

1/87
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2030
وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

الجمهورية الوطنية المتحدة الجزائرية
Ecole Nationale Polytechnique
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

**ETUDE TECHNIQUE D'UN
RESERVOIR D'EAU ENTERRE**

Proposé par :

Mr FARKAS G.

5 PLANCHES
Etudié par :

Mrs B. AISS

A. ASRI

Dirigé par :

Mr FARKAS G.

PROMOTION : JANVIER 1987

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi - EL-HARRACH — ALGER

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Nous dédions ce travail :

- *A nos parents.*
- *A nos frères.*
- *A nos amis.*
- *A nos proches.*

A. Boualem et A. Ahmed.

REMERCIEMENTS.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M^l FARKAS pour ses conseils judicieux et son aide, ainsi qu'à l'ensemble des professeurs qui ont contribué à notre formation.

A cette occasion, nous remercions tous ceux qui nous ont porté leur aide.

PLAN D'ETUDE

	Pages.
I. Première partie.	
I.a. Introduction et généralités.	- 1 -
I.b. But du projet.	- 2 -
I.c. Situation démographique.	
I.d. L'évaluation de la population.	
I.e. Estimation des besoins en eau potable.	- 3 -
I.f. Etude des problèmes posés par la variation du débit.	- 5 -
I.g. Capacité du réservoir.	- 8 -
I.h. Détermination de la cote du radier.	- 10 -
II. Distribution.	
II.a. Généralités.	- 12 -
II.b. Réseau de distribution.	
II.c. Détermination de la densité.	
II.d. Détermination du débit spécifique.	
II.e. Détermination des débits aux nœuds (sorties).	- 13 -
II.f. Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS.	- 15 -
II.g. Principe de calcul.	
II.h. Détermination des diamètres du réseau.	
II.i. Calcul des pertes de charge.	- 16 -
II.j. Calcul des pressions au sol.	- 19 -

Deuxième partie.

	Pages
IV. Construction du réservoir.	-21-
IV.a. Généralités.	
IV.b. Présentation de l'ouvrage.	-22-
IV. Caractéristiques des matériaux	-24-
IV.a. Béton.	
IV.b. Aciers	-27-
IV. Etude de la coupole.	-32-
IV. Etude des parois.	-40-
V. Etude hydrodynamique.	-52-
V.a. Généralités.	
V.b. Notation.	-53-
V.c. Application.	
V.d. Modèle dynamique du réservoir.	-55-
VI. Fondation.	-69-
VI.a. Calcul du radier.	
VI.b. Ferrailage.	-76-
VI.c. Vérification de la stabilité du radier.	-82-

I. a. Introduction:

Souvent le débit des sources destiné à l'alimentation d'une agglomération en eau potable ne peut pas subvenir à satisfaire les besoins durant la journée et surtout pendant les heures de pointe, si l'eau est directement injectée dans le réseau de distribution.

Les réservoirs peuvent assurer les débits maximaux demandés et permettent de combattre efficacement les incendies. Ils emmagasinent l'eau pendant les périodes où le débit de consommation est inférieur à celui d'apport et la restituent dans le cas contraire. Ils permettent aux pompes de refouler un débit constant et assurent des pressions suffisantes dans le réseau.

Dans ce cas on doit construire un réservoir pour satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération considérée.

Comme tout ouvrage important, le réservoir doit faire l'objet d'une étude technique détaillée.

I. b. But du projet:

Pour l'étude de notre projet la S.H.W de Tiaret nous a proposé le sujet suivant:

L'étude d'un réservoir enterré pour l'alimentation en eau potable de la commune de Frenda.

Ce projet consiste à étudier la distribution avec un réseau maillé.

- La détermination du volume du réservoir et son emplacement.

- L'étude technique du réservoir qui est d'une capacité de 2500 m^3 , de forme circulaire et de type souterrain fait en béton armé.

- On a entamé l'étude selon le règlement aux contraintes admissibles dit C.C.B.A. 68.

I. c. Situation démographique:

La population de cette commune est estimée en l'an 1970 à 13.000 habitants avec un taux de croissance $i = 3,5\%$.

I. d. L'évaluation de la population:

Dans le présent projet les besoins en eau potable seront évalués pour l'an 2000 de l'agglomération considérée. L'estimation de la population future se fait à l'aide de la formule des intérêts composés.

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$$

où: P_0 : l'évaluation de la population pour l'année de référence soit l'année 1970. ($P_0 = 13.000$ hab.)

P_n : l'évaluation futur en l'année 2000

α : le taux d'accroissement ($\alpha = 3,5\%$)

n : la différence d'années entre de référence et l'horizon considéré

$$(n = 30)$$

$$P_{2000} = P_{1970} (1 + 0,035)^{30} = 36488 \text{ hab.}$$

Y.e. Estimation des besoins en eau potable:

1. Les besoins domestiques:

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Consommation (m^3/j)
36488	200	7297,60

2. Les besoins particuliers:

Désignation	Nbre		Dotation	Consommation journ.
	lits	pers		
Centre de santé	100		100 l/j/lit	10 m^3/j .
Douches		70	90 l/j/pers	6,30 m^3/j .

$$\Sigma = 16,30 \text{ } m^3/j.$$

3. Les besoins scolaires:

Désignation	N ^{bre} d'étab	N ^{bre} d'él-èves	dotation l/j/él	consommation journalière
Ecole primaires	03	2000	70	140 m ³ /j
C.E.M.	02	1000	70	70 m ³ /j

$$\Sigma = 210 \text{ m}^3/\text{j}$$

4. Les besoins socio-culturels:

Désignation	N ^{bre}	N ^{bre} et nature d'occup	dotation	consommation jours
Maison de jeunes	01	100 personnes	10 l/j/person	01 m ³ /j
Jardin	01	900 m ²	6 l/j/m ²	05,40 m ³ /j
stade	01	7 douches	40 l/j/poste	10 m ³ /j

$$\Sigma = 16,40 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les pertes d'eau sont inévitables dans le réseau. On prévoit une majoration de sécurité qui est de 30% du volume d'eau consommé par jour.

Le tableau suivant nous donne les valeurs de chaque consommation journalière par secteur après la majoration.

- Tableau récapitulatif:

Désignation	(m ³ /j) consommation jours	(m ³ /j) majoration de 30%	(m ³ /j) consommation après majoration.
besoins domestiques	7297,60	2289,28	9486,88
besoins particuliers	16,30	4,89	21,19
besoins industriels	210	63	273
besoins pisciculturels	16,40	4,92	21,32

$$\Sigma = 9802,39 \text{ m}^3/\text{j}$$

d'où: le débit moyen journalier est de:

$$\Rightarrow Q_j^{\text{moy}} = 9802,39 \text{ m}^3/\text{j}$$

I.f. Etude des problèmes posés par la variation du débit:

En raison des variations mensuelles, journalières et horaires du débit de consommation, il y'a lieu d'appliquer au débit moyen des coefficients de pointe pour obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

- Coefficient de variation horaire K_0 :

Lui est défini comme le rapport de la consommation horaire maximum et la consommation horaire moyenne.

où: $K_0 = \alpha \cdot \beta$.

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

β - coefficient qui dépend de l'importance de la population.

Habitants	1000	2.500	5.000	10.000	20.000	50.000
β	2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,15

- La population en l'an 2000 de notre localité est de: 36488 habitants. \rightarrow on prend $\beta = 1,16$

$\Rightarrow K_0 = 1,39$.

- Coefficient de variation journalier K_j :

Lui est le rapport de la consommation maximum journalière et la consommation moyenne.

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

- Pour les villes d'importance moyenne, on prend:

$\Rightarrow K_j = 1,20$.

- Coefficient de pointe K_p :

C'est le produit du coefficient horaire et journalier

$K_p = K_0 \cdot K_j = 1,39 \cdot 1,20$

$\Rightarrow K_p = 1,67$.

- Calcul des consommations journalières et du débit

de pointe horaire :

$$Q_j^{\max} = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_j$$

$$Q_p = Q_j^{\text{moy}} \cdot K_p$$

où : Q_j^{\max} - consommation journalière maximum.

Q_j^{moy} - consommation journalière moyenne.

Q_p - débit de pointe.

Tableau des résultats :

Consommation journ. moy (m^3/j)	K_j	consommation maximum (m^3/j)	K_o	K_p	débit de pointe horaire (m^3/h)
9802,39	1,20	11762,86	1,39	1,67	682,08

- Etude comparative des ressources :

Le réservoir est alimenté par deux (02) forages
qui refoulent les débits suivants :

$$- Q_1 = 24 \text{ l/s.}$$

$$- Q_2 = 18 \text{ l/s.}$$

$$\Rightarrow Q_t = 42 \text{ l/s} = 3628,80 \text{ m}^3/\text{j.}$$

1. g. Capacité du réservoir:

Le débit de consommation est variable d'une heure à une autre, étant donné que le débit refouleur est constant, alors le réservoir doit avoir une capacité d'emmagasiner l'excès de l'eau consommé horairement. Cette capacité est déterminée en faisant multiplier un coefficient horaire " a_h " par le débit de pointe " Q_p ".

- Ces coefficients " a_h " déterminés par des statistiques et varient selon l'importance de la population.

- Le volume du réservoir sera:

$$V_t = \Delta v_{\max}^+ + \Delta v_{\max}^- + v_{ri}$$

où:

V_t - volume total du réservoir.

$\Delta v_{\max}^+ - \Delta v_{\max}^-$: sont respectivement les excès et les déficits des différentes heures de la journée.

- Les résultats de calcul pour la détermination du volume de réservoir sont portés sur le tableau suivant:

- Tableau de calcul du volume du réservoir.

Tranches horaires	Q_h	Volume (m^3)		Volume cumulé (m^3)		Différence de volume	
		Apport Q.A.T	consommé Q.A.T. $\cdot 24h$	Apport	consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1,50	490,119	176,443	490,119	176,443	313,676	
1-2	1,50	"	176,443	980,238	352,886	627,352	
2-3	1,50	"	176,443	1470,357	529,329	941,028	
3-4	1,50	"	176,443	1960,476	705,772	1254,704	
4-5	2,50	"	294,071	2450,595	999,843	1450,752	
5-6	3,50	"	411,700	2940,714	1411,543	1529,171	
6-7	4,50	"	529,328	3430,833	1940,871	1489,962	
7-8	5,50	"	646,957	3920,952	2587,828	1333,124	
8-9	6,25	"	735,178	4411,071	3323,006	1088,065	
9-10	6,25	"	735,178	4901,190	4058,184	843,006	
10-11	6,25	"	735,178	5391,309	4793,362	597,947	
11-12	6,25	"	735,178	5881,427	5528,540	352,888	
12-13	5,00	"	588,143	6371,547	6116,628	254,864	
13-14	5,00	"	588,143	6861,666	6704,826	156,840	
14-15	5,50	"	646,957	7351,785	7351,783	0,002	
15-16	6,00	"	705,771	7841,904	8057,554		215,650
16-17	6,00	"	705,771	8332,023	8763,325		431,302
17-18	5,50	"	646,957	8822,142	9410,282		588,140
18-19	5,00	"	588,143	9312,261	9998,425		686,164
19-20	4,50	"	529,328	9802,380	10527,753		725,373
20-21	4,00	"	470,514	10292,499	10998,107		705,768
21-22	3,00	"	352,886	10782,618	11351,153		568,535
22-23	2,00	"	235,257	11272,737	11586,410		313,673
23-24	1,50	"	176,443	11762,856	11762,853	0,003	

$$V_R = \Delta V_{\max}^+ + \Delta V_{\max}^- + V_{Ri} \quad \text{avec: } V_{Ri} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_R = 1529,171 + 725,373 + 120 = 2374,544 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_R = 2500 \text{ m}^3$$

Y. h. Détermination de la cote du radier du réservoir :

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

$$C_R = C_T + H + H_{wi} + P_s + H_{we}.$$

où : C_T : cote du terrain au point le plus élevé du réseau.

H : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étages.

($H = 15 \text{ m}$) pour 4 étages.

H_{wi} : perte de charge à l'intérieur du bâtiment.

($H_{wi} = 3 \text{ m}$).

P_s : colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils \rightarrow chauffe-eau ... ($P_s = 5 \text{ m}$).

H_{we} : perte de charge linéaire sur le tronçon reliant le réservoir au point le plus élevé du réseau, est déterminée par la formule suivante :

$$H_{we} = k Q^2 = \frac{1,15 L_G \cdot f \cdot Q^2}{2g \cdot \Delta \cdot A^2}$$

où :

L_G : longueur géométrique du tronçon reliant le réservoir au point le plus élevé du réseau.

($L_G = 650 \text{ m}$).

f : coefficient de frottement.

$$\left(f = \left[1,14 - 0,86 \ln \frac{e}{D} \right]^2 \right)$$

D : diamètre de la conduite.

e : rugosité de la conduite de distribution.

($e = 10^{-3} \text{ m}$).

Q : débit de pointe. ($Q_p = 682,08 \text{ m}^3/\text{h} = 189,47 \text{ l/s}$)

$$\Rightarrow Q_p = 0,1895 \text{ m}^3/\text{s}.$$

On suppose que la vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite de distribution $V = 0,80 \text{ m/s}$.

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

$$\text{Donc: } Q = \pi \frac{D^2}{4} \cdot V \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0,549 \text{ m.}$$

On doit prendre un diamètre normalisé de la conduite de distribution, soit :

$$D = 600 \text{ mm.}$$

$$\text{On aura: } H_{we} = 9,5 \text{ m.}$$

Alors la cote du radier C_R sera :

$$C_R = 1108 + 15 + 3 + 5 + 0,5$$

$$\Rightarrow C_R = 1131,50 \text{ m.}$$

II. Distribution:

II. a. Généralités:

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation en vue de l'alimentation des abonnés, de façon à assurer le débit maximum à la population surtout pendant les heures de pointe.

II. b. Réseau de distribution:

On a opté pour un réseau de distribution de type maillé selon l'importance de la population de cette commune. Suivant le plan d'urbanisme directeur (P.U.D), la décomposition est faite en mailles de même densité.

II. c. Détermination de la densité:

On prend une densité uniforme: $d = \frac{N}{S}$ [hab/ha]

où: N : nombre d'habitants à l'horizon considérée soit l'an 2000

$$N = 36488 \text{ hab.}$$

S : surface totale des mailles en hectares.

$$S = 130 \text{ ha.}$$

$$\Rightarrow d = 280,68 \text{ hab/ha.}$$

II. d. Détermination du débit spécifique:

$$q = \frac{Q_m}{N}$$

Le nombre N d'habitants pour chaque superficie desservie

par chaque noeud est: $N_i = S_i \cdot d$

où: S_i : superficie de la zone du noeud considéré.

4. e. Détermination des débits aux noeuds (sorties):

Par la méthode des médianes, on détermine la surface de chaque maille et la multiplie par la densité, on obtient le nombre d'habitants correspondant, puis on fait le produit de ce dernier par le débit spécifique et par le coefficient de pointe K_p .

- Le débit au noeud considéré sera: $Q_i = q \cdot N_i \cdot K_p$.
- Les résultats du calcul des débits sortants sont portés sur le tableau suivant:

- Tableau de calcul des débits sortiers :

N° de noeud	N° de la maille	surface desservie (ha)	densité d	popula- -tion (hab)	consomma- -tion spécifi- -que (l/lj)	consomm- -ation par noeud (m³/lj)	Kp	débit sortier Q _{max} (l/s)	débit sortier total par noeud (l/s)
1	I	7,92	280,68	2224	268,65	597,48	1,67	11,55	11,55
2	I	6,15	"	1727	"	463,96	"	8,97	13,74
	II	3,27	"	919	"	246,89	"	4,77	
3	II	8,81	"	2473	"	664,37	"	12,84	12,84
4	IV	6,73	"	1890	"	507,75	"	9,81	14,97
	III	3,54	"	994	"	267,04	"	5,16	
5	I	7,88	"	2212	"	594,25	"	11,49	37,64
	II	6,21	"	1742	"	467,99	"	9,05	
	III	5,09	"	1430	"	384,17	"	7,42	
	IV	6,64	"	1864	"	509,76	"	9,68	
6	I	4,21	"	1182	"	317,54	"	6,14	6,14
7	III	7,53	"	2114	"	567,93	"	10,98	10,98
8	IV	8,86	"	2486	"	667,86	"	12,91	25,17
	III	8,41	"	2362	"	634,55	"	12,26	
9	IV	8,85	"	2484	"	667,33	"	12,90	25,80
	V	8,85	"	2484	"	667,33	"	12,90	
10	IV	5,17	"	1450	"	389,54	"	7,53	17
	V	6,50	"	1824	"	490,02	"	9,47	
11	V	6,17	"	1732	"	465,30	"	8,99	8,99
12	V	3,19	"	895	"	240,44	"	4,65	4,65

Σ = 130 ha

Σ = 36488 hab

Σ = 183,47 l/s

IV. f. Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS:

Le réseau maillé permet une alimentation en retour néanmoins l'alimentation des abonnés d'avant au cas où un tronçon quelconque du réseau est accidenté.

A l'aide du plan de cette ville, on trace notre réseau maillé où les conduites se raccordent entre elles et forment un contour élémentaire fermé constituant une maille.

IV. g. Principe de calcul:

Le calcul se fait à l'aide de la méthode de HARDY-CROSS.

Cette méthode repose sur deux lois qui sont:

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 charges est nulle ($=0$).

Et consiste à se fixer dans chaque maille une répartition supposée des débits et un sens d'écoulement qui sera celui des aiguilles d'une montre, de manière à satisfaire la première loi.

A partir de cette répartition des débits, les conduites sont dimensionnées pour une vitesse acceptable.

IV. h. Détermination des diamètres du réseau:

A partir de l'équation de continuité, on détermine les diamètres des conduites du réseau $\rightarrow Q = V.A$

$$\text{avec: } A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow Q = v \cdot \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$$

où: D : diamètre de la conduite [m].

Q : débit passant par la conduite [m^3/s].

v : vitesse d'écoulement [m/s].

A : section de la conduite [m^2].

IV. i. Calcul des pertes de charge:

Pour chaque tronçon de la maille, on calcule les pertes de charge qui sont affectées d'un signe suivant le sens d'écoulement du débit. Et cela à l'aide de la formule de DARCY-Weisbach: $\Delta H_f = \Delta H_L + \Delta H_s$.

où: ΔH_L - pertes de charge linéaires.

ΔH_s - pertes de charge singulières.

$$\Delta H_L = f \cdot L_G = \frac{f}{2g} \cdot \frac{v^2}{D} \cdot L_G.$$

Les pertes de charge singulières ΔH_s sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires ΔH_L .

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_L = 0,15 \frac{f}{2g} \cdot \frac{v^2}{D} \cdot L_G.$$

$$\Rightarrow \Delta H_f = 1,15 \Delta H_L.$$

$$\Delta H_f = 1,15 \frac{f}{2g} \cdot \frac{v^2}{D} \cdot L_G.$$

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

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

- Pertes de charge totales:

$$\Delta H_f = 1,15 \frac{f}{2g} \cdot \frac{16Q^2}{\pi^2 D^5} \cdot L_G \dots (a).$$

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

La longueur équivalente L_e est estimée à 1,15 de la longueur géométrique L_G . ($L_e = 1,15 L_G$).

d'où:

$$\Delta H_f = L_e \cdot f \cdot \frac{8Q^2}{g \pi^2 D^5} = r Q^2 \dots (b).$$

où:

r. résistance de la conduite.

f. coefficient de frottement est déterminé d'après la formule de Colbrook: $f = \left[1,14 - 0,86 \log \frac{\epsilon}{D} \right]^{-2}$
 $\epsilon = 10^{-3} \text{ m.} \rightarrow$ rugosité.

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

1. correction propre à la maille considérée avec le signe ΔQ .
2. correction apportée à la maille adjacente avec le signe contraire de ΔQ .

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

Les conditions de précision de ces corrections sont:

1. $\Delta Q < 0,4 \text{ l/s}$. débit correctif.
2. $\Delta H < 0,5 \text{ m}$. la somme algébrique des puits sur un contour fermé quelconque.

- Pour notre cas, après la 9^{ème} itération - $\Delta Q < 0,008 \text{ l/s}$

- $\Delta H < 0,006 \text{ m}$

Remarque: Le calcul du réseau maillé a été exécuté sur ordinateur par le programme de CROSS.

Les résultats suivants sont obtenus après la 9^{ème} itération au cas de consommation maximale.

Tableau de calcul:

N° de la maille	maille adjacente	tronçon	D (mm)	L _G (m)	Q ₀ (L/s)	résultats après 9 ^{ème} itération	
						Q _c (L/s)	ΔH (m)
I	IV	2-5	300	310	58,23	57,55	1,27
		5-6	300	150	-52,81	-51,64	-0,21
		6-1	300	305	-58,95	-57,78	0,52
		1-2	300	225	-70,50	-69,33	-0,54
II		2-3	250	365	47,00	48,85	0,73
		3-4	250	285	34,16	36,01	1,46
	IV	4-5	150	275	-14,50	-13,23	-0,92
	V	5-2	300	310	-58,23	-57,55	-1,27
III		4-7	250	240	33,83	34,27	1,14
		7-8	200	175	22,71	23,29	1,62
	IV	8-5	200	430	-22,50	-22,26	-3,68
	V	5-4	150	275	14,50	13,23	0,92
IV		8-9	200	100	20,04	20,38	0,73
	V	9-10	125	390	-11,00	-10,74	-2,16
		10-5	250	440	-36,40	-36,06	-2,25
	IV	5-8	200	430	22,50	22,26	3,68
V		9-11	100	325	05,24	05,32	1,49
		11-12	100	290	-03,75	-03,67	-0,69
		12-10	125	290	-08,40	-08,38	-2,96
	IV	10-9	125	390	11,00	10,74	2,16

14. j. Calcul des pressions au sol:

En vue de la bonne tenue des conduites et notamment de leurs joints, il y'a lieu d'éviter en ville seulement les pressions supérieures à 60 m, ceci pour éviter les fuites et certains bruits défavorables dans les installations intérieures des abonnés. Si les pressions doivent se manifester, on doit les diminuer, soit d'installer une distribution étagée ou de prévoir l'installation d'appareils réducteurs de pressions dans le réseau de distribution.

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

$$P_s = C_p - C_T.$$

où: P_s : pression au sol.

C_p : cote piézométrique.

C_T : cote du terrain.

- Les résultats obtenus sont portés sur le tableau suivant:

- Tableau de calcul des pressions au sol :

Triangons	Altitudes (m)		P. d. u (cm)	Cotes piézométriques (cm)		P _s au sol (cm)	Vitesses (m/s)
	amonts	avals		amonts	avals		
R-2	1131,5	1108	0,50	1131,5	1131	23	0,80
2-5	1108	1101	1,27	1131	1129,73	28,73	0,81
5-6	1101	1093	-0,21	1129,73	1129,94	36,94	0,73
6-1	1093	1095	-0,52	1129,94	1130,46	35,46	0,82
1-2	1095	1108	-0,54	1130,46	1131	23	0,98
2-3	1108	1102	0,73	1131	1130,27	28,27	0,99
3-4	1102	1097	1,46	1130,27	1128,81	31,81	0,73
4-5	1097	1101	-0,92	1128,81	1129,73	28,73	0,75
4-7	1097	1092,5	1,14	1128,81	1127,67	36,31	0,70
7-8	1092,5	1091,5	1,62	1127,67	1126,05	34,55	0,74
8-5	1091,5	1101	-3,68	1126,05	1129,73	28,73	0,71
8-9	1091,5	1087	0,73	1129,73	1125,32	38,32	0,65
9-10	1087	1090	-2,16	1125,32	1127,48	37,48	0,87
10-5	1090	1101	-2,25	1127,48	1129,73	28,73	0,73
9-11	1087	1084	1,49	1125,32	1123,83	39,83	0,68
11-12	1084	1085	-0,69	1123,83	1124,52	39,52	0,50
12-10	1085	1090	-2,96	1124,52	1127,48	37,48	0,68

I. Construction du réservoir:

I.a. Généralités:

Dans la vie économique et sociale, d'une population, les réservoirs d'eau jouent un rôle important.

1. Rôle du réservoir d'eau:

Le réservoir d'eau est essentiellement fait pour régulariser la variation de la consommation en eau selon les besoins et les périodes, surtout pendant les heures de pointe. Comme il doit contenir en tout temps une réserve suffisante d'eau et ce pour faire face à une interruption imprévue.

2. Classification des réservoirs:

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

a. Selon la position par rapport au sol:

- Posé sur le sol; semi-enterré; enterré, sur pilotis.

b. Selon la forme de la cuve:

- Carré; rectangulaire; circulaire.

c. Selon la capacité:

- De grande capacité, de moyenne ou de petite.

d. Selon la nature du liquide:

- Réservoir d'eau, de vin, à hydrocarbures (pétrole, essence).

3. Caractéristiques d'un réservoir:

Un réservoir doit présenter les caractéristiques
suivantes :

a. Résistance :

L'ouvrage doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis : poids propre, poids de l'eau, surcharge d'exploitation, les efforts dus au vent et au séisme, retrait et fluage.

b. Durabilité :

Le matériau qui constitue le réservoir doit conserver toutes ses propriétés initiales et ce après un long contact avec l'eau.

c. Étanchéité :

Le réservoir doit présenter une étanchéité absolue et parfaite afin d'assurer la cuve et de la préserver contre les fissurations.

4. b. Présentation de l'ouvrage :

1. Caractéristiques du réservoir :

L'étude technique que nous proposons d'étudier est
un réservoir enterré se caractérisant par :

- Capacité : 2500 m^3 .
- Hauteur utile d'eau : 8 m.
- Matériau utilisé : béton armé
- Forme géométrique : cuve cylindrique.
- Site : FRENDA. W. TIARET.

- Taux de travail du sol: 1 bars.

2- Description du réservoir:

Le réservoir étudié est composé d'une cuve cylindrique d'une capacité de 2500m^3 et d'un diamètre intérieur de 20 m. La couverture est assurée par une coupole d'épaisseur de 8 cm et de flèche de 2,5 m, possédant un lanternneau d'éclairage et une ouverture pour d'éventuelles réparations, la fondation est assurée par un radier d'épaisseur de 50 cm.

3. Revêtement - Étanchéité - Isolation:

Les règles imposées par l'hygiène (pour éviter la contamination de l'eau) et par l'influence des facteurs atmosphériques nous imposons des revêtements intérieurs et extérieurs.

4. Recommandation:

Il est conseillé d'éviter les ciments de fabrication récente (ciments chauds) dont le retrait serait préjudiciable à l'étanchéité.

IV. Caractéristiques des matériaux:

IV.a. Béton:

On utilisera un béton très étanche, pour cette raison, le dosage sera porté à 400 kg/cm^3 de C.P.A. 325 avec un contrôle atténué.

IV.a.1. Contrainte de compression admissible: $\bar{\sigma}'_b$.

$$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \cdot \sigma'_n \quad \text{où: } \sigma'_n - \text{contrainte nominale après 28 jours} \\ (\sigma'_n = 300 \text{ bars}).$$

β'_b : étant une fraction de la résistance nominale ($\beta'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$).

Et $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ sont des coefficients sans dimensions.

où: α - dépend de la classe du ciment utilisé. C.P.A. 325

$$\Rightarrow \alpha = 1$$

β - coefficient tenant compte de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre.

$$\beta = \begin{cases} 5/6 & \rightarrow \text{contrôle atténué.} \\ 1 & \rightarrow \text{" strict.} \end{cases}$$

γ - dépend des épaisseurs relatives h_m des éléments de construction et des dimensions des granulats.

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m > 4c_g \\ \frac{h_m}{4c_g} & \text{si non.} \end{cases} \quad \text{dans toute cas } (\gamma = 1)$$

ϵ - dépend de la nature des sollicitations.

$$\epsilon = \begin{cases} 0,30 & \rightarrow \text{compression simple.} \\ 0,60 & \rightarrow \text{flexion simple et composée} \\ & \text{quand l'effort normal est une traction} \end{cases}$$

$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$: avec un maximum de 0,60.

en flexion composée quand l'effort normal est une compression.

où :

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

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

- Exemple : section circulaire de faible épaisseur. Soit D le diamètre moyen. On aura que : $e_1 = \frac{D}{4}$. pour :

$$0 < e_0 \leq 0,75 D \Rightarrow \delta = 0,30 \left(1 + \frac{1,33 e_0}{D}\right).$$

$$e_0 > 0,75 D \Rightarrow \delta = 0,60.$$

ϵ : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section. $0,5 \leq \epsilon \leq 1$.

- En compression simple : $\epsilon = 1$.

- Même dans les autres on prend : $\epsilon = 1$.

- Donc on obtient :

1. Sous SP_1 :

- Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,30 \cdot 300 = 75$ bars

- Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} = 2 \cdot 75 = 150$ bars

2. Sous SP_2 :

- Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = \frac{3}{2} \bar{\sigma}'_{b_0} (\text{sous } SP_1) = 112,5$ Bars.

- Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = \frac{3}{2} \bar{\sigma}'_b (\text{sous } SP_1) = 225$ bars.

1). a. 2. Contrainte de traction de référence:

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{où: } \beta_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_h} \quad \text{avec: } \sigma'_h = 300 \text{ bars.}$$

$$\Rightarrow \theta = 0,025$$

$$\text{donc: } \bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1,0,025 \cdot 300 = 6,25 \text{ bars.}$$

- Remarque:

1. 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).

2. Etant faible et difficile à respecter, le nouveau texte du cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et en béton armé établi par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé en 1966 prévoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ égale à: ($\bar{\sigma}_b = \theta \cdot \sigma'_{28}$).

où: σ'_{28} : limite de rupture en traction à 28 jours.
($\sigma'_{28} \leq 22 \text{ bars}$).

θ : coefficient sans dimensions. ($0 \geq 1$).

$$\begin{cases} \theta = 1 & \rightarrow \text{en traction simple.} \\ \theta = 1 + \frac{2e_0}{3h} & \rightarrow \text{en flexion composée.} \\ \theta = 5/3 & \rightarrow \text{en flexion simple.} \end{cases}$$

Tenant compte du dosage du béton et selon ce règlement

on limite $\bar{\sigma}_b$ à: $\rightarrow \bar{\sigma}_b = 22 \text{ bars}$

II. a.3 Contrainte admissible de cisaillement:

La contrainte tangentielle du plan neutre τ_b est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximum de compression du béton σ'_b coexistante sur cette même section droite par les inégalités suivantes:

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

II. b. Aciers:

On a utilisé deux types d'aciers dans notre projet:

- Aciers doux: FeE 24 $\Rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

- Aciers à haute adhérence: FeE 40.

σ_{en} est déterminée en fonction du diamètre des aciers.

$$\phi \leq 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 = 4120 \text{ bars.}$$

$$\phi > 20 \Rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 = 3920 \text{ bars.}$$

II. b.1. Contrainte admissible de traction:

En respectant les conditions de non fissuration exposées dans le règlement C.C.B.A. 68, la valeur maximum de la contrainte admissible de traction doit vérifier l'inégalité suivante:

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \sigma_{a_1} = \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

où:

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.

• Éléments autres que les parois du réservoir (pas en contact avec l'eau).

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,41 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

où :

ϕ : diamètre nominal de la plus grosse barre tendue.

η : coefficient de fissuration. $\eta = \begin{cases} 1,6 \rightarrow \text{Aciers H.A.} \\ 1 \rightarrow \text{Aciers ronds} \end{cases}$

k : coefficient qui dépend des conséquences de fissuration sans dimensions. ($k = 0,5 \cdot 10^6 \rightarrow$ fissuration très préjudiciable)

$\bar{\omega}_f$: pourcentage (%) de fissuration défini comme suit

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

où :

A : section totale des barres tendues.

B_f : section du béton tendu ayant le même centre de gravité que les armatures tendues.

on a la valeur de $\sigma_{a1} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en}$.

- Aciers doux $\rightarrow \sigma_{a1} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 = 1570 \text{ bars}$

- Aciers H.A. $\rightarrow \sigma_{a1} = \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ Kg/cm}^2 = 2610 \text{ bars} \\ \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 = 2750 \text{ bars} \end{cases}$

pour $\phi \geq 20$.

pour $\phi \leq 20$.

- Après comparaison des valeurs de σ_{a1} et σ_2 on détermine les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ qui sont portées sur le tableau suivant :

- Tableau de calcul de $\bar{\sigma}_a$:

	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
$\bar{\sigma}_a$	A · dx	1600	1600	1529	1368	1249	1156	1081	967	865	765
(kg/cm ²)	H · A	2447	2233	1934	1730	1579	1462	1368	1223	1094	967

- On prend en considération que les valeurs de $\sigma_2 \rightarrow (\sigma_2 > \sigma_1)$.

- Parois du réservoir (éléments en contact permanent avec l'eau):

Dans le cas où l'élément considéré est constamment en contact avec l'eau, les contraintes σ_1 et σ_2 seront majorées de 300 kg, à cause de la réduction de la largeur des fissures provoquée par le gonflement du béton et cela en raison de l'absence du retrait.

$$\text{donc: } \sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} + 300 \eta ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} + 300 \eta .$$

- Tableau de calcul de $\bar{\sigma}_a$:

	ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
$\bar{\sigma}_a$	A · dx	1600	1600	1600	1600	1549	1456	1381	1267	1165	1065
(kg/cm ²)	H · A	2800	2713	2414	2210	2059	1942	1848	1703	1574	1447

II. b.2. Contrainte admissible de compression: ($\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en}$).

Dans le cas des pièces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé serait telle que: ($\sigma_{en} < 3300 \text{ kg/cm}^2$), on aura que la valeur de $\bar{\sigma}'_a$ sera réduite

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} \cdot \frac{\sigma_{en}}{3340}$$

où: l_d : longueur de scellement droit.

d : distance entre axes des barres.

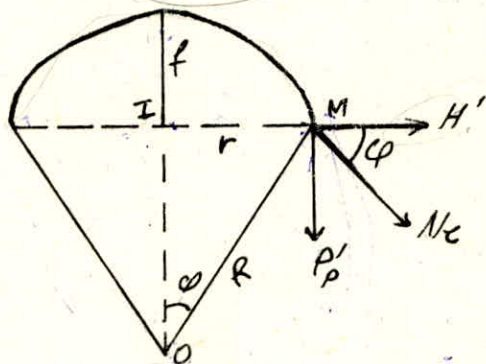
La longueur de scellement droit l_d d'une barre est la longueur minimale de zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut-être totale lorsqu'elle est sollicitée.

$$l_d = \begin{cases} \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \longrightarrow \text{en traction.} \\ \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_d} \longrightarrow \text{en compression.} \end{cases}$$

où: ϕ : le diamètre nominal de la barre.

IV. Etude de la coupole:

La coupole de notre projet est sphérique, soit
 S sa section: $S = 2\pi \cdot R \cdot f$ où: R : rayon de la sphère.



1. Poids total de la coupole: $P_p = 2\pi \cdot R \cdot f \cdot \rho$

2. Poids par mètre de pourtour: $P'_p = \frac{P_p}{2\pi \cdot r} = \frac{2\pi \cdot R \cdot f \cdot \rho}{2\pi \cdot r} = \frac{P \cdot R \cdot f}{r}$

Et: $R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$ avec: $r^2 = f(2R - f)$

donc: $P'_p = \frac{P \cdot f \cdot (r^2 + f^2)}{2f \cdot r}$

Les triangles OIM et $(H'; N_c; P'_p)$ sont semblables:

d'où: $\frac{H'}{R-f} = \frac{P'_p}{r} \Rightarrow H' = \frac{P'_p}{r} (R-f) = \frac{P \cdot f \cdot (r^2 + f^2)}{2f \cdot r} \cdot \frac{R-f}{r}$

et: $R-f = \frac{r^2 + f^2}{2f} - f = \frac{r^2 - f^2}{2f}$

donc: $H' = \frac{P \cdot f \cdot (r^2 + f^2)(r^2 - f^2)}{2fr \cdot 2fr} = \frac{P(r^4 - f^4)}{4f \cdot r^2}$

3. Les surcharges:

si on considère une surcharge "q" par mètre carré de projection horizontale, nous calculons par analogie:

- $P_q = \pi \cdot r^2 \cdot q$.

- par mètre de contour: $P'_q = \frac{\pi \cdot r^2 \cdot q}{2\pi r} = \frac{qr}{2}$

$H'_q = P'_q \cdot \frac{R-f}{r} = \frac{qr}{2} \cdot \frac{r^2 - f^2}{2fr} = \frac{q(r^2 - f^2)}{4f}$

- On pratique les calculs se font par: $Hq = \frac{q(r^4 - f^4)}{4f \cdot r^2}$ et ce la par mesure de sécurité, car:

$$Hq = \frac{q(r^4 - f^4)}{4f \cdot r^2} = \frac{q(r^2 - f^2)}{4f} \cdot \frac{r^2 + f^2}{r^2} = \frac{q(r^2 - f^2)}{4f} \cdot \left(1 + \frac{f^2}{r^2}\right) > \frac{q(r^2 - f^2)}{4f}$$

4. Les efforts de compression dans les méridiens:

$N_c = \sqrt{H^2 + P^2}$ qui sert à vérifier la contrainte de compression: $\sigma'_b = \frac{N_c}{b \cdot c} = \frac{N_c}{100 \cdot e}$.

5. Le calcul de la ceinture:

La ceinture est soumise à un effort de traction T tel que $T = H \cdot r$, et la section de l'acier sera: $A = \frac{T}{\sigma_a}$.
- La contrainte de traction dans la ceinture est:

$$\sigma_b = \frac{T}{B + n \cdot A}$$

- Application:

1. Charges et surcharges:

$$\left. \begin{array}{l} e = 8 \text{ cm.} \\ f = 2,50 \text{ m.} \\ r = 10 \text{ m.} \\ h = 8 \text{ m.} \end{array} \right\} \Rightarrow R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = 21,25 \text{ m.}$$

et: $S = 2\pi \cdot R \cdot f = 333,79 \text{ m}^2$.

a. Charges:

- Poids propre: $P_p = p \cdot e = 2500 \cdot 0,08 = 200 \text{ daN/m}^2$.

- Etanchéité: $P_e = 40 \text{ daN/m}^2$.

- charge totale: $P = P_p + P_e = 240 \text{ daN/m}^2$.

b. surcharges:

- surcharge d'exploitation = $100 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow q = 100 \text{ Kg/m}^2$
 $\Rightarrow P + 1,2q = 360 \text{ daN/m}^2$.

2. Calcul des efforts :

- Calcul des charges et surcharges par mètre de fronton :

a. charges: $P'_p = \frac{P \cdot S}{2\pi \cdot r} = 1274,98 \text{ daN/m}$.

b. surcharges: $P'_q = \frac{q \cdot r}{2} = 600 \text{ daN/m}$.

$$\Rightarrow P' = P'_p + P'_q = 1875 \text{ daN/m}$$

- Poussée horizontale: $H' = \frac{(P + 1,2q)(r^4 - f^4)}{4f \cdot r^2} = \frac{360(10^4 - 2,5^4)}{4 \cdot 2,5 \cdot 10^2}$

$$\Rightarrow H' = 3586 \text{ daN/m}$$

- Effort de compression dans les méridiens :

$$N_e = \sqrt{H'^2 + P'^2} = \sqrt{3586^2 + 1875^2} = 4046,61 \text{ daN/m}$$

3. Calcul des contraintes :

- Contrainte de compression :

$$\sigma'_b = \frac{N_e}{100 \cdot e} = \frac{4046,61}{100 \cdot 8} = 5,06 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{P'}{100 \cdot e} = \frac{1875}{100 \cdot 8} = 2,34 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

4. Calcul des armatures :

Comme les contraintes de compression et de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, le béton suffit à lui seul mais on admettra quand même des armatures destinées à résister aux effets de retrait et aux effets dissymétriques.

- suivant les méridiens: $A_1 = 93 \cdot e = 2,4 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_1 = 5 \text{ HA8/m} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- suivant les parallèles: $A_2 = \frac{A_1}{3} = 0,80 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_2 = 4 \text{ HA16/m} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5. Vérification de la courroie au poinçonnement :

on fait la vérification au poinçonnement causé par une charge de 150 kg répartie sur une surface de $(35 \cdot 35) \text{ cm}^2$

$$1,5 \frac{P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

où :

h_t - épaisseur de la courroie.

P - charge de 150 kg.

P_c - périmètre dans plan moyen de la courroie en tenant compte de la diffusion.

$$P_c = 40 \left(40 + \frac{2h_t}{2} \right) = 40(40 + 8) = 192 \text{ cm}$$

donc : $1,5 \frac{150}{192 \cdot 8} = 0,15 \text{ Kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$

6. calcul de la ceinture :

$$T = H \cdot F = 3586 \cdot 10 = 35860 \text{ daN}$$

la section de l'acier sera : $A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{35860}{1224} = 29,30 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A = 10 \text{ HA } 20 = 31,42 \text{ cm}^2. \text{ (en choisissant des HA } 20 \rightarrow \bar{\sigma}_a \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1224 \text{ Kg/cm}^2 \text{)}$$

Donc la section nécessaire du béton en limitant la contrainte de traction du béton à 18 bars.

$$B = \frac{T - n \cdot A}{\bar{\sigma}_{bn}} = \frac{35860 - 15 \cdot 31,42}{18} = 1966 \text{ cm}^2$$

Et la section de la ceinture considérée sera :

$$45 \cdot 35 + 12 \cdot 35 = 1995 \text{ cm}^2$$

- L'axe de 1m. de diamètre au centre pour l'aération.

- L'autre de 0,5m. de diamètre pour l'entretien.

Ces ouvrages sont soumis à la compression et comme le béton passe bien à la compression, nous adopterons pour ces ferrailles

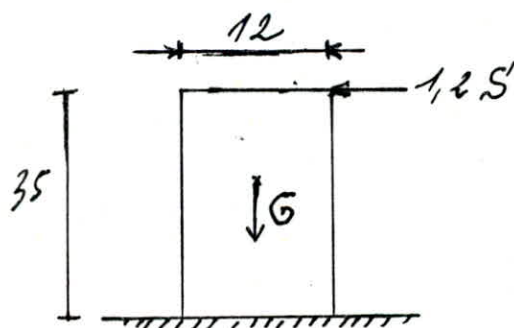
- ce de principe qui consistera à relever le ferrailage méridien de la courroie.

- Armatures transversales de la ceinture:

on prendra 3 cadres de ϕ_8 tous les 30cm comme sur le schéma précédent.

- Etude de l'acrotère:

on suppose que l'acrotère est encastree à la base, elle est soumise à la flexion composée.



$$N = G = (0,12 \cdot 0,35 \cdot 1) 2,5 \cdot 10^3 = 105 \text{ Kg/ml.}$$

$$M = 1,2 \cdot 5 \cdot 0,35 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,35 = 42 \text{ Kg. m/ml.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42 \cdot 10^2}{105} = 40 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_0}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$$

} $\Rightarrow e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = 153 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1730 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 11,3 \text{ du tableau} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,5703 \\ \Gamma = 0,8099 \end{cases}$$

$$M_{\text{fictif}} = N \cdot f \quad \text{et: } f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 40 + \frac{12}{2} - 3 = 43 \text{ cm}$$

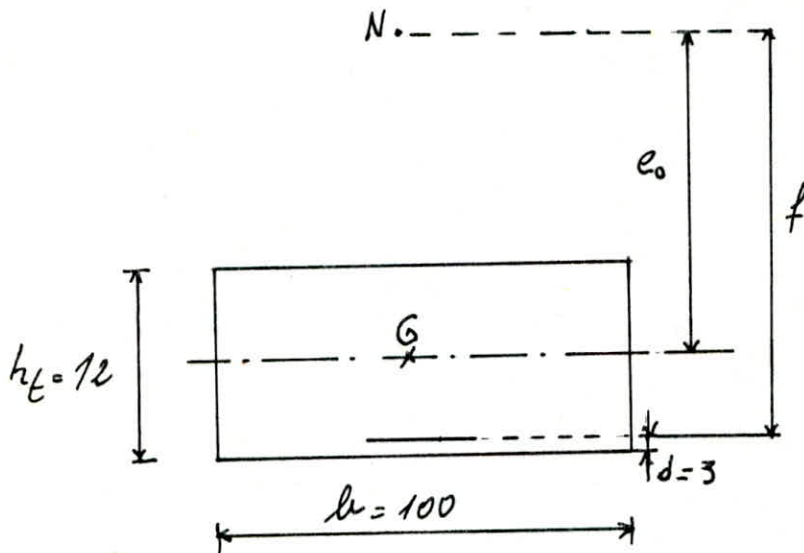
$$\Rightarrow M_{\text{fictif}} = 45,15 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$M_{sb} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,5703 \cdot 0,8099 \cdot 153 \cdot 100 \cdot 9^2 = 2862 \text{ Kg.m/ml.}$$

On a:

$$M_{sb} = 2862 \text{ Kg.m/ml} > M_{\text{fictif}} = 45,15 \text{ Kg.m/ml.}$$

donc: Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.



$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4515}{1730 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,0048 \text{ du tableau} \rightarrow \begin{cases} e = 0,9686 \\ K = 144. \end{cases}$$

$$A_{f_0} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{4515}{1730 \cdot 0,9686 \cdot 9} = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_c = 0,24 \text{ cm}^2.$$

Puisque A est faible, on reprend le calcul par la condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h \quad \text{où: } \bar{\sigma}_b = 6,37 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$h: \text{ hauteur utile } (h = 0,9 h_t = 0,9 \cdot 9 = 8 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow A \geq 0,69 \cdot \frac{6,37}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on prend: } 4 \text{ HA } 8/\text{ml} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- Vérification:

$$1. \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1730}{144} = 12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$2. \text{Effort tranchant: } T = 1,2 S = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml.}$$

$$\left. \begin{aligned} A \cdot \bar{\sigma}_a &= 2,01 \cdot 1730 = 3477 \text{ Kg.} \\ T + \frac{M}{\delta} &= 120 + \frac{4200}{\frac{7}{8}} = 720 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{\delta}$$

3. Seisme local: l'effort sismique horizontal est donné

par la formule suivante: $F_p = \varepsilon_I \cdot C_p \cdot W_p$.

où:

$$\varepsilon_I = 1,19 \text{ (zone II, groupe d'usage 1).}$$

$$C_p = 0,8 \text{ (élément de console).}$$

$$W_p = 75 \text{ Kg/ml.}$$

donc:

$$F_p = 1,19 \cdot 0,8 \cdot 75 = 71,4 \text{ Kg/ml} < 1,2 S = 120 \text{ Kg/ml.}$$

- La condition de vérification au seisme local est vérifiée puisque l'aromètre est dimensionné avec un effort supérieur à l'effort sismique.

- On laissera les 4 HAB/ml, en attente pour assurer l'encastrement de l'aromètre à partir de la poutre.

XV. Etude des parois:

Etude de la paroi:

La paroi du réservoir sera étudiée sous deux conditions:

1. Quand le réservoir est plein. Il est soumis à la poussée de l'eau on doit négliger la poussée du sol par mesure de sécurité.
2. Quand le réservoir est vide. Il est soumis à la poussée du sol seulement étant donné que le réservoir est complètement enterré jusqu'à la base de la ceinture.

- La première condition est étudiée par la théorie de la membrane TIMOSHENKO. Il est arrivé à donner les relations entre le déplacement et les éléments de réduction qui sont:

$$N_x = \frac{D(1-\mu^2)w}{a} \quad \text{et: } D = \frac{E \cdot t}{1-\mu^2} : \text{résistance à la dilatation.}$$

$$M_x = K \cdot w''$$

$$\text{et: } K = \frac{E \cdot t^3}{12(1-\mu^2)} : \text{résistance à la flexion.}$$

$$T_x = K \cdot w'''$$

où:

t : épaisseur de la paroi.

a : rayon interne du réservoir.

μ : coefficient de POISSON.

w : déplacement radial de l'élément de paroi.

M_x : moment fléchissant sur l'élément de paroi.

N_x : poussée radial sur l'élément de paroi.

T_x : effort tranchant sur l'élément de paroi.

Dans ce cas la poussée de l'eau, w sera la solution de l'équation différentielle suivante:

$$K w^{IV} + D a^2 (1-\mu^2) w = \gamma \cdot a^4 (h-a).$$

Donc: la solution particulière de cette équation est:

$$W = \frac{\gamma \cdot a^2}{D(1-u^2)} (h-x)$$

La solution de l'équation homogène est de la forme:

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + iC_2 \sin \frac{\alpha}{a}x) + e^{-\frac{\alpha}{a}x'} (C_3 \cos \frac{\alpha}{a}x' + iC_4 \sin \frac{\alpha}{a}x').$$

où: $\alpha = \sqrt{\frac{3a^2(1-u^2)}{t^2}}$ et: $x' = h-x$

α : est un terme de grande valeur alors les fonctions e^{ax} et $e^{ax'}$ croissent très vite, en faisant varier x et x' à partir de zéro. Et l'inverse, les fonctions e^{-ax} et $e^{-ax'}$ auront rapidement des valeurs très faibles si on s'éloigne $x=0$ et $x'=0$ ce qui donne au bord inférieur comme solution de l'équation homogène:

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + iC_2 \sin \frac{\alpha}{a}x).$$

La solution générale de l'équation non homogène sera:

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + iC_2 \sin \frac{\alpha}{a}x) + \frac{\gamma a^2}{D(1-u^2)} (h-x).$$

Donc:

$$* \frac{\partial W}{\partial x} = -\frac{\alpha}{a} e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \cos \frac{\alpha}{a}x + iC_2 \sin \frac{\alpha}{a}x + C_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - iC_2 \cos \frac{\alpha}{a}x) - \frac{\gamma a^2}{D(1-u^2)}$$

$$* \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = \frac{\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a}x} (C_1 \sin \frac{\alpha}{a}x - iC_2 \cos \frac{\alpha}{a}x).$$

$$* \frac{\partial^3 W}{\partial x^3} = -\frac{\alpha^3}{a^3} e^{-\frac{\alpha}{a}x} \left[C_1 (\sin \frac{\alpha}{a}x - \cos \frac{\alpha}{a}x) - iC_2 (\sin \frac{\alpha}{a}x + \cos \frac{\alpha}{a}x) \right]$$

- Détermination des constantes d'intégration C_1 et C_2 :

La base du réservoir est supposée encastrée sur le radice.

donc:
$$\begin{cases} W(x=0) = 0 \\ \left(\frac{\partial W}{\partial x}\right)_{x=0} = 0 \end{cases}$$

$$- W_{x=0} = 0 \Rightarrow c_1 + \frac{\rho a^2 h}{D(1-\nu^2)} = 0 \Rightarrow c_1 = -\frac{\rho a^2 h}{D(1-\nu^2)}$$

$$- \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)_{x=0} = 0 \Rightarrow -\frac{\alpha}{a} (c_1 - i c_2) - \frac{\rho a^2}{D(1-\nu^2)} = 0 \Rightarrow (c_1 - i c_2) = -\frac{\rho a^3}{\alpha D(1-\nu^2)}$$

$$\Rightarrow c_1 + \frac{\rho a^3}{\alpha D(1-\nu^2)} = i c_2 \Rightarrow c_2 = \frac{1}{i} \left[-\frac{\rho a^2 h}{D(1-\nu^2)} + \frac{\rho a^3}{\alpha D(1-\nu^2)} \right]$$

$$\Rightarrow c_2 = \frac{1}{i} \frac{\rho a^2}{D(1-\nu^2)} \left[-h + \frac{a}{\alpha} \right]$$

Ce qui nous donne :

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = 2 \frac{\alpha^2}{a^2} e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left[-\frac{\rho a^2 h}{D(1-\nu^2)} \sin \frac{\alpha}{a} x - \frac{\rho a^2}{D(1-\nu^2)} \left(-h + \frac{a}{\alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{a} x \right]$$

Alors: $M_x = K \cdot W'' = \frac{2K\alpha^2}{D(1-\nu^2)} e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left(-\rho \sin \frac{\alpha}{a} x - \rho \left(-h + \frac{a}{\alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{a} x \right)$

Et: $\frac{K}{D} = \frac{E \cdot t^3}{12(1-\nu^2) E \cdot t} = \frac{t^2}{12}$

donc: $M_x = \frac{t^2 \alpha^2 \rho}{6(1-\nu^2)} e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left[-h \sin \frac{\alpha}{a} x + \left(h - \frac{a}{\alpha} \right) \cos \frac{\alpha}{a} x \right]$

$$N_e = \frac{D(1-\nu^2)}{a} \cdot W = \frac{D(1-\nu^2)}{a} \left[e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left(c_1 \cos \frac{\alpha}{a} x + i c_2 \sin \frac{\alpha}{a} x \right) + \frac{\rho a^2}{D(1-\nu^2)} (h-x) \right]$$

$$N_e = e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left[-\rho a h \cos \frac{\alpha}{a} x + \rho a \left(-h + \frac{a}{\alpha} \right) \sin \frac{\alpha}{a} x \right] + \rho a (h-x)$$

$$T = K \cdot W''' = \frac{\partial M_x}{\partial x} = -\frac{t^2 \alpha^3 \rho}{6 \cdot a (1-\nu^2)} e^{-\frac{\alpha}{a} x} \left[h \left(\cos \frac{\alpha}{a} x - \sin \frac{\alpha}{a} x \right) + \left(h - \frac{a}{\alpha} \right) \left(\cos \frac{\alpha}{a} x + \sin \frac{\alpha}{a} x \right) \right]$$

Remarque:

Le calcul des charges pour le calcul des réservoirs fixe la valeur du poids volumique de l'eau à 1000 Kg/m^3 et non 1000 Kg/m^3 .

- Application: $h = 8 \text{ m}$

$$t = 24 \text{ cm}$$

$$u = 0,15$$

$$a = 10 \text{ m.}$$

$$1. M_x = 840,893 e^{-0,845x} [-8 \sin 0,845x + 6,816 \cos 0,845x]$$

$$2. N_x = e^{-0,845x} [-96000 \cos 0,845x - 8193,773 \sin 0,845x] + 12000(8-x)$$

$$3. T_x = -710,302 e^{-0,845x} [14,816 \cos 0,845x - 1,184 \sin 0,845x]$$

- Tableau récapitulatif:

Efforts côté	M (t·m/m)	N _x (t/m)	T (t/m)
0,00	+ 5,73	0	- 10,50
1,00	- 0,53	30,35	- 9,73
2,00	- 1,36	19,12	+ 0,38
3,00	- 0,68	62,56	+ 0,72
4,00	- 0,13	51,83	+ 0,34
5,00	+ 0,047	37,71	+ 0,06
6,00	+ 0,050	24,27	- 0,03
7,00	+ 0,020	11,84	- 0,027
8,00	+ 0,002	- 0,14	- 0,01

- Tableau de calcul du ferrailage horizontal des viroles:

Viroles	$T_i = \frac{F_i + F_{i+1}}{2}$ (t)	$A_i = \frac{T_i}{\bar{\sigma}_a}$ (cm ²)	A (choisie) (cm ²)	espacement (cm)	$\bar{\sigma}_{bH} = \frac{T}{100 \cdot e + n \cdot A}$ (kg/cm ²)
$0 \leq h \leq 1$	$\frac{0 + 30,35}{2} = 15,17$	$\frac{15170}{2059} = 7,37$	10 HA12 = 11,31		$\frac{15170}{2400 + 15 \cdot 11,31} = 5,90 < 22b$
$1 \leq h \leq 2$	$\frac{30,35 + 59,12}{2} = 44,73$	$\frac{44730}{1848} = 24,20$	14 HA16 = 28,14		$\frac{44730}{2400 + 15 \cdot 28,14} = 15,8 < 22b$
$2 \leq h \leq 3$	$\frac{59,12 + 62,56}{2} = 60,84$	$\frac{60840}{1848} = 32,92$	18 HA16 = 36,18		$\frac{60840}{2400 + 15 \cdot 36,18} = 20,67 < 22b$
$3 \leq h \leq 4$	$\frac{62,56 + 51,83}{2} = 57,19$	$\frac{57190}{1848} = 30,95$	16 HA16 = 32,16		$\frac{57190}{2400 + 15 \cdot 32,16} = 19,84 < 22b$
$4 \leq h \leq 5$	$\frac{51,83 + 37,71}{2} = 44,77$	$\frac{44770}{1848} = 24,23$	14 HA16 = 28,14		$\frac{44770}{2400 + 15 \cdot 28,14} = 15,86 < 22b$
$5 \leq h \leq 6$	$\frac{37,71 + 24,27}{2} = 30,99$	$\frac{30990}{1848} = 16,77$	10 HA16 = 20,10		$\frac{30990}{2400 + 15 \cdot 20,10} = 11,47 < 22b$
$6 \leq h \leq 7$	$\frac{24,27 + 11,84}{2} = 18,05$	$\frac{18050}{1942} = 9,29$	10 HA12 = 11,31		$\frac{18050}{2400 + 15 \cdot 11,31} = 7,02 < 22b$
$7 \leq h \leq 8$	$\frac{11,84 + 0,14}{2} = 5,99$	$\frac{5990}{2210} = 2,70$	10 HA10 = 7,85		$\frac{5990}{2400 + 15 \cdot 7,85} = 2,32 < 22b$

- La deuxième condition, lorsque le réservoir est vide, la paroi est soumise à la poussée du sol seulement.

Le réservoir considéré est entièrement enterré jusqu'à la base de la ceinture.

Les teus sont constituées d'un remblai, argilo-graveleux dont les caractéristiques sont les suivantes:

1. Poids spécifique: $\Delta = 1700 \text{ à } 2000 \text{ daN/m}^3$.

2. Cohésion: $C = 0,1 \text{ à } 0,3 \text{ K daN/m}^2$.

3. Angle de frottement: $\varphi = 25^\circ \text{ à } 40^\circ$.

Comme le rapport du sol ne donne pas les caractéristiques exactes on prend des valeurs sécurisantes:

1. $\Delta = 2000 \text{ daN/m}^3$

2. $C = 0$.

3. $\varphi = 30^\circ$.

Le calcul des éléments de réduction se fera par analogie comme à la première condition: "Poussée de l'eau", mais avec:

$$\delta_t = (K_a \cdot \Delta) \quad \text{où: } K_a: \text{coefficient de la poussée horizontale.}$$

D'après RESAL: $K_a = f(\varphi, \alpha) = f(30^\circ, 0) = 0,270$

où: α : l'inclinaison de la paroi ($\alpha = 0^\circ$).

$$\Rightarrow \delta_t = K_a \cdot \Delta = 0,270 \cdot 2000 = 540 \text{ Kg/m}^3$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{3a^2(1-u^2)}{t^2}} \rightarrow \begin{cases} t = 0,24 \text{ m} \\ a = 10,24 \text{ m} \\ h = 9 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = 8,548$$

on fait remplacer ces valeurs dans les formules de la 1^{ère} condition, on aura:

$$M_y = -387,505 e^{-0,835x} \left[-9 \sin 0,835x + 7,802 \cos 0,835x \right]$$

$$N_e = -e^{-0,835x} \left[-49766,4 \cos 0,835x - 43141,939 \sin 0,835x \right] + 5529,6(9-x) -$$

- Tableau récapitulatif:

États Côte	M. (t.m/ml)	N _e (t/ml)
0,00	-3,02	0
1,00	+0,24	-15,87
2,00	+0,71	-31,55
3,00	+0,41	-34,35
4,00	+0,08	-29,68
5,00	-0,022	-23,08
6,00	-0,028	-16,77
7,00	-0,01	-10,98
8,00	-0,002	-5,45
9,00	+0,001	+0,03

- Vérification des contraintes de compression dans les viroles:

Viroles	$F_i' = \frac{Nq_i + Nq_{i+1}}{2} \text{ (t)}$	$\sigma_{bi}' = \frac{F_i'}{100 \cdot e} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
1	$\frac{0 + 15,87}{2} = 7,93$	$\frac{7930}{2400} = 3,30$
2	$\frac{15,87 + 31,55}{2} = 23,71$	$\frac{23710}{2400} = 9,88$
3	$\frac{31,55 + 34,35}{2} = 32,95$	$\frac{32950}{2400} = 13,73$
4	$\frac{34,35 + 29,68}{2} = 32,01$	$\frac{32010}{2400} = 13,34$
5	$\frac{29,68 + 23,08}{2} = 26,38$	$\frac{26380}{2400} = 10,99$
6	$\frac{23,08 + 16,77}{2} = 19,92$	$\frac{19920}{2400} = 8,30$
7	$\frac{16,77 + 10,98}{2} = 13,87$	$\frac{13870}{2400} = 5,78$
8	$\frac{10,98 + 5,45}{2} = 8,21$	$\frac{8210}{2400} = 3,42$
9	$\frac{5,45 + 0,03}{2} = 2,74$	$\frac{2740}{2400} = 1,14$

Comme les contraintes de compression dans le béton sont inférieures à la contrainte admissible, le béton suffit à lui seul et le ferrailage dans les viroles se fera avec la poussée de l'eau.

- Fermeture verticale :

* Les moments maximaux :

Moments	Poussée de l'eau (t.m).	Poussée du sol (t.m).
Max positif	+ 5,73	+ 0,71
Max négatif	- 1,36	- 3,20

- Fermeture longitudinale de la paroi :

* Moment maximum positif :

$$M = 5,73 \text{ t.m.}$$

$$N' = 9,24 \text{ t.}$$

La section sera considérée comme si elle ne présente pas de courbure. Elle est soumise à la flexion composée.

- Par la méthode de PIERRE CHARON :

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{5,73 \cdot 10^5}{9,24 \cdot 10^3} = 62 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{24}{6} = 4 \text{ cm.}$$

} $e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 62 + \frac{24}{2} - 4 = 70 \text{ cm.}$$

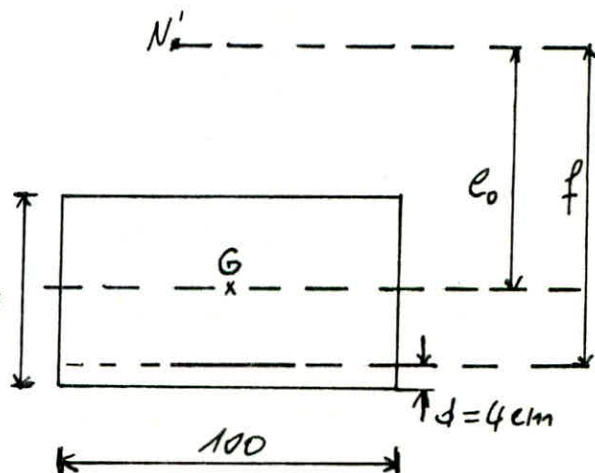
- On calcule la section

considérée comme si

elle est soumise à $h_t = 24$

la flexion simple avec

un moment fictif M .



$$M = N \cdot f = 9,24 \cdot 0,70 = 6,47 \text{ t.m.}$$

$$\text{comme } e_0 > \frac{h}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_b = 153 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{on utilise des HA 20} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1703 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{du tableau } \begin{cases} \alpha = 0,57 \\ \beta = 0,81 \end{cases}$$

Le moment résistant du béton sera:

$$M_{Ab} = \frac{1}{2} \alpha \cdot \beta \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,57 \cdot 0,81 \cdot 153 \cdot 100 \cdot 20^2 = 14,13 \text{ t.m.}$$

$$M_{Ab} > M \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow A'_c = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{6,47 \cdot 10^5}{0,81 \cdot 20 \cdot 1703} = 23,45 \text{ cm}^2.$$

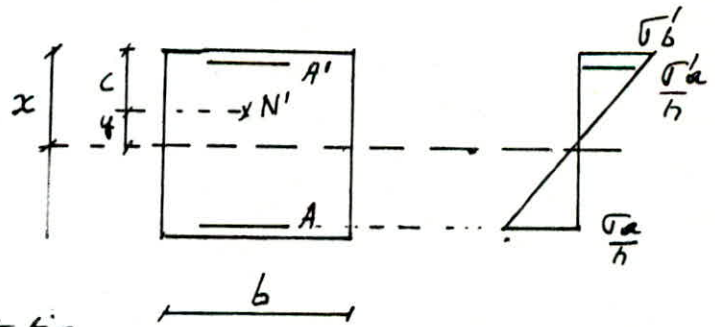
$$A_c = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 23,45 - \frac{9,24 \cdot 10^3}{1703} = 18,02 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \Leftrightarrow A'_c = 0 \\ \text{et: } A_c = 6 \text{ HA } 20 = \\ A_c = 18,84 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

- Vérification des contraintes:

A l'aide de la méthode usuelle appliquée dans le béton

on pose: $y = x - c \Rightarrow x = y + c$.



- L'équation du moment statique:

$$y^3 + \left(-3c^2 - \frac{6x}{b} [A'(c-d') - A(h-c)] \right) y + \left(-2c^3 - \frac{6x}{b} [A'(c-d')^2 + A(h-c)^2] \right) = 0$$

- Elle est de la forme: $y^3 + Py + Q = 0$

$$\text{avec: } P = \left(-3c^2 - \frac{6x}{b} [A'(c-d') - A(h-c)] \right)$$

$$Q = \left(-2c^3 - \frac{6x}{b} [A'(c-d')^2 + A(h-c)^2] \right)$$

Et la solution sera:

$$y = \left\{ -\frac{q}{2} + \left(\left(\frac{q}{2} \right)^2 + \left(\frac{p}{3} \right)^3 \right)^{1/2} \right\}^{1/3} + \left\{ -\frac{q}{2} - \left(\left(\frac{q}{2} \right)^2 + \left(\frac{p}{3} \right)^3 \right)^{1/2} \right\}^{1/3}$$

Le moment d'inertie "I" est:

$$I = b \frac{x^3}{3} + h A' (x-d')^2 + h A (x-d)^2$$

on pose $K = \frac{N' \cdot y}{I}$ et on fait la vérification de σ'_b et σ'_a

$$\sigma'_b = K \cdot x \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma'_a = h K (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$$

- Les résultats sont portés sur les tableaux suivant:

h	M (t.m)	N' (t)	e. (cm)	f (cm)	M (t.m)	M _{rb} (t.m)	A (cm ²)	A' (cm ²)
	+5,75	9,24	62	70	6,47	14,13	18,02 6HA20 = 18,84	0
	-3,02	9,24	32,7	40,7	3,76	13,80	7,41 6HA16 = 12,06	0
	+0,71	7,16	9,9	17,9	1,28	12,59	0,19 6HA8 = 3,01	0
	-1,36	7,16	19	27	1,93	12,59	1,79 6HA8 = 3,01	0

h (cm)	y (cm)	x (cm)	I (cm ⁴)	K	$\bar{\sigma}_b$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)
	58,99	8,99	58475,89	9,32	83,79 < 153	1539,20 < 1703
	29,19	8,49	44364,32	6,08	51,62 < 153	1049,71 < 1848
	8,39	8,39	25772,19	2,33	19,55 < 153	405,77 < 2414
	13,12	6,12	16339,04	5,75	35,19 < 153	1197,15 < 2414

Le R.P.A (art. 4.3.3.3) donne comme pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue: 0,5%.

on va prendre 5HA12 au lieu de 4HA8/ml.

- vérification de l'effort tranchant:

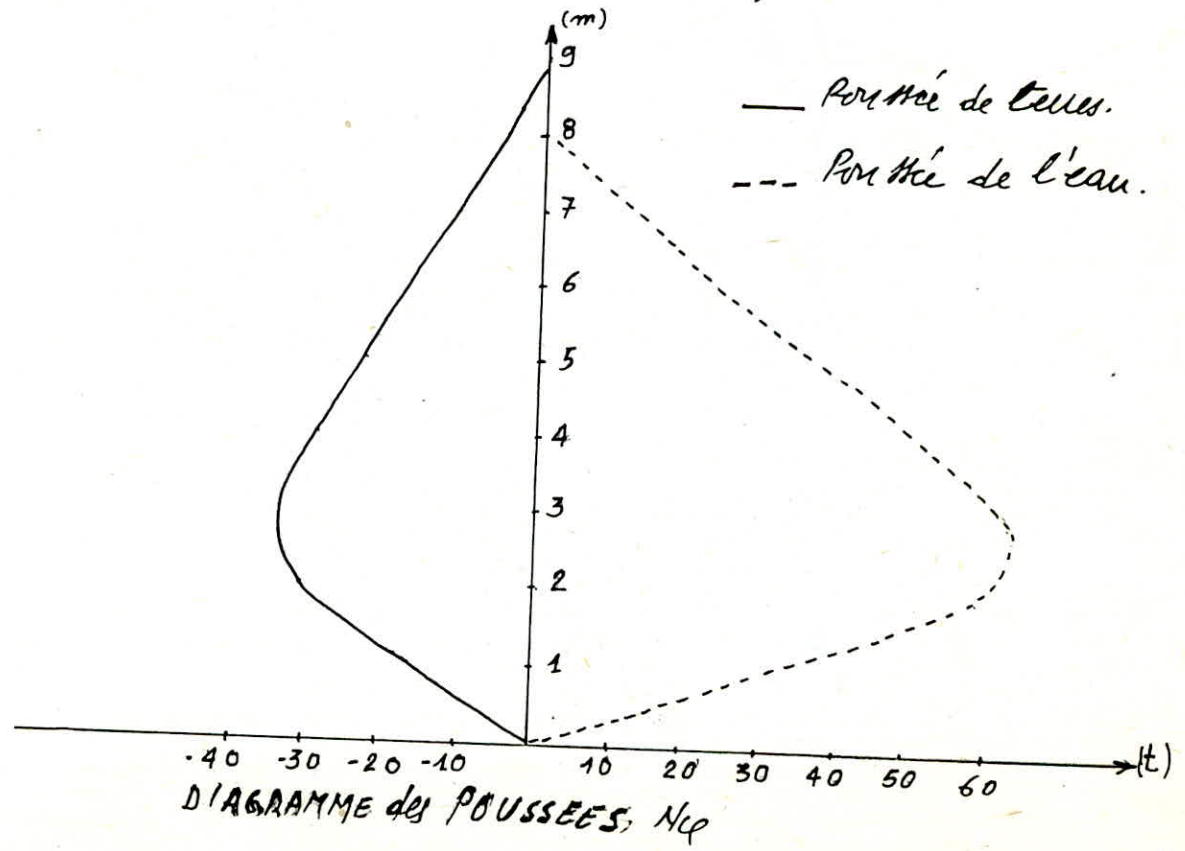
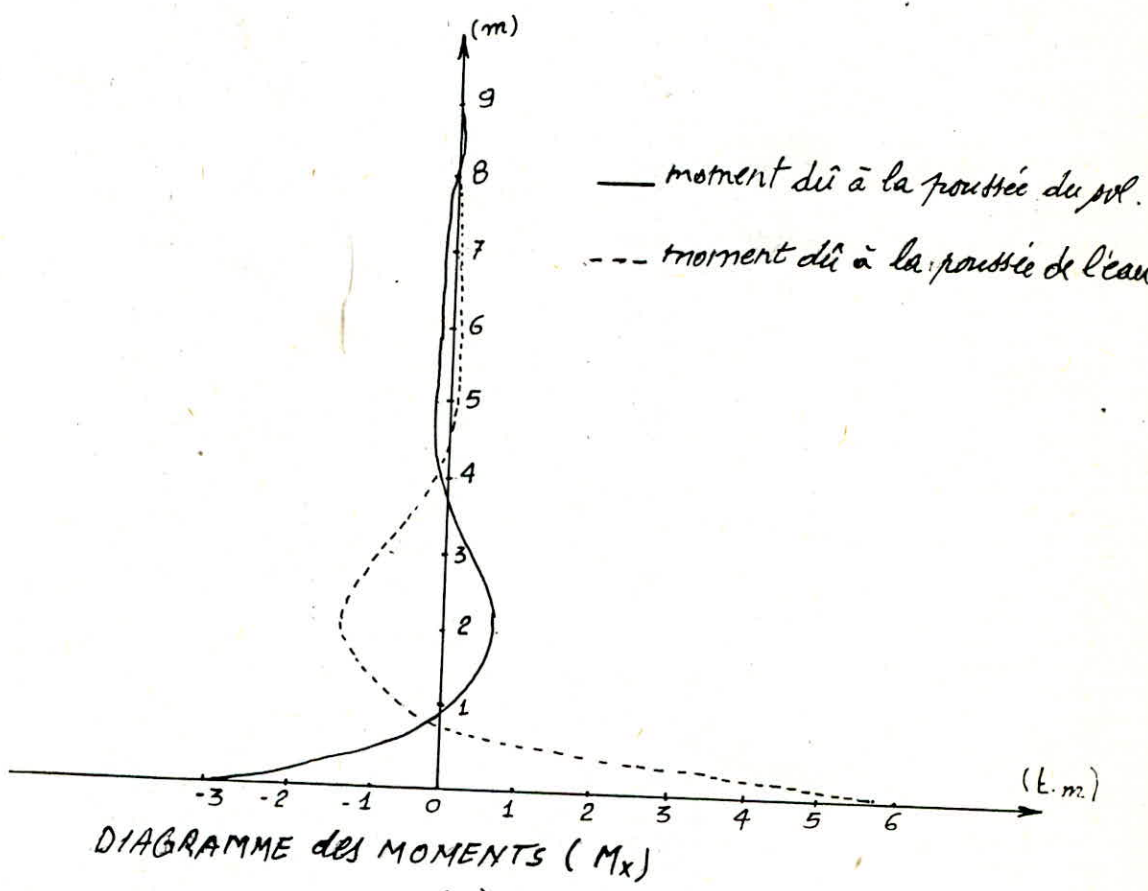
$$T_{max} = 10,50 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{10500}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 20} = 6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b = 6 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \cdot \bar{\tau}_b = 2,5 \cdot 6,37 = 15,92 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc: $\tau_b < \bar{\tau}_b$.

- Et l'effort tranchant sera repris par les armatures horizontales en arcs et par les armatures en cadres de maintien.



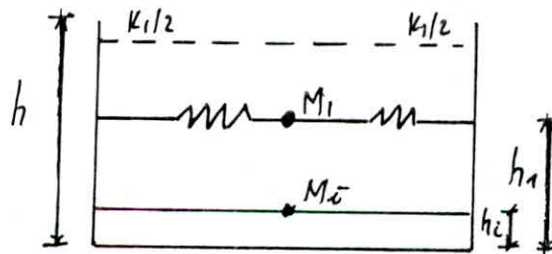
V. Etude hydrodynamique:

V. a. Généralités:

Le fluide que contient le réservoir se répartit généralement en deux zones:

- zone 1: c'est la zone inférieure du fluide qui représente une masse soumise à des contraintes (sous l'effet d'une accélération sismique horizontale) et qui tend à se déplacer comme un corps rigide en suivant les mouvements du réservoir.
- zone 2: c'est la zone supérieure du fluide qui représente une masse qui tend à se déplacer avec les mouvements des vagues.

La figure suivante pour l'ensemble des deux types d'actions:



- Les courbes et les équations de la méthode de HOUSNER (présentées dans l'ouvrage: « Conception et calcul des structures soumises au séisme »), permettant à l'ingénieur d'effectuer une analyse dynamique. Cette méthode nous permet aussi de calculer la hauteur libre à prévoir pour amortir l'effet des vagues qui risque d'endommager le couvercle du réservoir.

V. b. Notation:

M_1' : masse d'eau non vibrante du liquide.

M_2 : masse d'eau vibrante du liquide.

M_V : masse du réservoir.

h_1, h_3 : hauteurs engendrant les pressions dynamiques sur le fond du réservoir servant au calcul du moment de flexion.

BT_{max} : moment de flexion maximum dans un plan horizontal situé juste au-dessus de la base.

OT_{max} : moment de renversement maximum dans un plan horizontal situé sous la base.

V_{max} : cisaillement maximum.

d_{max} : déplacement maximum.

V. c. Application:

V. c. 1. Calcul du poids du réservoir:

- dalle (plancher): $Q_0 = 2,5 (11,1^2 \cdot 0,06) = 0,47 t.$

- Compoles: - charge: $Q_1 = P \cdot S = 0,24 \cdot 333,79 = 80,10 t.$

- surcharge: $S_1 = q \cdot S_p = 0,10 \cdot 314,19 = 31,40 t.$

- Acrotère: $Q_2 = 2,5 (2\pi \cdot 10,9 \cdot 0,35 \cdot 0,12) = 7,60 t.$

- ceinture: $Q_3 = 2,5 (2\pi \cdot 10,85 \cdot 0,35 \cdot 0,45) = 26,80 t.$

- Paroi: - Béton: $Q_4 = 2,5 (2\pi \cdot 10,85 \cdot 0,24 \cdot 8) = 327,20 t.$

- enduit: $Q_5 = 2,5 (2\pi \cdot 10,85 \cdot 0,06 \cdot 8) = 65,40 t.$

- Gou. set.: $Q_6 = 2,5 (2\pi \cdot 10,65 \cdot \frac{0,26 \cdot 0,45}{2}) = 10,90 t.$

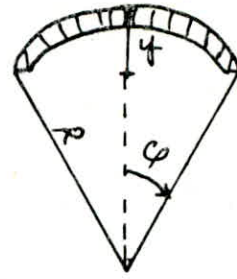
Donc: $\Rightarrow W = 549,47 t.$

V.C.2. Calcul du centre de gravité de la coupole:

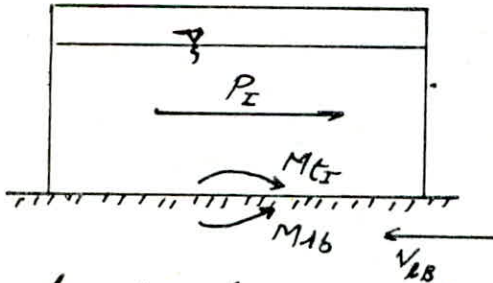
$$\varphi = 25,83.$$

$$y = R \left(1 - \frac{\sin \varphi}{\varphi} \right)$$

$$y = 24,27 \left(1 - \frac{0,436}{0,451} \right) = 7,1 \text{ cm}$$



V.C.3. Calcul dynamique:



forces impulsives

$$P_{Ies} = A D B \varphi W_{Ies}$$

$$P_I = A D B \varphi W_I$$

où:

A: coefficient de la zone (qui est une fraction de l'accélération g)

- zone II, groupe d'usage 1: $A = 0,25 g \Rightarrow (A) = 0,25$

D: facteur d'amplification dynamique moyen. $D = f(B, T, \rho)$

Et: β : amortissement: 2,5% au 1^{er} mode.

5% au 2^{em} mode.

T: période propre.

ρ : au niveau de la fondation, nous avons un sol meuble (argile graveleuse).

B: facteur de comportement de la structure.

catégorie B: $B = 1/2$.

Q: facteur de la qualité.

- contrôle de la qualité des matériaux (littérature monobéton) $\rightarrow 0,1$

- contrôle de la qualité de la construction (vitesse monobarré) $\rightarrow 0,1$

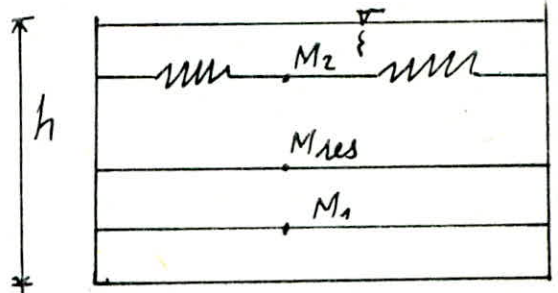
$$\Rightarrow \varphi = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i = 1,2.$$

V. d. Modèle dynamique du réservoir :

on a un système à deux degrés de liberté.

soit: $\alpha = \frac{h}{r} = \frac{7}{10,24} = 0,78 < 1,5 \rightarrow$ c'est un réservoir à faible hauteur.

$$\alpha = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} c_1 = 1,50 & c_5 = 0,08 \\ c_2 = 1,28 & c_6 = 0,60 \\ c_3 = 0,40 & c_7 = 0,09 \\ c_4 = 0,37 & c_8 = 0,56 \end{cases}$$



V. d. 1. Calcul :

$$M = M_1' + M_c = 2500 t \rightarrow \text{masse d'eau.}$$

$$M_1' = \frac{M \cdot t_h (\sqrt{3} \cdot \frac{r}{h})}{\sqrt{3} \cdot \frac{r}{h}} = \frac{M \cdot t_h (2,22)}{2,22} = 0,440 M.$$

donc :

$$\begin{cases} M_1' = 1100 t. \\ M_c = 1400 t. \end{cases}$$

Et comme $\frac{h}{r} < 1,5$, on doit ajouter à M_1' le poids de la paroi du réservoir :

$$M_1 = M_1' + M_{res} = 1100 + 549,47 = 1649,47 t.$$

$$M_2 = 1400 t.$$

$$W_0^2 = 1,84 \frac{g}{r} t_h (1,84 \frac{h}{r}) = 1,84 \cdot \frac{9,81}{10} t_h (1,84 \cdot \frac{8}{10}) = 1,624 \left(\frac{rd}{s}\right)^2$$

a. Les raideurs :

$$I_x = \pi \cdot r^3 \cdot e = \pi (10,24)^3 \cdot 0,24 = 809,60 m^4.$$

$$E = 21 \cdot 10^4 \sqrt{5 \cdot 4} = 21 \cdot 10^4 \sqrt{1,2 \cdot 300} = 3,984 \cdot 10^6 t/m^2.$$

$$L = h_c = \frac{3}{8} h = \frac{3}{8} \cdot 8 = 3 \text{ m.}$$

$$K_1 = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \cdot 3,984 \cdot 10^6 \cdot 809,6}{3^3} = 3,58 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

$$K_1 = 3,58 \cdot 10^2 \text{ N/m.}$$

$$K_2 = M_2 \cdot \omega_0^2 = 2,74 \cdot 10^6 \text{ N/m.}$$

- la matrice de rigidité:

$$K = \begin{vmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{vmatrix} \quad \text{avec: } K_{11} = K_1 + K_2 = 3580002, 274 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$K_{22} = K_2 = 2,274 \cdot 10^6 \text{ N/m.}$$

$$K_{12} = K_{21} = -K_2 = -2,274 \cdot 10^6 \text{ N/m.}$$

b. Les fréquences circulaires:

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{11}}{M_2} + \frac{K_{22}}{M_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{11}}{M_2} - \frac{K_{22}}{M_1} \right)^2 + 4 \frac{K_{12} \cdot K_{21}}{M_1 \cdot M_2}} \right]$$

$$\Rightarrow \omega_1^2 = 1,3833 \left(\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right)^2 \rightarrow \text{premier mode: } \omega_1 = 1,1761 \text{ rad/s.}$$

$$\omega_2^2 = 2539423,913 \left(\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right)^2 \rightarrow \text{deuxième mode: } \omega_2 = 1593,557 \text{ rad/s.}$$

c. Les périodes:

$$\text{- Premier mode: } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 5,34 \text{ s.}$$

$$\text{- Deuxième mode: } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 3,94 \cdot 10^{-3} \text{ s.}$$

d. Les taux d'amplitude:

$$\text{- Premier mode: } \phi_1 = \frac{-\frac{K_{12}}{M_2}}{\frac{K_{22}}{M_2} - \omega_1^2} = 6,35 \cdot 10^{-7}$$

$$\text{- deuxième mode: } \phi_2 = \frac{-\frac{K_{12}}{M_2}}{\frac{K_{22}}{M_2} - \omega_2^2} = 916,61.$$

e. Les facteurs de contribution:

$$\gamma_1 = \frac{M_2 \phi_1 + M_1}{M_2 \phi_1^2 + M_1} \quad \frac{M_1}{M_1} = 1.$$

$$\delta_2 = \frac{M_2 \phi_2 + M_1}{M_2 \phi_2^2 + M_1} = \frac{1}{\phi_2} = 10,91 \cdot 10^{-4}$$

f. Calcul des accélérations:

- Premier mode: $\beta = 0,5\%$.
 $T_1 = 5,34 \text{ s}$
 sol meuble } $\Rightarrow D = 1$.

$$(A_1) = A B D Q = 0,25 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,2 = 0,15$$

$$A_1 = (A_1) \cdot g = 1,47 \text{ m/s}^2$$

- deuxième mode: $\beta = 5\%$.
 $T_2 = 3,94 \cdot 10^3 \text{ s}$
 sol meuble } $\Rightarrow D = 2$.

$$S_a = A \cdot D = 0,25 \cdot 2 = 0,50$$

$$S_a'' = \frac{S_a}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} = \frac{0,50}{\sqrt{\frac{1,4}{0,5} - 1}} = 0,28$$

$$S_a' = S_a'' \cdot Q = 0,28 \cdot 1,2 = 0,34 \Rightarrow A_2 = (A_2) \cdot g = 3,30 \text{ m/s}^2$$

g. Les forces latérales:

- Premier mode: $F_{11} = M_1 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 \cdot \phi_1 = 1,64947 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1,47 \cdot 6,35$

$$F_{11} = 1,54 \text{ N}$$

$$F_{21} = M_2 \cdot \gamma_1 \cdot A_1 = 1,4 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 1,47$$

$$F_{21} = 2,058 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Deuxième mode: $F_{22} = M_2 \cdot \gamma_2 \cdot A_2 = 1,4 \cdot 10^6 \cdot 3,30 \cdot 10,91 \cdot 10^{-4}$

$$F_{22} = 5,04 \cdot 10^3 \text{ N}$$

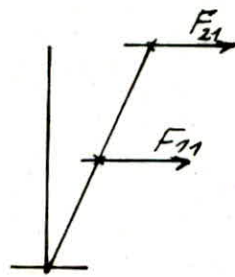
$$F_{12} = M_1 \cdot \gamma_2 \cdot A_2 \cdot \phi_2 = 1,64947 \cdot 10^6 \cdot 3,30 \cdot 10,91 \cdot 10^{-4} \cdot 6,35$$

$$F_{12} = 5,44 \cdot 10^6 \text{ N}$$

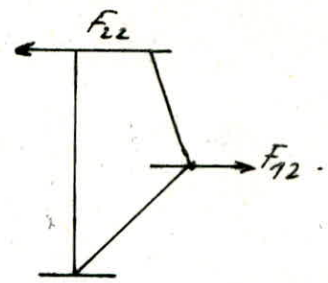
Combinaison: cisaillement à la base:

$$F_T = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2} = 5,44 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$V = F_1 + F_2 = 688 \text{ t.} \rightarrow \text{effort tranchant \u00e0 la}$$



base.



h. Moment de flexion total:

Dans un plan horizontal situ\u00e9 juste au-dessus de la base on a que: $h_2 = \frac{3}{8} h = 3,289 \text{ m.}$

$$h_4 = c_8 \cdot h = 0,56 \cdot 8 = 4,48 \text{ m.}$$

$$h_3 = 10 \cdot c_7 \cdot h = 10 \cdot 0,09 \cdot 8 = 7,20 \text{ m.}$$

$$h_1 = 10 \cdot c_5 \cdot h = 10 \cdot 0,08 \cdot 8 = 6,40 \text{ m.}$$

$$BM_{\max} = F_1 h_2 + F_2 h_4 = (5,44 \cdot 3,289 + 1,44 \cdot 4,480) 10^6 = 24,34 \cdot 10^6 \text{ N.}$$

i. Moment de renversement:

$$OT_{\max} = F_1 h_1 + F_2 h_3 = (5,44 \cdot 6,40 + 1,44 \cdot 7,20) 10^6 = 45,18 \cdot 10^6 \text{ N. m.}$$

j. Calcul du d\u00e9placement vertical maximum:

$$\text{- Premier mode: } d_{\max 1} = \frac{C_3 \cdot r}{\frac{1}{\varphi} - 1}$$

$$\varphi = (A_1) (1 - \phi_1) C_2 = 0,15 (1 - 6,35 \cdot 10^{-7}) 1,28 = 0,192$$

$$\Rightarrow d_{\max 1} = \frac{0,40 \cdot 10}{\frac{1}{0,192} - 1} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{- Deuxi\u00eame mode: } d_{\max 2} = \frac{1}{W_2} (A_2) \gamma_2^2 (1 - \phi_2) C_2$$

$$\Rightarrow d_{\max 2} = \frac{1}{(1593,157)^2} \cdot 3,30 \cdot (10,91 \cdot 10^4) (1 - 916,61) 1,28 \approx 0$$

donc:

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max 1}^2 + d_{\max 2}^2} = \sqrt{0,95^2 + 0^2} = 0,95$$

$$\Rightarrow d_{\max} \sim 1,0 \text{ m.}$$

mais on a laissé au-dessus du niveau d'eau une couronne de paroi de un mètre de largeur, en plus de la demi-largeur de la ceinture.

$$\Rightarrow d = 1 + \frac{0,5}{2} = 1,25 \text{ m} > d_{\max} = 1,0 \text{ m}..$$

V.d.2. Vérification de la paroi du réservoir :

a. Généralités :

La paroi du réservoir est soumise à deux types de sollicitation :

1. Sollicitations d'ensemble.
2. Sollicitations locales.

1. Les sollicitations d'ensemble :

C'est pour la désignation des sollicitations agissant sur la structure considérée comme une console encastree dans le sol. Parmi ces sollicitations on a :

- Le moment fléchissant M .
- L'effort tranchant T .
- L'effort normal N (les plus défavorables).

qui donnent les contraintes moyennes σ_{am} et τ_{bm} .

Théoriquement on peut concentrer le béton et l'acier dans la surface moyenne tout en supposant que $\frac{t}{D}$ est suffisamment faible.

2. Les sollicitations locales :

Elles produisent uniquement les flexions locales qui sont dues aux moments d'ovalisation et d'enrobagelement.

b. calcul des efforts:

1. sollicitations d'ensemble:

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons les plus défavorables, on considère les combinaisons suivantes:

$$- G + P + V \quad - 0,8 G + S I.$$

$$- G + P + S I \quad - 0,8 G - S I.$$

2. sollicitations locales:

$$- \text{Moment d'ovalisation: } M_o = K \cdot q_n \cdot \delta_o \cdot D_m^2$$

où: δ_o : coefficient de dimension = 0,77 (en fonction de D_m).

D_m : diamètre moyen du réservoir.

$$q_n: \text{pression de base } \left(q_n = q_o \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60} = 70 \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60} \right)$$

$$H = 9 \text{ m} \Rightarrow q_n = 68,48 \text{ kg/m}^2$$

$$H = 0,0 \Rightarrow q_n = 52,50 \text{ kg/m}^2.$$

Chaque tronçon de paroi est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent P et des cisaillements Z engendrés dans l'épaisseur de la paroi. Les effets P et Z produisent des moments fléchissants d'ovalisation M_o qui sont donnés dans le "RNVES" pour les cas $\delta_o = 1$ et $\delta_o = 1,0$:

- Pour $\delta_o = 1 \rightarrow$ face au vent \rightarrow fibres intérieures tendues.

$$M_{oe} = 0,061 \cdot q \cdot \delta_o \cdot D_m^2$$

\rightarrow face latérale \rightarrow fibres extérieures tendues.

$$M_{oe} = 0,053 \cdot q \cdot \delta_o \cdot D_m^2.$$

- Dans notre cas $\delta_o = 0,9$, mais par mesure de sécurité on prend: $\delta_o = 1,0$.

Donc: $D_m = 19,95 \text{ m}$.

$$M_{0i} = 0,061 \cdot 52,5 \cdot 0,77 \cdot 19,95^2 = 0,98 \text{ t.m.}$$

$$M_{0e} = 0,053 \cdot 52,5 \cdot 0,77 \cdot 19,95^2 = 0,85 \text{ t.m.}$$

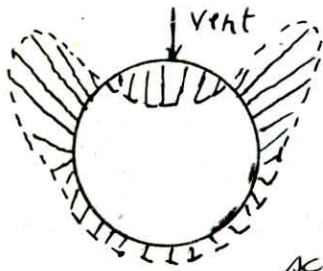


schéma 1.

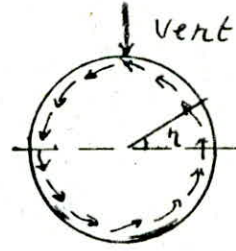


schéma 2.

$$P = c_e \cdot q \cdot S$$

où:

S : aire de la section.

- La courbe du schéma (1) qui représente la variation de c_e donne une idée sur la répartition des pressions du vent sur la paroi.

3. Moment thermique: M_v .

$$M_{vi} = \frac{\mu \cdot T_s \cdot E \cdot h_0^3}{2,75 \cdot D_m} \quad ; \quad M_{ve} = \frac{\mu \cdot T_s \cdot E \cdot h_0^3}{5 \cdot D_m}$$

où:

μ : module de dilatation linéaire ($\mu = 10^{-5}$).

T_s : différence de température entre la face intérieure et la face extérieure. ($T_s = 10^\circ\text{C}$).

h_0 : épaisseur du voile ($h_0 = 0,24 \text{ m}$).

$$E = 3,98 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$D_m = 19,95 \text{ m}$$

Donc: $M_{vi} = 0,10 \text{ t.m.}$

$$M_{ve} = 0,055 \text{ t.m.}$$

V.d.3. Base de calcul pour les différentes cas de charges:

on a 3 cas de charges:

1. Cas de charges A: sollicitations d'ensemble.
 2. Cas de charges B: sollicitations locales.
 3. Cas de charges C: sollicitations d'ensemble et locales.
- on doit faire la vérification simplement pour la section d'encastrement qui est la section la plus défavorable.

- Tableau de calcul:

combinaison	M (t.m)	N (t)	T (t)
G + P + S _I	2434	549,47	688
0,8G + S _I	2434	483,20	688
0,8G - S _I	-2435	483,20	-688

1. Cas de charges A:

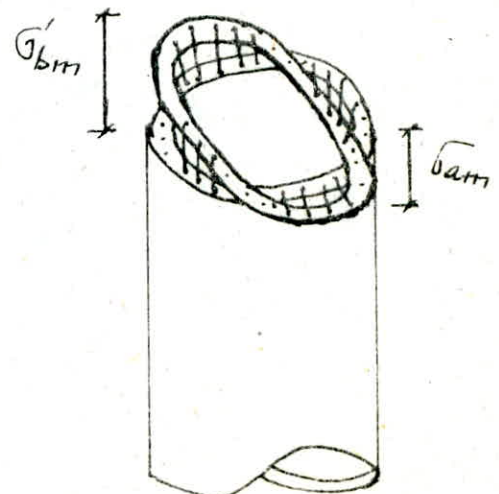
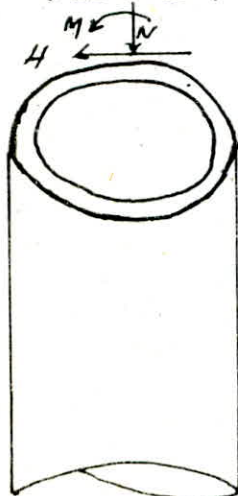
C'est le cas le plus défavorable est donné par la combinaison minuscule:

$$0,8G + S_I \rightarrow \text{soit: } M = 2434 \text{ t.m.}$$

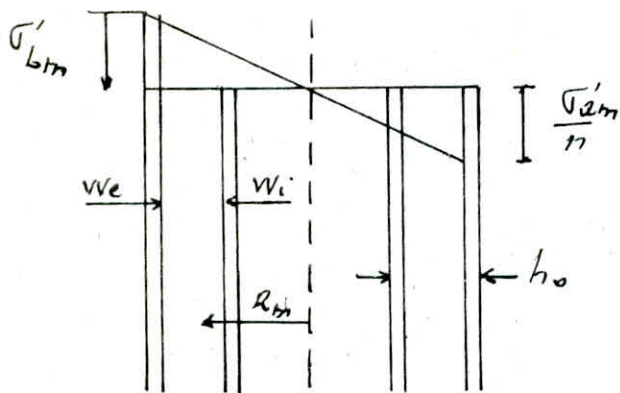
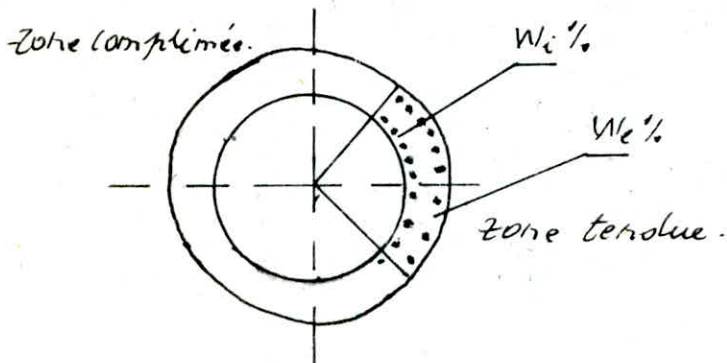
$$N = 483,20 \text{ t.}$$

$$T = 688 \text{ t.}$$

- sens vertical:



Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont en équilibre par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la loge d'après les schémas qui suivent :



Pour le calcul numérique nous utilisons les tableaux C7 dans l'ouvrage de "MARIUS DIVER". page 197, et dont les coefficients et les notations sont indiquées sur la page précédente.

- choix du ferraillage :

Le ferraillage est déjà choisi pour les sollicitations de premier genre.

- Pour les armatures verticales extérieures on a :

$$6 \text{ HA } 12 / \text{ml} \Rightarrow A_e = 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w}_e = 0,282\%$$

- Pour les armatures verticales intérieures :

$$6 \text{ HA } 20 / \text{ml} \Rightarrow A_i = 18,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w}_i = 0,785\%$$

Les cisaillements fissurent le béton à 45° , l'équilibre étant assuré par les lielles comprimées et les armatures transversales.

Donc la traction dans les cerces est:

$$\bar{\sigma}_{am} = \frac{100 \cdot Z}{\Sigma W} = \frac{100 \cdot H}{1,6 D_m \Sigma W \cdot h_0}$$

$$\Sigma W_f = 0,50\%$$

$$\bar{\sigma}_{am} = \frac{100 \cdot 688 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 995 \cdot 0,5 \cdot 24} = 1796,20 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Cas de charges B:

Il est supposé qu'une section entièrement ou partiellement comprimée (tendue) sous l'effet des sollicitations d'ensemble reste entièrement ou partiellement comprimée (tendue) sous les sollicitations locales.

- sens vertical:

Les sollicitations locales n'ont pas d'influence sur le sens vertical, car on n'a pas de consoles internes.

- sens transversal:

- Les aciers extérieurs:

$$\xi = \frac{h}{h_0} = \frac{20}{24} = 0,833$$

$$\left. \begin{array}{l} C = \frac{A_{t_i}}{A_{t_e}} = 1 \\ W_{t_e} = 0,282 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{tableau } C_2 \\ \text{page. 777} \end{array} \quad \alpha = 0,210$$

$$\bar{\sigma}_{0e} = \frac{M_{0e}}{h_0 \left(\xi - \frac{\alpha}{3} \right) A_{t_e}} = \frac{0,85 \cdot 10^5}{24 \left(0,833 - \frac{0,210}{3} \right) 6,78} = 684,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{re} = \frac{M_{re}}{h_a \cdot A_{te}} = \frac{0,055 \cdot 10^5}{16 \cdot 6,78} = 50,70 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Les aciers intérieurs: $\xi_2 = 0,833$.

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_o \left(\xi_2 - \frac{\alpha}{3}\right) A_{te}} = \frac{0,98 \cdot 10^5}{24 \left(0,833 - \frac{0,210}{3}\right) 6,78} = 789,30 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ri} = \frac{M_{ri}}{h_a \cdot A_{ti}} = \frac{0,10 \cdot 10^5}{16 \cdot 6,78} = 92,20 \text{ Kg/cm}^2.$$

3. Cas de charges C:

Il est supposé que la superposition des sollicitations d'ensemble et locales produit une flexion composée dans l'épaisseur de la paroi et que les méthodes couramment utilisées dans la R.S.M continuent d'être applicables.

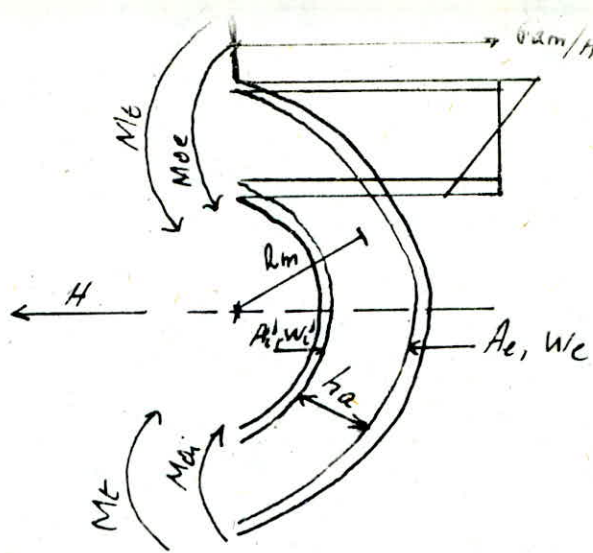
- sens vertical:

Comme on a pas de consoles intérieures ce cas de charges donne les mêmes résultats que le cas de charges A dans le sens vertical.

- sens transversal:

$$\begin{aligned} \text{- Aciers extérieurs: } \sigma_{at} &= \sigma_{am} + \sigma_{oe} + \sigma_{re} = 779,2 + 684,6 + 50,7 \\ &\Rightarrow \sigma_{at} = 2531,50 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Aciers intérieurs: } \sigma_{at} &= \sigma_{am} + \sigma_{oi} + \sigma_{ri} = 779,2 + 789,3 + 92,2 \\ &\Rightarrow \sigma_{at} = 2677,70 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$



Décapitulation:

SECTION D'ENCASTREMENT.							
		M = 2434 t.m N = 483,20 t. T = 688 t.		FERRAILLAGE	cas de charges A	cas de charges B	cas de charges C
		BETON		—		$\sigma'_b = 6,05 \text{ kg/cm}^2$	—
SENS VERTICAL	NAPPES	EXT	6 HA 12 / ml $A_e = 6,78 \text{ cm}^2$ $W_e = 0,282\%$	$\sigma'_a = 0,10 \text{ kg/cm}^2$	—	$\sigma'_a = 0,10 \text{ kg/cm}^2$	
		INT	6 HA 20 / ml $A_i = 18,84 \text{ cm}^2$ $W_i = 0,785\%$				
SENS TRANSVERSAL	NAPPES	EXT	6 HA 12 / ml $A_{te} = 6,78 \text{ cm}^2$ $W_{te} = 0,282\%$	$\sigma_a = 1796,20 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{oe} = 684,60 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{re} = 50,70 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 2531,50 \text{ kg/cm}^2$
		INT	6 HA 12 / ml $A_{ti} = 6,78 \text{ cm}^2$ $W_{ti} = 0,282\%$		$\sigma_{oi} = 789,30 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{ri} = 92,20 \text{ kg/cm}^2$	

- Vérification au cisaillement:

Le contreventement de la structure est assuré par le voile circulaire, donc celui-ci reprendra à lui seul l'effort tranchant.

$$\text{on doit vérifier: } \tau_b = \frac{T \cdot S}{I \cdot b} \leq \bar{\tau}_b.$$

$$\text{avec: } \left. \begin{array}{l} T = 1,4 T_{\text{calculé}} \\ \bar{\tau}_b = 0,12028 \end{array} \right\} \text{R.P.A art. 4.3.22.}$$

où: S : moment statique.

I : moment d'inertie.

$$b = 2 \times \text{épaisseur du voile} = 0,48 \text{ m.}$$

- La vérification sera faite pour la section la plus dangereuse. \rightarrow la section d'écastriment: $T = 688 \text{ t.}$

$$\text{donc: } \tau_b = \frac{1,4 \cdot 688 \cdot 10^3}{0,48 \cdot 10^4}$$

XV. Fondation:

XV. a. Calcul du radier:

Étant donné que l'étude du radier est difficile où on doit déterminer le diagramme approché des réactions du sol et cela dépend des coefficients d'élasticité relatifs à la structure du radier et du sol, alors on doit considérer deux cas qui sont les suivants:

1. Réservoir vide:

Le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre. Les parois du réservoir représentent des points d'appuis, en plus on tient compte du moment M_E de la poussée du sol au bord du radier.

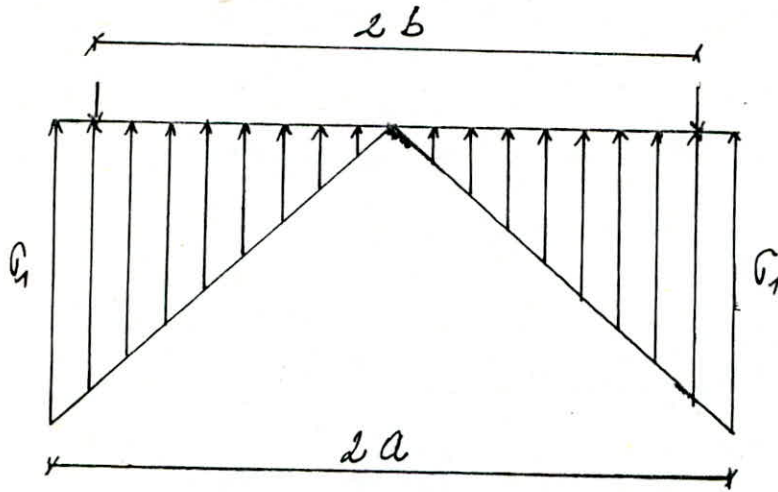
2. Réservoir plein:

Le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre et des surcharges de l'eau. Les parois représentent des points d'appuis, en plus on tient compte du moment M_E de l'eau.

- Or le cas le plus défavorable est celui du réservoir vide par contre celui du réservoir plein le radier est presque soumis à une compression simple. Le radier sera étudié dans le cas du réservoir vide.

On considère que la réaction du sol sur le radier est triangulaire, et nulle au centre du radier.

- schéma statique:



$$G_1 = 1,5 \cdot q \quad \text{et} \quad q = \frac{Q}{\pi \cdot a^2}$$

avec: $a = 10,79 \text{ m}$.

donc: $G_1 = 1,5 \cdot \frac{549,47}{\pi \cdot (10,79)^2} = 2,253 \text{ t/m}^2$.

$$M_r(A) = M_{r1} + M_{r2} - M_{r3} - M_{r4} + M_{r5}$$

$$M_t(A) = M_{t1} + M_{t2} - M_{t3} - M_{t4} + M_{t5}$$

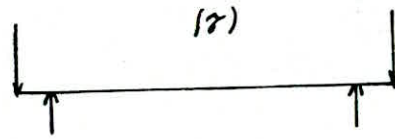
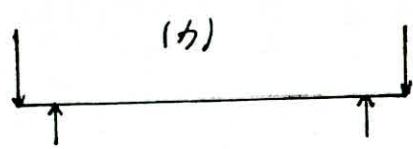
où: M_r - moment radial.

M_t - moment tangentiel.

Le calcul sera fait sur deux cas:

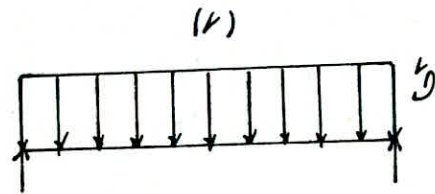
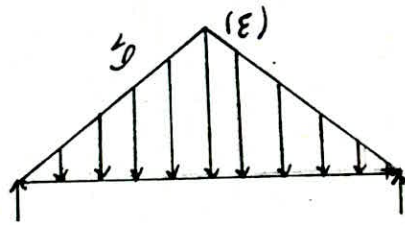
1. Radier appuyé simplement.
2. Radier encastré.

Le schéma précédent sera divisé en deux qui seront divisés aussi en deux autres plus simple.



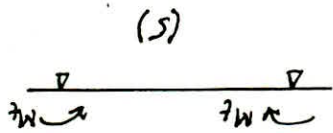
+

+

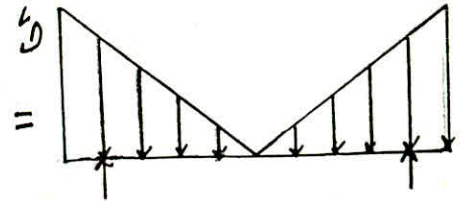
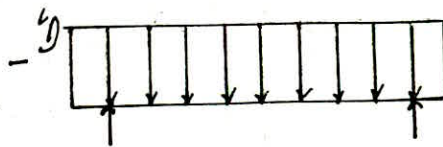
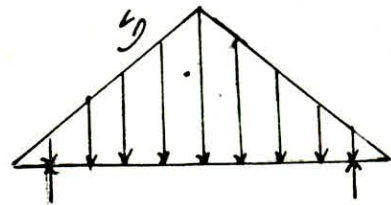


=

=



+



On a: $q = \frac{Q}{\pi \cdot a^2}$

Q - poids propre de la paroi et de la coupole ($Q = 549,47 \text{ t}$).

q - réaction du sol. (cas uniforme).

a - distance du centre du radier à son extrémité
($a = 10,79 \text{ m}$).

$$\Rightarrow q = \frac{549,47}{\pi \cdot 10,79^2} = 1,502 \text{ t/m}^2.$$

b - distance du centre du radier à la mi-épaisseur du voile ($b = 10,12 \text{ m}$).

μ - coefficient de poisson ($\mu = 0,15$ pour le béton).

$$q_1 = 1,5 q = 1,5 \cdot 1,502 = 2,253 \text{ t/m}^2.$$

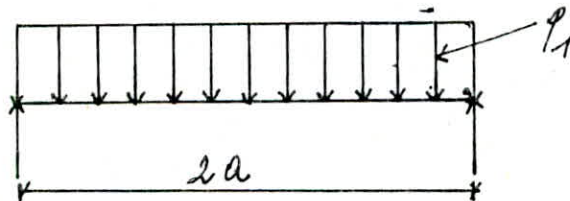
M_r - donné par unité de longueur de circonférence.

M_t - donné par unité de longueur de rayon.

1. Radier appuyé simplement:

Applications des résultats de M^r BARRES.

a. plaque circulaire chargée uniformément.



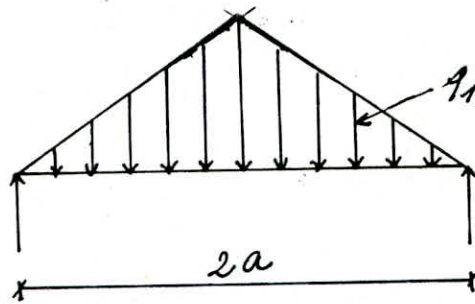
$$M_r = \frac{q_1}{16} (3 + \mu)(a^2 - r^2)$$

$$M_t = \frac{q_1}{16} [a^2(3 + \mu) - r^2(1 + 3\mu)]$$

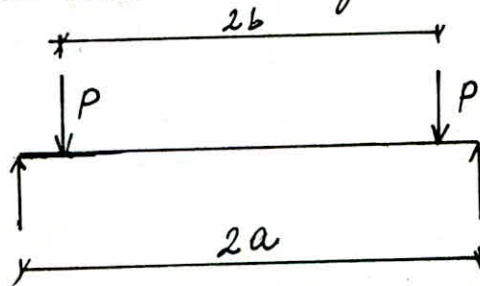
b. plaque circulaire chargée triangulairement.

$$M_r = \frac{q_1}{720} [71a^3 + 29\mu a^3 - 45(3 + \mu)r^2 + 16(4 + \mu)\frac{r^3}{a}]$$

$$M_t = \frac{71}{720} \left[71a^4 + 29\mu a^4 - 45(1+3\mu)r^4 + 16(1+4\mu)\frac{r}{e} \right]$$



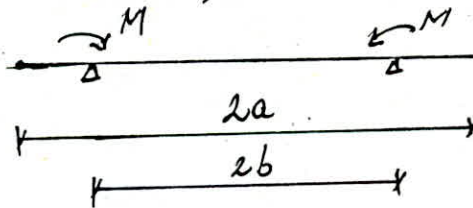
c. plaque circulaire chargée concentriquement.



$$- x > b \rightarrow M_r = 0 ; M_t = \frac{P \cdot b}{2} (1 - \mu) \left(1 - \frac{b^2}{a^2}\right)$$

$$- x \leq b \rightarrow M_r = M_t = \frac{P}{4} \left[(1 - \mu) \left(\frac{a^2 - b^2}{2}\right) + a^2 (1 + \mu) \log \frac{a}{b} \right]$$

d. dalle circulaire soumise à un moment concentrique.



$$\beta = \frac{b}{a}$$

$$\rho = \frac{r}{a}$$

$$- r > b \rightarrow M_r = M_t = \frac{(1 - \mu) M}{2\beta^2} \left(1 - \frac{\rho^2}{\beta^2}\right)$$

$$- r \leq b \rightarrow M_r = M_t = \frac{M}{2} \left[(1 + \mu) + \frac{1}{\beta^2} (1 - \mu) \right]$$

Tableau de calcul:

Rayon (m)	M (t.m)	1	2	3	4	5	M(A)
r=0	M _r	-51,64	3,43	-27,45	1,72	1,68	-20,80
	M _t	-51,64	3,43	-27,45	1,72	1,68	-20,80
r=10,12	M _r	-5,08	3,43	-1,58	1,72	1,68	-0,11
	M _t	-30,73	3,43	-14,23	1,72	1,68	-13,11
r=10,79	M _r	0	0	0	0	0	0
	M _t	-27,87	3,66	-12,99	1,83	1,68	-13,05
r=5	M _r	-40,55	3,43	-18,77	1,72	1,68	-18,39
	M _t	-46,54	3,43	-23,27	1,72	1,68	-19,88
r=8	M _r	-23,25	3,43	-8,92	1,72	1,68	-10,94
	M _t	-38,57	3,43	-18,18	1,72	1,68	-17

2. Rouler parfaitement encastré:

a. plaque circulaire chargée uniformément.

$$M_r = \frac{q_1}{16} [a^2(1+\mu) - r^2(3+\mu)]$$

$$M_t = \frac{q_1}{16} [a^2(1+\mu) - r^2(1+3\mu)]$$

b. plaque circulaire chargée triangulairement.

$$M_r = \frac{q_1}{720} [29a^2(1+\mu) - 45(3+\mu)r^2 + 16(4+\mu)\frac{r^3}{a}]$$

$$M_t = \frac{q_1}{720} [29a^2(1+\mu) - 45(1+3\mu)r^2 + 16(1+4\mu)\frac{r^3}{a}]$$

c. dalle circulaire chargée concentriquement.

$$r \leq b \quad M_r = M_t = \frac{p \cdot b}{4} (1+\mu) \left[\left(1 - \frac{b^2}{a^2}\right) + 2 \log \frac{b}{a} \right]$$

$$r > b \rightarrow M_r = \frac{P \cdot b}{4} \left[(1+\mu) \frac{b^2}{a^2} + (1-\mu) \frac{b^2}{r^2} - 2 \left[1 + (1+\mu) \log \frac{r}{a} \right] \right]$$

$$M_t = \frac{P \cdot b}{4} \left[(1+\mu) \frac{b^2}{a^2} + (1-\mu) \frac{b^2}{r^2} - 2 \left[1 + (1+\mu) \log \frac{r}{a} \right] \right]$$

Tableau de calcul:

Rayon (m)	M (t.m)	1	2	3	4	5	M (A)
r=0	M _r	-18,85	+1,34	-12,15	+0,67	1,68	-4,35
	M _t	-18,85	+1,34	-12,15	+0,67	1,68	-4,35
r=10,12	M _r	+26,57	+1,34	+13,32	+0,67	1,68	+15,60
	M _t	+2,06	+1,34	+1,07	+0,67	1,68	+3,34
r=10,79	M _r	+32,79	-4,3	+15,32	-2,15	0	+11,02
	M _t	+4,92	-4,3	+2,30	-2,15	0	+0,47
r=5	M _r	-7,76	+1,34	-3,10	+0,67	1,68	-2,31
	M _t	-13,75	+1,34	-9,09	+0,67	1,68	-2,31
r=8	M _r	+6,87	+1,34	+5,14	+0,67	1,68	+4,08
	M _t	-5,79	+1,34	-2,88	+0,67	1,68	-0,60

- Pour le ferrailage on prend les moments les plus défavorables

		r=0 m	r=8 m	r=10,12 m	r=5 m
M _r (t.m)	+	-	+4,08	+15,60	-
	-	-20,08	-10,94	-0,11	-18,39
M _t (t.m)	+	-	-	+3,34	-
	-	-20,08	-17	-13,11	-19,88

VI.6. Ferrailage :

On fait le calcul d'un exemple pour le ferrailage radial supérieur au centre du radier :

Les résultats des autres cas sont portés sur les tables suivantes.

$$M_r = -20,08 \text{ t.m.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 153 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$h = 45 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

On fait le choix des aciers H.A 25 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1574 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,59 \Rightarrow \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,80$$

$$M_{r,b} = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,59 \cdot 0,8 \cdot 153 \cdot 100 \cdot 45^2 \cdot 10^{-5} = 73 \text{ t.m}$$

$$\text{donc: } M_{r,b} = 73 \text{ t.m} > M_r = 20,08 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_r}{\gamma \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{20,08 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 45 \cdot 1574} = 35,44 \text{ cm}^2.$$

$$A = 8 \text{ HA 25/m} = 39,27 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique par rapport à la distance y de l'axe neutre de la section à la fibre la plus comprimée sera :

$$S(y) = \frac{b y^2}{2} + n A' (y - d') - n A (h - y) = 0 \text{ et } (A' = 0)$$

$$\Rightarrow \frac{100 \cdot y^2}{2} - 15 \cdot 39,27 (45 - y) = 0 \Rightarrow y = 17,876 \text{ cm}$$

le moment d'inertie sera :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A' (y - d')^2 + n A (h - y)^2 \text{ et } (A' = 0)$$

$$I = 623778,42 \text{ cm}^4$$

- Verification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} y = \frac{20,08 \cdot 10^5}{623778,42} \cdot 17,876 = 57,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 15 \frac{20,08 \cdot 10^5}{623778,42} (45-17,876) = 1309,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures supérieures.

Ferrailage en cerces:

R m	M _E t.m	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	α	γ	M _{rB} t.m	A cm ²	A choisie cm ²	y cm	I cm ⁴	σ'_b kg/cm ²	σ_a kg/c
r=0	-20,08	1574	0,59	0,80	73	35,44	8HA25/1ml = 39,27	17,88	623778	57,54	1309,;
r=5	-19,88	1574	0,59	0,80	73	35,08	8HA25/1ml = 39,27	17,88	623778	56,99	1295,
r=8	-17	1574	0,59	0,80	73	30,00	7HA25/1ml = 34,36	16,99	567884	50,86	1257,;
r=10,12 ou 10,79	-13,11	1703	0,57	0,81	71,5	21,12	7 HA 20/1ml = 21,99	14,24	408433	45,71	1480,

-78-

Armatures supérieures.

Ferrailage Radial:

R m	M _r t.m	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	α	γ	M _{r3} t.m	A cm ²	A choisie cm ²	y	I cm ⁴	σ'_b kg/cm ²	σ_a kg/cm ²
r=0	-20,08	1574	0,59	0,80	74	33,92	8HA25/m ^l = 39,27	17,94	660391	54,56	1325,22
r=5	-18,39	1574	0,59	0,80	74	31,07	8HA25/m ^l = 39,27	17,94	660391	49,96	1273,89
r=8	-10,94	1703	0,57	0,81	73	16,87	7HA20/m ^l = 21,99	14,62	449921	35,55	1180,99
r=10,12 ou 10,79	-0,11	1703	0,57	0,81	73	0,17	3HA20/m ^l = 9,42	10,20	226708	0,49	26,78

Armatures inférieures

Ferrailage en cerces:

R m	M_e t.m	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	α	β	M_{r6} t.m	A cm ²	A choisie cm ²	γ	F cm ⁴	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²
$r=0$	0	0	0,51	0,83	65,57	—	4HA10/ml	—	—	—	—
$r=5$	0	—	0,51	0,83	65,57	—	4HA10/ml	—	—	—	—
$r=8$	0	—	0,51	0,83	65,57	—	4HA10/ml	—	—	—	—
$r=10,12$ ou 10,79	+3,34	1942	0,54	0,82	68,59	4,66	4HA14/ml =6,16	8,24	143522	19,18	1203,59

Armatures inférieures.

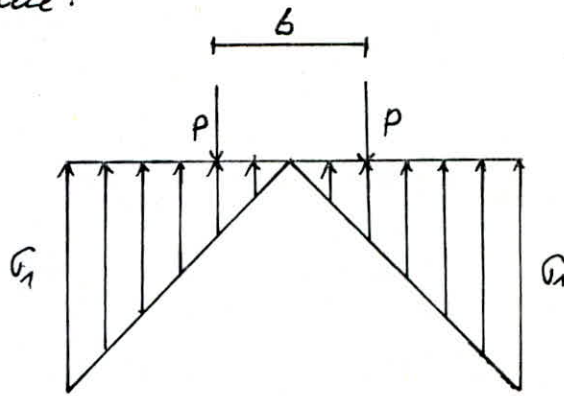
Ferrailage radial:

R m	M_r t.m	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	α	β	M_{rb} t.m	A cm ²	A choisie cm ²	y cm	I cm ⁴	σ'_b kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²
$r=0$	0	-	0,51	0,83	65,57	0	4HA10/ml	0	0	-	-
$r=5$	0	-	0,51	0,83	65,57	-	4HA10/ml	-	-	-	-
$r=8$	+4,08	1942	0,54	0,82	67	5,45	4HA14/ml = 6,150	8,44	156953	21,94	1503,6
$r=10,12$ ou 10,79	+15,60	1703	0,57	0,81	70,3	25,13	4HA25+4HA14 = 25,79	15,43	498099	48,33	1487,26

V.C. Vérification de la stabilité du radier:

1. Réservoir vide:

$$P = \frac{Q}{2\pi \cdot b}$$



- Si la réaction du sol est uniforme on aura:

$$q = \frac{Q}{\pi a^2} \quad \text{avec: } Q = 549,47 \text{ t.}$$

$$a = 10,79 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q = 0,15 \text{ kg/cm}^2.$$

- Puisque la réaction du sol est triangulaire on aura:

$$G_1 = 1,5 \cdot q = 0,22 \text{ kg/cm}^2.$$

- En tenant compte du poids du radier P_r :

$$\begin{cases} h_{\text{radier}} = 50 \text{ cm.} \\ h_{\text{gros béton}} = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$P_r = 2,5\pi \cdot 10,79^2 \cdot 0,5 + 2,5\pi \cdot 10,79^2 \cdot 0,1 = 648,63 \text{ t.}$$

$$G_s = 1,5q + \frac{P_r}{\pi a^2} = 0,22 + \frac{648,63 \cdot 10^3}{\pi \cdot 10,79^2 \cdot 10^4} = 0,20 \text{ kg/cm}^2.$$

donc: $G_s = 0,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{G}_s = 1 \text{ kg/cm}^2.$

2. Réservoir plein:

a- sollicitation premier genre:

$$\left. \begin{array}{l} - G + 1,2 p = 555,47 \text{ t.} \\ - P_r = 648,63 \text{ t.} \\ - \text{Poids de l'eau} = 2500 \text{ t.} \end{array} \right\} \Rightarrow N = G + 1,2 p + P_r + P_e$$

$$N = 3704,10 \text{ t.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{\pi \cdot a^2} = \frac{3704,10 \cdot 10^3}{\pi \cdot 10,79^2} = 0,90 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1 \text{ Kg/cm}^2.$$

b. sollicitation du deuxieme genre:

Parmi les sollicitations, on a les effets du moment de renversement M et l'effort normal N qui agissent au niveau de la base. On doit éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité.

$$N_2 = G + P + P_r + P_e.$$

$$M = 4518 \text{ t. m.}$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N_2}{S} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

$$I = 17265,06 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{D}{2} = a = 10,79 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{3698,10 \cdot 10^3}{\pi \cdot 10,79^2 \cdot 10^4} \pm \frac{4518 \cdot 10^5 \cdot 10,79 \cdot 10^2}{17265,06 \cdot 10^8}$$

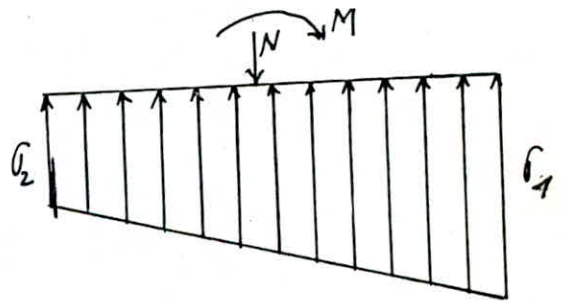
$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 1,29 \text{ Kg/cm}^2. \\ \bar{\sigma}_2 = 0,11 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}\left(\frac{D}{4}\right) = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 0,995 \text{ Kg/cm}^2.$$

Donc:

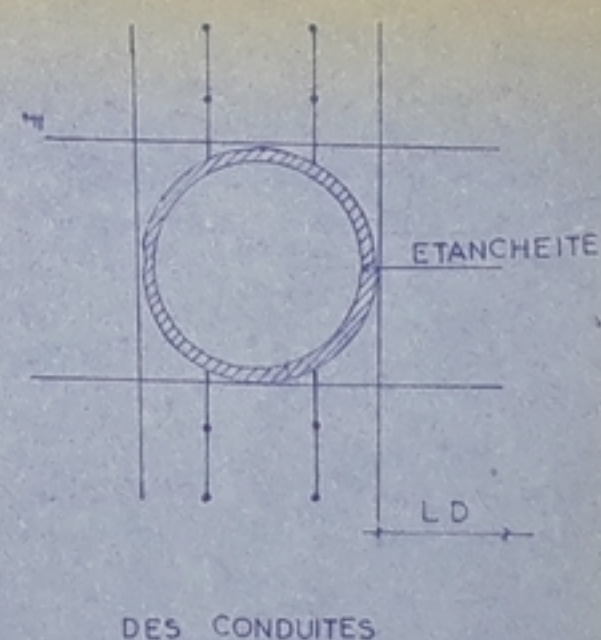
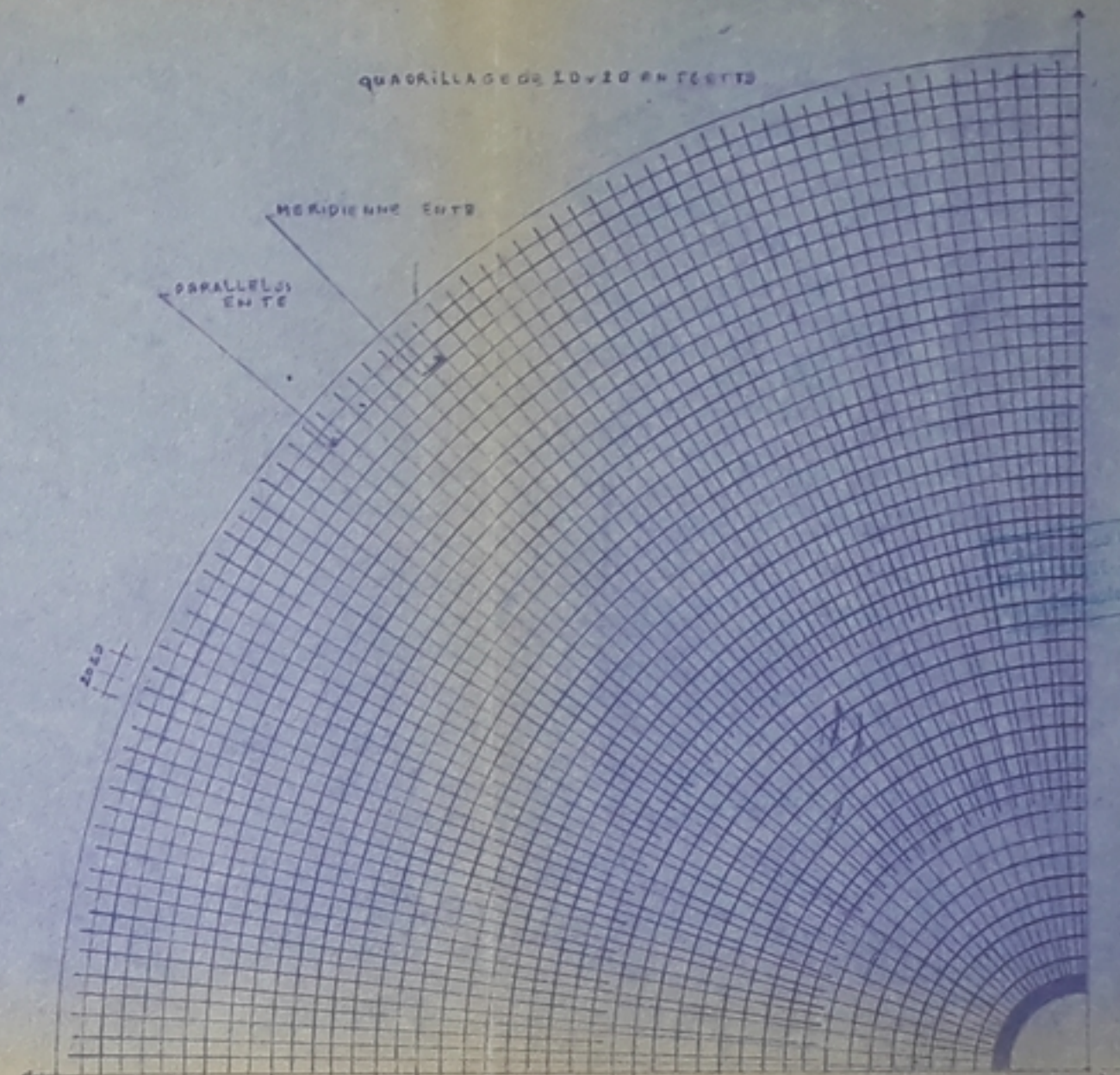
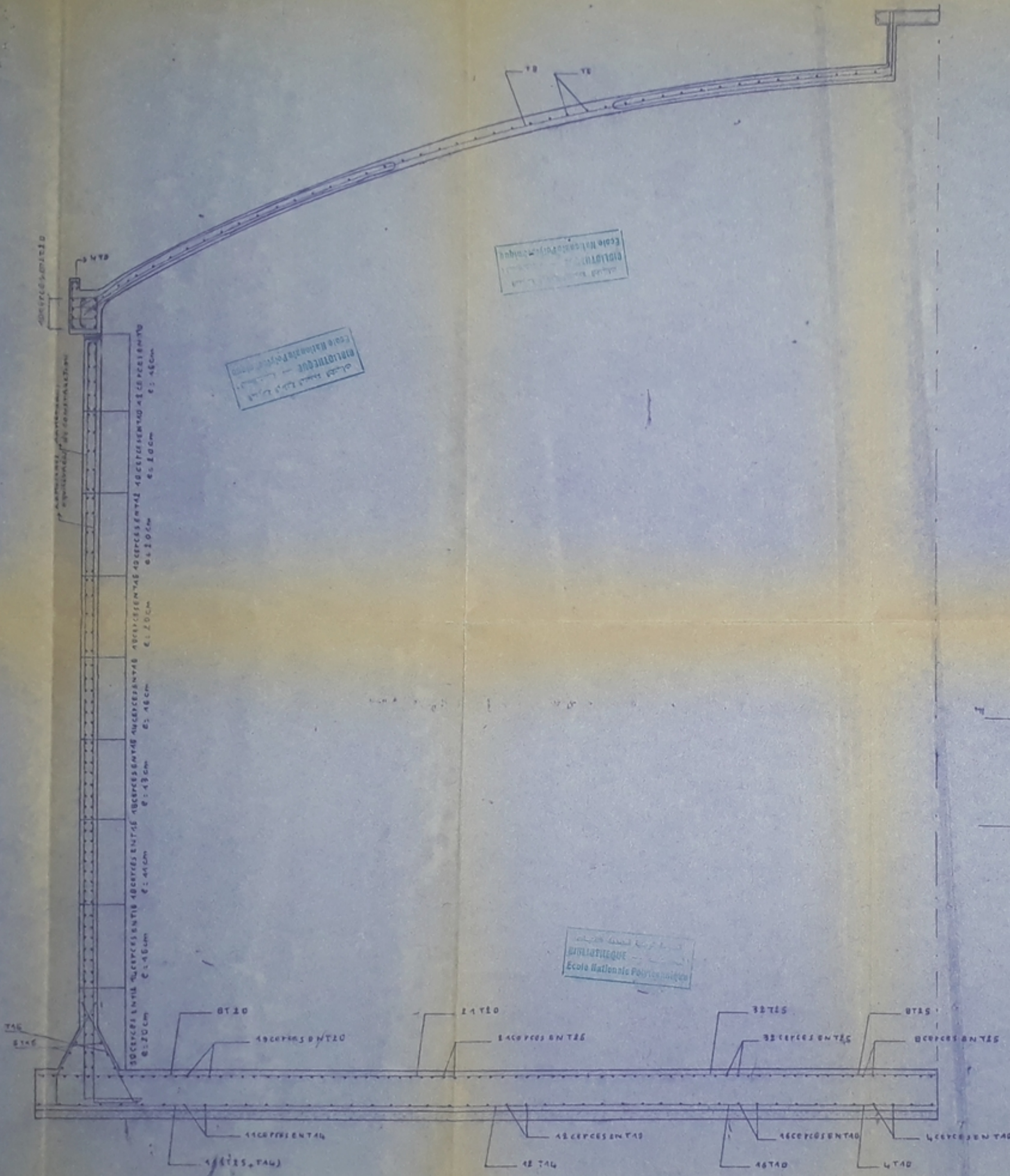
$$\bar{\sigma}_1 = 1,29 \text{ Kg/cm}^2 < 1,3 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,30 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}\left(\frac{D}{4}\right) = 0,995 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1 \text{ Kg/cm}^2.$$



BIBLIOGRAPHIE.

- Cours et thèse E.N.P.
- Hydraulique urbaine. (DUPONT). TOME II.
- Hydraulique urbaine. (GOMELA).
- Cahier des charges applicables au calcul des réservoirs.
- R.P.A. 81.
- Règles C.C.B.A. 68.
- Plaques et voûtes. (TIMOSHENKO).
- Traité de béton armé. GUERRIN. TOME: 5-6-7.
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé.
(P. CHARRON).
- Calcul pratique des tours en béton armé. (M. DIVER).
- Fondations. (LEONARDS).
- Calcul des structures. (STRONGUINE).
- Calcul pratique des réservoirs en zone sismique.
(DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures soumises aux séismes
conformément aux règles R.P.A. 81.



PH 00187
-03-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ETUDE TECHNIQUE D'UN

RESERVOIR D'EAU ENTERRE

BIBLIOTHÈQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PLANCHE N° III ECH 1/30

FERRAILLAGE DE
PARI ET COUPOLE

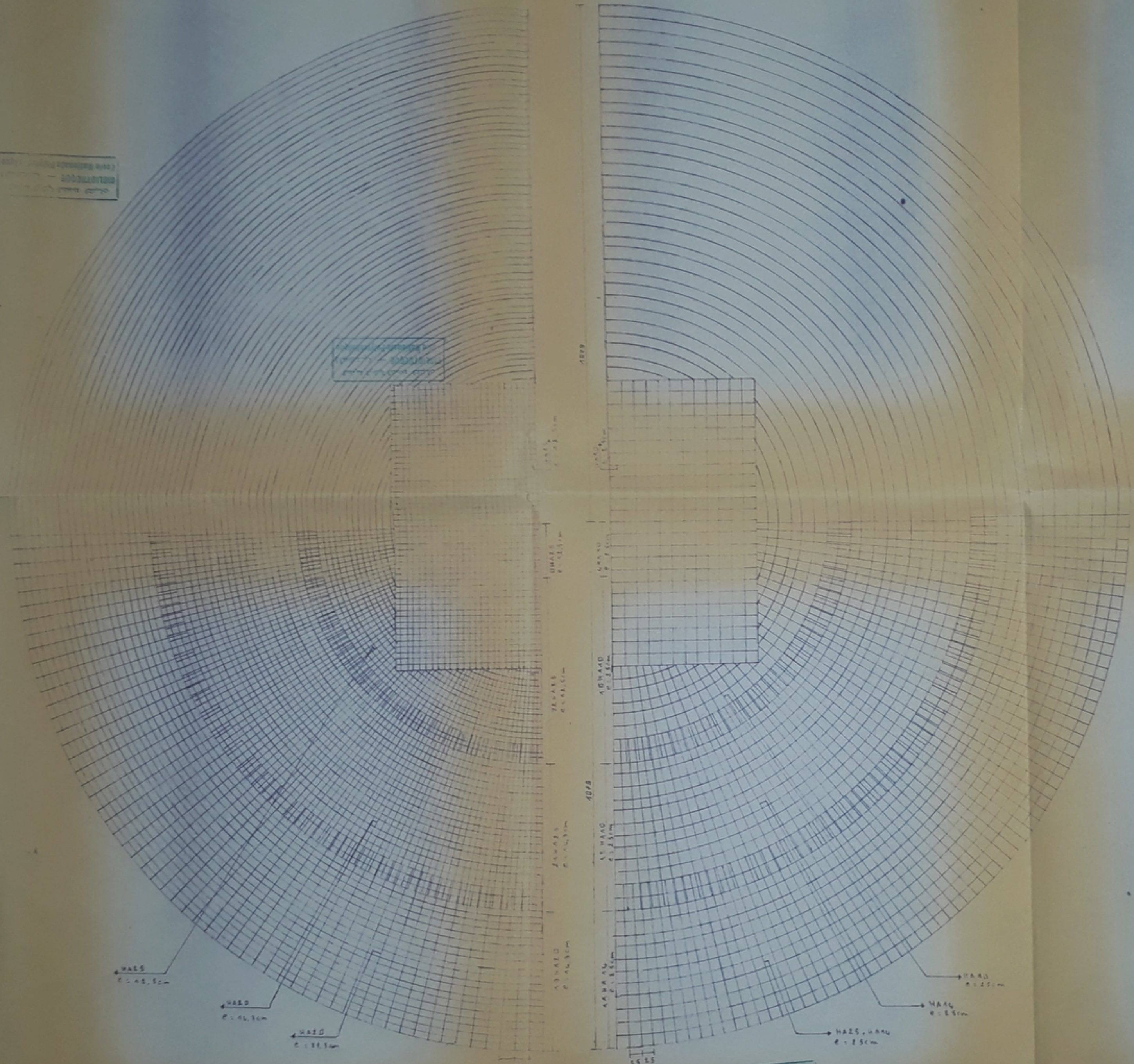
ETUDIE PAR A-ASRI
B-AISS

DIRIGE ET VERIFIE PAR:
M^S FARKAS

PROMOTION JANVIER 87

RADIER SUPERIEUR

RADIER INFERIEUR



PH 00182
-4-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 ETUDE TECHNIQUE D'UN
 RESERVOIR DEAU ENTERRE
 PLANCHE N°IV ECH 1/50
 FERRAILLAGE DU
 RADIER
 ETUDIE PAR A-ASRI
 B-AISS
 DIRIGE ET VERIFIE PAR
 M^CFARKAS
 PROMOTION JANVIER 87

المركز الوطني للتوثيق
البيزنطية - ليبيا
الطبعة الأولى 1987

المركز الوطني للتوثيق
البيزنطية - ليبيا
الطبعة الأولى 1987

المركز الوطني للتوثيق
البيزنطية - ليبيا
الطبعة الأولى 1987

المركز الوطني للتوثيق
البيزنطية - ليبيا
الطبعة الأولى 1987

PLANCHE
PROFIL EN LONG
DISTRIBUTION

ETUDE PAR A-ADRI
B-AIGS

DIRIGE ET VERIFIE PAR
M^l FARAS

PROMOTION JABVIA 97

PH00187
-05-

COTES (m)

1165
1160
1155
1150
1145
1140
1135
1130
1125
1120
1115
1110
1105

PROFONDEUR DES FOUILLES	0.63	0.60	2.3	1.50	0.6	0.09	1.2	1.00	0.03	1.00	1.5	
NUMEROS DES POINTS			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
COTE DU FOND DE LA TRANCHEE	1127.33	1133.50	1129.70	1129.50	1133.00	1122.30	1125.60	1127.40	1116.00	1122.1	1117.00	1108.00
COTE DU TERRAIN NATUREL	1142.33	1136.00	1132.00	1129.50	1123.00	1122.30	1125.60	1127.40	1116.00	1122.1	1117.00	1108.00
DISTANCE PARTIELLES	57.00	44.00	89.00	90.00	56.00	68.00	177.00	340.00	500.00	31.00		
DISTANCE CUMULES	57	101	190	280	336	404	581	921	1421	1731		
PENTES	15/57 0.026	23/44 0.052	17/89 0.019	46/90 0.048	0.014	0.052	0.041	52/127 0.040	26/54 0.048	12/50 0.024		

Logo of the National Polytechnic School

Logo of the National Polytechnic School

Logo of the National Polytechnic School

Logo of the National Polytechnic School

