

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

20x

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Hydraulique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE TECHNIQUE  
D'UN RESERVOIR

6 PLANCHES

Proposé par :

CNÉRU

Etudié par :

T.DOHSI  
A. BESSEDIK

Dirigé par :

G. FARKAS

PROMOTION : JUIN 1986



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

HYDRAULIQUE

FARKAS

BENSSEDIK

ABDE

DER

DOHSI

TAHA

ض  
من الخرسانة المسلحة منشأ  
كز الوطني للدراسات والبحوث  
هيم بالجزائر العاصمة

دراسة تقنية شاملة لخزان مائي مبني فوق  
يتفضل المشروع بدراسة شاملة ودقيقة لخزان ما  
فوق سطح التربة، لهذا الغرض اقترح علينا  
المعمارية مشروع يتمثل في تجميع منطقة دلس  
بالمياه العذبة من خلال الخزان المائي،

Etude Technique d'un

ervoir posé sur le sol

Notre projet consiste

une etude complète et détaillée d'un reservoir en

beton armé posé sur le so

Pour cela le CNERU no

à proposé un projet d'alimentation en eau potable

de la région de DELLY BR

M a partir du réservoir.

A Technical Study of

reinforced concrete water tank on soil foundation

This project consist

in a complete and detailed study of a reinforced concret

water tank on soil founda

a .

A projet of domestic

ter alimentation based on water tank on soil foundation f

the DELLY IBRAHIM region

been proposed by the ( CNERU ) Nationale center for stud

and researches in urbanis

## Dédiaces

Je dédie ce modeste travail en  
signe de respect et de reconnaissance à :

- Ma mère pour son soutien.
- La mémoire de mon père.
- Mes sœurs et frères.
- Toute ma famille.
- Mes amis.

E. Dohi



## Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect  
et de reconnaissance à :

- Mes parents pour leur soutien moral et matériel
- Mes frères et sœurs.
- Mes amis.

A Bessedek

## Remerciements

Nous tenons à exprimer notre gratitude à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions M<sup>r</sup> Farkas, notre promoteur pour son aide et ses conseils juducieux qu'il nous a prodigués durant l'élaboration de cette thèse.

# Table des matières

## 1<sup>re</sup> partie

### Chapitre I.

I-1 Introduction	1
I-2 But du projet	1
I-3 Situation géographique	2
I-4 Evaluation de la population	2
I-5 Calcul des besoins	3
I-6 Etude des problèmes posés par la variation du débit	4
I-7 Capacité du réservoir	5
I-8 Tableau de calcul de la capacité du réservoir	7
I-9 Détermination de la cote du radier	9

### Chapitre II : Distribution.

II-1 Généralités	11
II-2 Réseau de distribution	11
II-3 Détermination des débits aux nœuds	11
II-4 Détermination de la densité	11
II-5 Détermination du débit spécifique	12
II-6 Détermination des débits soutirés	13
II-7 Calcul du réseau maillé	14
II-7.a Principe de calcul	14
II-7.b Calcul des diamètres	14
II-7.c Calcul des pertes de charge	15
II-7.d Schéma du réseau de distribution	17
II-7.e Tableau de calcul du réseau maillé	18

II-7-f Calcul des pressions au sol.	19
II-7-g Tableau de calcul des pressions au sol.	20

## 2° Partie

### Chapitre I : Construction des réservoirs

I-1 Généralités.	21
I-2 Formes en plan.	21
I-3 Dimensions.	22
I-4 Exigences techniques.	23
I-5 Revêtement - Isolation - Etanchéité.	24
I-6 Présentation de l'ouvrage.	25
I-7 Couverture.	26
I-8 Revêtement intérieur.	26
I-9 Equipement du réservoir.	27

### Chapitre II : Matériaux de construction.

II-1 Contraintes de compression admissibles.	29
II-2 Contraintes de traction de référence.	30
II-3 Contraintes de cisaillement admissibles.	30
II-4 Acier.	31
II-5 Contraintes admissibles d'adhérence.	32
II-6 Recouvrement des armatures droites et longueurs de scellement.	32

### Chapitre III : Etude de la Coupole

III-1 Charges de la coupole	33
III-2-a Rayon de la coupole	33
III-2-b Surface de la coupole	33

III-2-c Poids total de la coupole	33
III-3 Poids total par metre de pourtour	34
III-4 Vérification de la Contrainte de Compression	34
III-5 Liaison Ceinture coupole	35

#### Chapitre IV : Etude des parois

IV-1 Influence du radier sur la paroi	38
IV-2 Methode de Labelle	38
IV-3 Methode de Hangan - Soare	43
IV-4 Tableau de calcul de $N_p$ et de $M$	45
IV-5 Diagramme de l'effort normal de traction $N_p$	46
IV-6 Diagramme du moment $M$ sur la paroi	47
IV-7 Ferraillage de la paroi	48
IV-7-a Ferraillage équilibrant l'effort de traction	48
IV-7-b Ferraillage équilibrant le moment	50

#### Chapitre V : Etude du radier

V-1 Calcul du radier	52
V-2 Diagramme du moment du radier	56
V-3 Ferraillage du radier	58

#### Chapitre VI : Vérification de la stabilité

VI-1 Poids total du réservoir	61
VI-2 Efforts provoqué par le séisme sur le réservoir	61
VI-3 Vérification de la section d'encastrement	
Paroi-radier	63
VI-4 Vérification des armatures de répartition au niveau de l'encastrement	64



## Premiere partie

### I-1 Introduction

Souvent le debit des sources origine d'alimentation d'une agglomeration en eau potable ne suffit pas pour satisfaire les besoins durant toute la journée et surtout pendant les heures de pointe si l'eau des sources est directement injectée dans le réseau de distribution.

La construction d'un réservoir dans ce cas est la meilleure solution à apporter pour arriver à satisfaire les besoins en eau potable, il emmagasine les eaux pendant les périodes où le débit de consommation est inférieur à ce lui d'apport et les restitue dans le cas contraire. Aussi à maintenir l'eau à l'abri des fortes variations de température, de contamination, combattre efficacement les incendies, permettre aux pompes de refouler un débit constant et aussi assurer des pressions suffisantes dans le réseau de distribution.

Comme tout ouvrages importants le réservoir doit faire l'objet d'une étude technique détaillée.

### I-2 But du projet

Le présent projet consiste à étudier la distribution avec un réseau maillé.

- Détermination du volume du réservoir et son emplacement.

- L'étude technique du réservoir qui est de 2500 m<sup>3</sup> de capacité, de forme circulaire, fait en béton armé, cette étude est faite suivant le règlement aux contraintes admissibles dit CCBA 60.



Pour l'étude de notre projet le CNERU nous a proposé un projet qui consiste à construire un réservoir qui alimente une localité d'Alger qui est DALLY BRAMON.

### 23 Situation démographique:

La population de cette localité est estimée à 8500 habitants en 1986 avec taux d'accroissement de 3%.

### 24 Évaluation de la population

L'évaluation de la population dans notre pays est en croissance géométrique. L'estimation de la population futur se fait donc à l'aide de la formule des intérêts composés

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

$P_n$ : population pour l'année considérée.

$P_0$ : population pour l'année de référence.

$i$ : taux d'accroissement de la population.

Pour la localité considérée  $i = 3\%$ .

$n$ : différence d'année entre celle de référence et l'horizon considéré.

Dans notre projet les besoins seront évalués pour l'horizon 2010, c'est à dire que le réservoir doit satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération en l'an 2010.

d'où

$$P_{2010} = P_{1986} (1+3\%)^{24} = 8500 (1,03)^{24} =$$

$$P_{2010} = 17230 \text{ habitants.}$$

## I-5 - Calcul des besoins

### - Besoins domestiques

Population (ha)	Dotation (l/j/ha)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
17280	200	3456

### - Besoins sanitaires

Désignation	N <sup>bre</sup>	N <sup>bre</sup> de personnes	dotation (l/j/per)	cons. jour (m <sup>3</sup> /j)
Bain-douche	01	80 P/j	50	4

### - Besoins scolaires

Désignation	N <sup>bre</sup>	N <sup>bre</sup> d'élèves	dotation (l/j/él)	consomm. journ. (m <sup>3</sup> /j)
écoles	02	3250	80	260
C.F.M.	01	1200	80	96
crèches	01	66	100	6,6

$$\bar{Z} = 362,5$$

### - Besoins socio-culturels

Désignation	N <sup>bre</sup> et type d'occupant	dotation	cons. (m <sup>3</sup> /j)
stade	10 douches	45 l/j/per	12

### - Tableau récapitulatif

Désignation	consommation journalière m <sup>3</sup> /j
Besoin domest.	3456
Besoin sanit.	04
Besoin scol.	362,5
Besoin socio-cult.	12

-3- Total: 3834,5 m<sup>3</sup>/j.

### - Remarque

Dans un réseau de distribution, les pertes d'eau sont inévitables, c'est pour cette raison qu'on prévoit une marge de sécurité de 20% du volume d'eau consommé par jour, d'où le débit moyen journalier sera:

$$Q_m = 1,2 \cdot 3834,5 = 4601,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

### I-6 - Étude des problèmes posés par la variation du débit

Le débit de consommation présente des variations mensuelles, journalières et horaire, le réseau de distribution doit donc pouvoir satisfaire au débit demandé à l'heure de pointe (débit maximum demandé à l'heure de pointe) - heure maximale - . Du jour de l'année où la consommation est la plus forte (jour maximal), pour trouver le débit de pointe (débit maximum demandé), il faut affecter au débit moyen des coefficients de pointe.

Nous définissons ces coefficients tel que:

- Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière " $K_j$ ", définit comme le rapport entre la consommation journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_j = (1,15 \div 4,3)$$

On prend  $K_j = 1,4$ .

- Coefficient d'irrégularité de la consommation horaire " $K_h$ ", définit comme le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire



moyens

$$K_0 = \alpha \cdot \beta$$

avec  $\alpha = (1,2 \div 1,4)$ , on prend  $\alpha = 1,4$ .

$\beta$ : coefficient de la population

population (h)	1000	1500	2000	6000	10000	20000	50000
$\beta$	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour une population de 17280 ha, on prend  $\beta = 1,23$

$$K_0 = \alpha \cdot \beta = 1,4 \cdot 1,23 = 1,72$$

Et le coefficient de pointe sera:  $K_p = K_j \cdot K_0$

$$K_p = 1,4 \cdot 1,72 = 2,41$$

d'où le débit de pointe:  $Q_p = K_p \cdot Q_m$

$$Q_p = 2,41 \cdot 460,5 = 1108,615 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = \frac{1108,615}{24} = 462,06 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = \frac{462,06 \cdot 1000}{3600} = 128,35 \text{ l/p}$$

## 7 - Capacité du réservoir

Le débit arrivant au réservoir par la conduite de refoulement étant constant; le débit de consommation varie d'une heure à l'autre. Le réservoir doit avoir un volume tel qu'il pourra emmagasiner l'excès du volume d'eau qui arrive et le restituer dans le cas contraire.

Le volume horaire consommé est calculé en multipliant le débit de pointe par un coefficient  $a_h$  correspondant

- Les coefficients  $a_h$  sont obtenus d'après des statistiques; ces coefficients varient d'une population à une autre.

Le volume du réservoir sera égal à :

$$V_r = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{rs}$$

$\Delta V_{\max}^+$  : excès d'eau pendant les différentes heures de la journée.

$\Delta V_{\max}^-$  : déficit d'eau pendant les différentes heures de la journée.

$V_{rs}$  : réserve d'incendie estimée à  $120 \text{ m}^3$ , représentant le volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures.

Nous donnons les variations de consommation et l'apport dans le tableau qui suit :

$a_k$  : coefficient horaire.

$Q_{dt}$  : volume d'apport en  $\text{m}^3$

$Q_{dt} \cdot a_k \cdot 24$  : consommation par tranche horaire en  $\text{m}^3$ .

I-8 Tableau de calcul de la capacité du réservoir

tranche horaire	Q <sub>h</sub>	volume m <sup>3</sup>		volume cumulé (m <sup>3</sup> )		différence de volume	
		capacité Q <sub>cc</sub>	consommé Q <sub>cc</sub> · Q <sub>h</sub> · $\frac{24}{100}$	V. apport (m <sup>3</sup> )	V. consommé	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
0-1	1,5	463,06	166,34	463,06	166,34	296,72	
1-2	1,5	"	166,34	924,10	332,68	591,44	
2-3	1,5	"	166,34	1386,18	499,02	887,16	
3-4	1,5	"	166,34	1848,24	665,36	1182,88	
4-5	3,5	"	277,84	2310,30	942,60	1367,70	
5-6	3,5	"	382,13	2792,36	1330,73	1441,63	
6-7	4,5	"	499,08	3291,42	1829,75	1404,67	
7-8	5,5	"	609,94	3696,48	2439,67	1256,81	
8-9	6,25	"	693,89	4150,54	3132,76	1025,78	
9-10	6,25	"	693,89	4620,60	3825,88	794,75	
10-11	6,25	"	693,89	5082,66	4518,94	563,70	
11-12	6,25	"	693,89	5544,72	5212,03	332,69	
12-13	5,00	"	554,47	6006,78	5766,50	240,28	
13-14	5,00	"	554,47	6468,84	6320,97	147,87	
14-15	5,5	"	609,92	6930,9	6930,90	0	
15-16	6,00	"	665,37	7392,96	7596,26		203,30
16-17	6,00	"	665,37	7855,02	8261,63		406,61
17-18	5,5	"	609,92	8317,08	8871,59		554,51
18-19	5,00	"	554,47	8779,14	9426,02		646,88
19-20	4,5	"	499,02	9241,20	9925,04		683,84
20-21	4,00	"	443,58	9703,26	10368,62		665,36
21-22	3,00	"	332,68	10165,32	10701,30		335,98
22-23	2,00	"	221,79	10627,36	10923,09		295,73
23-24	1,5	"	166,34	11089,42	11089,42		0



Le volume du réservoir:

$$V_R = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{Ri}$$

$$V_R = 1444,63 + 683,84 + 120 = 2248,47 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir final sera un volume normalisé de :  $V_p = 2500 \text{ m}^3$ .

La longueur de la conduite reliant le réservoir au point le plus haut (élevé) du réseau est de 210 m.

Détermination du coefficient de perte de charge " $\lambda$ " dans la conduite de distribution

On choisit un diamètre de 450 mm, qui donne une vitesse de 0,8 m/s.

La rugosité de la conduite

la rugosité d'une conduite neuve est de  $10^{-3} \text{ m}$ , mais cette valeur augmente au fur et à mesure que la conduite vieillit, pour plus de sécurité on prend  $\epsilon = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

Le coefficient de perte de charge ( $\lambda$ ) est déterminé par la formule de Colbrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{\epsilon/D_h}{3,71} + \frac{2,51}{\sqrt{\lambda} \cdot Re} \right)$$

$\frac{\epsilon}{D_h}$  : rugosité relative , D: diamètre de la conduite.

Re: nombre de Reynolds.

Le calcul sera fait par approximations successives

on pose  $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = x$  :

$$x = -2 \log \left( \frac{\epsilon/D_h}{3,71} + \frac{2,51}{Re} x \right)$$

$$x = F(x)$$

## 2.9 Détermination de la cote du radier du réservoir

---

L'emplacement du réservoir sera choisi de façon à satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

La cote du radier  $C_R$  sera calculée par la formule suivante :

$$C_R = C_T + H + H_{we} + P_s + H_{wc}$$

$C_R$ : cote du radier

$C_T$ : cote du terrain du point le plus élevé du réseau.

$H$ : hauteur prise en fonction de nombre d'étages  
pour 4 étages :  $H = 15$  m.

$H_{wc}$ : perte de charge à l'intérieure du bâtiment

$$H_{wc} = 3 \text{ m.}$$

$P_s$ : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils : chauffe-eau . . . . .

$H_{we}$ : perte de charge linéaire sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus élevé du réseau.

$$C_T = 270 \text{ m.}$$

$$H_{wc} = 3 \text{ m.}$$

$$H = 15 \text{ m.}$$

$$P_s = 5 \text{ m.}$$

$H_{we}$ : sera calculé par approximations successives à l'aide de la formule de Colbrook pour trouver  $(\lambda)$  puis, on remplace dans la formule de  $H_{we}$

Le premier estimé de  $\lambda$ :

on prend  $\lambda^{(0)} = 0,05$  et après plusieurs approximations

on trouve  $\lambda = 0,0295$ .

Perte de charge dans la conduite

$$H_{we} = 1,15 \frac{\lambda}{D} \frac{L V^2}{2g}$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 %  
c'est pour ça qu'on trouve le coefficient 1,15 dans la formule

$$H_{we} = 1,15 \cdot \frac{0,0295}{0,45} \cdot \frac{210 \cdot (0,8)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,5 \text{ m.}$$

④ où :

$$C_R = 270 + 15 + 3 + 5 + 0,5 = 293,5 \text{ m.}$$

## II Distribution

### II-1 Généralités :

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

### II-2 Réseau de distribution

Le réseau de distribution de la ville est du type maillé suivant le plan de la voirie, il est décomposé en mailles dans lesquelles la densité est prise uniforme.

### II-3 Détermination des débits au nœuds

On calcule premièrement la superficie desservie par chaque nœud en appliquons la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau.

Une fois la densité déterminée, ainsi que le nombre d'habitants et la consommation spécifique correspondante à chaque maille, ainsi on peut déduire le débit soutiré dans chaque nœud et on multiplie ce dernier par le coefficient de pointe  $K_p$ .

### II-4 Détermination de la densité

On prend une densité uniforme  $d = N/S_t$  [hab/ha]

$N$ : population totale

$S_t$ : surface totale des mailles.

173 Détermination de déchets organiques

$$q = \frac{Q_{\text{org. jour}}}{N} \quad \left[ \frac{\text{m}^3 \text{liq}/\text{hab}}{\text{j}} \right]$$

$N$ : population totale de la ville (des années)

- Population sous charge pour les années

$$N_p = S \cdot d$$

$S$ : surface de la zone de service (ha)

174 Débit sanitaire par le réseau :

$$Q_{\text{rs}} = q \cdot N_p \quad \left[ \frac{\text{m}^3}{\text{j}} \right]$$

$q_p$ : coefficient de pointe.

Tous les résultats sont présentés dans le tableau du calcul des débits sanitaires.



N° du nœud	N° de la maille	surface desservie (ha)	densité d (hab/ha)	Population (hab)	Consommation spécifique (l/s/hab)	Consommation par nœud (m³/s)	Coefficient de pointe Kp	Debit soutiré - Q <sub>max</sub> (l/s)	Debit (l/s) soutir total par nœud
1	I	2,8	62,158	1740	266,3	463,36	2,41	12,92	12,92
2	I	2	"	1243	"	331	"	9,23	12,46
	II	0,7	"	435	"	115,84	"	3,23	
3	I	3,2	"	1939	"	529,67	"	14,77	14,77
4	I	1,52	"	945	"	251,65	"	7,02	18,92
	II	0,8	"	497	"	132,35	"	3,69	
	IV	1,78	"	1106	"	294,53	"	8,21	
5	II	1,4	"	871	"	231,68	"	6,48	18,71
	III	1,15	"	715	"	190,40	"	5,31	
	IV	1,5	"	932	"	248,19	"	6,92	
6	II	0,95	"	591	"	157,38	"	4,39	10,24
	III	1,7	"	1057	"	281,48	"	7,85	
7	III	2	"	1243	"	331,01	"	9,23	9,23
8	III	1,9	"	1181	"	314,50	"	8,77	18,92
	IV	2,2	"	1367	"	364,03	"	10,15	
9	IV	2,3	"	1367	"	364,03	"	10,15	10,15



## II-7 Calcul du réseau maillé par la méthode Hardy-Cross

En présence d'un plan de ville, où les rues s'entrecroisent et dans le sous sol desquelles les conduites seront posées.

Les conduites se raccordant entre elles, il en résulte un vaste cadillage dont un contour élémentaire fermé constitue une maille.

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives selon la méthode de Hardy-Cross qui repose sur les deux lois suivantes:

### 1. Loi de Kirshoff:

En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits entrants égale à celle des débits sortants.

### 2. Loi des mailles:

Le long d'un parcours orienté et fermé la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

## II-7a Principe de calcul

La méthode d'Hardy-Cross, en premier lieu consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens d'écoulement qui sera celui des aiguilles d'une montre. De manière à satisfaire la première loi.

A partir de cette répartition de débit, les conduites sont dimensionnées pour une vitesse acceptables.

## II-7b Calcul des diamètres:

Les diamètres du réseau sont déterminés à partir de l'équation de continuité de la manière suivante:

$$Q = V \cdot A \quad ; \quad A = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad ; \quad Q \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$\text{d'où} \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \quad A \text{ [m}^2]$$

### II-7-6 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées pour chaque tronçon de la maille affectées d'un signe suivant le sens d'écoulement du débit dans la maille.

On calcule les pertes de charge à l'aide de la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H_C = \Delta H_i + \Delta H_s$$

$$\Delta H_i = J L_G = \frac{f}{2g} \frac{V^2}{D_h} L_G$$

Les pertes de charge singulières  $\Delta H_s$  sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_i = 0,15 \cdot \frac{f}{2g} \frac{V^2}{D_h} L_G$$

$$\Delta H_C = \Delta H_i + 0,15 \Delta H_i = 1,15 \Delta H_i$$

$$\Delta H_C = 1,15 \frac{f}{2g} \frac{V^2}{D_h} L_G$$

A partir de l'équation de continuité, on exprime la vitesse d'écoulement en fonction du débit.

$$\left. \begin{array}{l} Q = V \cdot A \\ A = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \end{array} \right\} V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Perte de charge totale :

$$\Delta H_C = 1,15 \frac{f}{2g} \frac{V^2}{D_h} L_G \quad \dots \dots (1)$$

$$\text{soit} \quad V^2 = \frac{16 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^4}$$

En remplaçant dans (1) on obtient :

$$\Delta H_L = 1,15 f \cdot \frac{8 Q^2}{g \pi^2 D^5} L_G$$

soit  $L_e = 1,15 L_G$ .

$L_e$ : longueur équivalente estimée à  $1,15 L_G$

$L_G$ : longueur géométrique.

$$\text{D'où} \quad \Delta H_L = L_e \cdot f \cdot \frac{8 Q^2}{g \pi^2 D^5} = r Q^2$$

$r$ : résistance de la conduite

$f$ : coefficient de frottement est déterminé à partir

de la formule de Colbrook :

$$f = \left[ 0,86 \ln \left( \frac{E}{2,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]^{-2}$$

$Re$ : nombre de Reynolds caractérisant l'écoulement

Dans le calcul on prendra :

$$E = 2 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

$$\nu = 10^{-6}$$

On doit calculer chaque maille séparément, les corrections apportées aux débits sont de deux types :

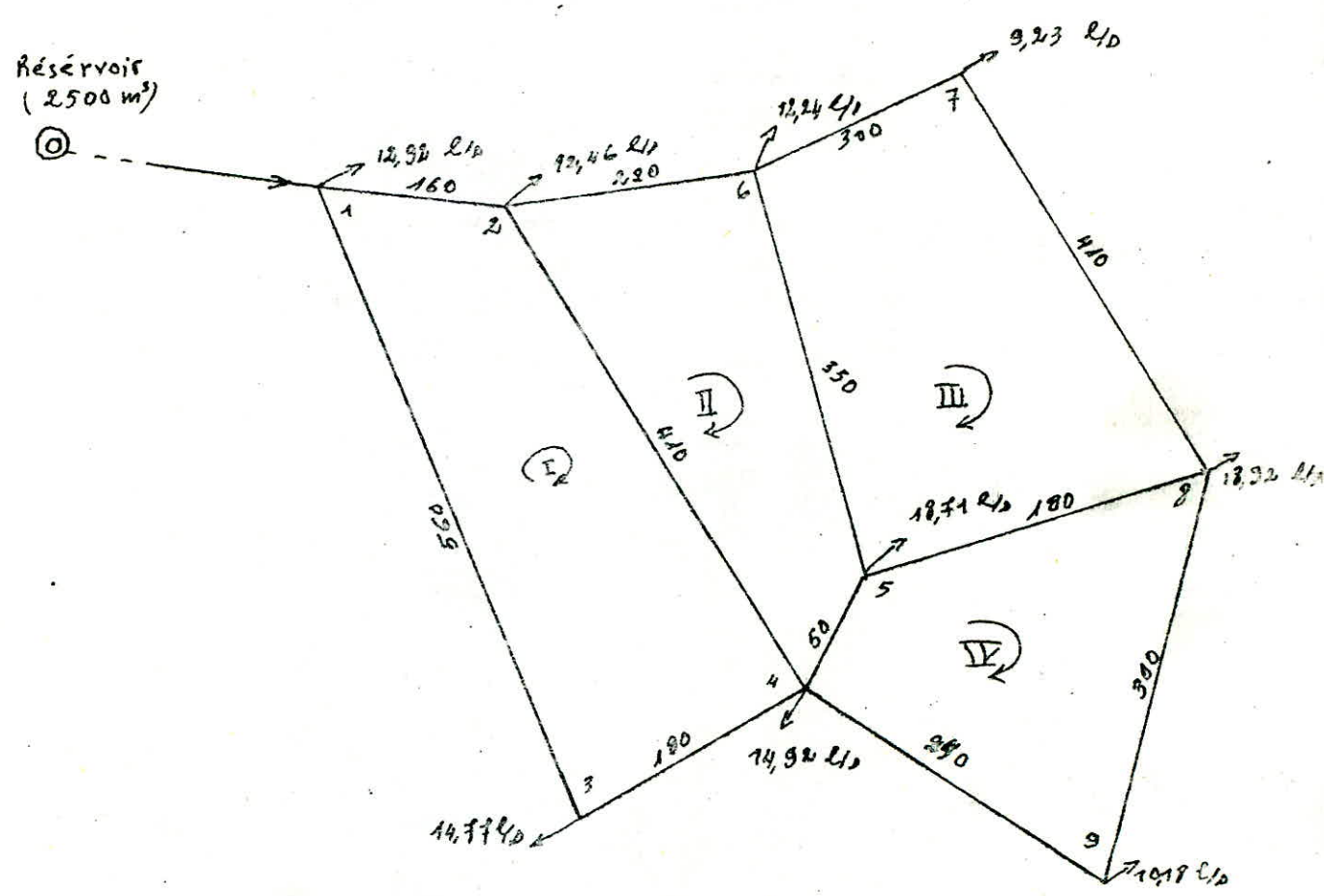
- Correction propre à la maille considérée avec le signe de  $\Delta Q$ .
- Correction apportée - propre à la maille adjacentes - avec le signe contraire de  $\Delta Q$ .

Pour avoir le débit  $Q_{i+1}$ , on peut faire la somme algébrique des corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit  $Q_i$ .

Remarque: ces approximations sont poursuivies jusqu'à l'obtention des conditions suivantes:

1.  $\Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$  : le débit correctif.
2. La somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque intérieure à 0,5 m.

II-7-d Schéma du réseau de distribution:



valeur du débit soutiré (l/s)  
 longueur (m)



II-7-c Tableau de calcul du réseau maillé  
cas de consommation maximale.

Résultats obtenus après 5<sup>e</sup> approximation

							Résultats après 5 <sup>e</sup> approximation.	
N <sup>o</sup> de maille	N <sup>o</sup> m. adja.	Tronçon	Diamètres $\phi$ (m.m.)	Débits $Q_0$ (l/s)	Longueur L (m)	Débits $Q_c$ (l/s)	$\Delta H$ (m)	
		1-3	250	-40	560	-28,641	-2,337	
I		3-4	200	-25,23	180	-23,841	-1,18.	
	II	4-2	200	22	410	27,744	3,604.	
		2-1	350	75,45	160	76,819	0,558.	
		2-6	250	10,97	220	36,615	1,059	
II	III	6-5	150	13,73	350	12,505	3,021	
	IV	5-4	200	-23,71	50	-22,386	-0,287	
	I	4-2	200	-22	410	-27,745	-3,602	
		6-7	150	15	300	11,869	2,309	
III		7-8	100	5,77	410	2,639	1,436	
	IV	8-5	200	-18,33	180	-16,189	-0,555	
	II	5-6	150	-13,73	350	-12,506	-3,022	
		II	4-5	200	18,31	50	17,325	0,172
IV	III	5-8	150	13,73	180	11,181	1,232	
		8-9	100	5,77	300	-0,099	0	
		9-4	150	-5,0	240	-10,279	-1,548	

### III-7-7 Calcul des pressions au sol

En vue de la bonne tenue des canalisations et notamment de leurs joints, il y a lieu d'éviter en ville seulement des pressions supérieures à 60m. qui risque d'apporter des désordres (fuites notamment) et certains bruits désagréable dans les installations intérieures des abonnés. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y'aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils reducteurs de pressions.

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque est obtenue à partir de la cote piézométrique du nœud précédent diminuée des pertes de charge (en valeur absolue) occasionnées le long d'un tronçon et la cote du nœud considéré tout en respectant le sens de l'écoulement.

$$P_s = C_p - C_T$$

$P_s$ : pression au sol.

$C_p$ : cote piézométrique.

$C_T$ : cote du terrain.



Tableau de calcul des pressions au sol.

tracés	altitudes (m)		P. d. C. (m)	Cotes piezométriques (m)		Pressions au sol (m)	vitesses m/s
	amonts	avales		amonts	avales		
A - 1	293,5	270	0,5	293,5	293	2,3	0,8
1 - 3	270	237	2,927	293	290,063	53,063	0,48
3 - 4	237	234	1,18	290,063	288,883	54,88	0,75
4 - 2	234	260	3,604	288,883	285,279	25,28	0,88
2 - 6	260	237	1,059	285,279	284,22	47,22	0,74
6 - 5	237	232	3,081	284,22	281,14	49,14	0,70
5 - 4	232	234	0,287	281,14	280,85	46,85	0,71
4 - 2	234	260	3,602	280,85	277,248	21,28	0,88
6 - 7	237	245	2,309	284,22	281,91	36,90	0,67
7 - 8	245	240	1,436	281,91	280,47	40,47	0,33
8 - 5	240	232	0,555	280,47	279,92	47,92	0,55
5 - 6	232	237	3,082	279,92	278,83	39,83	0,70
8 - 9	240	229	0	280,47	280,47	51,47	0,3
9 - 4	229	234	1,342	280,47	279,128	45,128	0,58
4 - 5	234	232	0,172	279,128	278,95	46,95	0,55
5 - 8	232	240	1,232	278,95	277,72	37,72	0,63

## Deuxième partie

### I Construction des réservoirs

#### I-1 Généralités

- Définition: un réservoir est défini comme une enveloppe contenant un liquide, ce liquide peut être de l'eau des hydrocarbures...

Types de réservoirs: les réservoirs peuvent être découverts (bassins) ou muni d'une couverture.

Très souvent la hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose la position des réservoirs par rapport au sol, ils peuvent être donc :

- Posés sur le sol.
- Légèrement enterrés.
- Complètement enterrés.
- Surelevés.

I-2 - Formes en plan: Un réservoir peut prendre n'importe quel forme en plan (circulaire, carré, trapèze...)

Ce pendant la plus part du temps, les petits réservoirs sont carrés ou rectangulaires, bien que la forme circulaire soit la moins coûteuse pour les deux raisons suivantes:

- A volume et hauteur donnés, donc a surface en plan  $S$  donnée. Le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux.

Or le périmètre d'un carré de surface  $S$  est :

$$P = 4\sqrt{S}$$

Ce lui d'un cercle est :

$$P' = \sqrt{4\pi S}$$

Ce lui d'un rectangle de côtes  $a$  et  $b = ka$ , avec  $k > 1$  est :

$$P'' = \frac{2(k+1)\sqrt{k}}{k} \sqrt{S} = C \sqrt{S}$$

Soit pour  $k = 1 \quad 2 \quad 3 \quad 4$

$$C = 4 \quad 4,23 \quad 4,61 \quad 5$$

On remarque que la forme circulaire conduit au plus petit périmètre parmi les formes : carré, rectangle pour une section donnée.

Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu, dans le cas où le réservoir est circulaire celui-ci n'est soumis qu'à un effort normal de traction.

Si  $P$  est la pression uniforme, l'effort normal de traction dans la paroi du réservoir sera :

$$F = P \frac{d}{2} \quad d \text{ étant le diamètre du réservoir.}$$

D'où  $F = 0,565 \cdot p \cdot \sqrt{S}$ .

Dans un réservoir carré de côté  $a = \sqrt{S}$ , l'effort normal est :

$$F = \frac{Pa}{2} = \frac{P\sqrt{S}}{2} = 0,5 \cdot P \cdot \sqrt{S}$$

Il est légèrement plus petit que dans le cas du réservoir circulaire, mais par contre la paroi sera soumise à un important moment de flexion.

$$M = \frac{Pa^2}{12} = \frac{PS}{12}$$

donc le réservoir carré nécessite beaucoup plus d'acier et de béton qu'un réservoir circulaire.

On voit bien que le réservoir carré est beaucoup plus coûteux tant en béton qu'en acier, en coffrage et en étanchéité.

1.3 Dimensions: le volume du réservoir étant connu, on fixe la hauteur du liquide emmagasiné.

Pour les réservoirs d'eau potable la hauteur d'eau varie de 2 mètres pour les petits réservoirs à 7; 8 mètres jusqu'à 11 mètres pour les grands.

Pour ne pas avoir de trop grandes variations de pressions dans le



reservoir il ne faut pas prendre une hauteur d'eau qui dépasse les chiffres ci dessus, d'autre part les efforts dans la paroi et sur le fond sont proportionnels à la hauteur du liquide, la dimension maximale en plan est aussi limitée par les conditions de déformation. La déformation doit être suffisamment réduite pour que le réservoir garde ses qualités d'étanchéité.

Un réservoir circulaire de diamètre  $d$  dont l'acier des cerces travaille à une contrainte  $\sigma_a$  (Compte tenu de la traction équilibrée par le béton) subit une augmentation du diamètre de :

$$\Delta d = d \frac{\sigma_a}{E_a}$$

#### I-4 - Exigence technique à satisfaire dans la construction d'un réservoir :

- Résistance : le réservoir doit, dans toute ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

- Étanchéité : le réservoir ne doit pas être fissuré pour qu'il n'y ait pas de fuite du liquide qu'il contient. Il doit être donc étanche.

- Durabilité : le réservoir doit durer dans le temps pour cela il faut que le matériau -béton- dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

Les effets à prendre en compte pour le calcul d'un réservoir :

- Poids propre du réservoir.
- Charges dues aux liquides contenus.
- Surcharges d'exploitation :

- Les surcharges dans un réservoir peuvent être des escaliers d'accès évalué à  $150 \text{ daN/m}^2$ , des salles de météorologies, radiocommunications, ..., qui peuvent être aménagés au dessus du réservoir.

On peut aménager aussi sur un réservoir des terrasses utilisées par le



public et sont évaluées à 400 dan/m<sup>2</sup>

- Vent et neige.

### I-5 Revêtement-Isolation-Etanchéité.

Les réservoirs d'eau potable posés sur le sol sont directement soumis aux influences atmosphériques ;

Principalement à des élévations de température en été et au risque de gel en hiver. Il faut donc prévoir un isolement thermique.

Cette variation de température influe surtout sur les petits réservoirs. Dans le cas des grands réservoirs, l'expérience montre que l'inertie thermique de la masse d'eau d'une part et de la masse du béton, d'autre part, sont telles que les variations de températures de l'eau (celles de l'air au dessus du plan d'eau pouvant varier bien d'avantage) sont relativement faibles de l'été à l'hiver et que par suite toute isolation thermique est dans ce cas superflue. On estime généralement qu'au delà de 800 à 1000 m<sup>3</sup> il n'y a pas de précautions spéciales à prendre sauf un isolant thermique sur la couverture pour calorifuger l'air au dessus de la masse d'eau.

Pour les petits réservoirs, il faut donc isoler thermiquement la masse d'eau: paroi, fond, couvertures

- Soit en posant dans le coffrage, avant bétonnage le tronçon de canalisation traversant le béton. Les raccords se font ensuite de part et d'autre à l'aide de joint à bride.

- Soit en prévoyant des fourreaux lors du bétonnage. On y introduit ensuite les tubulures, le vide annulaire étant comblé à l'aide de filasse et de plom, de caoutchouc.

## I.6. Présentation de l'ouvrage:

C'est un réservoir circulaire qui permet d'emmagasiner  $2500 \text{ m}^3$  d'eau, avec une hauteur d'eau de 7 m et de 2,33 m de diamètre.

Il est constitué d'un radier solidaire d'une paroi surmontée par une coupole sphérique. La coupole repose sur du néoprène.

Le réservoir est aussi équipé de tuyauterie à savoir :

- Conduite de refoulement.

- Conduite de distribution.

- Conduite de vidange.

- Conduite de trop plein.

L'accès au réservoir se fait par un trou d'homme aménagé sur la coupole (sur la partie inférieure).

Aussi il est prévu un trou pour l'aération du réservoir (voir planche).

## I-7 Couverture:

La couverture du réservoir doit être protégée contre la variation de température, pour cela il existe plusieurs méthodes. La méthode la plus utilisée consiste à prévoir une couche de terre de 30 à 60 cm d'épaisseur qui apporte en plus une inertie thermique importante, mais on peut estimer que cet avantage ne compense pas le supplément de poids qu'en résulte. Pour cette raison on préfère actuellement une protection analogue à celle réalisée pour le puits, soit couche de brique creuses, soit isolant moderne.

Dans tout les cas il faut éviter absolument la pénétration de l'eau et de pluie dans la couche de protection, ce qui réduirait sérieusement ses qualités d'isolante. Il faut donc réaliser une protection d'étanchéité, par un enduit bien dosé en ciment ( $400 - 600 \text{ kg/m}^3$ ) grillagé par papier kraft, pour éviter l'impregnation de l'isolant par l'eau de gachage.

## I-8 Revêtement intérieur

L'eau potable n'attaque pas le béton car elle est presque toujours légèrement ou franchement alcaline. Il faut assurer seulement l'étanchéité des cuves. Différents procédés sont utilisés:

- Le béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  avec une granulométrie et une mise en œuvre appropriées peut assurer seul l'étanchéité; il faut donc faire un béton plein (tout les vides remplis de mortier plein).

- Enduit au mortier de ciment de 15 à 25 mm d'épaisseur, exécuté en deux couches la première formant de grossissage et la seconde enduit proprement dit. Le dosage en ciment est de  $600 \text{ à } 800 \text{ kg/m}^3$ .

Percement de la cuve pour pose des tuyauteries

Le percement peut être exécuté de deux façons:



## I-9 Equipement de réservoir

Au réservoir arrive la conduite de refoulement, il est équipé d'un flotteur pour ne pas dépasser la hauteur maximale d'eau dans le réservoir.

Une échelle liée au trou d'homme pour la visite du réservoir portent trois conduite, celle de la distribution, du trop plein et celle du vidange.

### Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir est équipée d'un flotteur pour rendre l'arrêt de pompes automatique lorsque le réservoir est à son niveau d'eau maximum. L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par surverse.

### Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution sera disposé à l'opposé de la conduite d'adduction. Pour éviter toute introduction de sable et des boues pouvant se décanter dans la cuve, la conduite de distribution doit être munie d'une crépine, placée à 0,2 m au dessus du radier.

### Conduite de trop plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit qui arrivent au réservoir, elle ne comptera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale est disposée selon un plan horizontal situé à une distance (H) au dessous du niveau



maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

Au départ elle est munie d'un évasement en forme de tronc de cône dans la plus grande circonférence de rayon (R) formant un déversoir à seuil circulaire pour le passage du débit Q sous une hauteur (H).

Dans ces conditions, le débit évoqué est donnée par la formule de Lancaster:

$$Q = 27,822 \mu R h^{3/2}$$

( $\mu$ : Coéf. du débit ( $\mu = 0,415 \div 0,393$ ))

le rapport  $h/R$  varie de (0,2  $\div$  0,5)

Pratiquement les valeurs de ( $\mu$ ) diffèrent peu, on peut prendre:

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

### Conduite de vidange:

Cette conduite part du point bas du réservoir, elle se rencontre avec la conduite du trop plein dans un regard. Elle comporte un robinet-vanne.

## II Matériaux de construction

### - Caractéristiques des matériaux de construction:

On utilise un -matériau- béton très étanche, pour cela le dosage sera de  $400 \text{ kg/m}^3$  de C.P.A. 325 avec un contrôle atténué

#### II-1. Contrainte de compression admissible - notée $\bar{\sigma}'_b$ :

$$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \sigma'_n \quad \sigma'_n: \text{Contrainte d'écrasement du béton, en résistance normale - après 28 jours}$$

$$\beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \quad (\beta'_b: \text{étant une fraction de sa résistance nominale})$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$ : sont des facteurs sans dimensions

$\alpha$  - dépend de la classe du ciment, CPA  $\rightarrow \alpha = 1$ .

$\beta$  - Coefficient tenant compte de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en œuvre  $\beta = 5/6$  Contrôle atténué.

$\beta = 1$  Contrôle strict.

$\gamma$  - dépend des épaisseurs  $h_m$  des éléments des constructions et des dimensions des granulats  $C_g$   $\left\{ \begin{array}{l} \gamma = 1 \text{ si } h_m > 4 C_g \\ \gamma = h_m / 4 C_g \text{ si non} \end{array} \right.$

dans notre cas  $\gamma = 1$ .

$\delta$  - dépend de la nature des sollicitations:

$\delta = 0,30$  Compression simple.

$\delta = 0,60$  flexion simple et en flexion composée quand l'effort normal est une compression.

$\delta = 0,30 (1 + e_0/3e_1)$  avec un maximum de 0,6 flexion composée quand l'effort normal est une traction

Avec:  $e_0$ : excentricité de la force exprimée par rapport au centre de gravité de la section complète du béton seul.

$e_1$ : rayon vecteur de même signe que  $e_0$  du noyau central situé dans le même plan radial que le centre de pression.

## B-2 Contrainte de traction de référence - notée $\bar{\sigma}'_b$ :

c'est la fraction  $f_b$  de sa résistance à la compression à 28 jours

$$\bar{\sigma}'_b = f_b \sigma'_{28} \quad ; \quad f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$ : Coefficients gardant les mêmes significations qu'auparavant.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n} \quad ; \quad \text{avec } \sigma'_n \approx 300 \text{ bars. On aura } \theta = 0,025.$$

$$\text{On obtient donc } \bar{\sigma}'_b = 1,5/6 \cdot 1,025 \cdot 300 = 6,25 \text{ bars.}$$

### Remarque:

a. Le fait de définir une contrainte de traction de référence n'entraîne pas, l'obligation de limiter à cette valeur la contrainte de traction du béton calculée en prenant en considération les sections tendues homogènes ( $B+nA$ ).

b. Etant faible et difficile à respecter, le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en béton armé établie par la chambre syndicale des Constructeurs en 1966, prévoit une contrainte admissible de traction  $\bar{\sigma}'_b = \theta \cdot \sigma'_{28}$   $\sigma'_{28}$ : limite de rupture en traction à 28 jours.

$$\sigma'_{28} \leq 22 \text{ bars}$$

$$\theta; \text{ coefficient } \geq 1 \left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{traction simple.} \\ \theta = 1 + \frac{2e_0}{3h} \quad \text{flexion composée.} \\ \theta = \frac{5}{3} \quad \text{flexion simple} \end{array} \right.$$

Compte tenu du dosage de notre béton et selon ce règlement nous limitons  $\bar{\sigma}'_b$  à:  $\bar{\sigma}'_b = 22 \text{ bars.}$

## B-3 Contrainte de cisaillement admissible:

La contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton  $\sigma'_b$  existante sur cette même section droite par les inégalités suivantes:  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_b$ .

$$\sigma'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b.$$



## II-4 ACIER

On utilise les aciers a haute adhérence  $F_e E40$  ;  $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

La contrainte admissible des aciers est fixée par le CCBA 60 en fonction d'anger plus ou moins grand de la fissuration éventuelles, du pourcentage d'acier, du diamètre des barres, de la contrainte d'adhérence et de la résistance en traction du béton.

La contrainte admissible est la plus grande des deux valeurs

ci-dessous :

$$\sigma_1 = \frac{k n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} + 300 n.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k n}{\phi} \bar{\sigma}_b} + 300 n.$$

$\phi$  : est le diamètre de la plus grosse barre, en mm.

$n$  : est le coefficient de fissuration des barres égale à 1,0 pour l'acier lisse et 1,6 pour l'acier a haute adhérence.

$\bar{\sigma}_b$  : la contrainte admissible en traction du béton en bar

( 7,5 bars pour les parois de réservoirs dosées à 400 kg/m<sup>3</sup>).

$\omega_f = A/s$  : la quantité d'acier.

$k = 300000$  pour une paroi entièrement tendue ou une paroi fléchie dans laquelle l'armature se trouve du côté

( paroi du réservoir ). Pour le radier on prendra  $k = 500000$

Le règlement de la chambre syndicale fixe la contrainte admissible de l'acier comme la plus petite valeur de  $\sigma_1, \sigma_2$  :

$$\sigma_1 = \frac{3}{5} \sigma_{ak} \quad ( \sigma_{ak} = \text{limite élastique du calcul} )$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k n \bar{\sigma}_b}{\phi}} + 300 n.$$



## II.5. Contrainte admissible d'adhérence: $\bar{\tau}_d$

Elles est données suivant deux zones

- Zone d'ancrage normal:  $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^s \bar{\sigma}_b$ .

- Zone d'ancrage en pleine masse:  $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^s \bar{\sigma}_b$ .

$\psi_d = 1$ , rond lisse;  $\psi = 3,6 / \sqrt{R_r}$ , H.A.

$\psi_d$ : Coefficient de scellement droit

$R_r$ : Valeur de coefficient de scellement égale à  $\sqrt{2}$ .

## II.6. Recouvrement des armatures droites et longueur de scellement:

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités chevauchent par une longueur  $l_r$

$l_r = l_d$  si  $d \leq 5\phi$        $d$ : distance entre

$l_r = l_d + d$  si  $d > 5\phi$       axes des barres.

La longueur de scellement droit  $l_d$  d'une barre est la longueur minimale de zone rectiligne sur laquelle son encrage peut être total lorsqu'elle est isolée:

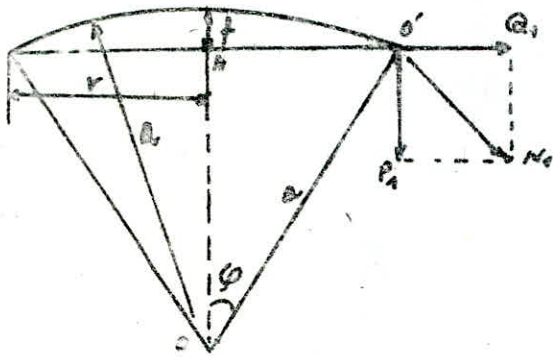
$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\tau}_d}$  en traction

$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\tau}_d}$  en compression

$\phi$ : diamètre  
nominale de  
la barre.

### III Étude de la coupole

C'est une coupole sphérique surbaissée avec une flèche de 2 m et de 7 m d'épaisseur. On a prévu un revêtement en béton dosé à  $100 \text{ kg/m}^3$ , avec une épaisseur de 15 mm.



$$f = 2 \text{ m.}$$

$$R = 70,66 \text{ m.}$$

#### III-1 Charge de la coupole:

- Poids propre de la coupole . . . . .	$0,08 \cdot 2500 =$	$200 \text{ kg/m}^2$
- Enduit . . . . .	$0,015 \cdot 2300 =$	$34,5 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge de toute nature . . . . .		$50 \text{ kg/m}^2$
		$284 \text{ kg/m}^2$
Charge totale		$284 \text{ kg/m}^2$

$$p = 284 \text{ kg/m}^2$$

#### III-2-a Rayon de la coupole 'a':

$$a = \frac{R^2 + f^2}{2f} = \frac{70,66^2 + 2^2}{2 \cdot 2} = 294 \text{ m}$$

#### III-2-b Surface de la coupole 'S':

$$S = 2\pi a f = 2 \cdot 3,14 \cdot 294 \cdot 2 = 369,264 \text{ m}^2$$

#### III-2-c Le poids total de la coupole 'P':

$$P = 2\pi a f \cdot p = S \cdot p$$

$$P = 284 \cdot 369,264 = 104870,976 \text{ kg.}$$

II-3 Poids total par metre de pourtour  $P'_y$ :

$$f'_x = \frac{P}{2\pi r} \quad ; \quad (\text{effort de compression}).$$

$$P'_y = \frac{104870,916}{2 \cdot 3,14 \cdot 10,66} = 1566,53 \text{ kg/m}$$

L'effort normal étant (aux naissances) tangent à la coupole

on a :

$$\frac{Q_a}{a-r} = \frac{P'_y}{r} \quad \text{OAO', N, O'A, étant des triangles semblables}$$

D'où

$$Q_a = \frac{r(a-r)}{r}$$

$$Q_a = \frac{10,66(23,4-2)}{10,66} = 4026,54 \text{ kg/m.}$$

$$N_1 = \sqrt{P_y'^2 + Q_a^2}$$

$$N_1 = \sqrt{1566,53^2 + 4026,54^2} = 4320,54 \text{ kg/m.}$$

La coupole sera munie d'une ceinture en béton armé qui permet d'équilibrer la traction  $T$  :

$$T = Q_a \cdot r$$

$$T = 4026,54 \cdot 10,66 = 42922,92 \text{ kg.}$$

La section d'acier dans la ceinture sera :

$$\omega' = T / \bar{\sigma}_a \quad \bar{\sigma}_a = 1790 \text{ bars } (\phi 20)$$

$$\omega' = \frac{42922,4}{1790} = 23,98 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $\phi 20$  ce ferrillage donne une section de  $29,15 \text{ cm}^2$ .

III-4 Verification de la contrainte de compression

$$\sigma'_b = \frac{N_1}{b \cdot e} = \frac{N_1}{100 \cdot e}$$

$$\sigma'_b = \frac{1566,53}{1 \cdot 100} = 1,95 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

La contrainte à la compression est vérifiée, le béton peut à lui seul supporter l'effort de compression néanmoins on place un ferrailage minimale, de 0,3 % par mètre linéaire.

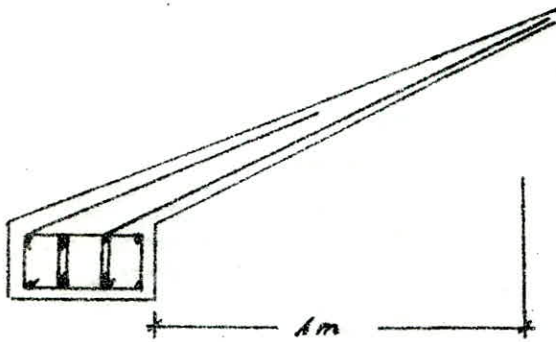
$$A_{\min} = 8.100. \frac{0,3}{100} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte 9 $\phi$ 6/m suivant les méridiennes.

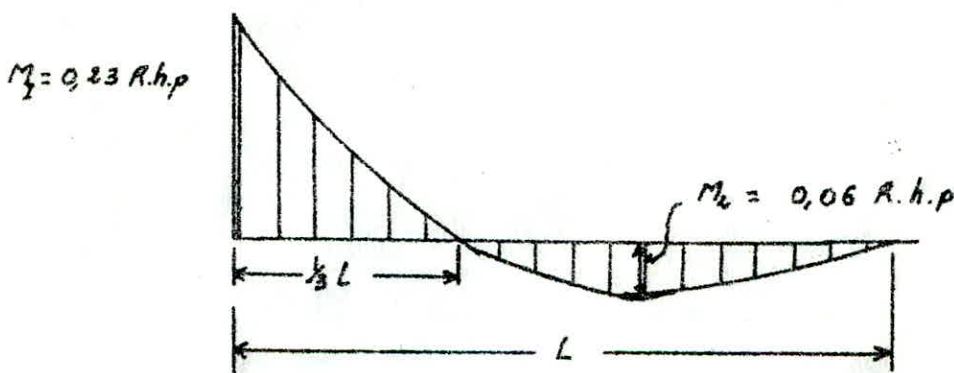
9 $\phi$ 6/m suivant les cercles.

### III-5 Liaison : ceinture coupole

La coupole est liée à la ceinture de la façon suivante



A partir du point de liaison (coupole-ceinture) jusqu'à une distance de  $\frac{D}{20}$ ; D étant le diamètre du réservoir il se produit un moment qui varie suivant le diagramme ci-dessous:



R: rayon du réservoir (R = 10,66 m)



$h$ : épaisseur de la coupole ( $h = 8 \text{ cm}$ )

$P$ : Poids par mètre linéaire ( $P = 1599,62 \text{ kg/m}$ )

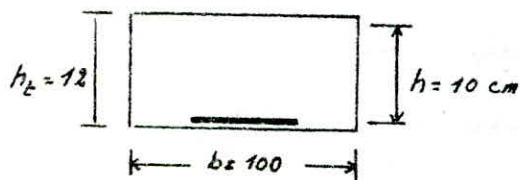
On aura:  $M_1 = 395,61 \text{ kg.m.}$

$M_2 = 81,85 \text{ kg.m.}$

Sous l'effet de ces moments de flexion cette partie de la coupole pourra être fissurée ou endommagée, pour éviter cet inconvénient on ferraille cette partie:

- Ferrailage de la partie soumise au moment  $M_1$

$M_1 = 395,61 \text{ kg.m.}$



$\bar{\sigma}_a = 1810 \text{ bars } (\phi = 10)$

$$N = \frac{15M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 395,6}{1810 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,03278$$

$$N = 0,03278 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9221 \\ d = 0,2336 \\ k = 49,2 \end{cases} \text{ du tableau}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1810}{49,2} = 36 \text{ bars} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

- pas besoins d'armature comprimée

Section d'armature qui équilibre " $M_1$ " est:

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{395,6}{1810 \cdot 0,9221 \cdot 0,1} = 6,8 \text{ cm}^2$$

On adopte  $9 \phi 10 / m$ .

$A \text{ réelle} = 7,07 \text{ cm}^2$

- Ferrailage de la partie soumise au moment  $M_2$ :

$M_2 = 81,85 \text{ kg.m.}$

$$N = \frac{15M_2}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 81,85}{1810 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,00678$$

$$N = 9,00678 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9627 \\ \alpha = 0,1119 \\ k = 119 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_0}{k} = \frac{1810}{119} = 15,21 \text{ bars.} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

pas besoins d'armature comprimée

Section d'armature qui equilibre  $M_u$  est:

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{84,85}{1810 \cdot 0,9627 \cdot 10} = 4,7 \text{ cm}^2$$

On adopte 6  $\phi 10$  / m.

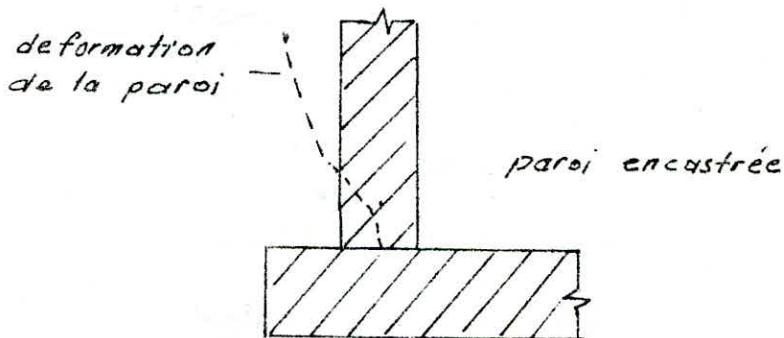
$$A \text{ réelle} = 471 \text{ cm}^2$$

## Etude des parois

La paroi du réservoir est encastrée dans le radier, son épaisseur est de 18 cm.

### 1.1 Influence du radier sur la paroi

Le radier entraîne la déformation des parois sous l'influence des efforts tangents. C'est surtout au voisinage du radier que l'influence est importante comme le montre la figure ci-dessous:

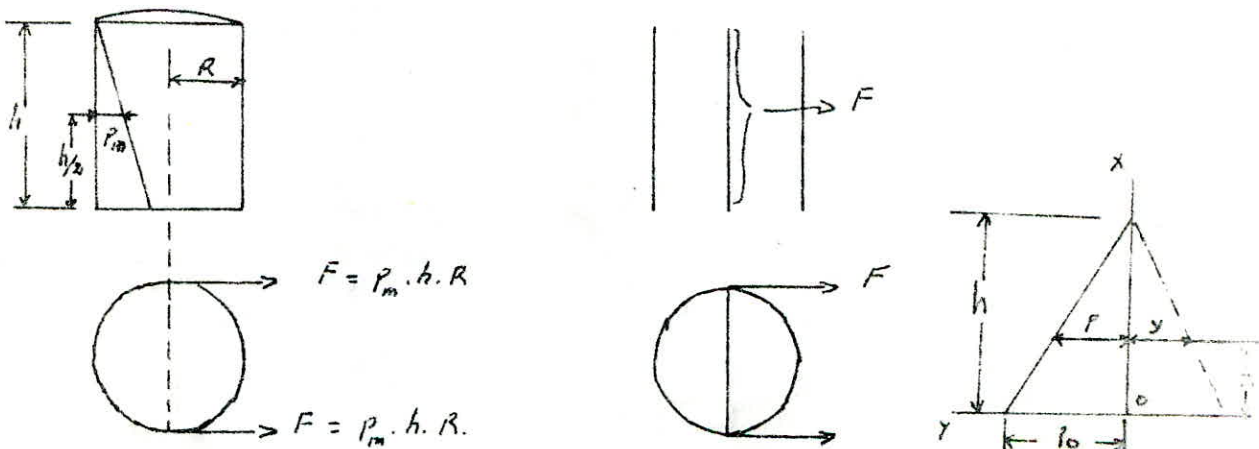


### 1.2 Méthode de Labelle

Cette méthode admet que la paroi d'épaisseur constante par :

- des anneaux limités par des plans horizontaux.

- par des poutres verticales découpées dans la paroi par des plans passant par l'axe



Les anneaux et les poutres assurent simultanément la résistance à la pression hydrostatique. Chaque poutre, liée au radier

et à la couverture, s'appuie sur les anneaux constituant un appui élastique continu (figure ci-dessus).

$$F = P_m \cdot h \cdot R.$$

- Si le déplacement des extrémités inférieures des poutres n'est pas entravé, toute section verticale de la paroi découpée suivant un plan passant par l'axe de l'ouvrage supporte l'effort  $F$ .

Les poutres ne sont pas flechies, la paroi cylindrique avant remplissage du réservoir, devient tronconique sous l'effet de la pression hydrostatique.

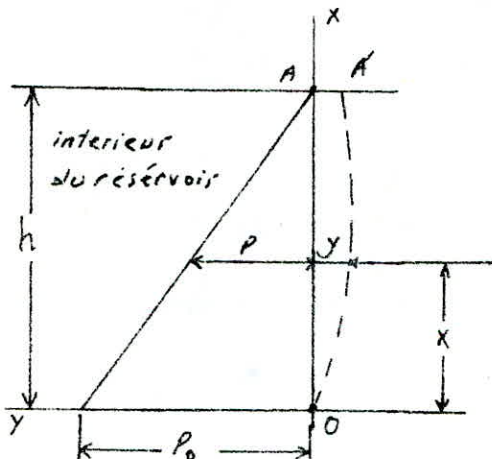
La déformation radiale au niveau au dessus du fond est:

$$y = -\frac{P R R}{e \cdot E} = -\frac{P R^2}{E \cdot e} = -\frac{P_0 (h-x)}{h} \frac{R^2}{E e}$$

Les rotations des tranches inférieures et supérieures des poutres sont toutes deux égales à :

$$y'_{(0)} = y'_{x(h)} = \frac{P_0}{h} \cdot \frac{R^2}{E \cdot e}$$

Le déplacement radial est nul à l'extrémité supérieure est égal à  $-\frac{P_0 R^2}{E \cdot e}$  à la base de la paroi





Mais dans notre cas la paroi est encastree au radier et le déplacement des extremités inferieures des poutres est entravé. Les poutres sont donc flechies et de ce fait, une fraction  $F_r$  de l'effort  $F$  se trouve transmise au radier qui doit être en mesure de la supporter et sur une section verticale axiale l'ensemble des anneaux ne supporte plus au total qu'une traction de  $F - F_r$ .

La liaison de la partie superieure de la paroi à une couverture ou à une ceinture a des conséquences analogues. En somme, quand la paroi est solidaire d'un radier et d'une couverture, l'effort total  $F_b$  supporté par les anneaux est inferieur à  $F$ , les poutres sont flechies et le radier et la couverture supportent les efforts  $F_r$  et  $F_c$  et l'on a:

$$F = F_c + F_r + F_b$$

De la figure précédente :

- OA est la fibre moyenne d'une poutre avant deformation,
- O'A' est la fibre moyenne déformée. L'axe des x orienté vers le haut est confondu avec OA.

L'axe OY est orienté vers la gauche, c'est à dire vers l'interieur du réservoir. Un déplacement negatif y de la fibre moyenne au niveau x, indique donc un accroissement du rayon de la paroi cylindrique. Les pressions exercées par le liquide sur celle ci sont considerées comme positives.

Une rotation est positive quand elle s'effectue en sens inverse de celui des aiguilles d'une montre. Un couple est positif quand il tend à provoquer une rotation dans le sens des

des aiguilles d'une montre, c'est à dire une rotation negative

$E$ : module d'élasticité du béton

$\nu$ : coefficient de Poisson

$R$  et  $d$ : rayon et diamètre du feuillet moyen de la paroi

$e$ : épaisseur de la paroi.

$h$ : hauteur de la paroi.

$P$ : pression au niveau  $x$ .

$P_0$ : pression au niveau de la base de la paroi.

$P_1$ : la part de la pression du liquide équilibrée par les poutres;  $P_2$  celle équilibrée par les anneaux.

$M$ : moment fléchissant dans les poutres (par unité de largeur)

$T$ : l'effort tranchant dans les poutres (par unité de largeur)

On a:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -P \quad \text{at} \quad M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$EI$ : coefficient de rigidité à la flexion de la paroi en négligeant le coefficient de Poisson; si non nous aurions

$$M = \frac{EI}{1-\nu^2} \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$$\text{d'où} \quad P_1 = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

sous l'action de  $P_2$ , la contrainte dans l'anneau est

$\frac{P_2 R}{e}$ , l'allongement proportionnel  $\frac{P_2 R}{E \cdot e}$  et le déplacement

$$y = -\frac{P_2 R^2}{E \cdot e}$$

$$\text{d'où} \quad P_2 = -\frac{E \cdot e}{R^2} \cdot y = -k y \quad \text{avec} \quad k = \frac{E \cdot e}{R^2}$$

$$\text{on a donc} \quad P_1 + P_2 = P$$

$$\text{c'est à dire:} \quad EI \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{E \cdot e}{R^2} y + P = 0, \dots (1)$$

On pose  $\beta^4 = \frac{k}{4EI} = \frac{3}{R^3 e^3}$

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3}}{\sqrt{R \cdot e}} = \frac{1,3165}{\sqrt{R \cdot e}}$$

Si on tient compte du coefficient de Poisson

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{R \cdot e}}$$

L'équation (1) s'écrit donc:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky + P = 0 \dots \dots (1')$$

$$\text{Or: } \frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y + \frac{P}{EI} = 0 \dots \dots (2)$$

C'est l'équation générale qui permet l'étude de la flexion des poutres dans les réservoirs et tubes cylindriques d'épaisseur constante, soumis à des pressions radiales intérieures ou extérieures.

La solution générale de l'équation (2) sans second membre est:

$$y = A e^{-\beta x} \cos \beta x + B e^{-\beta x} \sin \beta x + C e^{\beta x} \cos \beta x + D e^{\beta x} \sin \beta x$$

Les coefficients C et D peuvent être négligés dans le cas d'un réservoir assez élevé, quand la condition suivante est vérifiée

$$kl \gg 6 \quad k = \frac{N}{\sqrt{a \cdot h}}$$

N: coefficient de Poisson ( $\nu = 1/6$ ).

h: épaisseur de la paroi ( $h = 9,10 \text{ m}$ )

l: hauteur du réservoir.

$$k = 0,936$$



$$K.l = 6,55 > 6 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La solution avec second membre sera donc :

$$y = A e^{-\beta x} \cos \beta x + B e^{-\beta x} \sin \beta x - \frac{P_0 (h-x)}{K.h}$$

### II-3 - Méthode de Mangon-Seare.

Cette méthode complète la méthode précédente.

A et B sont déterminés suivant les conditions périmétriques

à la base  $y=0 \rightarrow A = -\frac{\delta R^2 h}{E.e}$

$$y' = 0 \rightarrow B = \frac{M_0}{2EI\beta^2}$$

d'où 
$$y = \frac{\delta R^2}{E.e} (h-x) - \frac{\delta R^2 h}{E.e} e^{-\beta x} \cos \beta x - \frac{M_0}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x.$$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{\delta R^2}{E.e} + \frac{\delta R^2}{E.e} \beta h e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) - \frac{M_0}{2EI\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$N_\varphi$  : effort de traction normale dans les anneaux.

$$N_\varphi = \frac{E.e}{R^2} y \quad \text{démontrée avant.}$$

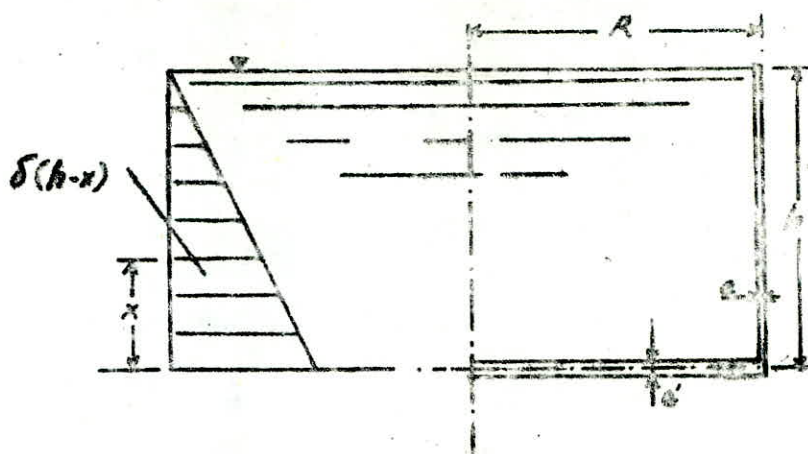
$$N_\varphi = \delta.R(h-x) - \delta.R.h.e^{-\beta x} \cos \beta x - 2M_0.R\beta^2 e^{-\beta x} \sin \beta x.$$

$$M = \frac{\delta h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_0 e^{-\beta x} \cos \beta x.$$

M : moment de flexion dans les poutres.

- Cette méthode prend en compte l'influence de l'épaisseur du radier  $e$  sur les efforts sur la paroi.





- Moment à l'encastrement inférieur

$$M_0 = K \delta h^3$$

K: est donné par l'équation:

$$\left(\frac{e}{e'}\right)^3 K^{3/4} + \frac{3}{2\beta h} K - \frac{3}{4(\beta h)^3} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = 0.$$

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-V^2)}}{\sqrt{Rc'}}$$

K: peut être tiré de l'abaque (3-104) page 229 du  
 Livre de A. Guerin et R.L. Lavoie traité de béton armé tome 6

$$\beta h = 6,71$$

$$e = 0,18$$

$$e' = 0,20$$

$$K = 0,00743.$$

$$M_0 = K \delta h^3 = 0,00743 \cdot 1000 \cdot 7^3$$

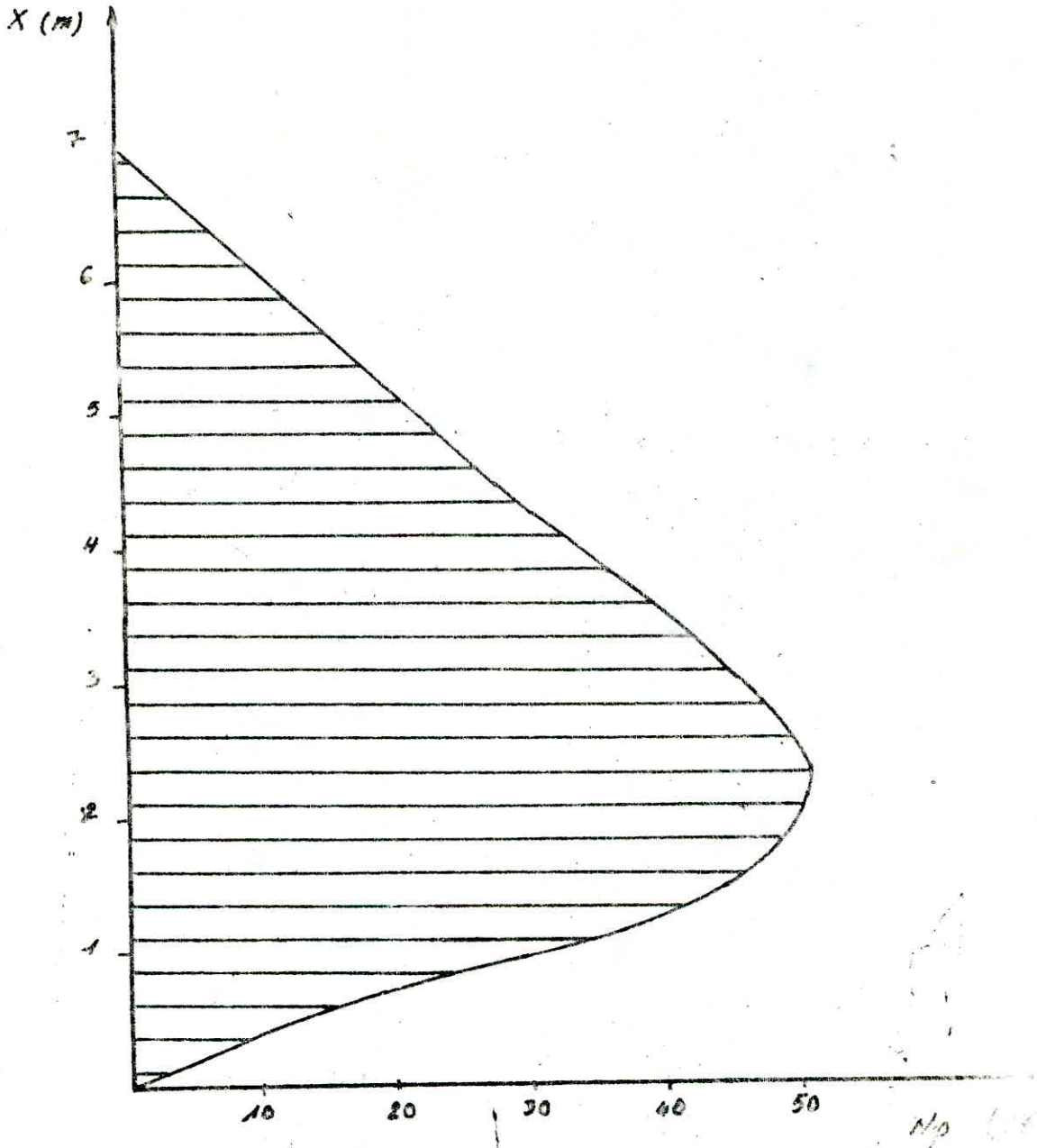
$$M_0 = 2540,5 \text{ kg. m.}$$

Tableau de calcul de  $N_p$  et  $M$

$z/B$	$z$ (cm)	$N_p$	$M$ (kgf·m)
0	0	0	2510,5
0,1	0,7	21015,95	2224,967
0,2	1,4	42525,13	269,97
0,3	2,1	50434,75	-48,712
0,4	2,8	47563,7	-113,54
0,5	3,5	40217,24	-177,00
0,6	4,2	31371,13	-80,76
0,7	4,9	20162,05	-34,568
0,8	5,6	14829,05	-6,54
0,9	6,3	7097,13	3,765
1,0	7,0	-104,12	4,712

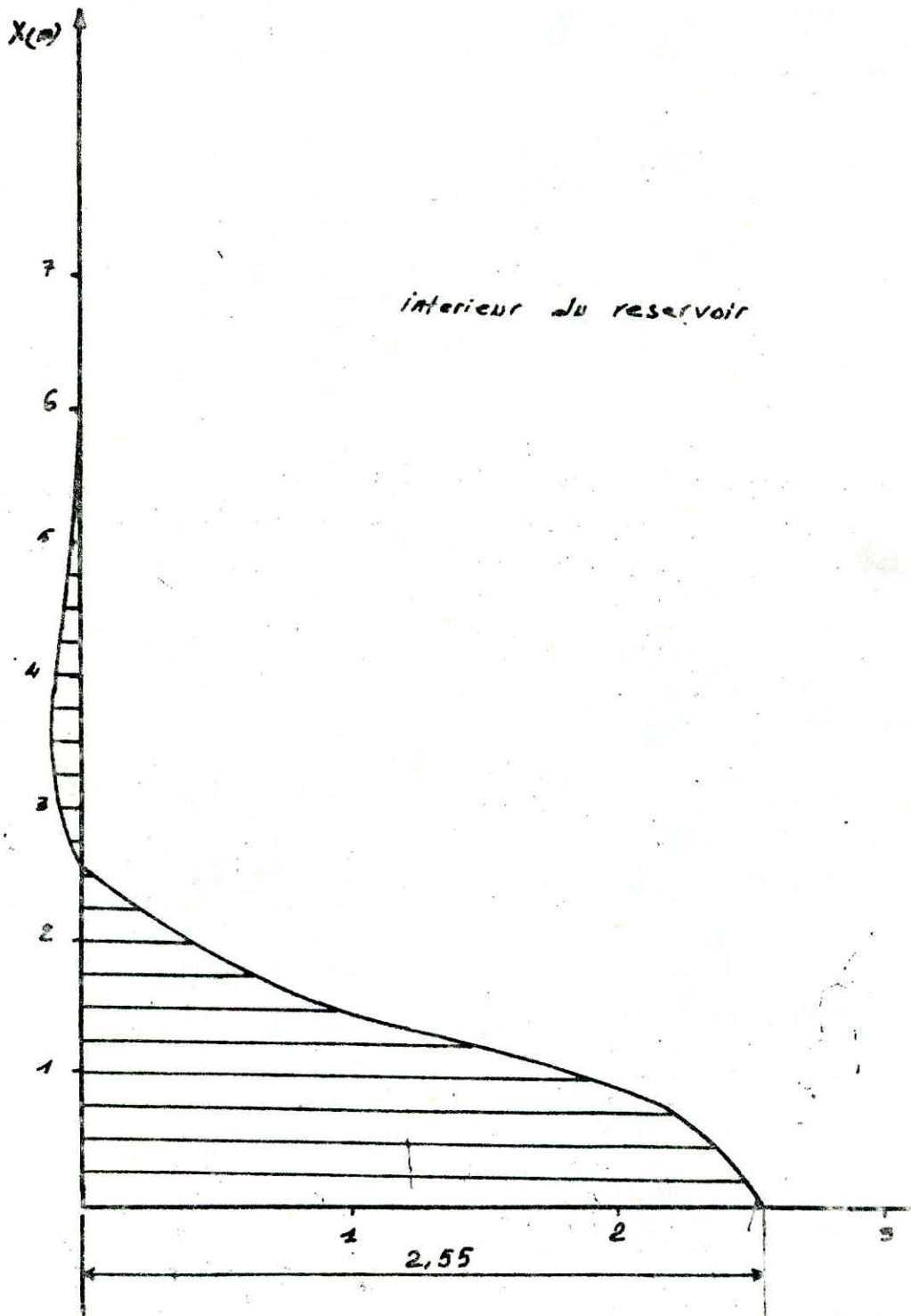
Ex-5 Diagramme de l'effet normal de traction  
sur la poutre

---



Echelle vert: 1:50  
hori: 1:5

II-6 Diagramme du moment  $M'$  sur le pari



Echelle Vert: 1:50  
Horiz: 1:025



### III-7 Ferailage de la paroi

La paroi est soumise à des forces de traction appliquées normalement à celle-ci, et à des moments de flexion provoqués par la poussée de l'eau.

#### 2. Ferailage équilibrant la force de traction $N_x$

On divise la paroi suivant la hauteur en virole, chaque virole chaque virole mesure 1 mètre, on aura donc 7 viroles.

Pour chaque virole on détermine la section d'armature qui équilibre la force d'attraction maximale appliquée sur celle-ci.

Les valeurs des forces de traction seront tirées du diagramme des forces de traction.

Le ferailage sera en cerce sur la paroi et il faut que la distance entre deux barres successives ne dépasse pas deux fois l'épaisseur de la paroi.

Remarque: dans le tableau suivant, du calcul de ferailage ( $x$ ) est compté à partir de la base de la paroi.

La dernière virole (La 7<sup>e</sup>) n'est ferailée suivant la force de traction maximale dont elle est soumise, car cette force est assez faible jusqu'à ne pas permettre d'avoir un minimum ou plus d'acier dans la virole considérée.

On feraille cette section par un minimum de 0,3 % de la section transversale de la virole

$$A_{\min} = 0,3 \cdot \frac{18 \cdot 100}{100} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 5,4 \text{ cm}^2$  par mètre de la 7<sup>e</sup> virole.

On adopte 8  $\phi 18$ ,  $e = 30 \text{ cm}$ .

On ajoute à la hauteur (7 m) une revanche de 0,5 m, pour que

la poussée de l'eau n'endommage pas la coupole en cas de séisme et aussi pour le passage de la tuyauterie.

Cette travée est ferrillée de la même façon que la 7<sup>e</sup> travée ... c'est à dire par une section minimale d'acier

Tableau de calcul du ferrillage

X (m)	N (kg)	diamètre des barres choisies φ (mm)	Coef. de l'acier $\bar{\sigma}_a$ (bars)	section d'acier $A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ (cm <sup>2</sup> )	nbre de barres choisies	Section réelle d'armat. $A_{rae}$ cm <sup>2</sup>	espacement entre deux barres. (m)
1	3091,5	12	1700	18,08	16	18,08	13
2	49050	16	1530	32,06	16	32,27	13
3	43137,5	16	1530	32,15	16	32,27	13
4	44145	16	1530	28,85	14	38,31	14
5	33108,75	16	1530	21,64	12	24,19	16
6	21091,5	12	1700	13,57	16	13,57	16

### Le ferraillage équilibre le moment $M$

On calcule précisément un ferraillage minimale de 0,3 % de la section par mètre linéaire.

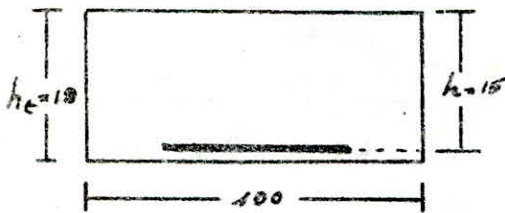
Ce ferraillage en deux nappes sera mis dans la paroi suivant toute la hauteur de la paroi.

$$A_{min} = 0,3 \cdot \frac{18 \cdot 100}{100} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

On adopte 5  $\phi$  10 l/m. pour chaque nappe.

Ce ferraillage  $A_{min}$  est considéré comme un complément du ferraillage qu'on calcule ci dessous:

1- Section soumise au moment  $M_{max} = 2,55 \text{ t}\cdot\text{m}.$



$$\bar{\sigma}_a = 1950 \text{ bars} \\ \text{pour } \phi 16.$$

$$m = \frac{M_{max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{18 \cdot 2,55 \cdot 10^6}{1950 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,889.$$

$$m = 0,889 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \epsilon = 0,8801 \\ k = 26,7 \\ d = 0,3597 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 73 \text{ bars} < \bar{\sigma}'_b \quad \text{pas besoins d'armature}$$

Le ferraillage sera un complément de compression

La section d'acier est:

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2550 \cdot 100}{1950 \cdot 0,8801 \cdot 15} = 10,102 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

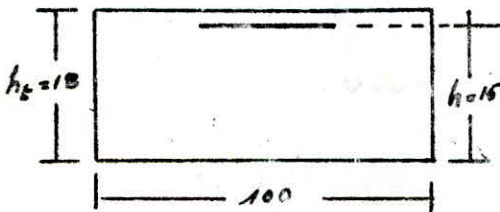
On doit retrancher la section minimale de  $A_s$  qu'on a déterminé auparavant, - section minimale d'une nappe - ce qui nous donne :

$$A = A_s - \frac{A_{\min}}{2} = 10,12 - 2,7 = 7,402 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

On prend  $5 \phi 16/\text{m}$ .

2 - Section soumise au moment  $M_{2, \max} = 125 \text{ kgf.m}$ .

$$M = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 125 \cdot 10^2}{1950 \cdot 100 \cdot 15^2} = 900427.$$



$$M = 900427 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,0701 \\ \alpha_k = 0,0838 \\ k = 152 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1950}{152} = 12,53 < \bar{\sigma}'_b.$$

pas besoins d'armatures comprimées

La section d'acier est :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{125}{1950 \cdot 0,0701 \cdot 15} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A < A_{\min}.$$

On garde le ferrailage minimal, qui peut à lui seul reprendre ce moment, pour cette partie.



## V Etude du radier

Le radier est une dalle circulaire sur laquelle les parois sont encastrées.

L'épaisseur du radier est de 20 cm

Le calcul du radier d'un réservoir est difficile et complexe, si on veut obtenir des résultats très exactes.

La solution exacte est mal connue puisqu'elle dépend théoriquement des conditions de déformation du sol que l'on ignore la plus part du temps.

Il faut donc pratiquement recourir à des méthodes approchées respectant au mieux le fonctionnement physique effectif du radier chargé.

### II. Calcul du radier

Les charges supportées par le radier  $P^0$ :

$P$  est la somme du poids de la coupole et ce lui des parois.

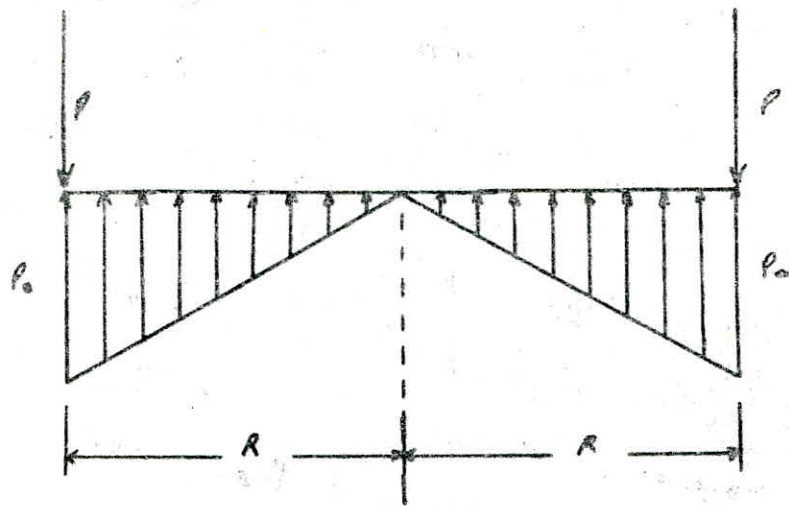
Poids de la coupole : = 107086,56 kg.

Poids des parois :  $\pi \cdot 2,433 \cdot 7,5 \cdot 0,18 \cdot 2500 = 226044,67$  kg.

Enduit des parois :  $2\pi \cdot 2,433 \cdot 0,015 \cdot 2300 = 367791,40$  kg.

$$P = 367791,43 \text{ kg}$$

Puisque le poids ( $P$ ) supporté par le radier est concentré sur le pourtour des parois la répartition des réactions du sol est triangulaire :



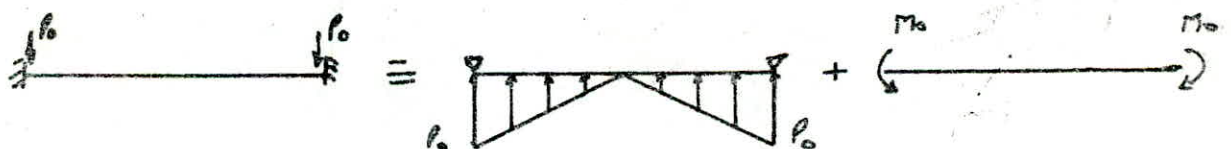
$$\frac{2}{3} p_0 r^2 \pi = P \quad \Rightarrow \quad p_0 = \frac{2P}{2 r^2 \pi} = \frac{2 \cdot 367794,43}{2 \cdot (10,66 + 9,18)^2 \cdot 3,14}$$

$$p_0 = 1495,5 \text{ kg/m}^2.$$

La répartition des réactions du sol sur le radier étant symétrique, on n'étudie qu'une seule partie.

Le radier sera considéré comme une poutre encastree sur les parois soumise à la réaction du sol.

Suivant le principe de superposition, cette poutre encastree est la somme d'une poutre simplement articulée et une poutre soumise aux moments aux extrémités.

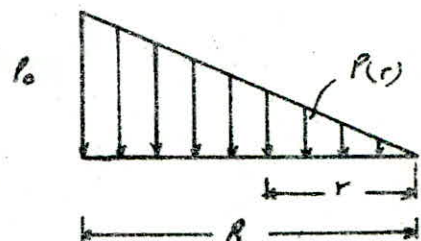


Le moment  $M_0$  est égale au moment à la base des parois :  $M_0 = 2,55 \text{ tf.m.}$

1. Poutre articulée

$R$ : rayon du radier

$r$ : distance du centre du radier



$$P(r) = \frac{P_0}{R} r$$

L'équation différentielle pour une plaque circulaire avec une charge circulaire est:

$$\frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left\{ r \frac{d}{dr} \left[ \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left( r \frac{dw}{dr} \right) \right] \right\} = \frac{P(r)}{k}$$

$w$  = flèche.

$r$  = distance à partir du centre du radiier

La solution générale de cette équation est:

$$w = \frac{1}{k} \int \frac{1}{r} \left\{ \int r \left[ \int \frac{1}{r} \left( \int P(r) dr \right) dr \right] dr \right\} dr +$$

$$+ C_1 \frac{r^6}{a^2} \ln \frac{r^2}{a^2} + C_2 \ln \frac{r}{a} + C_3 \frac{r^4}{a^2} + C_4$$

$$P(r) = \frac{P_0}{R} r$$

$$\int P(r) dr = \frac{P_0}{R} \int r^2 dr = \frac{P_0}{R} \frac{r^3}{3}$$

$$\frac{P_0}{3R} \int r^2 dr = \frac{P_0}{9R} r^3$$

$$\frac{P_0}{9R} \int r^3 dr = \frac{P_0}{45R} r^4$$

$$\frac{P_0}{45R} \int r^4 dr = \frac{P_0}{225R} r^5$$

$$w = \frac{P_0}{225kR} + C_1 \frac{r^6}{R^2} \ln \frac{r^2}{R^2} + C_2 \ln \frac{r}{R} + C_3 \frac{r^4}{R^2} + C_4$$

Pour  $r = R \implies w = 0$ .

$$\frac{P_0 R^4}{225k} + C_3 + C_4 = 0 \quad \dots (A)$$

$$\frac{dW}{dr} = \frac{p_0 r^3}{45.k.R} + c_1 \left( \frac{2r}{R^2} \ln \frac{r^2}{R^2} + \frac{r^2}{R^2} \frac{2r}{R^2} \frac{R^2}{r^2} \right) + c_2 \frac{1}{R} \frac{1}{r} + c_3 \frac{2r}{R^2}$$

$$\frac{d^2W}{dr^2} = \frac{4 p_0 r^2}{45.k.R} + c_1 \left( \frac{2}{R^2} \ln \frac{r^2}{R^2} + \frac{2r}{R^2} \frac{2r}{R^2} \frac{R^2}{r^2} + \frac{6}{R^2} \right) - c_2 \frac{1}{r^2} + c_3 \frac{2}{R^2}$$

$$\frac{d^3W}{dr^3} = \frac{4 p_0 r}{45.k.R} + c_1 \left( \frac{2}{R^2} \ln \frac{r^2}{R^2} + 4 \frac{1}{R^2} + 2 \frac{1}{R^2} \right) - c_2 \frac{1}{r^3} + c_3 \frac{2}{R^2}$$

Le moment radial  $M_r$  est égal à :

$$M_r = -k \left( \frac{d^2W}{dr^2} + \frac{\nu}{r} \frac{dW}{dr} \right) \quad ; \quad \nu : \text{coefficient de Poisson}$$

$$M_r = -4 \left( \frac{4 p_0 r^2}{45.k.R} + c_1 \left( \frac{2}{R^2} \ln \frac{r^2}{R^2} + \frac{6}{R^2} \right) - c_2 \frac{1}{r^2} + c_3 \frac{2}{R^2} + \right. \\ \left. + \frac{\nu p_0 r^2}{45.k.R} + \nu c_1 \left( \frac{2}{R^2} \ln \frac{r^2}{R^2} + \frac{2}{R^2} \right) + \nu \frac{1}{r^2} + \nu c_3 \frac{2}{R^2} \right)$$

Pour  $r=0$   $M_r \rightarrow \infty$  (incompatible avec la solution)

$$c_1 = 0 \quad \text{et} \quad c_2 = 0.$$

$$r = R$$

$$M_R = -k \left[ \frac{p_0 R^2}{45.k} (4+\nu) + c_3 \frac{2}{R^2} (1+\nu) \right] = 0.$$

$$\Rightarrow c_3 = - \frac{p_0 R^4}{90.k} \frac{4+\nu}{1+\nu}$$

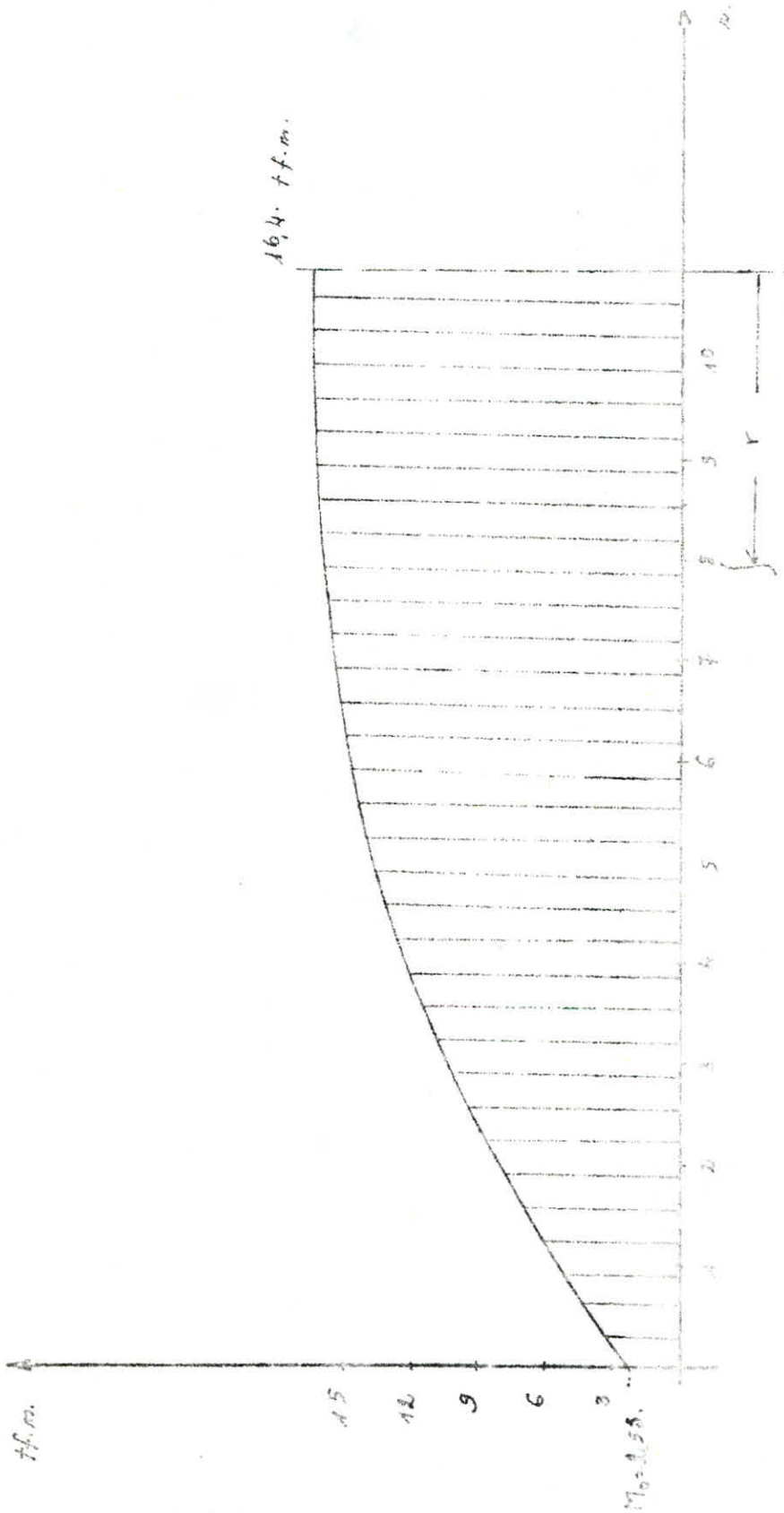
$$M_r = - \frac{p_0 r^3}{45.k} (4+\nu) + \frac{p_0 R^2}{45} (4+\nu)$$

C'est le moment pour le radier articulé sur les parois.



Diagramme de moment au mètre carré

$$M_x = \frac{p_0 r^4}{45 R} (4 + 3x) + \frac{p_0 R^2}{45} (4 + 3x) + M_0$$



Echelle Vert. 1:3

Horiz. 1:0.66

Quand on moment pour le radier soumis au moment  $M_0$  aux extrémités il est constant sur tout le rayon.

Le moment total sera la combinaison des moments des deux cas, (radier articulé et radier soumis aux moments aux extrémités).

$$M_t = M_r + M_0$$

$$M_t = -\frac{\rho_0 r^3}{45 \cdot R} (4+\nu) + \frac{\rho_0 R^3}{45} (4+\nu) + M_0$$

$$\rho_0 = 1495,5 \text{ kg/m}^3$$

$$R = 10,84 \text{ m}$$

$$\nu = \frac{1}{6}$$

$$M_0 = 2,55 \text{ tf.m}$$

### Ferraillage du radier

Il sera fait suivant le diagramme du moment suivant :

### II-3 Ferrillage du radier

Au centre on a un moment  $M_{max} = 16,4 \text{ tf.m}$ .

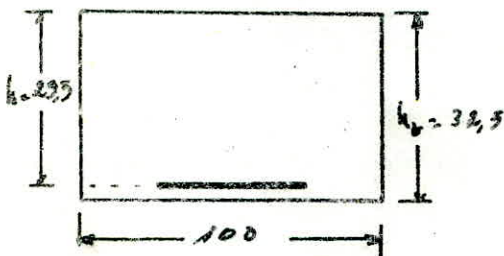
Un carré dont le centre de gravité est le centre du radier de côté de 10m, sera ferrillé suivant  $M_{max}$ , Car dans cette zone le moment ne varie pas beaucoup

Épaisseur de calcul  $e'$ :

L'épaisseur du radier  $e_r = 20 \text{ cm}$ .

L'épaisseur du béton de propreté  $e = 25 \text{ cm}$ .

$$e = e_r + \frac{e'}{2} = 32,5 \text{ cm.}$$



$$\bar{\sigma}_a = 1790 \text{ bars } (\phi 20)$$

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 16,4 \cdot 10^5}{1790 \cdot 100 \cdot 29,5^2} = 0,163$$

$$\mu = 0,163 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8476 \\ \alpha = 0,4573 \\ k = 17,8 \end{cases}$$

$$\sigma'_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 100 < \bar{\sigma}'_s \quad \text{pas besoins d'armature comprimée.}$$

La section d'acier par mètre est:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{16,4 \cdot 10^5}{1790 \cdot 0,8476 \cdot 29,5} = 37,27 \text{ cm}^2$$

soit 12  $\phi 20$  par mètre.

Jour  $r = 5 \text{ m}$  ;  $M_c = 14,5 \text{ tf.m}$ .

$$\mu = \frac{15 \cdot 14,5 \cdot 10^5}{1790 \cdot 100 \cdot 29,5^2} = 0,144$$

$$m = 0,144 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8547 \\ d = 0,4360 \\ k = 19,4 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 91,79 < \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad \text{pas besoins d'armatures}$$

La section d'acier par mètre équilibrant ce moment

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot k} = \frac{14,5 \cdot 10^5}{1790 \cdot 0,8547 \cdot 19,4} = 32,68 \text{ cm}^2$$

Soit 11  $\phi 20$  par mètre.

- Pour  $r = 7 \text{ m}$  ;  $M = 12 \cdot \text{t.f.m.}$

$$m = \frac{15 \cdot 12 \cdot 10^5}{1790 \cdot 100 \cdot 29,5} = 0,119$$

$$m = 0,119 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8649 \\ d = 0,4054 \\ k = 22 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 91,36 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{pas besoins d'armatures}$$

$$A = \frac{12 \cdot 10^5}{1790 \cdot 29,5 \cdot 0,8547} = 27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Soit 9  $\phi 20$  par mètre.

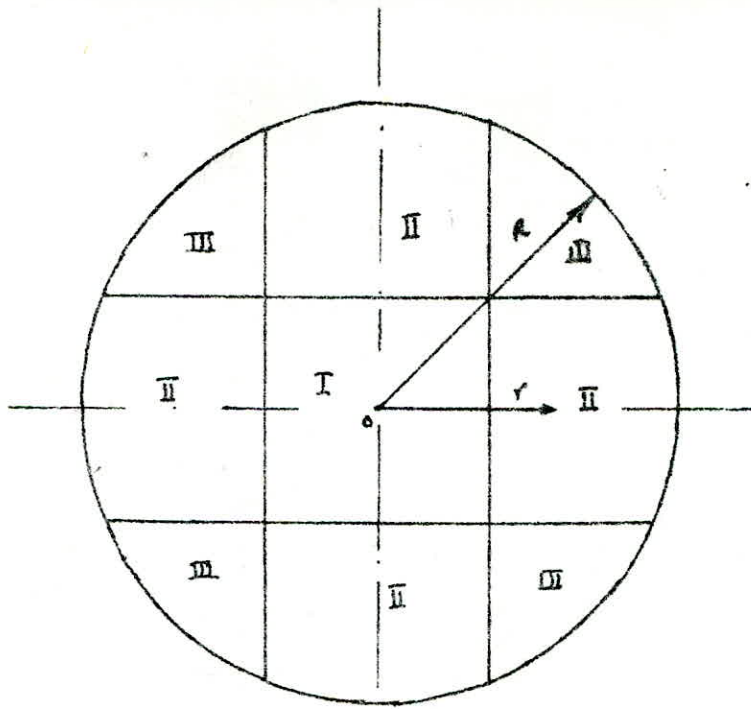
- Par mesure de sécurité on met un ferrailage dans la partie inférieure du radier

$$A_{\text{min}} = 0,3\% \text{ de } A_0$$

$$\text{On aura : } 9,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ce qui nous donne 9  $\phi 12$  par mètre





Schema du Ferrailles du radier

On a trois zones de Ferrailles :

- Zone (I) : Carré de 10 metres de côté ferrailié

suisant le moment  $M_{max} = 16,4$  tf.m.

12  $\phi$  20 par metre,  $e = 83$ cm

- Zone (II) : Ferrailié suisant le moment au point

$r = 5$ m. ou  $M_e = 14,5$  tf.m.

11  $\phi$  20 par metre.  $e = 9$ cm

- Zone III : ferrailié suisant le moment au point  $r = 0$

ou  $M_e = 12$  tf.m.

9  $\phi$  20 par metre,  $e = 11$ cm.

Remarque : lors du coffrage du radier, il faut respecter les pentes representé sur la plan : pente de 6mm par m.

## VI Vérification de la stabilité

Pour que la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage soit assurée, il est nécessaire que la résultante des forces dues aux poids, propre et à l'effort tranchant du au séisme tombe dans le tiers central de la distance "d" diamètre du réservoir.

Le cas le plus défavorable est le réservoir vide. On va étudier l'effet du séisme sur le réservoir vide.

### VI-1 Poids total du réservoir "P":

radier: 299776,43 kg.

Coupe: 107096,56 kg.

Perois: 226044,67 kg.

Enduit-perois: 34620,20 kg.

$$P = 667,57 \text{ Tonnes.}$$

Poids transmis au sol

$$p = \frac{P}{S} = \frac{667,57}{3,14 \cdot (10,84)^2} = 181 \text{ kg/m}^2$$

### VI-2 Efforts provoqués par le séisme sur le réservoir

Le séisme provoque sur le réservoir deux efforts différents :

a) effort horizontal "F"

b) effort vertical "F'"

$$F = 2 \sigma P$$

P: étant le poids du réservoir vide.

$$F' = \pm 4 \sigma P$$

$$\sigma = 0,70 \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$$

$$\sigma_1 = a + 0,02 (H-10)$$

a: dépend de la zone sismite

$$a = 0,05 \quad \text{zone I}$$

$$a = 0,1 \quad \text{zone II}$$

$$a = 0,15 \quad \text{zone III}$$

Dans notre cas on prend  $\sigma_1 = 0,15$

H: étant la hauteur du réservoir ( $H = 7,5 \text{ m}$ )

$$\sigma_2 = 1,00$$

$$\sigma_3 = 1,25$$

d'où :

$$\sigma = 0,7 \cdot \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$$

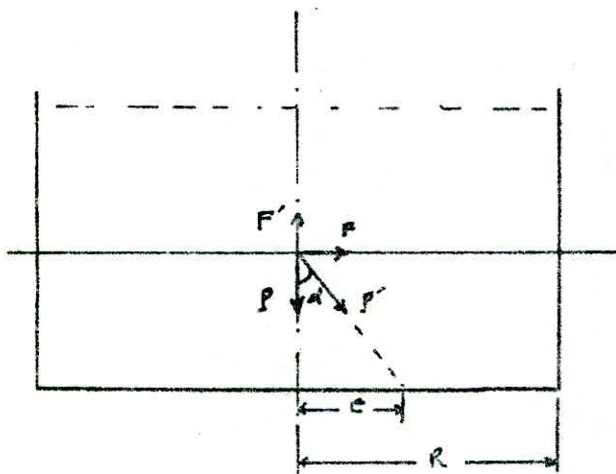
$$\sigma = 0,7 [0,15 + 0,07 [7,5 - 10]] \cdot 1 \cdot 1,25$$

$$\sigma = 0,0875$$

$$F = 2 \cdot \sigma \cdot P = 2 \cdot 0,0875 \cdot 667,57 = 116,82 \text{ t}$$

$$F' = \pm 4 \cdot \sigma \cdot P = \pm 4 \cdot 0,0875 \cdot 667,57 = \pm 233,65 \text{ t}$$

Le cas le plus défavorable pour le réservoir pendant le seisme est quand  $F'$  est négatif, c'est à dire le sens inverse de celui de  $P$ .



$$\vec{P}' = \vec{F}' + \vec{F} + \vec{P}$$

$P'$ : résultante.

$$Eg \alpha = \frac{F}{P \cdot F'} = \frac{e}{3,75}$$

$$\Rightarrow e = \frac{F \cdot 3,75}{P \cdot F'} = \frac{116,82 \cdot 3,75}{667,51 - 233,65}$$

$$e = 1 \text{ m.}$$

$$e < \frac{d}{6}$$

Le réservoir est vérifié pour la stabilité.

### VII-3 Vérification de la section d'encastrement paroi-radier

Cela l'article 4.3.22 du R.P.A.81 version 83, la vérification de la résistance aux sollicitations d'efforts tranchants doit être effectuée avec  $\bar{T} = 1,4$  fois l'effort tranchant de calcul.

$$\bar{T} = 1,4 \cdot F$$

$$\bar{\tau}_b = \bar{\tau} = 0,12 \sigma_{28}^1$$

$$\sigma_{28}^1 = \bar{\sigma}_{28} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

L'effort tranchant de calcul ( $F = 116,826$ )

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot F}{S} \quad ; \quad S = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2).$$

D: diamètre extérieur du réservoir.

d: diamètre intérieur du réservoir.

$$S = \frac{\pi}{4} ((11,04)^2 - (10,60)^2) = 6,47 \text{ m}^2.$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 116,82}{6,47} = 25,28 \text{ t/m}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 300 = 36 \text{ bars.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée.



## III-4 Vérification des armatures de répartition au niveau de l'encastrement

---

$$\sigma_{at} = \frac{M T}{Z \cdot A_s}$$

$A_s$ : section des armatures au niveau de l'encastrement

On dispose à ce niveau de  $9 \phi 20$  par mètre :  $A = 28,257 \text{ cm}^2$

$$A_s = 276 \text{ (A/m)}^2$$

$$A_s = 276 \cdot 10,66 \cdot 28,257 = 1891 \text{ cm}^2$$

$$Z = \alpha \cdot h = 9,12 \text{ (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{at} = \frac{1,4 \cdot 116,82}{9,12 \cdot 1891} = 72,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} < \bar{\sigma}_{at}$$

La contrainte des aciers est vérifiée.

- Moment provoqué par F

$$M = F \cdot d \quad d: \text{ bras de levier.}$$

$$d = 3,5 \text{ m.}$$

$$M = 116,82 \cdot 3,5 = 408,87 \text{ tf.m.}$$

Nous considérons un anneau circulaire situé au niveau du radier soumis à un effort normal  $P$  et à un moment de flexion  $M = 408,87 \text{ tf.m.}$

Le calcul de la section annulaire en flexion composée nous conduit à calculer les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  produites dans la paroi, ces contraintes seront comparées aux contraintes admissibles, soit:

$S$ : section de l'anneau

$$S = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 6,47 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie de la section:

$$I_y = \frac{\pi}{4} (D^4 - d^4) \quad ; \quad y = 183,5 \text{ m}^2$$

$$W_y = \frac{I_y}{R} = \frac{783,5}{10,66} = 73,5 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{S} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{S} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{367,8}{17,51} \pm \frac{408,84}{73,5}$$

$$\sigma_1 = 3,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,16 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont admissibles:

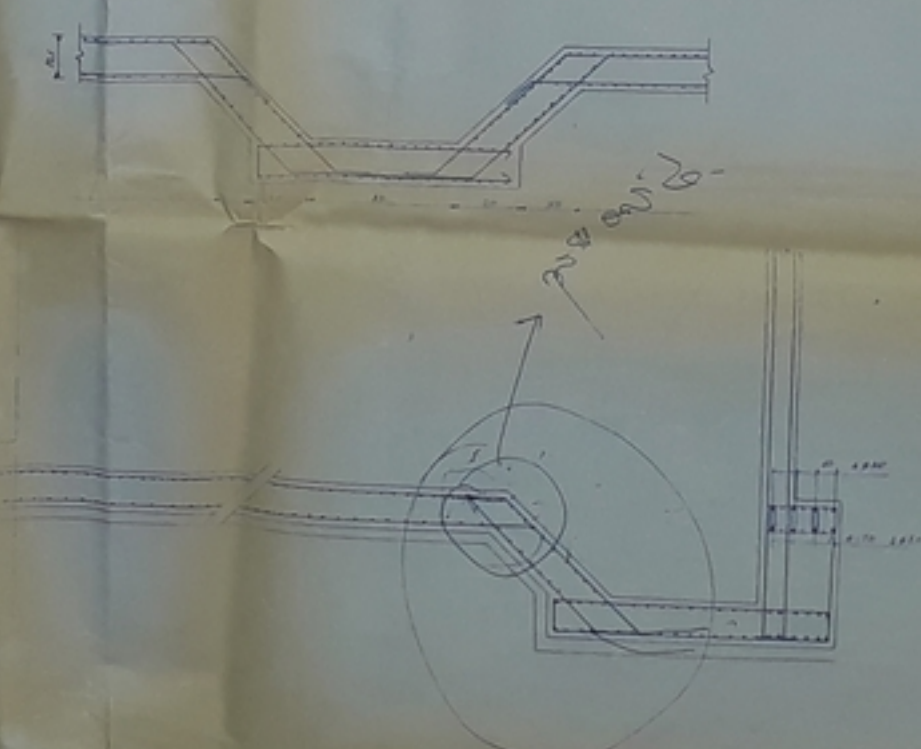
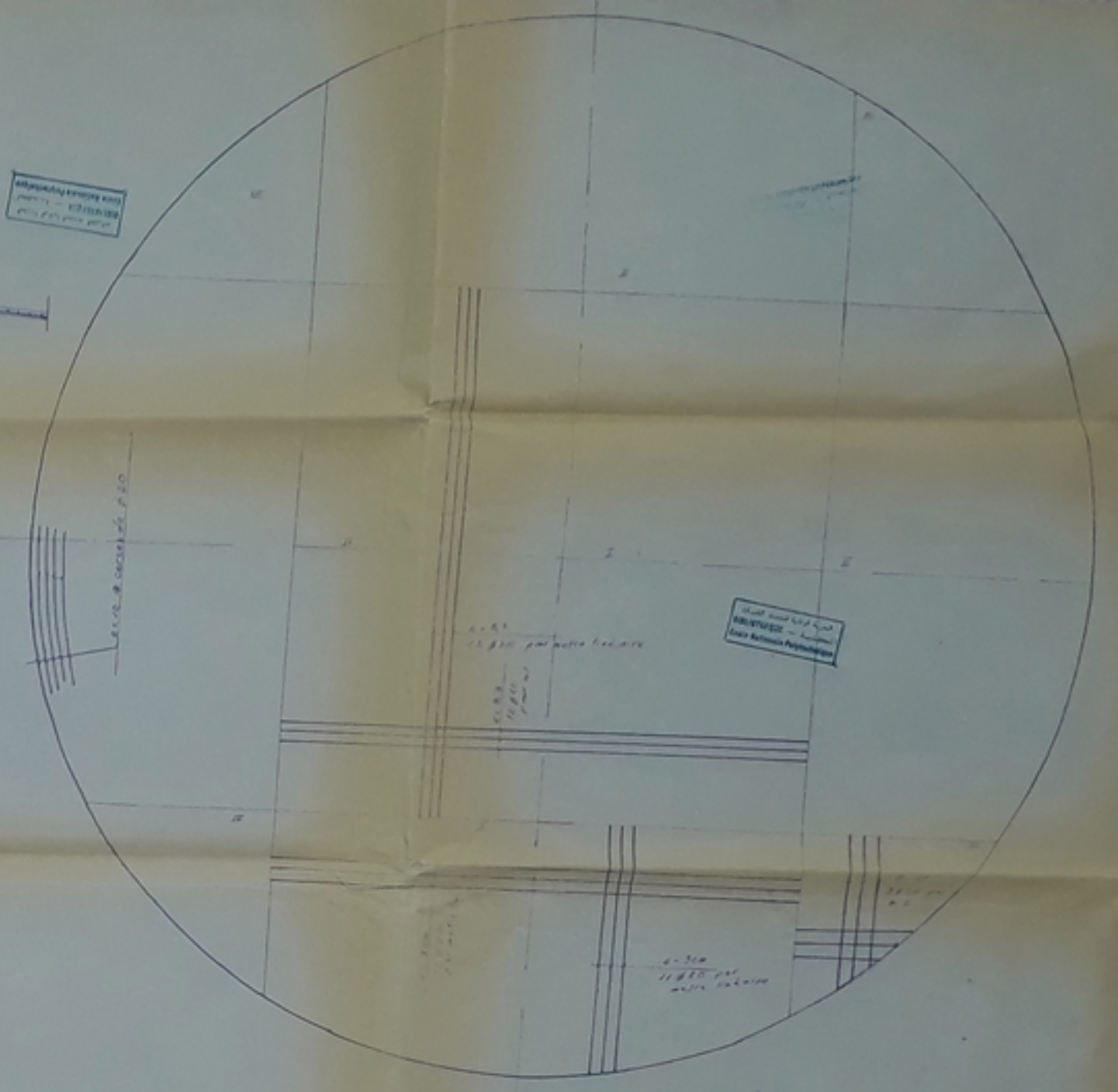
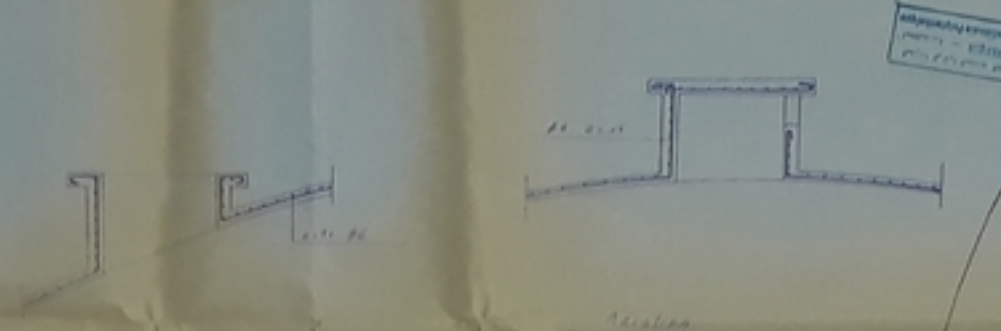
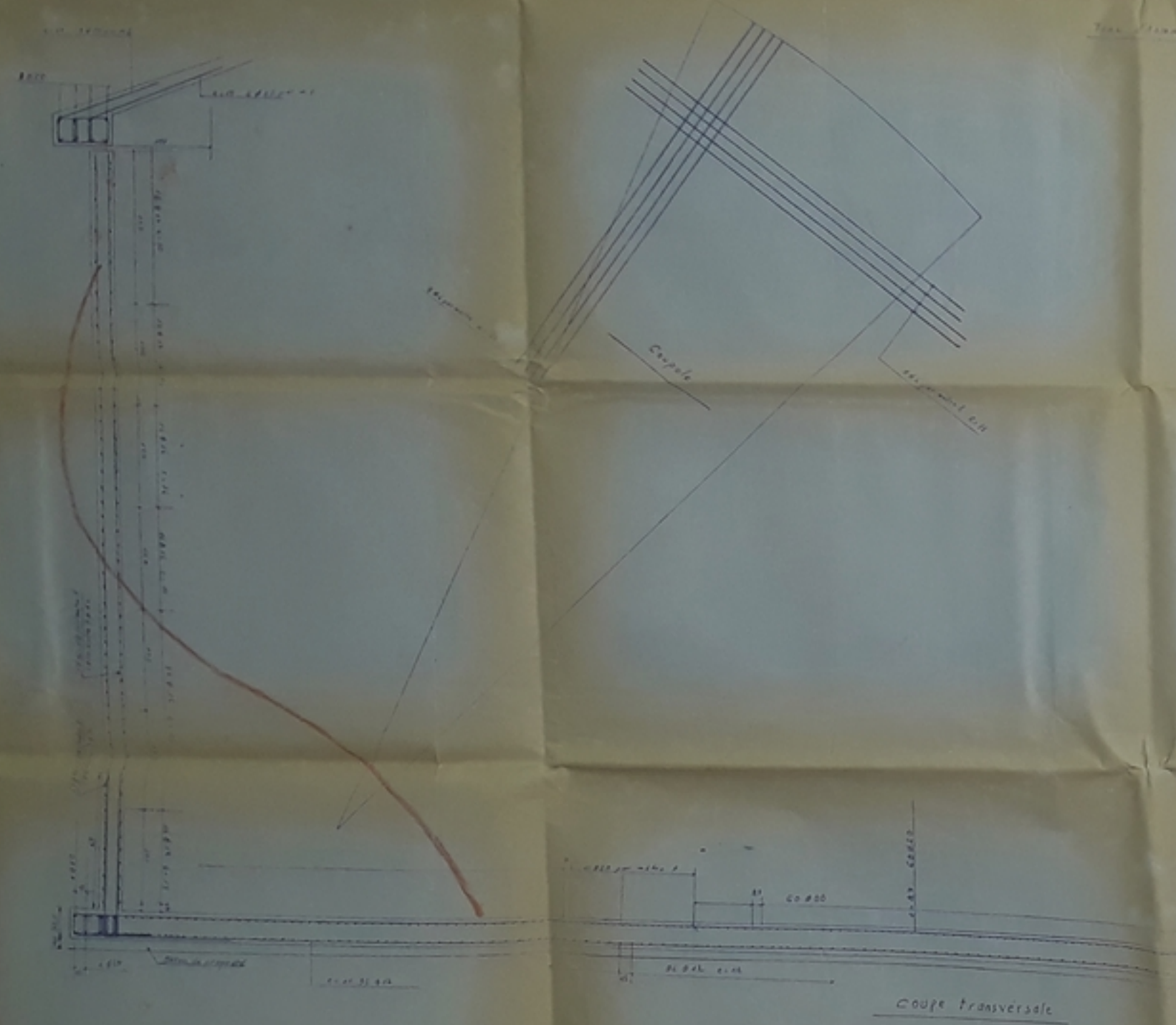
Nous avons une section entièrement comprimée.  
 Nous avons une section entièrement comprimée,  
 les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont inférieures à la contrainte  
 admissible  $\bar{\sigma}_b$ .

1<sup>o</sup> L'armature et la section du béton choisie sont  
 largement suffisantes pour reprendre les efforts du  
 2<sup>o</sup> genre de sollicitation.

## Bibliographie

- A. Guérin et R. L. Lavour - *Traité de béton armé :*  
Tome II , tome V , tome VI .
- P. Charon - *Traité de béton armé.*
- V. Davidovici - *Béton armé.*
- A. Dupont - *Hydraulique urbaine, tome II*
- *Les cours de l'ENPA.*



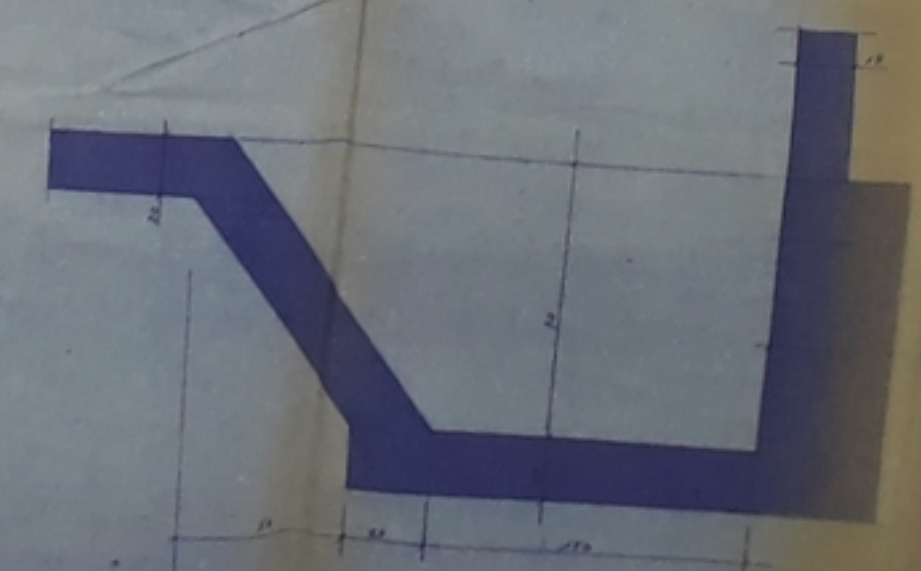
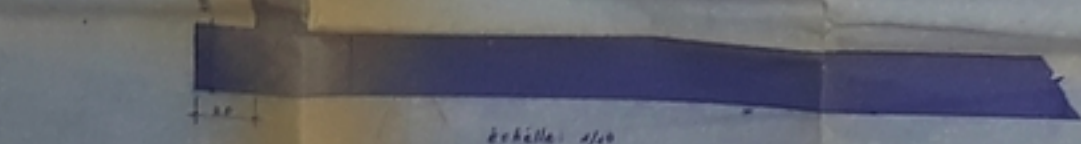
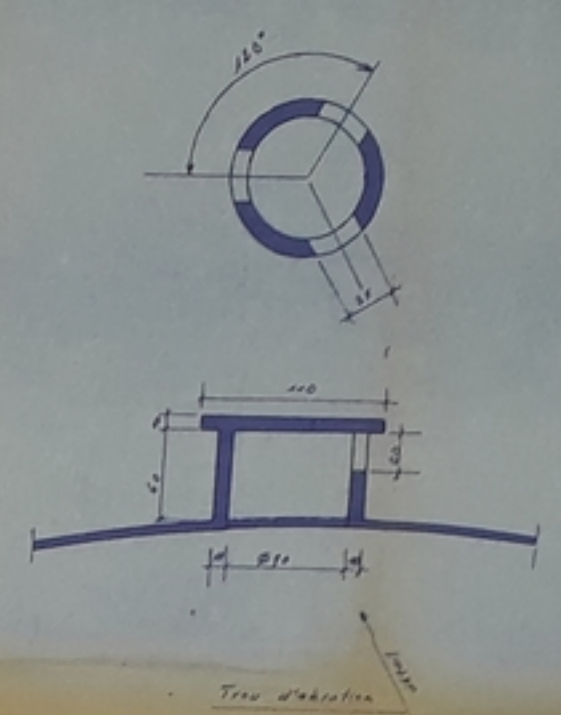
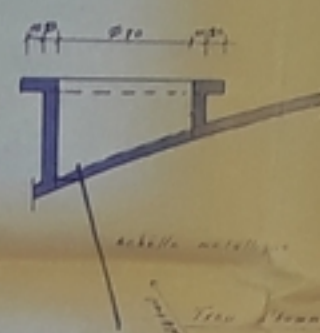
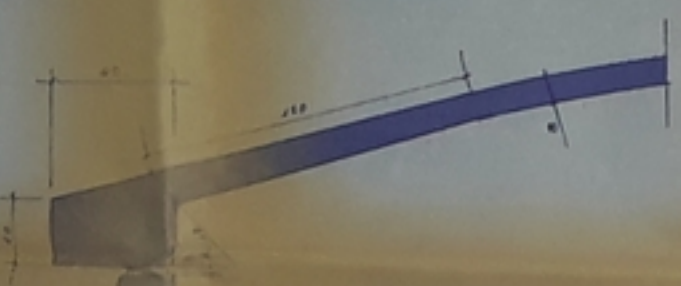
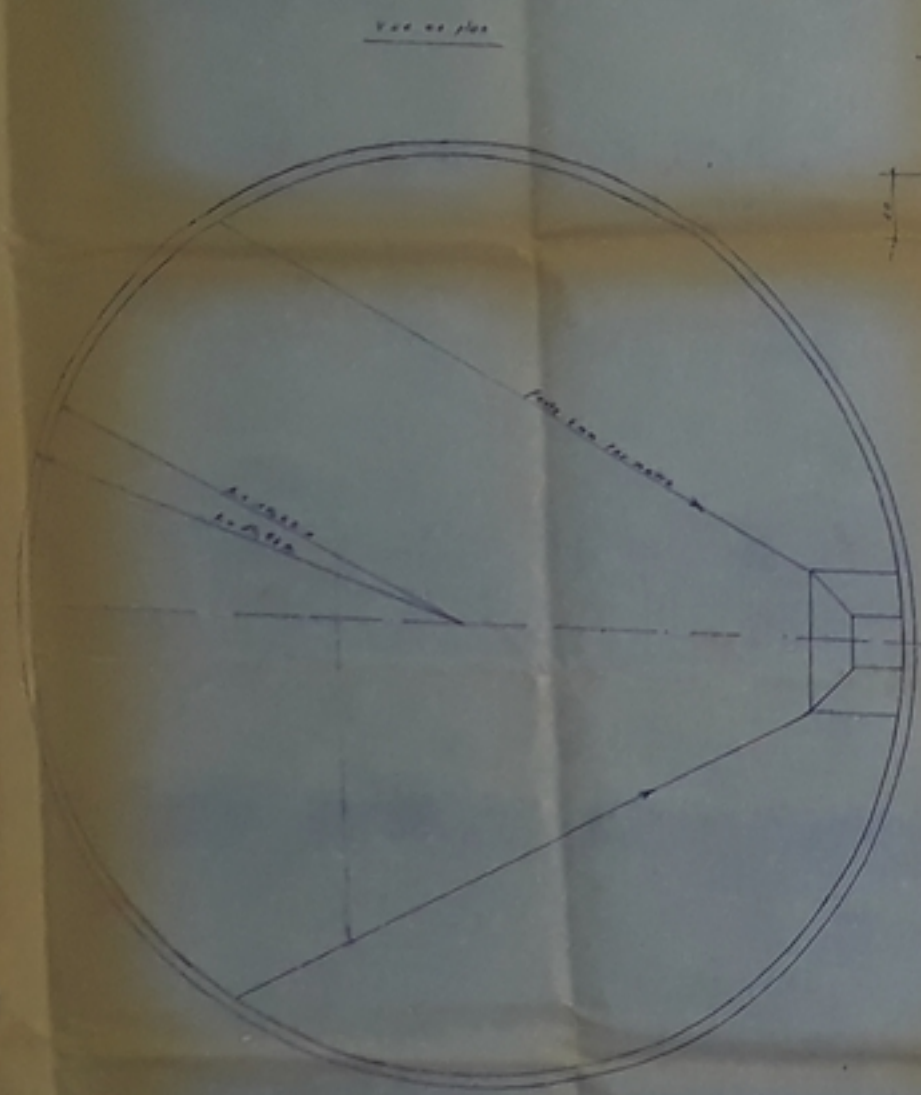


PH 03086  
- 1 -

Ecole Nationale Polytechnique Dep <sup>t</sup> Hydraulique		
Etudié par Dahbi Y. Bessada A.	Etude technique d'un RESERVOIR	Année 1980
Projeté par M. G. Farber	Plan de FERRAILLAGE	Planche n° 1
		Sept 1986



مكتب الدراسات والبحوث  
 2010/2011  
 فرع جامعة القاهرة



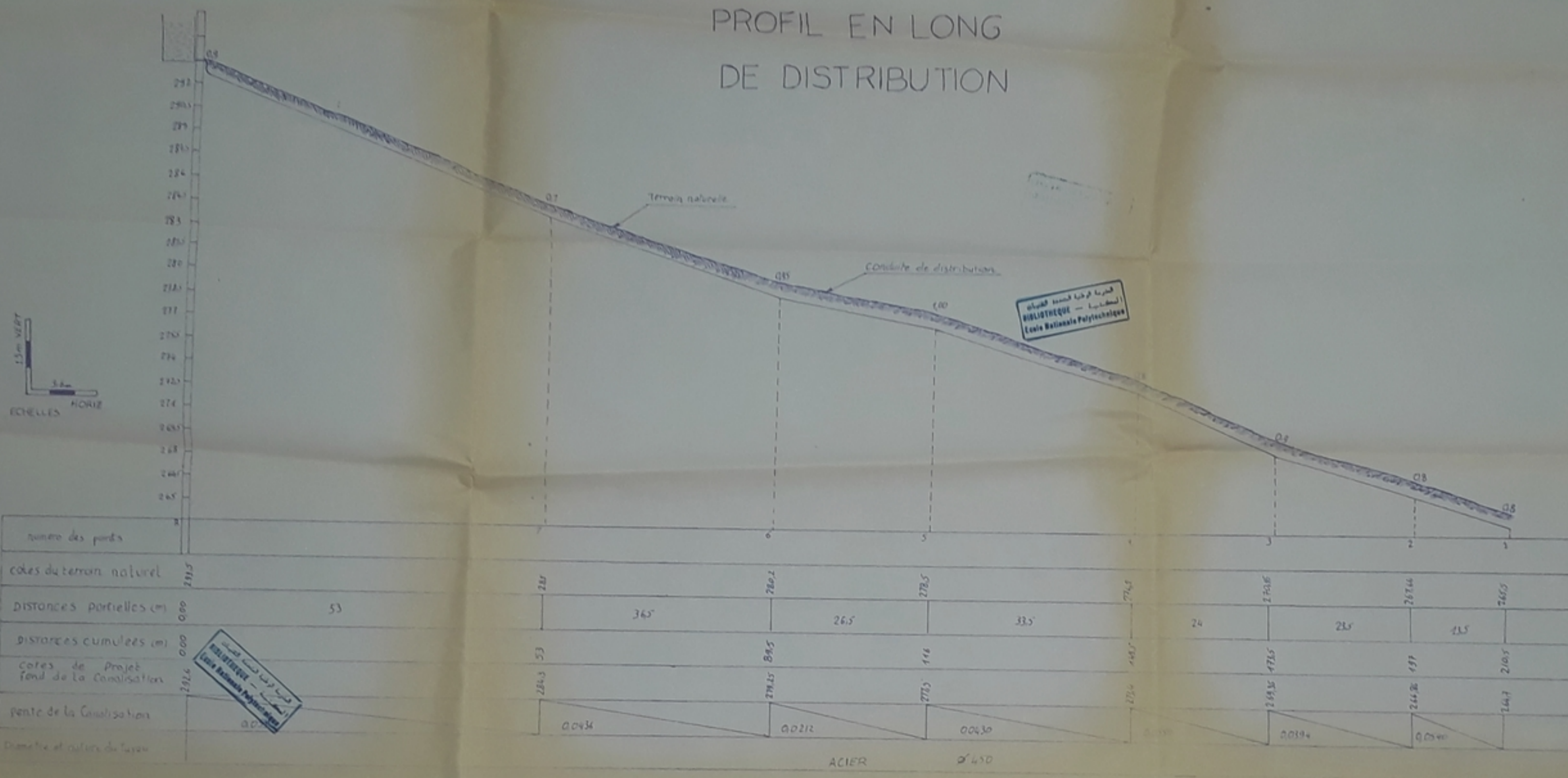
PROJET

E.N.P.A		
Département d'hydraulique		
Etude technique d'un réservoir		
Étudié par Dokki T. Bassé d'ik. A.	Plan de	échelle 1/50
Projeté par M. G. Farbas	COFFRAGE	Fiche n° 2 JUL 86

échelle 1/100



## PROFIL EN LONG DE DISTRIBUTION



## E N P H DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

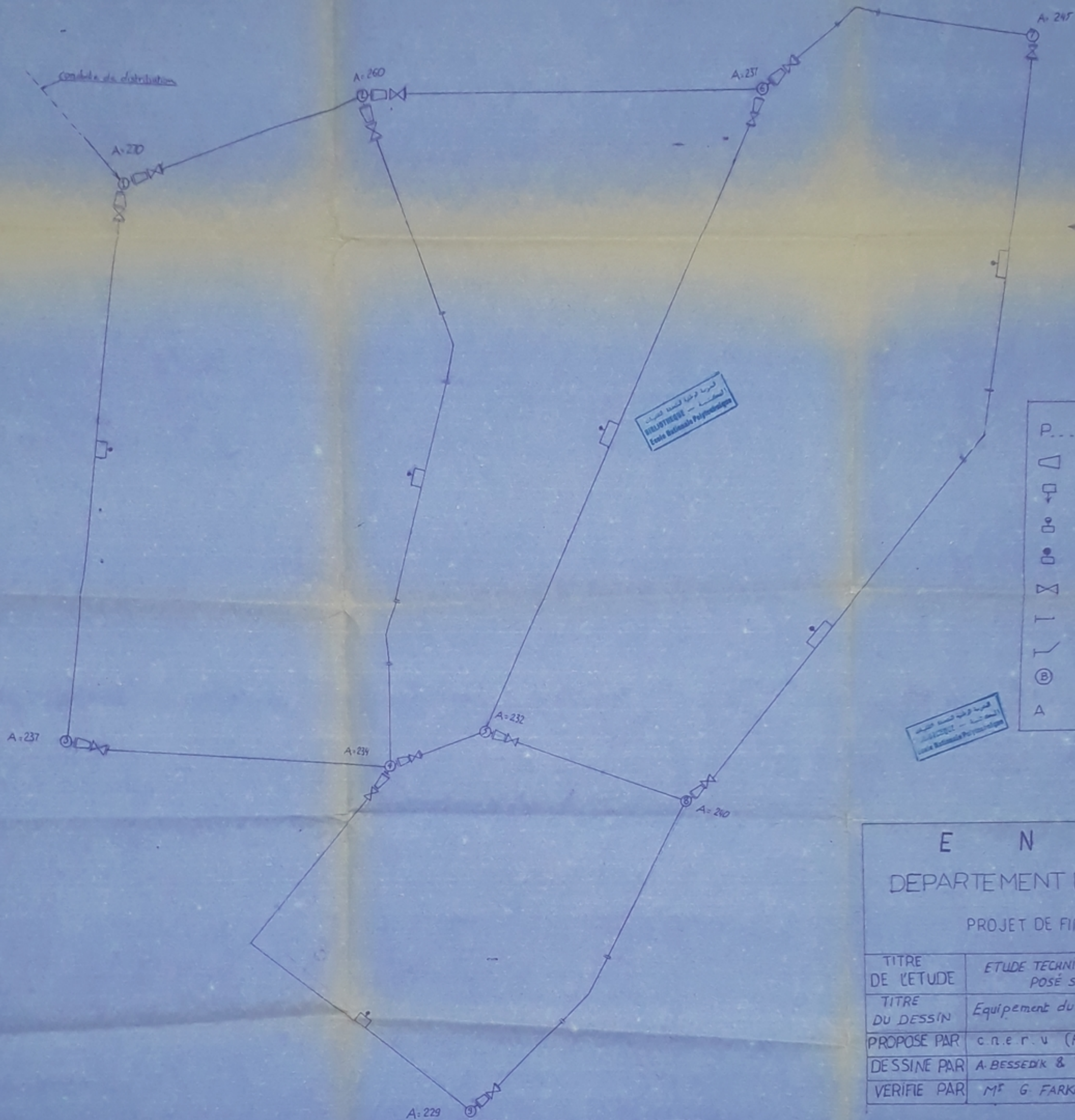
PROJET DE FIN D'ETUDE

TITRE DE L'ETUDE	ETUDE TECHNIQUE D'UN RESERVOIR POSE SUR LE SOL	
TITRE DU DESSIN	PROFIL EN LONG DE DISTRIBUTION	
PROPPOSE PAR	C.M. ERU (ALGER)	date: Juin 86
DESSINE PAR	A. BESSER & T. DOHSI	echelle:
VERIFIE PAR	M <sup>r</sup> G. FARCAS	

PH 032-86



# Equipement du reseau de distribution



الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
الهندسة - الميكانيكا  
Ecole Nationale Polytechnique

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
الهندسة - الميكانيكا  
Ecole Nationale Polytechnique

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
الهندسة - الميكانيكا  
Ecole Nationale Polytechnique

## LEGENDE

- P... PRESSION DE SERVICE
- ▽ CONE DE REDUCTION
- ▽ VIDANGE
- ⊕ VENTOUSE
- ⊕ BOUCHE INCENDIE
- ⊕ ROBINET - VANNE
- ├ JOINT GIBAUT
- └ COUDE
- ⊙ POINT DE CALCUL
- A ALTITUDE

**E N P H**  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE  
PROJET DE FIN D'ETUDES

TITRE DE L'ETUDE	ETUDE TECHNIQUE D'UN RESERVOIR POSÉ SUR LE SOL	
TITRE DU DESSIN	Equipement du reseau de distribution	
PROPOSE PAR	c.n.e.r.v (ALGER)	Date Jun 86
DESSINE PAR	A.BESSEDIK & T.DOHSI	Echelle 1/2000
VERIFIE PAR	M <sup>r</sup> G.FARKAS	N: 4

PH03286  
-4-

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
الهندسة - الميكانيكا  
Ecole Nationale Polytechnique



مدرسة الهندسة المدنية  
جامعة القاهرة  
الاسم: [ ]  
الرقم: [ ]

مدرسة الهندسة المدنية  
جامعة القاهرة  
الاسم: [ ]  
الرقم: [ ]

مدرسة الهندسة المدنية  
جامعة القاهرة  
الاسم: [ ]  
الرقم: [ ]

مدرسة الهندسة المدنية  
جامعة القاهرة  
الاسم: [ ]  
الرقم: [ ]

ENPA Dep. d'Hydraulique

أول اختبار في اختبار

رقم الاختبار	الاسم	الدرجة
1	الاسم	الدرجة
2	الاسم	الدرجة
3	الاسم	الدرجة
4	الاسم	الدرجة
5	الاسم	الدرجة
6	الاسم	الدرجة
7	الاسم	الدرجة
8	الاسم	الدرجة
9	الاسم	الدرجة
10	الاسم	الدرجة

