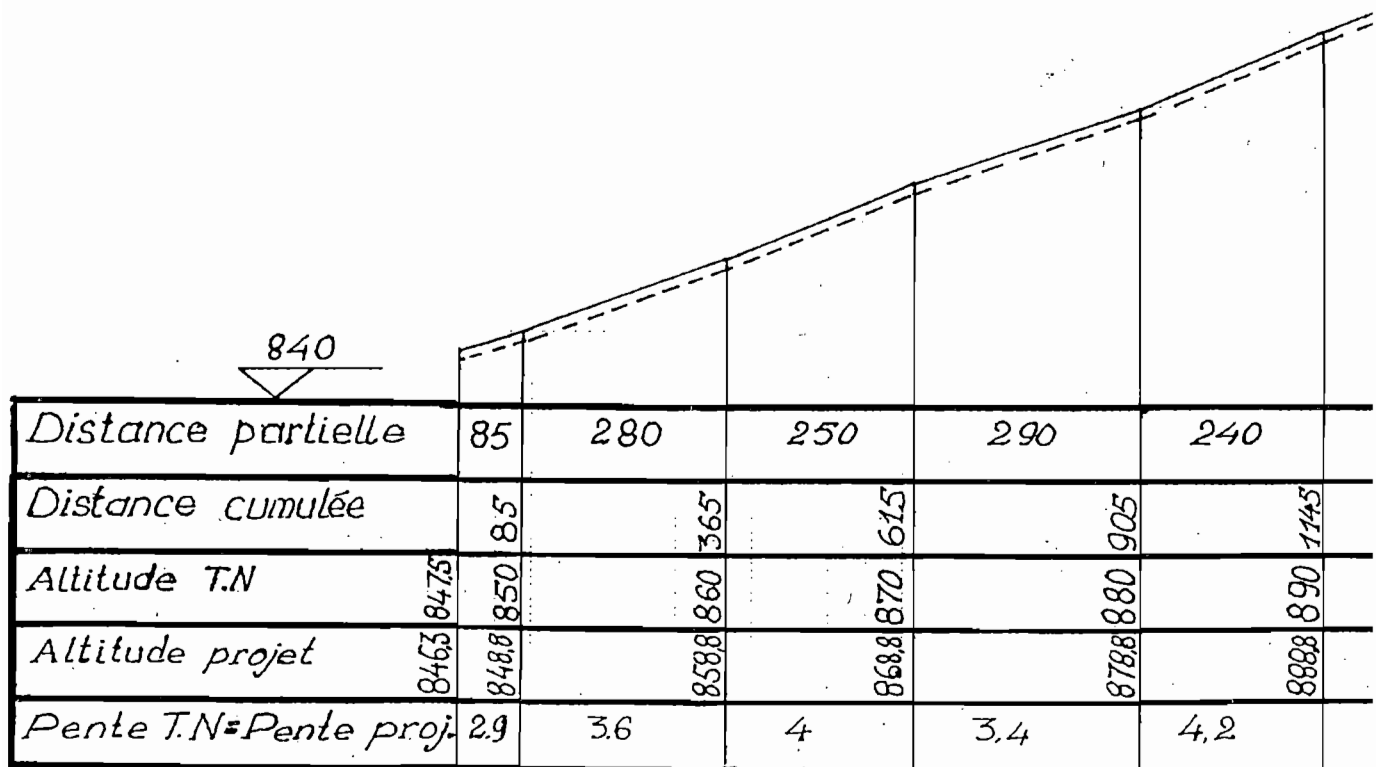
R_c = résistance en compression du ciment.

Résistances en compression des ciments en vente au Burundi :

- Ciment CHILANGA : $R_{c28} \approx 55 \text{ N/mm}^2$ ($\approx \text{CPA } 55 = Z \ 45$)
- Ciment I.ACS : $R_{c28} \approx 55 \text{ N/mm}^2$ ($\approx \text{CPA } 55 = Z \ 45$)
- Ciment TWIGA : $R_{c28} \approx 45 \text{ N/mm}^2$ ($\approx \text{CPA } 45 = Z \ 35$)
- Ciment SIMBA : $R_{c28} \approx 45 \text{ N/mm}^2$ ($\approx \text{CPA } 45 = Z \ 35$)

Il est recommandé de communiquer au chantier un rapport E/C réduit de 5 % afin de compenser des dispersions probables lors du dosage des constituants.

Profil en long de la condui



e refoulement

Annexe

Echelle

