12/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU 1500 M^3

4 PLANCHES

Proposé par :

E. N. R. B.

Etudié par :

BERBECHE Abdelhamid

BENAMAR LIAZINE

Dirigé par :

Mr. HAMOUTENE

Promotion Janvier 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU 1500 M³

Proposé par :

E. N. R. B.

Etudié par :

BERBECHE Abdelhamid
BENAMAR LIAZINE

Dirigé par :

Mr. HAMOUTENE

Promotion Janvier 1987

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à notre promoteur pour son aide et ses conseils eclairés.
Nous remercions egalement Mr Ouazit de C.T.C pour son appui et son aide si precieuse ; ainsi que les ingenieurs Hourier mohamed et Lagab djamel pour leur collaboration et conseil judicieux.
Nous exprimons enfin notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribués de prés ou de loin à notre formation.

BERBECHE Abdelhamid
BENAMAR Liazine

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail :

- à mon pere qui n'a pas cessé de m'encourager pendant toutes mes annes d'etudes et de m'accorder son soutient moral et materiel.
- à ma mere pour tous les sacrifices consentis à mon egard.
- à mes frères et ma soeur.
- à toute ma famille et mes amis.

BERBECHE
Abdelhamid

Je dedie cet humble travail à ma mère qui s'est sacrifiée durant toutes mes années d'etude et à mon père qui m'a toujours aidé et à toute la famille et à tous mes amis

BENAMAR
Liazine

SOMMAIRE

Chapitres Pages

INTRODUCTION

Presentation de l'ouvrage

Le projet de château d'eau qui nous a été proposé par l'ENRB de Rouiba et qui sera implanté à Mohammadia, est conçu dans le but d'alimenter en eau potable les habitants des batiments qui l'entourent.

Les caracteristiques de notre ouvrage sont les suivants :

- capacité : 1500 m^3.
- hauteur total à partir du sol : 34,15 m
- forme geometrique : Cuve tronconique sur un fût de forme cylindrique.

Rôle des chateaux d'eau

Les chateaux d'eau remplissent les fonctions de regulation et d'emmagasinage dans les reseaux d'alimentation en eau potable des agglomerations et des entreprises industrielles.

Aspect des chateaux d'eau

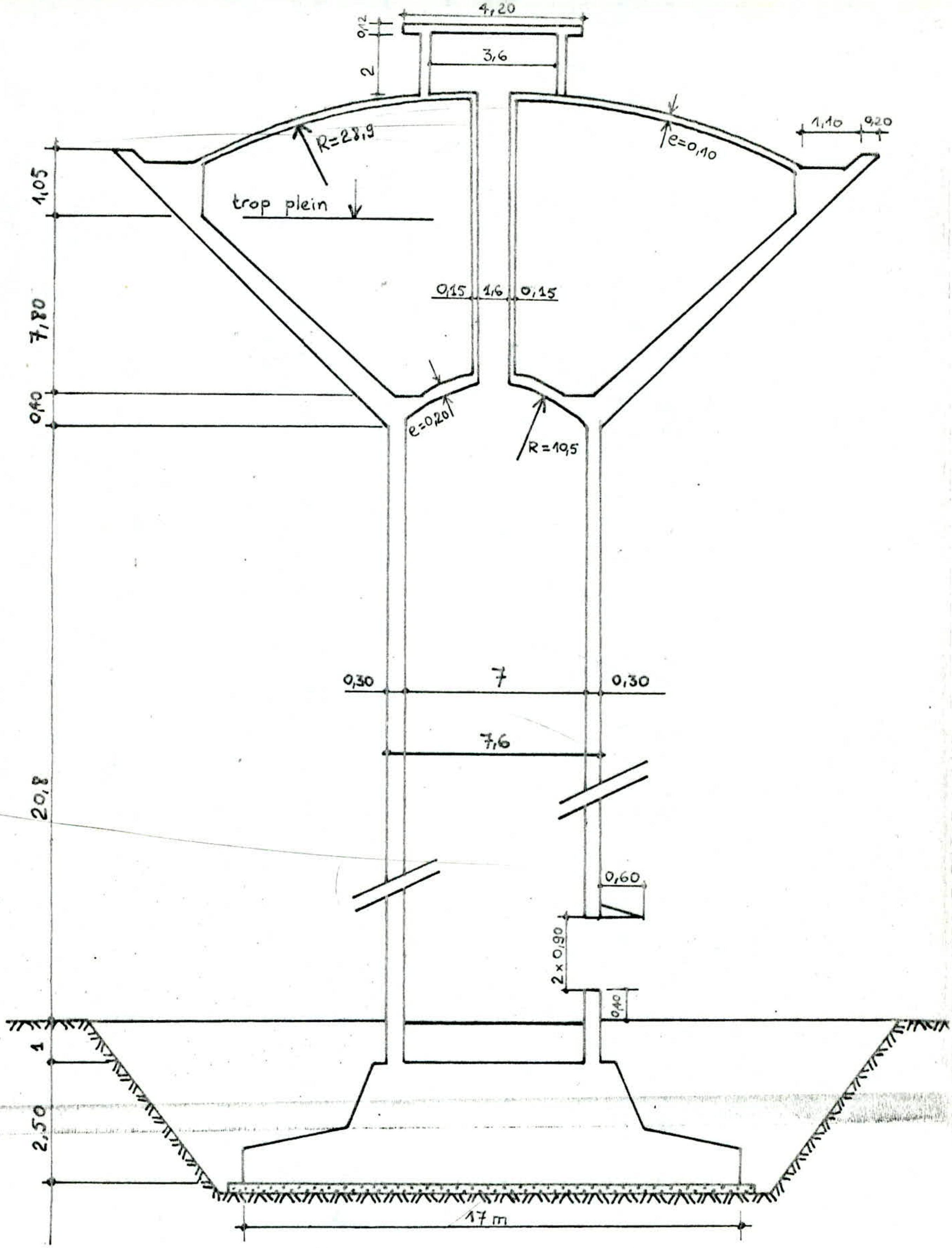
pour les bassins la question de leur aspect n'a pratiquement pas besoin d'etre evoqueé. Dans le cas des reservoirs au sol, le côté esthetique ne peut plus etre negligé. Mais c'est dans le cas des chateaux d'eau que le souci esthetique doit etre primordial. une telle Construction devant etre absolument une oeuvre d'art, car un château d'eau est un ouvrage qui se

remarque. il est donc necessaire de concevoir une forme acceptable et qui soit peu couteuse.
Ses exigences thechniques à satisfaire dans la construction d'un château d'eau sont:

- un bon château d'eau doit satisfaire à differents imperatifs.
    - resistance: le château doit, dans toutes ses parties, equilibrer les efforts auxquels il est soumis.
    - etancheité: il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. il doit donc etre etanche, c'est à dire non fissuré ou fissuré dans des condition acceptables.
    - durabilité; le château d'eau doit durer dans le temps, c'est à dire que le materiau beton dont il est constitué, doit concerver ses proprietes initiales apres un contact prolongé avec le liquide, qu'il est destiné à contenir.

accés à la Cuve et à la Couverture

Les accés à la cuve et à la Couverture se font par l'interieur. on menage pour cela dans l'axe de la cuve une cheminée verticale traversant la cuve de 15 cm d'epaisseur et de 1,60 m de diametre interieur. pour l'ascension on utilise une echelle crinoline métallique. on menage des paliers de repos sur la hauteur, sous forme de dalles annulaires de 10 cm d'epaisseur. le palier superieur sert aussi comme passerelle de manœuvre des vannes de la cuve.



4,20
0,12
2
3,6
R=28,9
e=0,10
1,10
0,20
1,05
trop plein
0,15
1,6
0,15
7,80
0,40
e=0,20
R=10,5
0,30
7
0,30
7,6
20,8
0,60
2×0,90
0,40
1
2,50
17 m

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

A_ BETON

Béton dosé à 400 kg/m^3 de CPA 325 Contrôle atténué.

Contraintes Admissibles :

- Compression : $\sigma_b' = \alpha . \beta . \gamma . \delta . \varepsilon . \sigma'_{28}$

σ'_{b28} : resistance nominale de Compression de beton, dosé à : 400 kg/m^3 de C.P.A 325, après 28 jours $\rightarrow$ $\sigma'_{28} = 300$ bars.

α : depend de la classe du Ciment : C.P.A 325 $\rightarrow$ $\alpha = 1$

β : tient Compte de la qualité du Beton :

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{beton Strictement Controlé.} \\ 5/6 & \text{beton peu Controlé.} \end{cases}$$

Dans notre Cas $\beta = 5/6$

γ : Depend des epaisseurs relatives des element de Construction et des dimensions des Granulats Cg.

$\gamma = 1$ si $h_m > 10\,cm = 4\,Cg$

$h = \dfrac{h_m}{4Cg}$ d'où $\gamma = 1$ puisqu'on a $\dfrac{h_m}{4Cg} > 1$

δ : Depend de la distribution des Contraintes dans le beton.

$$\delta = \begin{cases} 0{,}3 \ldots\ldots \text{ compression Simple} \\ 0{,}6 \ldots\ldots \text{ flexion Simple + flexion Composée avec traction} \\ \min \begin{cases} 0{,}3\left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0{,}60 \end{cases} \text{ flexion Composée avec compression} \end{cases}$$

avec e_0 : excentricité de l'effort normal par rapport au Centre de Gravité de la Section de beton

e_1 : le rayon vecteur situé dans le plan radial, de même signe que e_0, du noyau central de la section complete du beton seul.

ε : Depend de la nature des sollicitations et de la forme dans notre cas : $\varepsilon = 1$

Nous obtenons :

a/ Sous SP1 :

- en Compression simple : $\overline{\sigma}'_{bo} = 1 \times 5/6 \times 0{,}3 \times 1 \times 300 = 75$ bars
- en flexion simple : $\overline{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0{,}6 \times 300 = 150$ bars.

b/ Sous SP2 :

- en Compression simple : $\overline{\sigma}'_{bo} = 1{,}5\ \overline{\sigma}'_{bo}\ (SP_1) = 113$ bars
- en flexion simple : $\overline{\sigma}'_b = 1{,}5\ \overline{\sigma}'_b\ (SP_1) = 225$ bars

_ Traction :

la Contrainte de traction de reference $\overline{\sigma}_b$ est une fraction de la resistance à la compression à 28 jours d'âge σ'_{28}.

$\overline{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma'_{28}$; $\rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$.

α, β, γ gardent les memes significations que precedamment et les mêmes valeurs egalement.

$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}025$

D'ou $\overline{\sigma}_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0{,}025 \times 300 = 6{,}25$ b

Cette Contrainte est relativement faible et difficile à respecter. le nouveau texte du cahier des charges applicable à la Construction des reservoirs et cuves en Beton armé prevoit une Contrainte admissible de traction $\overline{\sigma}_b = \theta \sigma_{28}$

$\sigma_{28} \leq 22$ bars : limite de rupture de traction à 28 jours et un coefficient $\theta \geqslant 1$ qui a pour valeur :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{dans le cas le traction Simple} \\ 1 + \frac{2e_0}{3h} & \text{en flexion Composée} \\ 5/3 & \text{en flexion Simple.} \end{cases}$$

e_0 : excentrement

h : epaisseur

On se limitera à $\overline{\sigma}_b = 22$ bars $= 22{,}4$ kg/cm².

_ Cisaillement :

la Contrainte tangente du plan neutre τ_b est bornée au droit de chaque section en fonction de la Contrainte maximale de Compression du beton σ'_b Concomitante, sur cette même section droite par les inegalités suivantes :

$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \quad \tau_b \leq 3,5\ \bar{\sigma}_b = 21,8$ bars

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

B_ ACIER

on utilise 2 types d'aciers :

1_ aciers à haute adherence Fe E 40 A

$\sigma_{en} = 4200$ kg/cm² pour $\phi \leq 20$ mm

$\sigma_{en} = 4000$ kg/cm² pour $\phi > 20$ mm.

2_ aciers doux (rond lisse) Fe E 24

$\sigma_{en} = 2400$ kg/cm² $\forall \phi$.

a/ Contraintes admissibles de traction $\bar{\sigma}_a$

α) Limite imposée par les caracteristiques mecanique de l'acier

$\bar{\sigma}_{a_1} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$ avec $\rho_a = \begin{cases} 1 & \text{sollicitations du } 2^{eme} \text{ genre.} \\ 2/3 & \text{sollicitations du } 1^{er} \text{ genre.} \end{cases}$

avec les aciers utilisés on a les valeurs de $\bar{\sigma}_{a_1}$ donnée par le tableau ci-dessous :

Sollicitations	Fe E 40		Fe E 24
	$\phi \leq 20$	$\phi > 20$	
SP_1	2800	2670	1600
SP_2	4200	4000	2400

Remarque: les Contraintes sont exprimées en kg/cm².

β) Limite imposée par les Conditions de fissuration du beton.

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_{a_1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{a_1}$ defini ci-dessus.

$\sigma_1 = K \dfrac{\eta}{\phi} \dfrac{\omega_f}{1 + 10\omega_f}$ Contrainte de fissuration Systematique.

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\dfrac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}$ Contrainte de fissuration accidentelle.

K : Coefficient dependant des Consequenses de la fissuration

$$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 \ldots\ldots \text{fissuration peu nuisible} \\ 10^6 \ldots\ldots \text{" " " prejudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^6 \ldots\ldots \text{" " " très " " " "} \end{cases}$$

On prend $K = 0{,}5.10^6$ car la cuve est constamment en contact avec l'eau et qu'on doit assurer l'etancheité.

η : coefficient de fissuration. $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les R.L} \\ 1{,}6 & \text{" " H.A} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de reference du beton en bars.

ϕ : diametre nominal en mm de la plus grosse barre tendue.

ω_f : pourcentage de fissuration. $\omega_f = \dfrac{A}{B_f}$

A : section d'acier tendue

B_f : section d'enrobage.

Contraintes admissibles de l'acier sans presence d'humidité (kg/cm^2)

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R.L	1600	1600	1528	1366	1247	1155	1080	966	864	764	683
H.A	2444	2231	1933	1728	1578	1461	1366	1222	1093	966	864

N.B : la contrainte de fissuration systematique σ_1 n'est pas prise en consideration car elle est toujours inferieure à σ_2.

Paroi Du Reservoir :

la paroi etant constamment en contact de l'eau, la contrainte admissible de traction est definie par :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \sigma_a, \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \sigma_1 = \dfrac{K\eta}{\phi} \dfrac{\omega_f}{1+10\omega_f} + 300\eta \\ \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\dfrac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} + 300\eta \end{cases}$$

le terme Complementaire 300η tient compte du fait que le contact permanent avec l'eau engendre le phenomene de gonflement du beton qui intervient d'une maniere favorable en reduisant les fissures.

Contraintes admissibles de traction en presence d'humidité (kg/cm^2)

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R.L	1600	1600	1600	1553	1460	1386	1272	1170	1170	1069	989
H.A	2800	2720	2421	2217	2067	1950	1855	1711	1582	1455	1353

b) Contraintes admissibles de Compression $\bar{\sigma}'_a$

$\bar{\sigma}'_a = 2/3\ \sigma'_{en}$ $\quad (\sigma'_{en} = \sigma_{en})$

dans le cas de pieces soumises à la compression simple pour lesquelles l'acier utilisé serait telque $\sigma'_{en} < 3300$ bars

la valeur de $\overline{\sigma_a'}$ doit etre reduite à :

$$\overline{\sigma_a'} = \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{en} \cdot \frac{\sigma'_{en}}{3340} \qquad \text{d'oũ}$$

- acier H.A ..... $\overline{\sigma_a'} = 2800$ kg/cm² pour $\phi \leq 20$ mm
  $= 2670$ " " $\phi > 20$ mm
- acier doux ($\sigma'_{en} = 2400 < 3300$) .... $\overline{\sigma_a'} = 1150$ kg/cm².

C) Contraintes d'adherence admissibles $\overline{\tau_d}$

Cette contrainte est donnée par : (pour les armatures en barres)

$$\overline{\tau_d} = 1{,}25\ \psi_d^2\ \overline{\sigma_b} \quad ; \ \psi_d : \text{coef de scellement} \begin{cases} 1 & \text{pour R.L} \\ 1{,}5 & \text{" H.A} \end{cases}$$

d'où

$$\overline{\tau_d} = \begin{cases} 7{,}96 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour les aciers doux} \\ 18 \text{ "} & \text{" " " " H-A} \end{cases}$$

D) Recouvrement des barres droites

la jonction de 2 barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extremités se chevauchent sur une longueur Lr.

$Lr = Ld$ ...... pour $d < 5\phi$

$Lr = Ld + d$ .... pour $d > 5\phi$

d : distance entre axes des barres

Ld : longueur de scellement droit

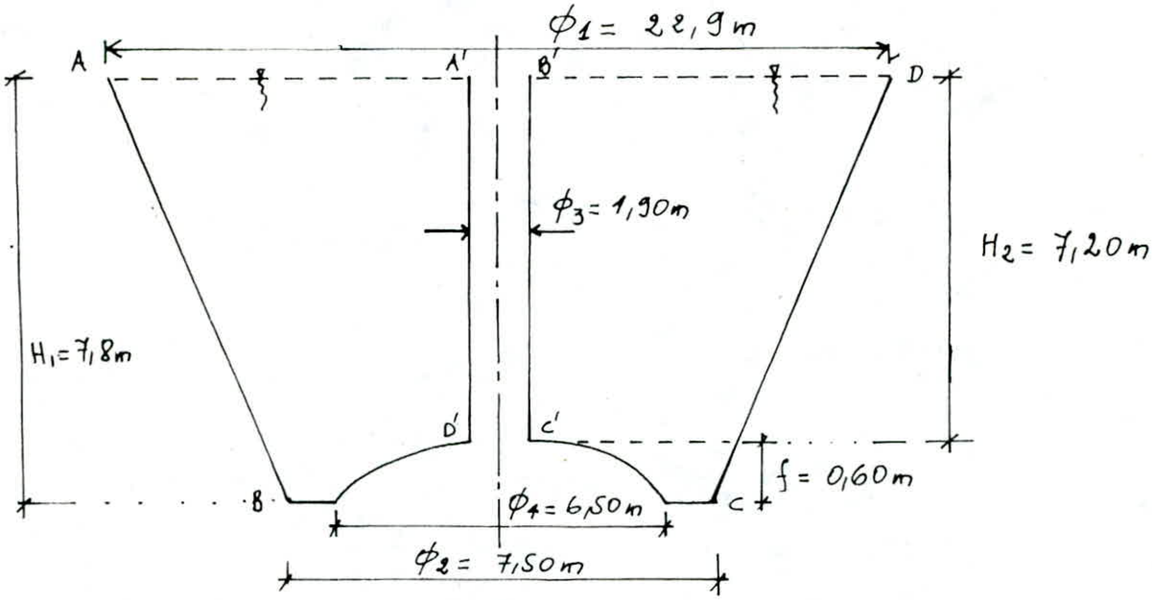
$$Ld = \frac{\phi}{4} \frac{\overline{\sigma_a}}{\overline{\tau_d}} \quad \text{..... en traction}$$

$$Ld = \frac{\phi}{4} \frac{\overline{\sigma_a'}}{\overline{\tau_d}} \quad \text{...... en compression.}$$

AVANT

METRE

Determination Du Volume D'eau Utile



Volume du Cône ABCD: $V_1 = \left(\frac{\phi_1^2}{4} + \frac{\phi_2^2}{4} + \frac{\phi_1 \cdot \phi_2}{4}\right) \pi \frac{H_1}{3} = 1535,67\ m^3$

Volume de la calotte spherique A'B'C'D':

$$V_2 = f^2 \left(3 \frac{\phi_4^2}{4} - f\right) \pi/3 = 11,71\ m^3$$

Volume de la cheminée : $V_3 = \pi \frac{\phi_3^2}{4} . H_2 = 20,4\ m^3$

D'où le Volume utile est : $V = V_1 - V_2 - V_3 = 1503,56\ m^3$

Determination Du poids total De l'ouvrage

le poids volumique du beton $\rho_b = 2,5\ t/m^3$.

1- poids de lanterneau

a/ dalle : $e = 12cm$, $\phi = 4,20m$

d'ou poids de la dalle ; $P_d = \frac{\phi^2}{4} \pi e \rho_b = 4,15\ t$

enduit + etancheité . . . . . $0,05\ t/m^2$ → . . . $0,692t$ ($S_d = 13,85m^2$)

$$P = 4,842t$$

b/ voile : $P_v = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \frac{\pi}{4} h \rho_b = 8,83t$

poids de l'ouverture : $0,44t$

poids du voile avec ouverture : $P_v = 8,39\ t$

d'où Poids du Lanterneau : $\boxed{P_1 = 13,23\ t}$

2- Poids de la Coupole Superieure P_2

la Coupole est caracterisée par f, r, R avec :

$f = 2,28m$, $r = 11,45\ m$, $\Rightarrow$ $R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = 28,89\ m$

surface de la coupole Considerée comme pleine:

$$S_1 = 2\pi R f = 427,98 \ m^2$$

Surface de la base de la cheminée: $S_2 = \pi \frac{\phi^2}{4} = 2,01 \ m^2$

surface de trou d'homme : $S_3 = 0,70^2 = 0,49 \ cm^2$

d'ou la surface de la coupole considerée:

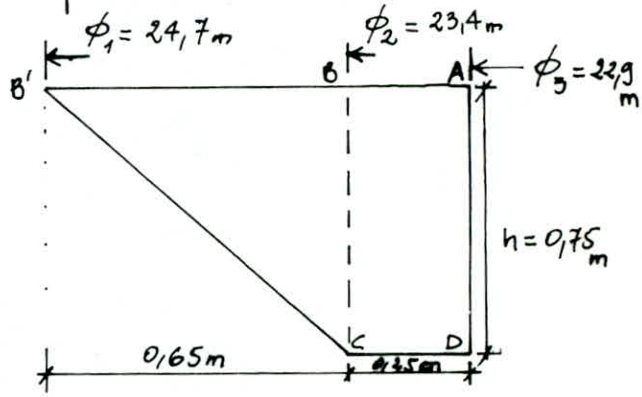
$$S = S_1 - (S_2 + S_3) = 425,48 \ m^2$$

Donc le poids de la coupole est: $P = S.e.\rho_b = 106,37 \ t$

etancheité multicouche: . . . . $0,1t/m^2 \rightarrow 42,55t$

D'où le poids total : $\boxed{P_2 = 148,92t}$

3) Poids de la ceinture superieure P_3



$P = (V_{ABCD} + V_{BB'C})\rho_b$

$V_{ABCD} = (\phi_2^2 - \phi_3^2)\frac{\pi}{4}h = 13,63 \ m^3$

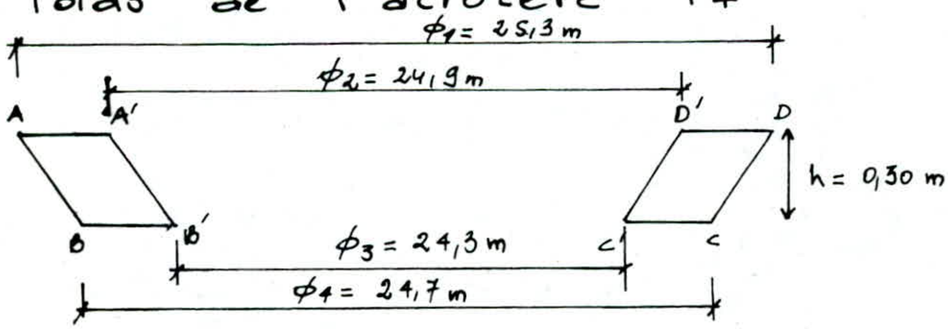
$V_{BB'C} = \frac{1}{2}(\phi_1^2 - \phi_2^2)\frac{\pi}{4}h = 36,81 \ m^3$

d'ou $P = 80,09t$

etancheité + enduit : . . . $0,05t/m^2 \rightarrow 2,7t$

d'où $\boxed{P_3 = 82,79 \ t}$

4) Poids de l'acrotere P_4



Volume du cône ABCD : $\left(\frac{\phi_1^2}{4} + \frac{\phi_4^2}{4} + \frac{\phi_1 . \phi_4}{4}\right)\frac{\pi}{3}.h = 147,19 \ m^3$

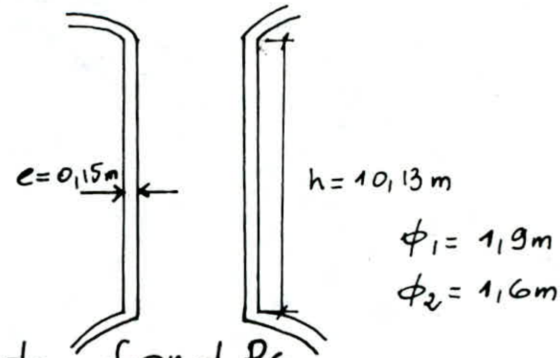
Volume du cône A'B'C'D' : $\left(\frac{\phi_2^2}{4} + \frac{\phi_3^2}{4} + \frac{\phi_2 . \phi_3}{4}\right)\frac{\pi}{3}.h = 142,52 \ m^3$

poids $P_4 = V.\rho_b = 11,73t$ $\boxed{P_4 = 11,73t}$

5) Poids de la Cheminée P_5

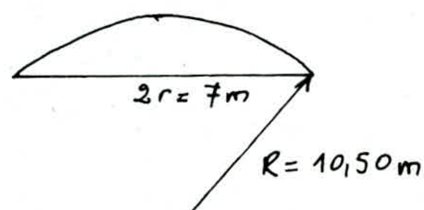
$$P = (\phi_2^2 - \phi_1^2)\frac{\pi}{4}h.\rho_b = 20,874t$$

etancheité + enduit . . . . $0,05t/m^3 \rightarrow \phi_1 \pi h . 0,05 = 3,022t$



$\boxed{P_5 = 23,896\,t}$

6) Poids de la Coupole de fond P_6



f int = 0,6m
f ext = 0,8 m

Surface de la coupole pleine : $S_1 = 2\pi R f = 39,56\ m^2$

Surface de la base de la cheminée : $S_2 = \pi \frac{\phi^2}{4} = 2,01\ m^2$

Surface de la coupole : $S = S_1 - S_2 = 37,55\ m^2$

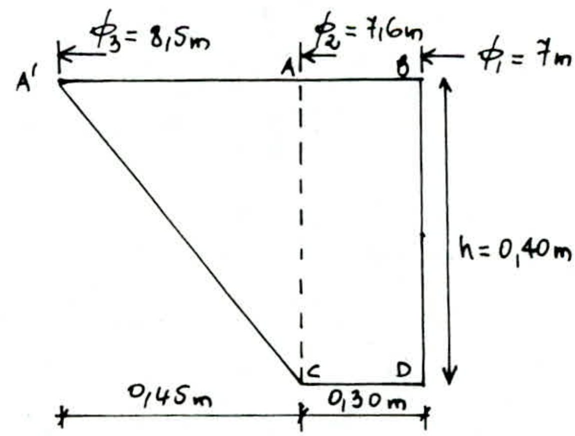
poids de la Coupole : $S.\,\rho_b.\,e = 18,775\ t$

etancheité + enduit ...... $0,05 \times 37,55 = 1,88\ t$

d'ou $\boxed{P_6 = 20,655\ t}$

7) Poids de la ceinture basse P_7

$\boxed{P_7 = 12,56\,t}$



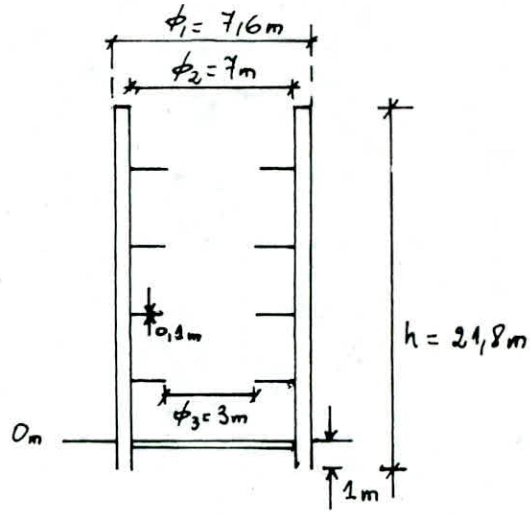
8) Poids de la tour et Paliers de repos P_8

$P_{fût} = (\phi_1^2 - \phi_2^2)\,\frac{\pi}{4}\,h\,\rho_b = 374,8\ t$ (17,19 t/ml)

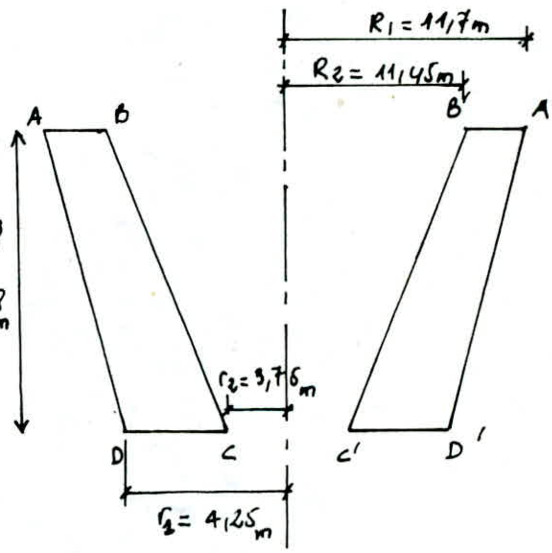
dalle de repos : $P_d = 4.\,\frac{\pi}{4}\,(\phi_2^2 - \phi_3^2)\,e\,\rho_b = 18,84\ t$

d'ou . $P_8 = P_{fût} + P_d = 393,64\,t$

$$\boxed{P_8 = 393,64\,t}$$



g) Poids de la cuve P_9



$P = (V_{ADD'A'} - V_{BCC'B'})\,\rho_b$

$V_1 = V_{AD'DA'} = (R_1^2 + r_1^2 + r_1 R_1)\frac{h}{3}\pi = 1671\,m^3$

$V_2 = V_{BCC'B'} = (R_2^2 + r_2^2 + r_2 R_2)\frac{h}{3}\pi = 1535,67\,m^3$

$V\,total = V_1 - V_2 = 135,33\,m^3$

d'ou $P = 338,325\,t$

aire de la cuve : $S = \sqrt{2}\,h\,\pi(R_2 + r_2)$

$S = 526,48\,m^2$

enduit + etancheité ..... $0,05\,t/m^2$

protection ..... $0,02\,t/m^2$

$0,07\,t/m^2 \longrightarrow 36,85\,t$

d'ou $\boxed{P_9 = 375,175\,t}$

Poids Total au niveau de la Fondation

a) lorsque la cuve est vide :

$P_{tv} = 1082,60\,t$

b) lorsque la cuve est pleine :

$P_{tp} = P_{tv} + P_{eau} = 2586,16\,t$

La hauteur totale du chateau à partir du sol :

$h = 34,15\,m$

CALCUL DES ELEMENTS DE LA CUVE

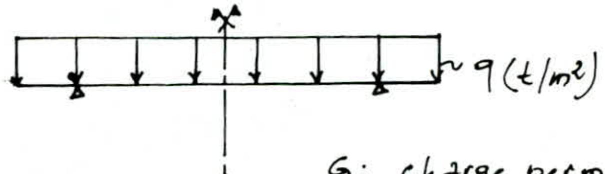
LANTERNEAU ET DALLE DE COUVERTURE

- Dalle De Couverture Du Lanterneau

Diametre : 4,20 m ; epaisseur : 0,12 m

nous calculerons cette dalle comme une plaque circulaire uniformement chargée et appuyée sur une circonference.

le Shema statique est:



calcul de la charge q :

on considere la combinaison : $G + 1{,}2P$

G: charge permante
P: Surcharge (neige)

pour ALGER on a : surcharge normale : $P_{no} = 35$ kg/m²

" " extreme : $P_{ne} = 60$ kg/m²

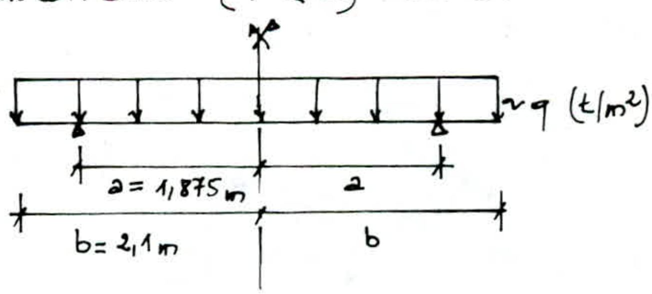
poids propre	0,12 . 2,5 t/m²
enduits	0,05 t/m²
	0,35 t/m²

d'ou $q = G + 1{,}2P = 0{,}392$ t/m²

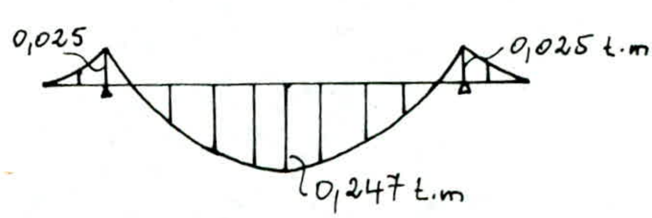
Calcul du Moment Radial

on utilise la formule des dalles et parois se trouvant dans le livre de M^R BARES page 431.

- pour la partie interieure ($r \leq a$) on a:



$$M_r = \frac{q a^2}{16}\left[-(3+\nu)\rho^2 + (1+3\nu)\beta^2 + 2(1-\nu) - 4(1+\nu)\beta^2 \lg \beta\right]$$



Pour la partie exterieure $(r \geq a)$ on a :

$$M_r = \frac{q a^2}{16} \left\{ \left[(3+\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \lg \beta \right] - (3+\mu)\rho^2 - 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \lg \rho \right\}$$

on a les parametres suivants :

$\rho = \frac{r}{a}$; $\mu = 0{,}15$ (coefficient de poisson)

$q = 0{,}392\ t/m^2$; $\beta = \frac{b}{a} = 1{,}12$

$r\ (m)$	$\rho = \frac{r}{a}$	$M_r\ (t.m/ml)$
0	0	0,247
$a = 1{,}875$	1	-0,025
$b = 2{,}1$	1,12	0

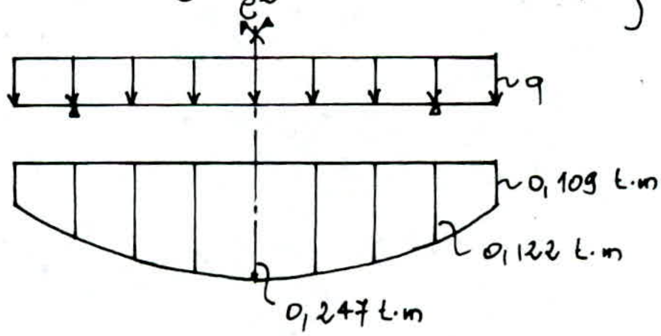
Calcul du Moment Tangentiel

- pour la partie interieure : $(r \leq a)$

$$M_t = \frac{q a^2}{16} \left[(1+3\mu)(\beta^2 - \rho^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \lg \beta \right]$$

- pour la partie exterieure : $(r \geq a)$

$$M_t = \frac{q a^2}{16} \left\{ \left[2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \lg \beta \right] - (1+3\mu)\rho^2 + 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \lg \rho \right\}$$



$r\ (m)$	$\rho = \frac{r}{a}$	$M_t\ (t.m/ml)$
0	0	0,247
$a = 1{,}875$	1	0,122
$b = 2{,}1$	1,12	0,109

Ferraillage De la Dalle Du Lanterneau

1) armatures radiales :

- armatures inferieures :

$M_r = 0{,}247$ t.m ; $h_t = 12$ cm ; l'enrobage : 3 cm $\Rightarrow h = 9$ cm

$b = 1$ m

le ferraillage est calculé d'après la méthode de P. Charon.

on fixe des H.A 8 ..... $\bar{\sigma}_a = 1933$ kg/cm²

$\bar{\sigma}_b' = 152{,}8$ kg/cm² (150 bars)

$$u = \frac{15\,M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0{,}0237 \rightarrow \varepsilon = 0{,}9329 \rightarrow k = 59{,}5$$

Section d'acier : $A = \dfrac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1{,}52$ cm²

On prend 6 H.A 8 /ml

- armatures superieures :

$M_r = 0{,}025$ t.m ; $h = 9$ cm ; $b = 1$ m

$$u = \frac{15\,M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0{,}0024 \rightarrow \varepsilon = 0{,}9324 \rightarrow k = 59$$

Section d'acier : $A = \dfrac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0{,}154$ cm²

On prend des armatures effectives : 6 H.A 8 / ml

2) armatures circulaires : (cerces)

$M_{ce} = 0{,}247$ t.m /ml ; $h = 12 - 3 - 0{,}8 = 8{,}2$ cm

$$u = \frac{15\,M_{ce}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0{,}0285 \rightarrow \varepsilon = 0{,}9270 \rightarrow k = 53{,}5$$

Section d'acier : $A = \dfrac{M_{ce}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1{,}68$ cm²

On prend : 6 H.A 8 /ml

Nota : ces armatures radiales et tangentielles (cerces) seront remplacées par un quadrillage pour des raisons pratique (voir plancher).

Calcul Du Lanterneau (support de la dalle)

on neglige l'effet du vent sur cet element cylindrique. la tour est alors Comprimée sous les charges et Surcharges suivantes

poids de la dalle	3,79 t
enduits + etancheité	0,632 t
surcharges ponderées (neige)	0,485 t
poids propre de la tour de support . .	8,83 t
	13,737 t

la Contrainte de Compression maximale dans le beton:

$$\sigma_{b0}' = \frac{13,737 \cdot 10^3}{\frac{\pi}{4}\left(3,9^2 - 3,6^2\right)} = 0,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' = 76,4 \text{ kg/cm}^2$$

Donc le beton suffit pour reprendre l'effort de compression, neanmoins on adoptera une section d'acier de 0,3 % de la section du beton.

soit $A = 0,3 \cdot 15 = 4,5 \text{ cm}^2$

d'où Acier verticaux . . . . . 6 H.A 10 /ml / nappe

Cerces . . . . 6 H.A 10 /ml / nappe.

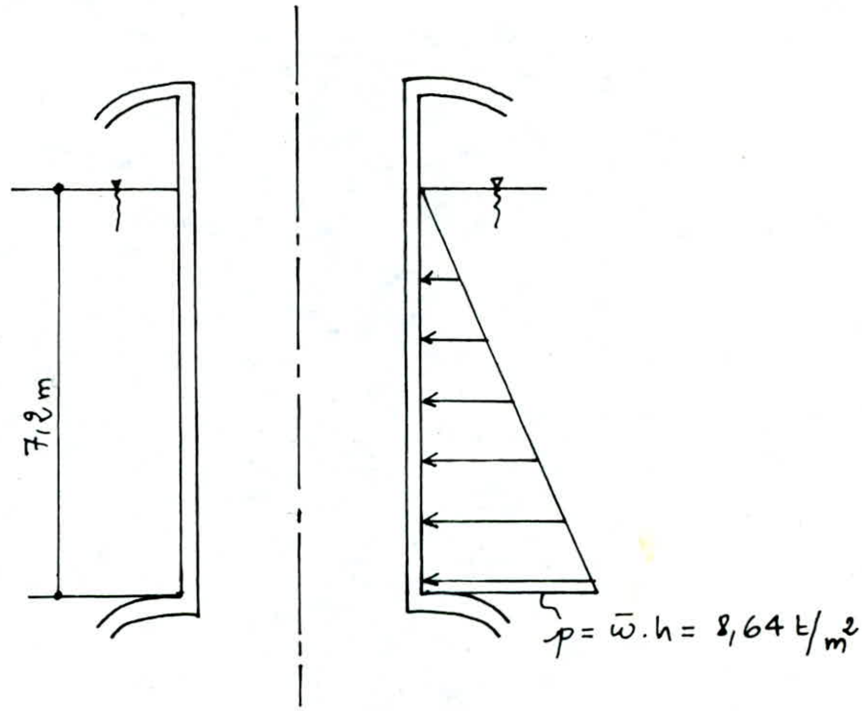
CHEMINEE

rayon exterieur : 0,95 m

rayon interieur : 0,80 m

epaisseur : 0,15 m

hauteur d'eau : 7,2 m



la cheminée est soumise à la compression sous l'effet de la poussée de l'eau. l'effort de compression resultant à la partie inferieure pour 1m de hauteur : $H = p.r_e = 8,208\ t$

la contrainte de compression dans le beton est :

$$\sigma b' = \frac{H}{100.e} = 5,47\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}b_0'$$

ferraillage :

le ferraillage est forfaitaire :

Cerces : $A' = 0,3 . 15 = 4,5\ cm^2$

armatures verticales : $A'' = \frac{1}{2} A' = 2,25\ cm^2$

d'où on a :

Cerces : 2 x 5 HA 8 / ml

armatures verticales : 2 x 5 HA 8 / ml

ces armatures ont pour but de combattre le retrait et à empecher la fissuration qu'à assurer la resistance proprement dite.

ETUDE DE LA COUPOLE DE COUVERTURE

- Le calcul de notre coupole de couverture se fera d'après la theorie de l'equilibre des membranes exposée à "theorie des plaques et coques" de Timoshenko.

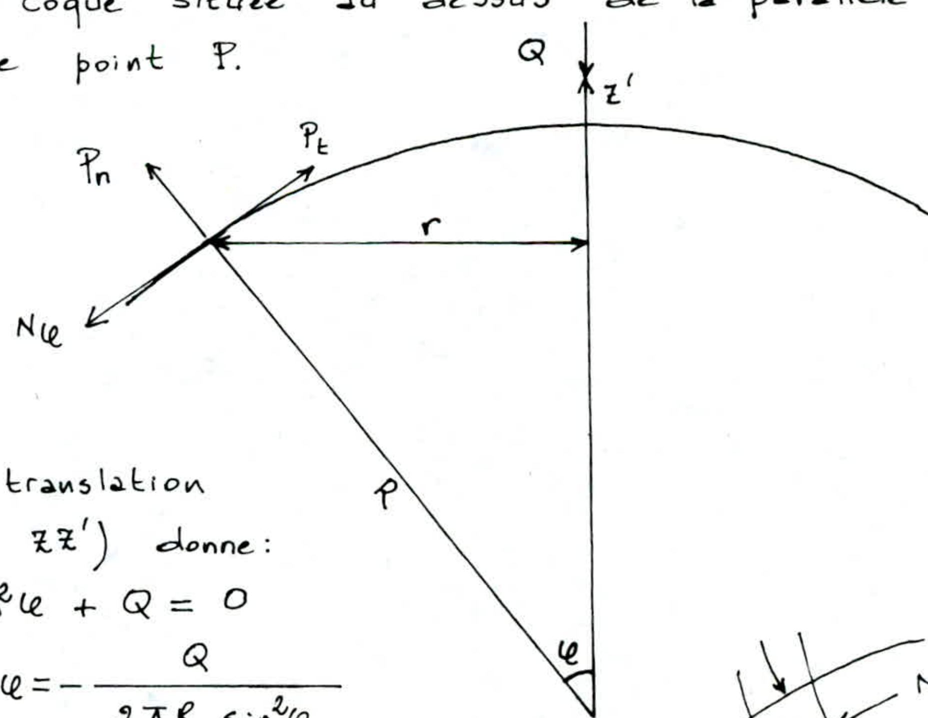
Aperçu sur la theorie

soit p un point quelconque de la surface de revolution d'axe zz'. la figure ci-dessous represente une coupe suivant le meridien par le point P. on designe par R le rayon de la sphere et par r le rayon de la parallele passant par P. en chaque point d'une parallele agit une pression P_n normale à la surface et un effort P_t tangent au meridien.

on calcule les tensions N_θ et N_φ (efforts normaux par unité de longueur de meridien et de parallèle)

Les cisaillements sont nuls par suite de la symetrie.

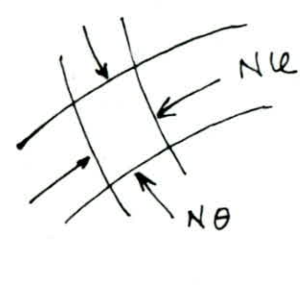
Soit Q la resultante de la charge totale qui agit sur la partie de coque située au dessus de la parallèle passant par le point P.



L'equilibre de translation Vertical (suivant zz') donne :

$$2\pi R N_\varphi \sin^2\varphi + Q = 0$$

$$\Rightarrow \quad N_\varphi = -\frac{Q}{2\pi R \sin^2\varphi}$$



l'equilibre de translation suivant la normale au point P donne:

$$\frac{N_\varphi}{R} + \frac{N_\theta}{R} + P_n = 0 \Rightarrow N_\theta = - P_n . R + \frac{Q}{2\pi R \sin^2\varphi}$$

Calcul de la coupole

charges à prendre en compte:

en raison du surbaissement de la coupole on peut considerer que le vent n'a pas de prise sur la surface de la coupole.

A- poids mort + surcharges y compris la neige.

poids propre	250 kg/m²
etancheité	100 "
surcharge d'exploitation ponderée . . .	120 "
surcharge de la neige ponderée . . .	42 "
	$p = 512$ kg/m²

B- charge repartie par metre lineaire de circonference du lanterneau.

- poids de la dalle circulaire	4,15 t
- poids de lanterneau	7,66 t
- surcharge ponderée (exploitation + neige)	2,244 t
- enduit + etancheité	0,692 t
	14,746 t

la charge est repartie uniformement sur une circonference de rayon moyen $r = 1,875$ m d'ou on a:

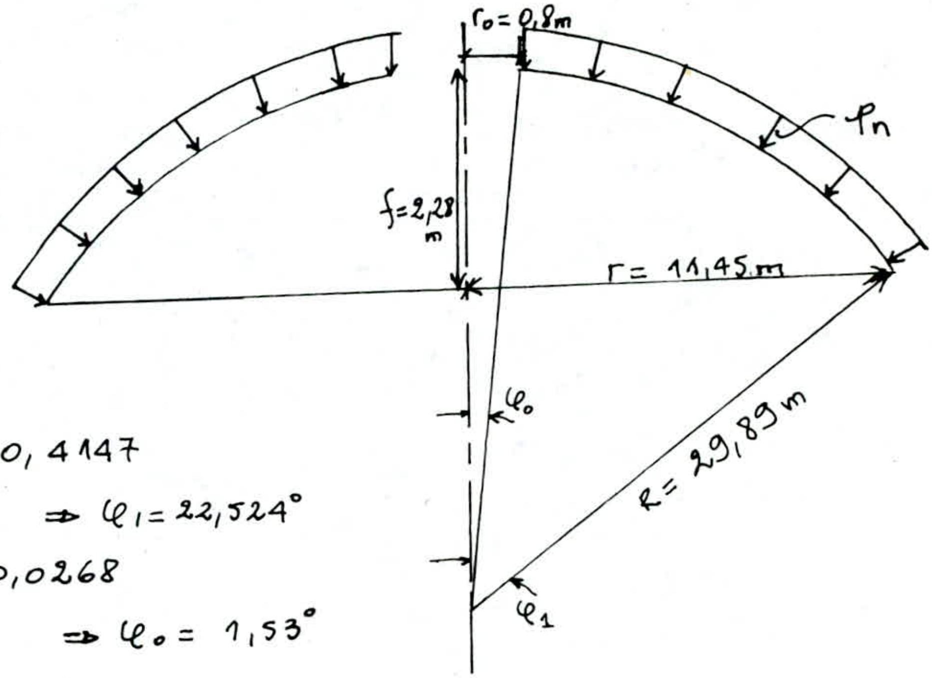
$$P/_{ml} = \frac{14,746}{1,875 . 2\pi} = 1252,31 \text{ kg/ml}$$

calcul de φ_0 et φ_1

φ_0: bord superieur de la coupole

φ_1: bord inferieur de la coupole.

Cas A :



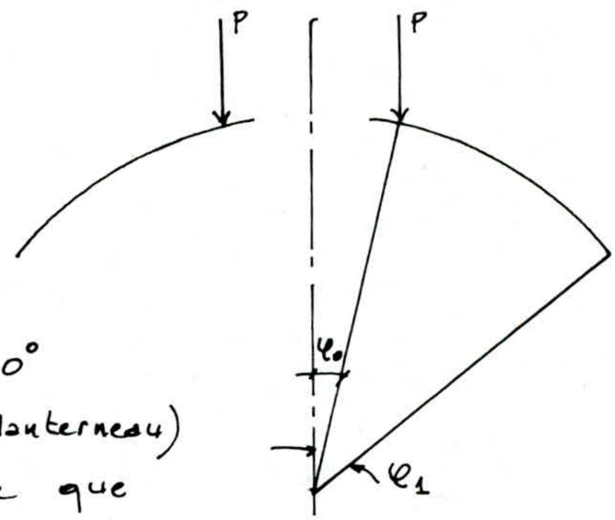
$$\operatorname{tg}\varphi_1 = \frac{r}{R-f} = 0{,}4147$$

$$\Rightarrow \varphi_1 = 22{,}524°$$

$$\sin\varphi_0 = \frac{r_0}{R} = 0{,}0268$$

$$\Rightarrow \varphi_0 = 1{,}53°$$

Cas B :



$$\sin\varphi_0 = \frac{R_m}{R} = 0{,}0627$$

$$\Rightarrow \varphi_0 = 3{,}60°$$

(R_m : rayon moyen du lanterneau)

$\varphi_1 = 22{,}524°$ (meme que precedemment)

expression de $N\varphi$ et $N\theta$

cas A : $\quad p_n = p\cos\varphi$

$$Q = 2\pi R^2(\cos\varphi_0 - \cos\varphi)\,P = 2\pi\int_{\varphi_0}^{\varphi} R^2 P \sin\varphi\, d\varphi$$

$$N\theta = -pR\left(\cos\varphi - \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi}\right)$$

$$N\varphi = -pR\,\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi}$$

cas B : $P_n = 0$

$$Q = 2\pi R P \sin \varphi_0$$

$$N_\varphi = - N_\theta = - P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$

valeurs de N_φ et N_θ au bord inferieur ($\varphi = \varphi_1$)

	N_φ (t/ml)	N_θ (t/ml)
cas A	-7,918	-6,219
cas B	-0,536	0,536

d'ou on obtient au bord inferieur:

$$N_\varphi = N_{\varphi A} + N_{\varphi B} = -8,454$$

$$N_\theta = N_{\theta A} + N_{\theta B} = -5,683$$

Contrainte de Compression maximale dans le beton

$$\sigma_b' = \frac{N_\varphi}{100.e} = 8,454 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_0}'$$

Contrainte du cisaillement du beton

la composante verticale de N_φ aux retombées :

$$V = N_\varphi \sin \varphi_1 = 3237,93 \text{ kg/ml}$$

$$\tau_b = \frac{V}{100.e} = 3,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b.$$

remarque: le beton seul suffit pour reprendre les efforts. Cependant nous mettons des armatures destinées à resister aux effets du retrait et aux efforts dissymetriques.
pour les koupoles (coupole de couverture) faiblement chargées on peut adopter conformement aux cahiers des charges applicables à la construction des cuves et reservoirs en beton armé, on adoptera le ferraillage suivant :

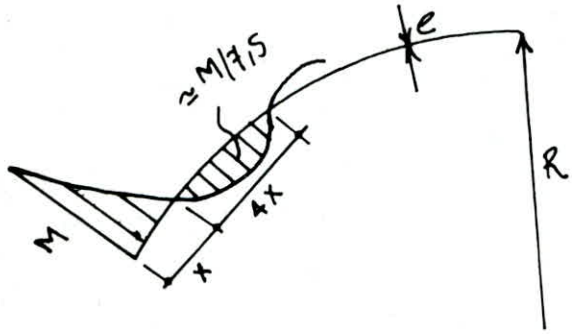
- armatures suivant les meridiens : $A' = 0,3e = 3 \text{ cm}^2$
- armatures placées suivant les parallèles (cerces) serrent d'armatures de repartition. la section sera comprise entre

1/3 et 1/2 des armatures disposées suivant les meridiens; on en prevoira au moins 5 par metre lineaire.

- meridiens . . . . 6 H.A 8 /ml
- cerces . . . . . 6 H.A 8 /ml.

la theorie de la membrane qui fait abstraction de la flexion n'est valable de façon rigoureuse que si la coupole est mince et les rives libres de se deplacer sous l'effet des charges. en realité la coupole est munie d'une ceinture, les reactions sont generalement verticales. il faut donc equilibrer les composantes horizontales des poussées meridiennes par la ceinture de base. celle-ci ayant ses deformations propres ; il en resultera d'une part une perturbation des efforts de la membranes et d'autre part des flexions. toute fois celles-ci ne sont pratiquement prises en consideration qu'au voisinage de la ceinture où il faut renforcer le ferraillage. Dans la pratique le ferraillage est renforcê sur une distance forfaitaire de 2m. on dispose suivant les meridiens :

face inferieure 6 H.A 8/ml
face superieure 6 H.A 8/ml.



$X = 0{,}6\sqrt{R \cdot e}$; $M \cong P.\frac{X^2}{2}$

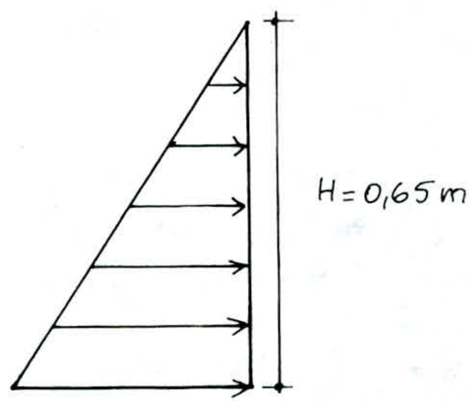
Ceinture Superieure

elle a pour role d'equilibrer la composante horizontale de la poussée de la coupole de couverture Q_1 et une poussée : Q_2 du poids de l'eau soit :

$$Q_1 = N\varphi \cos\varphi_1 = 7{,}809 \ t/ml$$

la poussée de l'eau est :

$$Q_2 = \tilde{\omega} H^2/2 = 0{,}253 \ t/ml$$



d'où l'effort de traction dans la ceinture est:

$$F = (Q_1 + Q_2)\, r = 92{,}31 \ t$$

ferraillage de la ceinture

la section d'acier : $A = \dfrac{F}{\overline{\sigma}_a} = 49{,}76 \ cm^2$

soit des Cerces ... 25 HA16

Verification de la contrainte de traction

nous devrons prendre la section du beton homogeneisée soit $B + nA$.

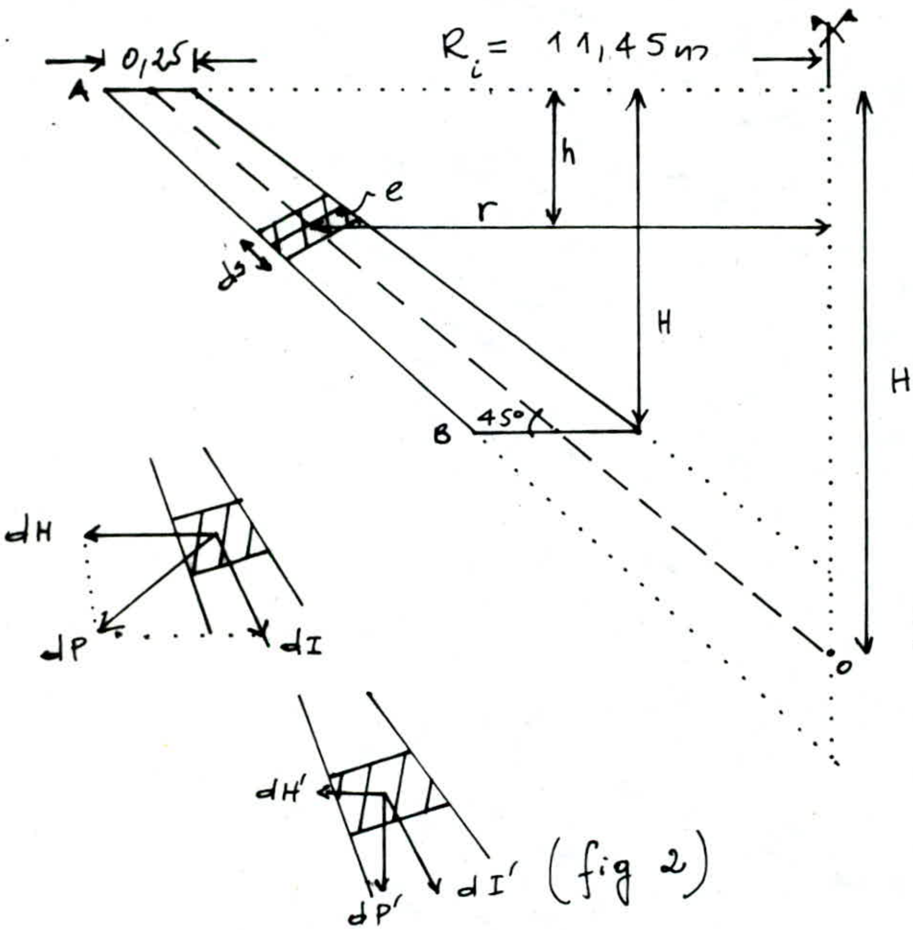
$B = 4312{,}5 \ cm^2$.

la contrainte de traction effective du beton est:

$$\sigma_b = \frac{F}{B+nA} = 18{,}22 \ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_b = 22{,}4 \ kg/cm^2$$

PAROI DE LA CUVE

les parois de la cuve sont tronconiques inclinés à 45° (generatrice moyenne). l'epaisseur est variable de 0,35 (bas de la cuve) à 0,176 (haut de la cuve).



(fig 1)

(fig 2)

considerons un element ds, de rayon r (moyen) et d'epaisseur moyenne e ; cet element est surmonté au centre d'une hauteur d'eau (h). l'element est sollicité par la force de pression par ml et son poids dP' par ml (fig 1, 2)

on pose : δ : poids volumique de l'eau.

γ : poids volumique du beton.

on aura : $dP = \delta h \, ds \Rightarrow \begin{cases} dH = \dfrac{\delta h}{\sin\alpha} \, ds \\ dI = \dfrac{\delta h}{tg\alpha} \cdot ds \end{cases}$

$$dP' = \rho e \, ds \begin{cases} dH' = \dfrac{\rho e}{tg\alpha} ds \\ dI' = \dfrac{\rho e}{\sin\alpha} ds \end{cases}$$

les efforts dI et dI' sont des compressions dans les parois ; les efforts dH et dH' introduisent une composante tangente $dT = (dH + dH')r$.

$$dT = \frac{r}{\sin\alpha}\left(\delta h + \rho e \cos\alpha\right) ds \qquad (1)$$

l'effort T dû à l'action de l'eau est nul au point A $(h=0)$ et O $(r=0)$. il est maximum entre ces deux points, en un point C son expression est :

$$T_{eau} = \frac{r.\delta.h}{\sin\alpha} = \frac{H'-h}{tg\,\alpha} \cdot \frac{\delta h}{\sin\alpha} \qquad (2)$$

Teau est maximum quand la derivée de l'expression (2) est nulle. on trouve Teau maximum pour $h = \frac{H'}{2}$.
la part de T dû au poids propre et etancheité est nulle en (O), et est maximum en (A). compte tenu de ceci et parceque l'effet de l'eau est generalement preponderant, on voit que le maximum de l'effort de traction global T se produit un peu au dessus de $\frac{H'}{2}$
en tenant compte de l'etancheité et protection l'expression (1) devient :

$$dT = \left(\frac{\delta h}{\sin\alpha} + \frac{0{,}07}{tg\,\alpha} + \frac{\rho e}{tg\alpha}\right) r\,ds$$

$$ds = \frac{dr}{\sin\alpha} = dr.\sqrt{2} \qquad (\alpha = 45°)$$

d'où $\quad dT = (\delta h\sqrt{2} + \rho e + 0{,}07)\sqrt{2}\, r\,dr \quad (3)$

$r = \dfrac{H'-h}{tg\alpha}$ et puisque $tg\alpha = 1$ d'où $r = H'-h$

$H' = 11{,}575\ m \quad \Rightarrow \quad \boxed{h = 11{,}575 - r} \quad (4)$

sachant que $\quad \delta = 1{,}2\ t/m^3$
$\qquad\qquad\qquad \rho = 2{,}5\ t/m^3$

en remplaçant h par l'expression (4) et φ, δ par leur valeurs respectives, la formule (3) devient.

$$dT = \left[1{,}2(11{,}575 - r)\sqrt{2} + 2{,}5\,e + 0{,}07\right]\sqrt{2}\,r\,dr$$

d'où :

$$\boxed{dT = \left[27{,}879 - 2{,}4r + 3{,}535\,e\right] r\,dr}$$

on decoupe la paroi en tranches de 1m de longueur et on calcul l'effort de traction T dans chaque tranche par l'expression suivante.

$$T = (27{,}879 - 2{,}4r + 3{,}535\,e)\,r\,\Delta r$$

dans laquelle :

e : epaisseur moyenne de la tranche considerée.

r : rayon moyen de la tranche.

Δr : variation du rayon, egale à la hauteur de la tranche considerée.

le ferraillage est calculé à partir de l'expression suivante et cela pour chaque tranche.

$$\boxed{A = \frac{T}{\sigma_a}}$$

l'epaisseur moyenne est calculée a partir de l'expression suivante :

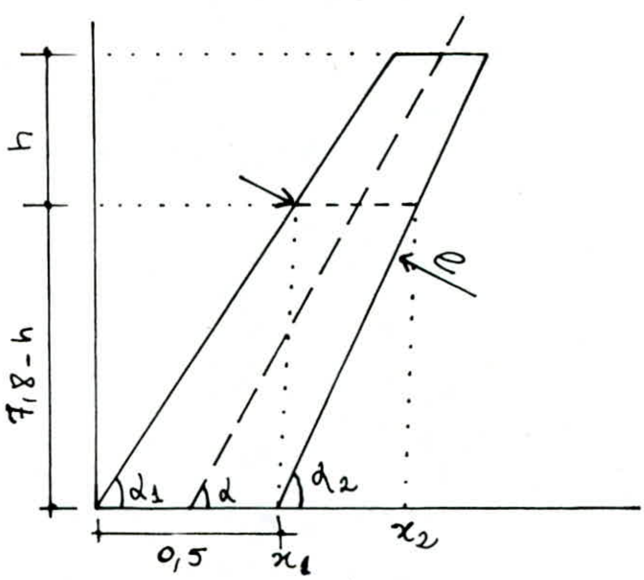
$\alpha_1 = 44{,}52°$

$\alpha_2 = 45{,}43$

$\alpha = 45$

$$x_1 = \frac{7{,}8 - h}{tg\,\alpha_1} = 7{,}93 - \frac{h}{0{,}983}$$

$$x_2 = \frac{7{,}8 - h}{tg\,\alpha_2} = 8{,}18 - 0{,}985\,h$$



on a $x_1 = 7{,}93 - 1{,}017\,h$

$x_2 = 8{,}18 - 0{,}985\,h$

d'où l'épaisseur moyenne $e = (x_2 - x_1)\cos 45$

d'où $\boxed{e = 0{,}177 + 0{,}0226\,h}$

tous les resultats de calcul ainsi que le ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

N.B : en realité il existe une surcharge Q par unité de circonference en A, donc la premiere tranche en plus de T calculée par l'expression precedente on a $T_1 = \frac{Q}{tg\,\alpha} \cdot R$

Q est la somme de :

- $N_{\ell} \sin \theta_1 = 3{,}24\ t/ml$
- $\dfrac{P_{ceinture}}{2\pi R} = \dfrac{82{,}79}{2\pi\left(11{,}45 + \frac{0{,}25}{2}\right)} = 1{,}14\ t/ml.$

d'où $Q = 2{,}1\ t/ml \Rightarrow T_1 = 24{,}31\ t$

la hauteur totale : $H = 7{,}8\,m$ conduit à un longueur totale $L = 11{,}03\ m$. la premiere tranche a une longueur de 1,03m donc une hauteur de 0,73 m.

tranches			h	r	e	T	ϕ	$\bar{\sigma}_a$	A	A	$n T \phi$	σ_b
N°	long de... à	hauteur de... à	(m)	(m)	(m)	(tonnes)	(mm)	kg/cm²	trouvé (cm²)	reel (cm²)		kg/cm²
1	0 à 1,03	0 à 0,73	0,365	11,21	0,185	37,64	14	1950	19,3	21,54	14 T14	16,90
2	1,03 à 2,03	0,73 à 1,437	1,0835	10,49	0,201	25,32	14	1950	13	18,48	12 T 14	11,07
3	2,03 à 3,03	1,437 à 2,144	1,7905	9,78	0,217	35,77	14	1950	18,35	18,48	12 T14	14,62
4	3,03 à 4,03	2,144 à 2,851	2,4975	9,08	0,233	44,36	14	1950	22,75	24,64	16 T14	16,43
5	4,03 à 5,03	2,851 à 3,558	3,2045	8,37	0,249	51,31	16	1855	27,66	32,16	16T16	17,26
6	5,03 à 6,03	3,558 à 4,265	3,9115	7,66	0,265	56,50	16	1855	30,46	32,16	16T16	18,04
7	6,03 à 7,03	4,265 à 4,972	4,6185	6,96	0,281	59,88	16	1855	32,28	36,18	18T16	17,86
8	7,03 à 8,03	4,972 à 5,679	5,3255	6,25	0,297	61,55	16	1855	33,18	36,18	18T16	17,52
9	8,03 à 9,03	5,679 à 6,386	6,0325	5,54	0,313	61,45	16	1855	33,13	36,18	18T16	16,73
10	9,03 à 10,03	6,386 à 7,093	6,7395	4,84	0,329	59,63	16	1855	32,15	32,16	16T16	15,80
11	10,03 à 11,03	7,093 à 7,8	7,4465	4,13	0,345	56,02	16	1855	30,2	32,16	16T16	14,25

Contrainte de Traction dans le beton

la contrainte de traction dans la paroi est calculée pour chaque tranche, en prenant la section de beton homogeneisée soit :

$$\sigma b = \frac{T}{100e + 15A}$$

d'apres le cahier des charges applicables à la construction des cuves et reservoirs en beton armé - annales de l'ITBTP N° 223 - 224 juillet - Août 1966 - la contrainte de traction dans le beton pour une paroi en contact avec le liquide ne devra pas exceder la valeur de la contraintes admissible $\bar{\sigma} b = 22{,}4$ kg/cm² (voir chapitre caracteristiques des materiaux)

EFFORT NORMAL

cet effort normal (en bas de chaque tranche) provient des composantes inclinées dP, dP', dP'' (où dP'' est due à l'etancheité et protection) soit :

$$dN = (dI + dI' + dI'')\, 2\pi r$$

$$dN = \left[\frac{\delta h}{tg\alpha} ds + \frac{\rho e}{\sin\alpha} ds + \frac{0{,}07}{\sin\alpha} ds \right] 2\pi r$$

avec : $\alpha = 45°$; $ds = \sqrt{2}\, dr$; $h = 11{,}575 - r$

$\delta = 1{,}2\ t/m^3$; $\rho = 2{,}5\ t/m^3$.

on aura : $dN = \left[19{,}78 - 1{,}69 r + 5e\right] dr \cdot 2\pi r$

en prenant les mêmes tranches que precedamment on calculera l'effort normal N en bas de chaque tranche en utilisant la formule :

$$\boxed{N = (19{,}78 - 1{,}69 r + 5e) 2\pi r\, \Delta r}$$

a cet effort on ajoute ceux des tranches superieurres pour obtenir l'effort total ΣN en bas de chaque tranche. il faut remarquer que la 1er tranche reçoit l'effort transmis par la ceinture, l'acrotere et la coupole de couverture.

Soit N_o cet effort :

$$N_o = N_{o1} + N_{o2} + N_{o3}$$

$$N_{o1} = \frac{P_{ceinture}}{\cos 45} = 117{,}083\ t$$

$$N_{o2} = \frac{P_{acrotere}}{\cos 45} = 16{,}589\ t$$

$$N_{o3} = \frac{N_\varphi \sin\varphi_1\, 2\pi R}{\cos 45} = 333{,}086\ t$$

d'où

$$\boxed{N_o = 466{,}758\ t}$$

tableau des valeurs

tranches N°	tranches hauteur de … à	r (m)	e (m)	N (tonne)	ΣN (tonne)	S (m^2)	σ'_b kg/cm^2	$A' = \frac{A}{4}$ (cm^2)	arm de reparti	A' reel (cm^2)
1	0 à 0,73	11,21	0,185	90,45	557,21	18,42	3,025	5,39	2x7T8	7
2	0,73 à 1,437	10,49	0,201	142,38	699,89	18,72	3,74	4,62	2x7T8	7
3	1,437 à 2,144	9,78	0,217	188,32	887,91	18,84	4,71	4,62	2x7T8	7
4	2,144 à 2,851	9,08	0,233	225,76	1113,67	18,79	5,93	6,16	2x7T10	10,92
5	2,851 à 3,558	8,37	0,249	255,67	1369,34	18,51	7,40	8,04	2x7T10	10,92
6	3,558 à 4,265	7,66	0,265	277,51	1646,85	18,03	9,13	8,04	2x7T10	10,92
7	4,265 à 4,972	6,96	0,281	291,18	1938,03	17,37	11,16	9,05	2x7T10	10,92
8	4,972 à 5,679	6,25	0,297	297	2235,03	16,48	13,56	9,05	2x7T10	10,92
9	5,679 à 6,386	5,54	0,313	294,74	2529,8	15,40	16,43	9,05	2x7T10	10,92
10	6,386 à 7,093	4,84	0,329	284,64	2814,44	14,14	19,90	8,04	2x7T10	10,92
11	7,093 à 7,8	4,13	0,345	266,35	3080,7	12,65	24,35	8,04	2x7T10	10,92

d'après le tableau des valeurs on voit que : $\sigma'_b = \frac{\Sigma N}{S}$ qui est la contrainte de compression du beton dans chaque anneau est verifiée puisqu'on a toujours $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0}$

S : section transversale de la paroi de la cuve à la côte considerée :

$$S = 2\pi r_i \frac{e_i}{\cos\alpha}$$

d'apres le cahier des charges applicables aux calculs des cuves et reservoirs impose que quelque soit les resultats des calculs, il est prevu des armatures de repartition qui auront par unité de longueur une section au moins egale au quart de celle des armatures principales. Dans le cas des parois tendues, des reservoirs, des cuves à axe de revolution, lorsque l'epaisseur de la paroi depassera 15cm (qui est notre cas) ; les armature principales et les aciers de repartition seront disposés en deux nappes distinctes de façon à former un double quadrillage. chaque quadrillage sera à proximité de l'une et de l'autre des surfaces de la paroi en respectant les epaisseurs minimales d'enrobage. les armatures de repartition formeront avec les armatures principales correspondants des quadrillages dont la maille ne devra pas depasser 20 cm dans chaque sens.

Exemples de ferraillage

pour les tranches 10 et 11 on dispose le ferraillage comme suit :

1- armatures principales (cerces)
- nappe interieure 8T16/ml (a)
- nappe exterieur 8T16/ml (a')

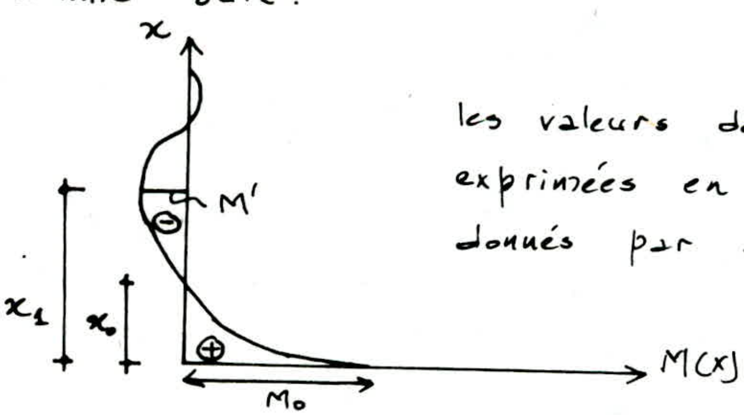
2- armatures de repartition (barres verticales)
- nappe interieure 6T10/ml (b)
- nappe exterieure 6T10/ml (b')

(a+b) forme un quadrillage interieur

(a'+b') forme un quadrillage exterieur.

CALCUL DE LA PAROI INFERIEURE DE LA CUVE

on suppose que la partie inferieure des parois est encastreé sur le fond de la cuve et sur la tour de support (l'encastrement de la cuve sur la tour est negligeable par rapport à l'encastrement de la cuve sur la coupole, ceci en raison de la grande hauteur de la tour par rapport à la hauteur de la coupole). Dans les calculs precedents on a negligé l'influence de l'encastrement de l'extremité inferieur de la cuve.
nous calculerons les moments dûs à l'encastrement en appliquant la méthode de "HANGAN-SOAR" qui suppose un encastrement non pas parfait mais un encastrement elastique. cette methode est exposée dans le livre de Me GUERRIN " Traité de Beton armé tome 6" avec lequel il a traité un exemple pratique. avec cette methode le diagramme des moments sous l'effet de l'encastrement inferieur, en fonction de la hauteur d'eau, est shematisé comme suit.



les valeurs de M', M_o, x_1, x_o sont exprimées en fonction des parametres donnés par de abaques.

moment à l'encastrement inferieur

$$M_o = K.\delta.h^3$$

K: constante donné par l'abaque P.229 (A. Guerrin tome 6) en fonction de e/e' et de βh.

e : epaisseur de la paroi au voisinage du fond $e = 0{,}35\,m$

é : epaisseur du fond $e' = 0{,}20\,m$.

h : hauteur maximale de l'eau $h = 7{,}8\,m$

$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\upsilon^2)}}{\sqrt{R.e}}$ donné à la page 211 (A. Guerrin)

υ : coefficient de poisson ($\upsilon = 0{,}15$ pour beton armé)

R : rayon au voisinage de la coupole de fond $R = 3{,}75\,m$

application numeriques : $\beta = 1{,}142 \Rightarrow \beta h = 8{,}91\,m$

$e/e' = 1{,}75 \Rightarrow K = 0{,}00215$.

$M_0 = 1224{,}34$ kg.m/ml. à l'encastrement $h_t = 35\,cm$, l'enrobage 3cm d'où $h = 32\,cm$ et par voie de consequence le bras de levier $Z = 7/8\,h = 28\,cm$. on fixe des T10 $\overline{\sigma}_a = 2217\,kg/cm^2$, d'où la section d'acier necessaire pour equilibrer le moment est : $A \geqslant \frac{M_0}{Z.\overline{\sigma}_a} = 1{,}97\,cm^2 \Rightarrow 3T10/ml$

or on a au niveau de l'encastrement 7HA10/ml qui sont largement suffisant pour reprendre le moment

abscisse de moment flechissant nul

$x_0 = K_0.h$ (K_0 coefficient donné par l'abaque 230)

on trouve $K_0 = 0{,}036 \Rightarrow x_0 = 0{,}281\,m$

moment flechissant negatif maximal

$M' = -K'.\delta.h^3$ (K' coef donné par l'abaque page 232)

$K' = 0{,}00147 \Rightarrow M' = -837{,}11$ kg.m/ml.

abscisse du moment negatif maximal

$x_1 = K_1.h$ (K_1 coef donné à la page 231)

$K_1 = 0{,}158 \Rightarrow x_1 = 1{,}23\,m$

l'epaisseur de la paroi en $x_1 \Rightarrow e = 32{,}55\,cm$ d'où $h_t = 32{,}55\,cm$ $\rightarrow h = 29{,}55\,cm \Rightarrow$ la Section d'armature necessaire :

$A \geqslant \frac{M'}{7/8\,h.\overline{\sigma}_a}$. si on fixe des HA10 on aura : $A \geq 1{,}46\,cm^2$ $\Rightarrow$ 2T10/ml. or à ce niveau aussi on a 7T10/ml qui suffisent enormement pour equilibrer le moment calculé ci-dessus.

Coupole De Fond

le calcul de la coupole de fond ne differe en rien de celui de la coupole de couverture ; seul l'inventaire des charges appliquées sur la coupole differe du cas precedent.
les charges à prendre en compte sont:

A- poids mort (avec etancheité, enduits)

- poids propre . . . . $0,20 \cdot 2,5 = 0,5\ t/m^2$
- enduits + etancheité . . . . $0,05$ "

$p = 0,55\ t/m^2$.

B- charges repartie par metre lineaire de circonference soit P/ml le long de la parallele sur laquelle s'appuie la cheminée. cette charge provient de:

- poids propre de la cheminée . . . . . $20,874\ t$
- enduits . . . . $0,05 \cdot (\pi\ d \cdot h) = 3,022$

$23,896\ t$

charge par ml de circonference, de rayon moyen $r = 0,875\ m$

$$P = \frac{23,896}{2\pi r} = 4,35\ t/ml.$$

C- efforts dues à la pression de l'eau

$\omega = 1,2 \cdot 1000 = 1200\ kg/m^3$ (l'eau considerée comme surcharge variable)

la surface libre de l'eau est à l'altitude (h) par rapport au centre de la sphere: $h = R\cos\varphi_1 + (7,8 + 0,2)$

$$tg\,\varphi_1 = \frac{r}{R-f} = \frac{3,5}{10,5-0,6} = 0,3535 \Rightarrow \varphi_1 = 19,47°$$

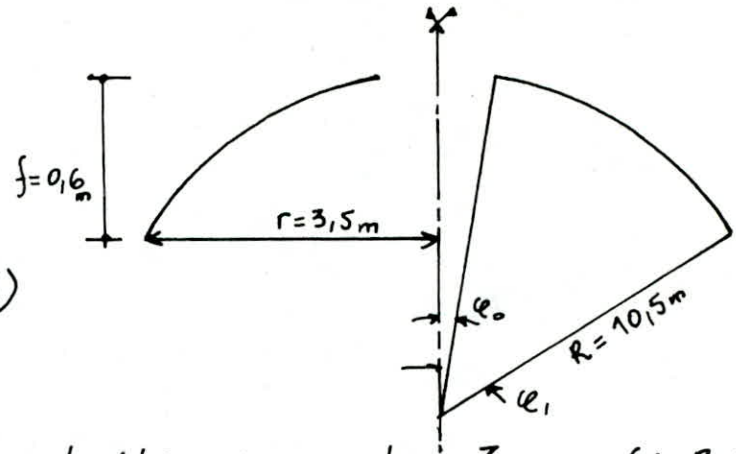
d'où $h = 17,90\ m$.

calcul de φ_0

$$\sin\varphi_0 = \frac{r_0}{R} = 0,0762 \Rightarrow \varphi_0 = 4,37°$$

$\varphi_1 = 19,47°$

φ_0 et φ_1 sont les memes pour les trois cas de charges (A, B, C)



Expressions de $N\varphi$ et $N\theta$ pour les 3 cas (A, B, C)

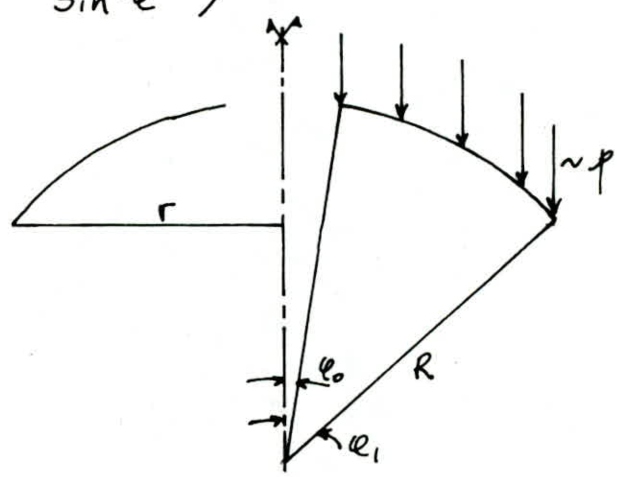
- cas A :

$$P_n = p \cos\varphi$$

$$Q = 2\pi R^2 (\cos\varphi_0 - \cos\varphi)\, p$$

d'où $$N\varphi = -pR\,\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} \quad ;$$

$$N\theta = -pR\left(\cos\varphi - \frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi}\right)$$



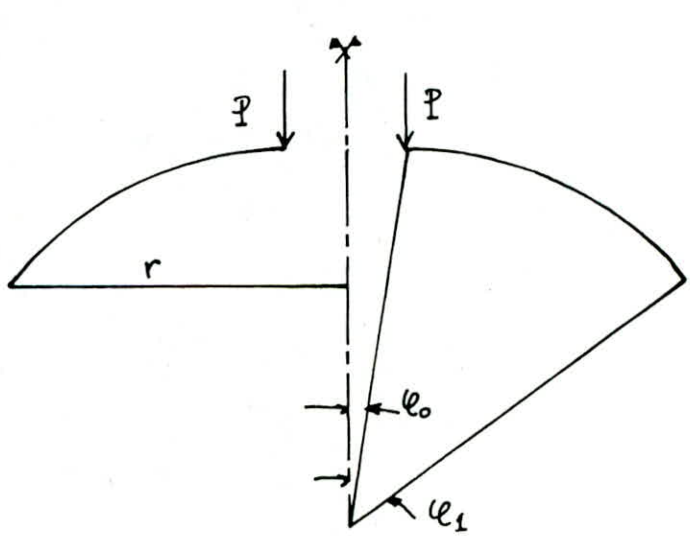
- cas B :

$$P_n = 0$$

$$Q = 2\pi R P \sin\varphi_0$$

d'où $$N\varphi = -P\,\frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$

$$N\theta = P\,\frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi}$$



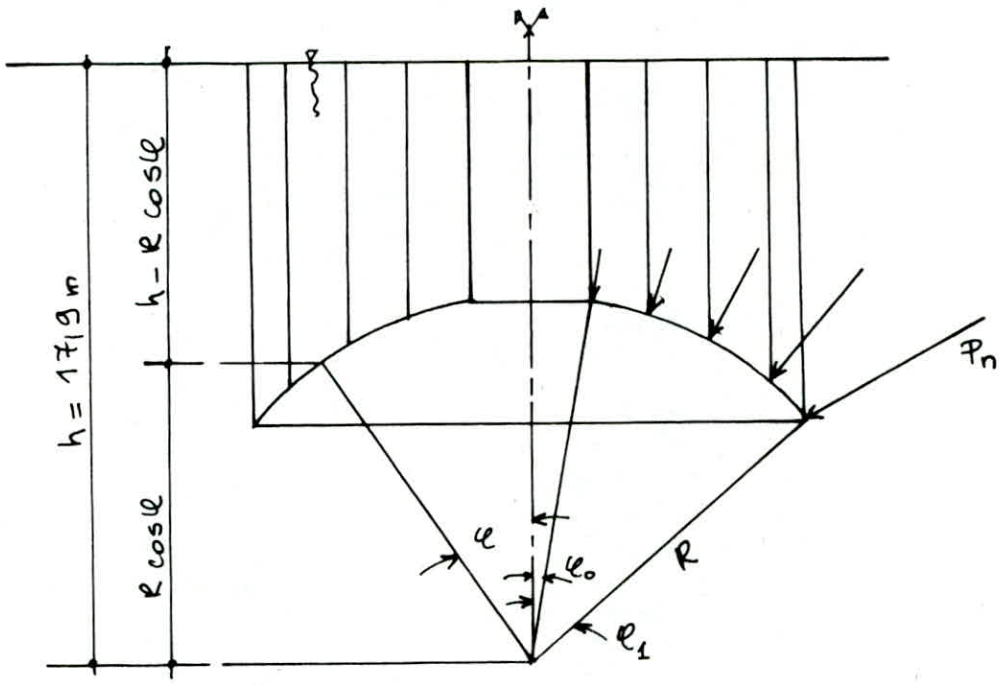
- cas C :

$$P_n = \bar{\omega}(h - R\cos\varphi)$$

$$Q = \bar{\omega}\pi R^3 \sin^2\varphi \left[\frac{h}{R}\left(1 - \frac{\sin^2\varphi_0}{\sin^2\varphi}\right) + \frac{2}{3}\,\frac{\cos^3\varphi - \cos^3\varphi_0}{\sin^2\varphi}\right]$$

d'où
$$N\varphi = -\bar{\omega} R^2\left[\frac{h}{2R}\left(1 - \frac{\sin^2\varphi_0}{\sin^2\varphi}\right) - \frac{1}{3}\,\frac{\cos^3\varphi_0 - \cos^3\varphi}{\sin^2\varphi}\right]$$

$$N\theta = -\bar{\omega} R^2\left[\frac{h}{2R}\left(1 + \frac{\sin^2\varphi_0}{\sin^2\varphi}\right) + \frac{1}{3}\left(\frac{\cos^3\varphi_0 - \cos^3\varphi}{\sin^2\varphi} - 3\cos\varphi\right)\right]$$



Valeurs de $N\varphi$ et $N\theta$ au bord inferieur ($\varphi = \varphi_1$)

	$N\varphi$ (t/ml)	$N\theta$ (t/ml)
cas A	-2,821	-2,623
cas B	-2,983	+2,983
cas C	-46,051	-54,754
total	-51,855	-54,394

Contraintes maximales de Compression du beton

$$\sigma_b = \frac{N_\theta}{100.e} = 27{,}197 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}'$$

on a : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{b0}'$ donc le beton seul suffit pour reprendre tous les efforts cependant on met des armatures destinées à resister aux effets du retrait et aux efforts dissymetriques.

Comme la coupole est fortement chargée, la section d'acier suivant les meridiens sera de 0,6 % de celle du beton soit : $0{,}6e = 0{,}6.20 = 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- pour les armatures meridiennes on prend :

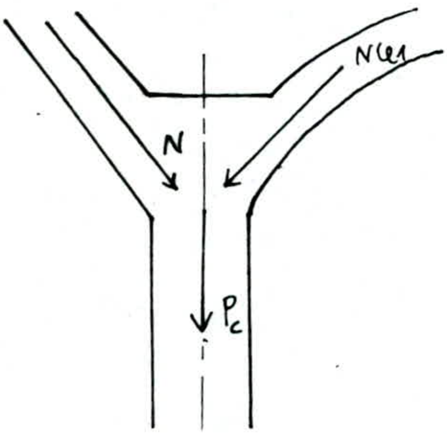
  A = 2 x 6 H.A 12 /ml

- pour les armatures suivant les paralleles on prend : A = 2 x 6 H.A 12 / ml

meridiennes	2 x 6 H.A 12 /ml
paralleles	2x 6 H.A 12 /ml

Ceinture Basse

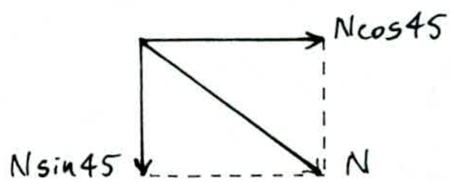
la ceinture basse est soumise à l'effort N_φ, transmis par la coupole de fond et à l'effort tranchant N transmis par le dernier anneau de paroi.

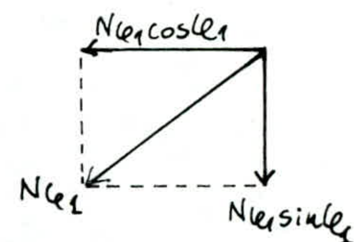


$$N = 3080{,}79\,t \Rightarrow N/ml = \frac{N}{2\pi r} = 130{,}8\,t/ml$$

$$N_{\varphi_1} = 51{,}855\,t/ml$$

N_{φ_1} et N se décomposent chacune en 2 composantes, l'une verticale et l'autre horizontale comme indiqué sur le shema ci dessous :





$N\cos 45 = N \sin 45 = 92{,}50\ t/ml$

$N_{\varphi_1} \cos\varphi_1 = 48{,}89\ t/ml$

$N_{\varphi_1} \sin\varphi_1 = 17{,}28\ t/ml$

la ceinture reçoit donc un effort resultant de compression H :

$$H = (N\cos 45 - N_{\varphi_1}\cos\varphi_1)\, r = 163{,}54\ t$$

la ceinture sera armée en consequence :

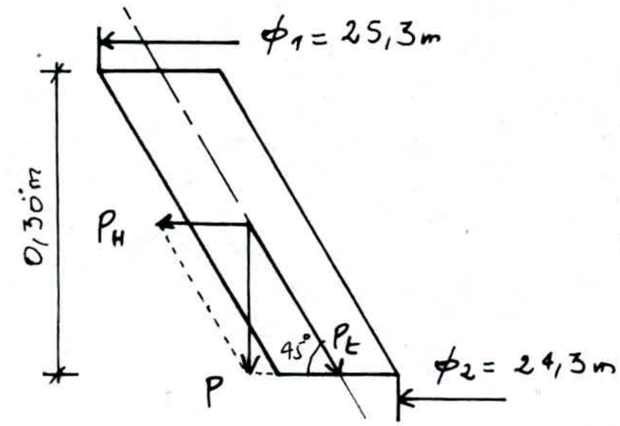
ferraillage

$$A \geqslant \frac{1}{n}\left(\frac{H}{\overline{\sigma}'_{b0}} - B\right)$$

$B = 1700\ cm^2 \Rightarrow A \geqslant 29{,}185\ cm^2$

soit $A = 12\,T20$ disposés en cerces

Calcul de l'acrotere



$P = 11,73t$

$\phi = 25m \rightarrow r = 12,5m$

$\Rightarrow r_m = 12,4m$

$P/ml = \frac{P}{2\pi r_m} = 0,150\,t/ml$

on neglige l'effet du vent sur l'acrotere. donc l'acrotere n'est soumis qu'à son propre poids, qui se decompose en une poussée horizontale P_H et à une force suivant la generatrice moyenne P_t.

$P_H = P\,tg\,45° = 0,15\ t/ml$

$P_t = P/\cos 45 = 0,212\ t/ml$

sous l'effet de P_H l'acrotere est soumis à un effort de traction : $P_H \cdot r_m = 1,86t$.

on se fixe des HA 8 :

$$A = \frac{F}{\bar{\bar{\sigma}}_a} = 0,96\ cm^2$$

on prend 6HA 8

Verification de la contrainte de traction

$$\sigma_b = \frac{F}{B+nA} = 2,1\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$B = 0,20 \cdot 0,42 = 0,084\ m^2 = 840\ cm^2$$

sous l'effet de P_t l'acrotere est soumis à un effet de compression :

$$\sigma_b' = \frac{P_t}{100 \cdot e_m} = 0,15\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b_0}'$$

CALCUL

DE LA

PERIODE

PROPRE

D'OSCILLATION

le calcul de la periode se fera selon 2 méthodes : la 1ere est generale qui suppose la masse concentrée sur un support de masse non negligeable et la 2eme est celle de Mr Rayleigh qui suppose la masse concentrée en divers niveaux.

premiere methode :

la formule ci-dessous a été etablie à partir de la formule approchée de Raileigh.

on a : $T = 2\pi\sqrt{\dfrac{P' \cdot Z^3}{g \cdot 3EI}}$ où $P' = P + \dfrac{33}{140} Z p$

Z : la hauteur de support comptée de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante.

P : poids de la masse concentrée.

p : poids du support par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale de support.

g : l'acceleration de la gravité.

Determination du C.D.G de la masse oscillante

$$Z_G = \frac{\Sigma P_i \cdot Z_i}{\Sigma P_i}$$ avec P_i : poids de chaque element du reservoir

Z_i : C.D.G " " " " " par rapport à l'encastrement.

i	Désignation	poids (t)	Z_i (m)
1	dalle circulaire	4,842	35,09
2	lanterneau	8,39	34,03
3	Coupôle Superieure	148,92	31,71
4	Ceinture haute	82,79	30,445
5	Cuve	375,175	26,67
6	Coupole de fond	20,655	22,974
7	cheminée	23,896	28,065
8	ceinture base	12,56	22,03
9	eau	1503,56	26,845
10	acrotere	11,73	30,901

d'où on a:

- Cuve vide : $\longrightarrow$ $Z_{GV} = 28{,}30$ m
- Cuve pleine : $\longrightarrow$ $Z_{GP} = 27{,}30$ m

I: moment d'inertie de la section transversale du support:

$$I = \frac{\pi}{64}\left(\phi_e^4 - \phi_i^4\right) = 45{,}884 \text{ m}^4$$

E_i : module d'elasticité instantané du beton armé.

$$E_i = 21000\sqrt{\sigma'_{28}} = 367079{,}74 \text{ kg/cm}^2.$$

. Cuve vide : $p = 688{,}96$ t

. Cuve pleine : $p = 2192{,}52$ t

$p = 17{,}19$ t/ml

d'où :

$$P'_V = P_V + \frac{33}{140}\, p\, Z_{GV} = 803{,}63 \text{ t}$$

$$P'_P = P_P + \frac{33}{140}\, p\, Z_{GP} = 2303{,}14 \text{ t}$$

et on trouve les periodes comme suit:

$$t_V = 2\pi\sqrt{\frac{P'.\,Z_{GV}^3}{g.\,3EI}} = 0{,}375 \text{ secondes}$$

$$t_P = 2\pi\sqrt{\frac{P'.\,Z_{GP}^3}{g.\,3E.I}} = 0{,}61 \text{ secondes}$$

2ème Méthode : (méthode de Rayleigh)

. on decompose le systeme en cinq trançons fictifs, de façon à substituer aux masses reparties, difficiles à introduire dans dans les calculs, des masses concentrées au niveau du centre de gravité de chaque trançon.

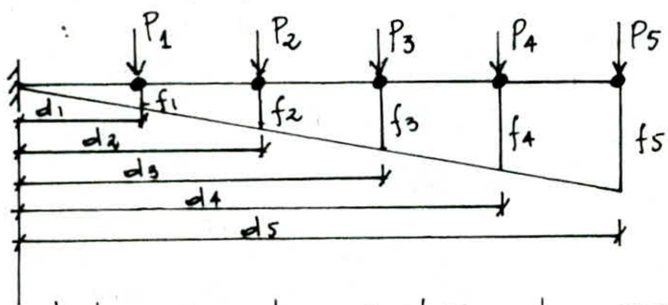
la méthode de Rayleigh à ete developpée à partir de la loi de la conservation d'energie du systeme. elle est utilisée pour la determination de la pulsation fondamentale d'un systeme oscillant ayant un nombre limité ou une infinité de degres de liberté.

soit P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 les poids des masses concentrées. on imagine la struture retournée de 90° dans le champ de pesanteur.

Soit f_1, f_2, f_3, f_4, f_5 les flèches prise par les diverses masses

en supposant que les deformations restent entierement elastique.
la periode T etablie est donnée par la formule de Rayleigh:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\Sigma P_i . f_i^2}{g . \Sigma P_i . f_i}}$$

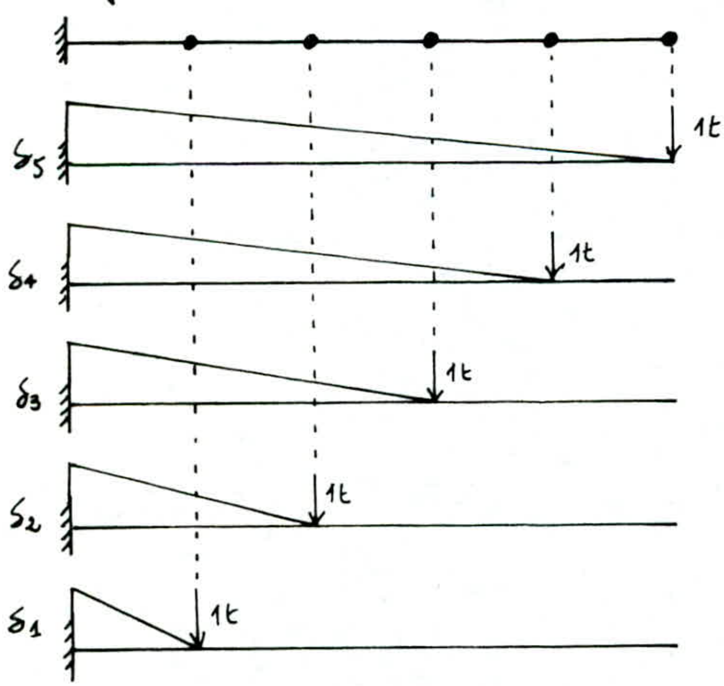


di: distances entre centre de gravite de la masse i et l'encastrement.

Determination des deplacements statique f

pour la determation des fi sous l'action des charges gravitationelles on utilise la méthode des forces (cours de M[R] HAFIDI)

a) diagramme des moments unitaires:



b) calcul des coefficient δ_{ij}:

δ_{ij}: deplacement en "i" du à une force unitaire appliquée en "j" on utilise les tables de Mohr : $\delta_{ij} = \frac{1}{EI}\int_0^{d_j} M_i . M_j \, dx$

on distingue 3 cas :

- $\delta_{ij} = \frac{1}{3EI} d_i^3$ avec $i=j$
- $\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} d_i^2 \left(d_j - \frac{d_i}{3}\right)$ $(j>i)$
- $\delta_{ij} = \frac{1}{2EI} d_j^2 \left(d_i - \frac{d_j}{3}\right)$ $(j<i)$

et on obtient les deplacements statiques f_i suivants :

$$f_i = \sum_{j=1}^{5} P_i \delta_{ij}$$

pour calculer T on envisage 2 cas suivants :

- cuve vide
- Cuve pleine.

A_ Cuve vide

calcul des poids concentrés et leurs positions :

$P_1 = 4{,}71 + 17{,}19 \, . \, 8{,}3 = 147{,}39 \text{ t}$ $\qquad d_1 = 4{,}21 \text{ m}$

$P_2 = 4{,}71 + 17{,}19 \, . \, 4{,}5 = 82{,}065 \text{ t}$ $\qquad d_2 = 10{,}6 \text{ m}$

$P_3 = 4{,}71 + 17{,}19 \, . \, 4{,}5 = 82{,}065 \text{ t}$ $\qquad d_3 = 15{,}1 \text{ m}$

$P_4 = 4{,}71 + 17{,}19 \, . \, 4{,}5 = 82{,}065 \text{ t}$ $\qquad d_4 = 19{,}6 \text{ m}$

$P_5 = 688{,}96 \text{ t}$ (poids du reservoir vide) $\qquad d_5 = 28{,}30 \text{ m}$

valeurs de $EI \, \delta_{ij}$ (en m)

i \ j	1	2	3	4	5
1	24,87	81,50	121,38	161,26	238,36
2	81,50	397,00	649,81	902,62	1391,40
3	121,38	649,81	1147,65	1660,67	2652,5
4	161,26	902,62	1660,67	2509,84	4180,94
5	238,36	1391,40	2652,50	4180,94	7555,06

on trouve :

i	1	2	3	4	5
f_i (cm)	0,117	0,671	1,260	1,970	3,510

d'où $$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\Sigma P_i f_i^2}{g \, \Sigma P_i f_i}} = 0{,}36 \text{ secondes.}$$

B- Cuve Pleine

calcul des masses concentrées et leurs positions :

P_1, P_2, P_3 et P_4 ; d_1, d_2, d_3 et d_4 prennent les mêmes valeurs que precedamment.

$P_5 = 688{,}96 + 1503{,}56 = 2192{,}52\ t$ $\qquad d_5 = 27{,}30\ m$

valeurs des $EI\,\delta_{ij}$ (m)

i \ j	1	2	3	4	5
1	24,87	81,50	121,38	161,26	229,50
2	81,50	397	649,81	902,62	1335,21
3	121,38	649,81	1147,65	1660,67	2538,51
4	161,26	902,62	1660,67	2509,84	3988,86
5	229,5	1335,21	2538,51	3988,86	6782,14

d'où les deplacements :

i	1	2	3	4	5
$f_i^{(cm)}$	0,320	1,920	3,480	5,450	9,230

d'où :

$$T_P = 2\pi\sqrt{\frac{\Sigma P_i f_i^2}{g\,\Sigma P_i f_i}} = 0{,}60 \text{ seconde}$$

Conclusion

d'apres les resultats suivant les deux méthodes de calcul on remarque que les valeurs de T sont très proche : la precision etant satisfaisante.

- 4,17 % dans le cas d'une cuve vide
- 1,67 % " " " " " " pleine.

pour eviter la perte de temps dans les calculs on peut utiliser seulement la formule generale.

pour la suite on prend les valeurs de T comme suit :

$$\boxed{\begin{array}{l} T_V = 0{,}36 \text{ secondes} \\ T_P = 0{,}60 \text{ secondes} \end{array}}$$

le coefficient de participation modale du 1er mode η^I est donné par l'expression suivante :

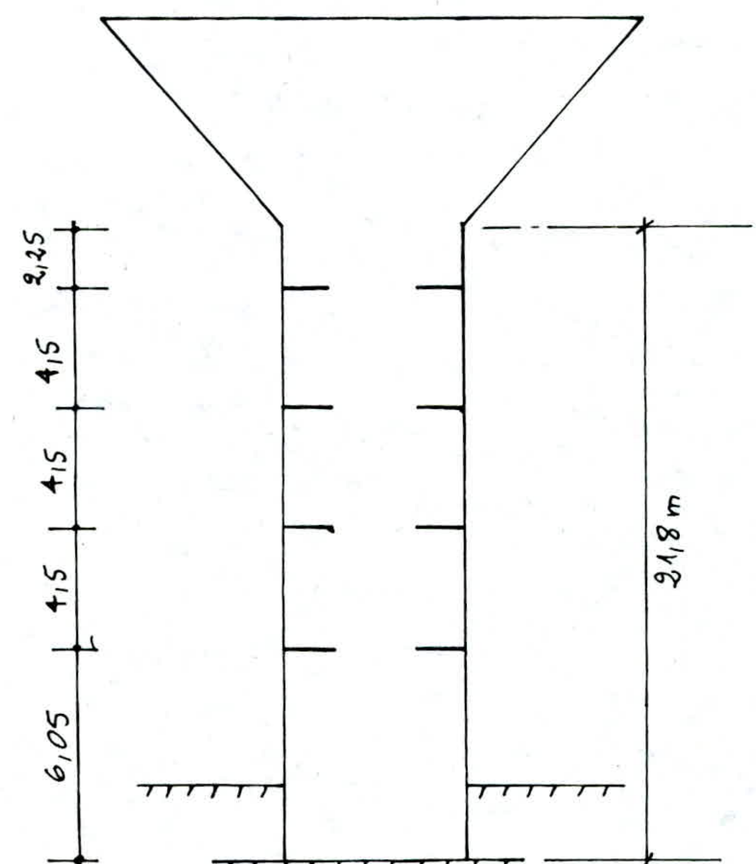
$$\eta^I = \frac{(\Sigma m_j f_j)^2}{\Sigma m_j \, \Sigma m_j f_j^2}$$

d'après les cours de Mr CRAÏNIC s'il s'avere que $\eta^I \geq 80\%$ alors le 1er mode de vibration est predominant et l'influence des modes superieurs est negligeable.

on a :

$$\eta_v^I = 0{,}79 \simeq 0{,}8 \implies \eta_v^I = 80\%$$

$$\eta_p^I = 0{,}91 \implies \eta_p^I = 91\%$$



ETUDE

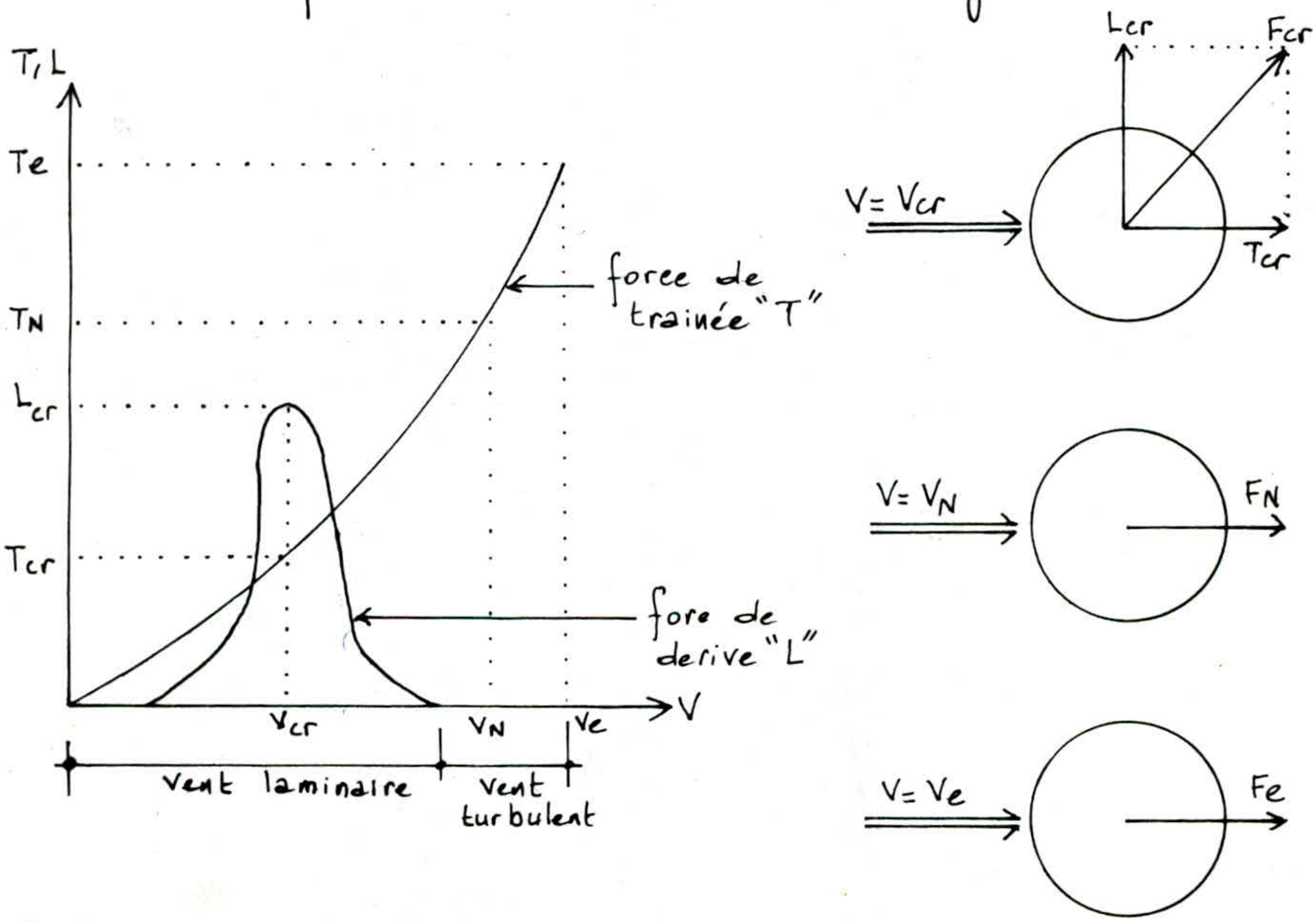
AU

VENT

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée est la resultante geometrique F de toutes les actions P sur les differentes parois de la Constrution cette resultante peut se decomposer en deux directions suivantes :

- une direction parallele à celle du vent : Trainée "T"
- une direction perpendiculaire à celle du vent : Derive "L"

1- Comportement de l'ouvrage



a/ direction parallele à la direction du vent :

dans la direction parallele à la direction du vent, le Comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale, encastrée dans le sol, soumise à une pression repartie sur sa hauteur. A de faibles vitesse le regime du vent est generalement laminaire. ses effets sur les constructions ayant un caractere statique. un calcul à ce stade ne presente pas d'intêret. pour des vitesses plus elevées le vent devient turbulent et agit par rafales successives; ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles presentent un caractere periodique et que leur periodes est plus voisine de la periode propre de vibration de l'ouvrage (risques de resonances). les effets du vent deviennent dynamiques. la vitesse reglementaire du vent pour laquelle on effectue le calcul à ce stade est appelée vitesse normale du vent.

b] Direction perpendiculaire à l'action du vent :

de nombreuse observations ont mis en evidence le phenomène de vibration des constructions elancées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. ces vibrations apparaissent pour une vitesse du vent relativement faible et uniquement en regime laminaire. la vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est appelée vitesse critique. ces vibrations laterales doivent etre compatibles avec le regime laminaire du vent. il est admis de fixer conventionnellement la borne de 25 m/s entre la vitesse du vent correspondant au regime laminaire et celle correspondant au regime turbulent.

En consequence la vitesse critique ne peut pas être superieure à 25 m/s. si par un calcul theorique on trouve une vitesse critique plus grande que cette valeur, les Regle NV 65 proposent de considerer les oscillations laterales comme negligeables.

2- Calcul de la Trainée

en utilisons les notation des regles NV 65 l'effort de Trainée est donné par :

$$\boxed{T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e}$$

a) coefficient C_t :

$C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0$ dependant de l'elancement de la tour et de la rugosité de sa surface, est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale de la structure.

$C_{t_0} = 0{,}55 \rightarrow$ cylindre rugueux à base circulaire sans nervures (categorie V)

γ_0 est fonction du rapport de dimensions λ :

$\lambda = \dfrac{h^2}{S_t}$ et de la categorie.

$h =$ 34,15 m (hauteur totale de la structure)

$S_t =$ surface du maitre couple $= 342{,}86 \ m^2$

d'où $\lambda = \dfrac{(34{,}15)^2}{342{,}56} = 3{,}4$

$\lambda = 3{,}4$
categorie V $\Rightarrow \gamma_0 = 1{,}016$

d'où $\boxed{C_t = 0{,}5588}$

b) coefficient β :

c'est un coefficient de majoration dynamique $\beta = \theta(1+\xi\tau)$ dependant de la periode propre de vibration de la Construction et du niveau pris en consideration et des effets de la resonance provoqués par les vibrations.

θ est un coefficient qui s'exprime par la formule et dependant du type de construction ($\theta = 1$ pour les Constructions à base circulaire NV65 page 83)

ξ est un coefficient de reponse donné en fonction de la periode propre T de vibration de la structure.

$$T_V = 0{,}36 \longrightarrow \xi_V = 0{,}38$$
$$T_P = 0{,}60 \longrightarrow \xi_P = 0{,}55.$$

τ est un coefficient de pulsation, determiné en fonction de sa côte H au dessus du sol par l'echelle fonctionnelle (voir NV65 page 83)

c) δ : coefficient de reduction des pressions, tenant compte des dimensions. Il est donné par les regles NV65 en fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en consideration. la plus grande dimension de la surface offerte au vent est la hauteur $H = 34{,}15$ m. pour des niveaux $h \leq 30$ m on prend $\delta = 0{,}758$ donc pour des niveaux $h > 30$ m $\rightarrow$ $\delta = 0{,}780$

d) coefficient q : les regles NV65 admettent de determiner la pression du vent à la vitesse normale et extreme à l'aide de relations:

$$q_N = q_H \cdot K_S$$
$$q_E = 1{,}75\, q_N$$

K_S: coefficient de site en fonction du site et region

Region II, site Exposé $\longrightarrow$ $K_S = 1{,}30$

q_H: pression du vent à la hauteur H :

pour H compris entre 0m et 500m on a

$$q_H = 2{,}5\, q_{10} \frac{H+18}{H+60}$$

region II $\Rightarrow q_{10} = 70$ kg/m²

d'où $q_H = 175 \dfrac{H+18}{H+60}$

e) De: diametre exterieur à la côte considerée.

Z (m)	Ct	τ	ξ_v	ξ_p	β_v	β_p	δ	K_s	q_H $\frac{kg}{m^2}$	q_N $\frac{kg}{m^2}$	q_E $\frac{kg}{m^2}$	D_e (m)	T_{VN} $\frac{kg}{ml}$	T_{VE} $\frac{kg}{ml}$	T_{P_N} $\frac{kg}{ml}$	T_{P_E} $\frac{kg}{ml}$
0	0,559	0,36	0,38	0,55	1,137	1,198	0,758	1,30	70	91	159,25	7,6	333,19	583,08	351,07	614,37
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
12	"	0,357	"	"	1,136	1,196	"	"	72,92	94,8	165,9	"	346,8	606,9	365,12	638,96
14	"	0,354	"	"	1,134	1,195	"	"	75,68	98,4	172,2	"	359,34	628,84	378,67	662,70
16	"	0,3516	"	"	1,133	1,193	"	"	78,3	101,79	178,13	"	371,39	649,93	391,06	684,36
18	"	0,349	"	"	1,132	1,192	"	"	80,77	105	183,75	"	382,76	669,83	403,05	705,34
20	"	0,345	"	"	1,131	1,190	"	"	83,13	108,07	189,12	"	393,6	688,8	414,13	724,73
22	"	0,342	"	"	1,130	1,188	"	"	85,36	110,97	194,20	9,62	511,14	894,5	537,37	940,4
24	"	0,339	"	"	1,129	1,186	"	"	87,5	113,75	199,06	13,56	757,51	1325,64	795,77	1392,6
26	"	0,336	"	"	1,128	1,185	"	"	89,53	116,4	203,7	17,39	967,48	1693,09	1016,37	1778,65
28	"	0,333	"	"	1,126	1,183	"	"	91,48	118,92	208,11	21,43	1215,90	2127,83	1277,45	2235,54
30	"	0,330	"	"	1,125	1,182	"	"	93,11	121,04	211,82	24,7	1425,15	2494,0	1497,36	2620,38
32	"	0,327	"	"	1,124	1,180	"	"	95,11	123,64	216,37	3,9	236,32	413,56	248,09	434,16
34,15	"	0,324	"	"	1,123	1,178	"	"	96,93	126,01	220,52	4,2	259,14	453,50	271,83	475,70

Remarque: pour les constructions en bordure du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10m egale à celle regnant à 10 m, ce qui est fait dans notre cas.

3_ Calcul de la Derive

la force de derive "L" par unité de longueur est la Composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent. cette force est donnée par la relation:

$$\boxed{L = \delta' . C_L . \beta' . q_{cr} . D_e . \frac{H}{h}}$$

δ' : coefficient qui tient compte de l'effet des dimensions. les regles NV65 recommandent $\delta' = 0,8$ pour toute la hauteur de la construction.

C_L : coefficient de derive. la valeur admise pour C_L est 0,2 (NV65) $C_L = 0,2$

β' : coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement.

la theorie des vibrations pour les cas de structure en etat de resonance conduit à $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$

Δ : etant le decrement logarithmique que l'on peut prendre egale à 0,30 pour les ouvrages en beton armé.

d'où $\beta' = 10,47$

H: côte du niveau consideré compté à partir du sol.

h: hauteur de la construction.

q_{cr} : pression dynamique correspondant à la vitesse critique (vitesse de resonance)

Remarque: la pression du vent à la vitesse critique q_{cr} est seule interessante pour le calcul pratique dans la direction perpendiculaire à l'action du vent (il n y a pas de vibrations laterales en vitesse normale et extreme)

Determination de la vitesse critique

la resonance se produit quand la periode des rafales de vent est egale à la periode propre de vibration de la structure, c'est a dire quand

$T_K = T$.

la theorie de M^R KARMAN montre que : $T_K = \dfrac{d}{S \cdot V_{cr}}$

avec : V : vitesse du vent

S : nombre de "STROUHAL" = 0,2

d : diametre exterieur de la tour = 7,6 m

on a $V_{cr} = \dfrac{d}{S \cdot T_K}$, quand on a $T = T_K \rightarrow V_{cr} = \dfrac{d}{S \cdot T}$

- reservoir vide : T = 0,36 s $\longrightarrow$ $V_{cr} = 105{,}6\ \frac{m}{s} > 25\ \frac{m}{s}$
- reservoir plein : T = 0,60 s $\longrightarrow$ $V_{cr} = 63{,}33\ \frac{m}{s} > 25\ \frac{m}{s}$

puisque l'on a trouvés que Vcr est nettement superieur à 25 m/s, il est inutile de faire un calcul à la resonance parceque les oscillations laterales sont negligeables (voir NV65) pour le calcul des efforts tranchants et des moments flechissants on ne tient compte que de la force de "Trainée" par unité de longueur. on utilise les méthodes simples de la R.D.M pour le calcul de T et M d'une console encastrée sous l'effet de la charge repartie par metre lineaire.

	cuve vide				cuve Pleine			
côte z (m)	effort tranchant (t)		moment flechissant (t.m)		effort tranchant (t)		moment flechissant (t.m)	
	S.N	S.E	S.N	S.E	S.N	S.E	S.N	S.E
34,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
32,00	0,532	0,931	0,58	1,015	0,56	0,98	0,602	1,05
30,00	2,40	4,2	3,90	6,83	2,52	4,41	4,067	7,12
28,00	4,71	8,24	10,12	17,71	4,95	8,66	10,60	18,55
26,00	6,89	12,06	21,72	38,01	7,24	12,67	22,79	39,88
24,00	8,61	15,07	37,22	65,135	9,05	15,84	39,08	68,39
22,00	9,88	17,29	55,71	97,50	10,38	18,16	58,51	102,40
20,00	10,78	18,87	76,37	133,65	11,33	19,83	80,22	140,39
18,00	11,56	20,23	98,71	172,74	12,15	21,26	103,7	181,48
16,00	12,31	21,54	122,58	214,51	12,94	22,64	128,79	225,38
14,00	13,04	22,82	147,93	258,90	13,71	24,00	159,44	272,02
12,00	13,74	24,05	174,71	305,74	14,45	24,76	183,6	321,3
10,00	14,42	25,23	202,87	355,02	15,17	26,55	213,22	373,14
8,00	15,09	26,41	232,38	406,66	15,87	27,77	244,26	427,45
6,00	15,76	27,58	263,23	460,65	16,57	29,00	276,70	484,22
4,00	16,42	28,74	295,41	516,97	17,27	30,22	310,54	543,44
2,00	17,09	29,91	328,92	575,61	17,97	31,44	345,78	605,11
0,00	17,76	31,08	363,77	636,60	18,67	32,67	382,42	669,23
-1,00	17,76	31,08	381,53	667,68	18,67	32,67	401,09	701,91

ACTIONS LOCALES

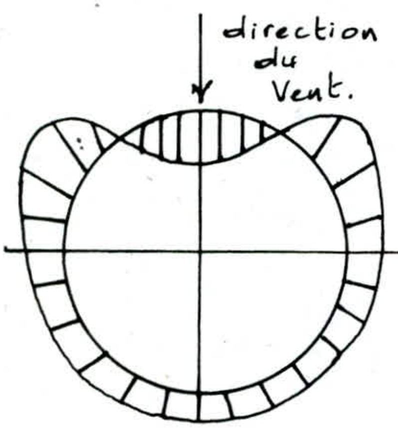


diagramme des actions exterieures sur la paroi.

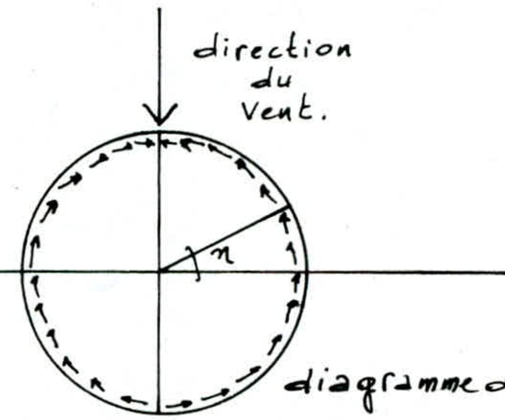


diagramme des reactions interieures de cisaillement.

Dans le cas des ouvrages cylindriques, tronconiques etc... dont la section transversale est annulaire sur toute la hauteur. chaque trançon est en equilibre sous l'action de la pression locale du vent P et des cisaillements τ engendrés dans l'epaisseur de la paroi.

les efforts P et τ produisent des moments de flexion transversaux deformant le trançon consideré. cet effet est designe sous le nom d' "OVALISATION".

ces moments sont donnés par:

$M_{oi} = K_i . \delta_0 . q . D_m^2$ (moment d'ovalisation interieur qui met en traction les fibre interieures de la paroi annulaire)

$M_{oe} = K_e . \delta_0 . q . D_m^2$

la pression q peut prendre les valeurs q_N et q_E.

Selon "MARIUS DIVERS" pour $\gamma_0 = 1$ ($\gamma = 1{,}01611$)

$K_i = 0{,}061$ et $K_e = 0{,}053$.

δ_0 : coefficient de dimension de même nature que le coefficient δ, mais il est affecté de l'indice "o" pour bien preciser que dans le cas des charges localisées agissant sur la paroi, la plus grande dimension de la surface offerte au vent est non plus la hauteur de la construction mais De.

Z (m)	Ki	Ke	δ_0	D_m (m)	q_N (kg/m²)	D_m^2 (m²)	M.O. normal Moi kg.m/ml	M.O. normal Moe kg.m/ml	M.O. extreme Moi kg.m/ml	M.O. extreme Moe kg.m/ml
0,00	0,061	0,053	0,845	7,3	91	53,29	249,96	217,18	437,43	380,06
2,00	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4,00	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6,00	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
8,00	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10,00	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
12,00	"	"	"	"	94,8	"	260,4	226,25	455,7	395,94
14,00	"	"	"	"	98,4	"	270,3	234,85	473,03	411
16,00	"	"	"	"	101,79	"	279,6	242,93	489,3	425,13
18,00	"	"	"	"	105	"	288,42	250,6	504,74	438,55
20,00	"	"	"	"	108,07	"	296,85	259,92	519,5	454,68
22,00	"	"	0,832	9,15	110,97	83,72	471,5	409,7	825,12	716,98
24,00	"	"	0,817	13,15	113,75	172,72	980,27	851,71	1715,47	1490,5
26,00	"	"	0,799	17,15	116,4	294,12	1668,6	1449,7	2920,05	2537,1
28,00	"	"	0,79	21,15	118,92	447,32	2563,48	2227,3	4486,1	3897,8
29,75	"	"	0,783	23,8	121,04	566,44	3274,7	2845,3	5730,7	4979,3
32,00	"	"	0,893	3,75	123,64	14,06	94,69	82,27	165,7	143,97
34,15	"	"	0,89	4,2	126,01	17,64	120,68	104,85	211,19	183,5

ETUDE

AU

SEISME

-la construction est implantée dans une zone de moyenne sismicité (zone II). la masse importante au sommet de ces structures les rend particulierement vulnerables aux seismes car la force d'inertie horizontale est toujours accompagné de l'effet PS. donc la construction doit etre conçu de façon à pouvoir resister aux forces sismiques horizontales agissant sur la structure. les sollicitations d'origine sismique peuvent s'evaluer :

1- par application à la construction d'un systeme de forces dont les effets statiques engendrent les mêmes effets que les forces sismiques.

2- par un calcul dynamique direct, dans ce cas on doit disposer de spectres de reponse, donc des graphes donnant directement l'acceleration de l'onde sismique en fonction de la frequence, pour un seisme anterieur.

L'etude sera basée sur les Regles parasismiques Algeriens (RPA 81). Dans la conception du present reglement, les forces reelles dynamiques sont remplacees par un systeme de forces statiques.

Calcul de la force sismique

la force sismique horizontale agissant sur la structure est :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

A: coefficient d'acceleration des zones depend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

groupe d'usage : les chateaux d'eau sont classés dans le groupe des ouvrages de grande importance.

$$\left.\begin{array}{l}\text{groupe d'usage : 1}\\ \text{zone : II}\end{array}\right| \Longrightarrow \boxed{A = 0{,}25}$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, sera determiné d'apres le type du sol en fonction de la periode T de l'ouvrage puisqu'on a un sol bon on a:

$$D = 2\sqrt{\frac{0{,}3}{T}}$$

- Cuve vide : $T_v = 0{,}36 \rightarrow D_v = 1{,}826$
- cuve pleine : $T_p = 0{,}60 \rightarrow D_p = 1{,}414$

- B : facteur de comportement de la structure, depend de son type et de la nature de ses contreventements, notre cuve etant supportée par un fût en voile d'où

$$B = 1/3$$

- Q : facteur de qualité du systeme de contrevetement d'une structure donnée, est fonction de l'hyperstaticité, de la surabondance du systeme, de ses symetries en plan, de sa regularité en elevation et de la qualité du contrôle pendant la construction. la valeur de Q devra etre calculée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$$

où P_q est la penalité qui depend de l'observation ou non du critere de qualité.

(critere observé $P_q = 0$; critere non observe $P_q = 0{,}1$)

1- conditions minimales de files porteuses 0,1
2- surabondance en plan 0,1
3- symetrie en plan 0,0
4- regularité en elevation 0,0
5- contrôle de la qualité des materiaux 0,1
6- contrôle de la qualité de la construction . . . 0,0

d'ou $Q = 1{,}3$

– W : poids de la structure

$$W_{vide} = 1082,60\ t$$

$$W_{pleine} = 2586,16\ t$$

d'ou on a :

$$\boxed{\begin{array}{l} V_{vide} = 214,16\ t \\ V_{pleine} = 396,16\ t \end{array}}$$

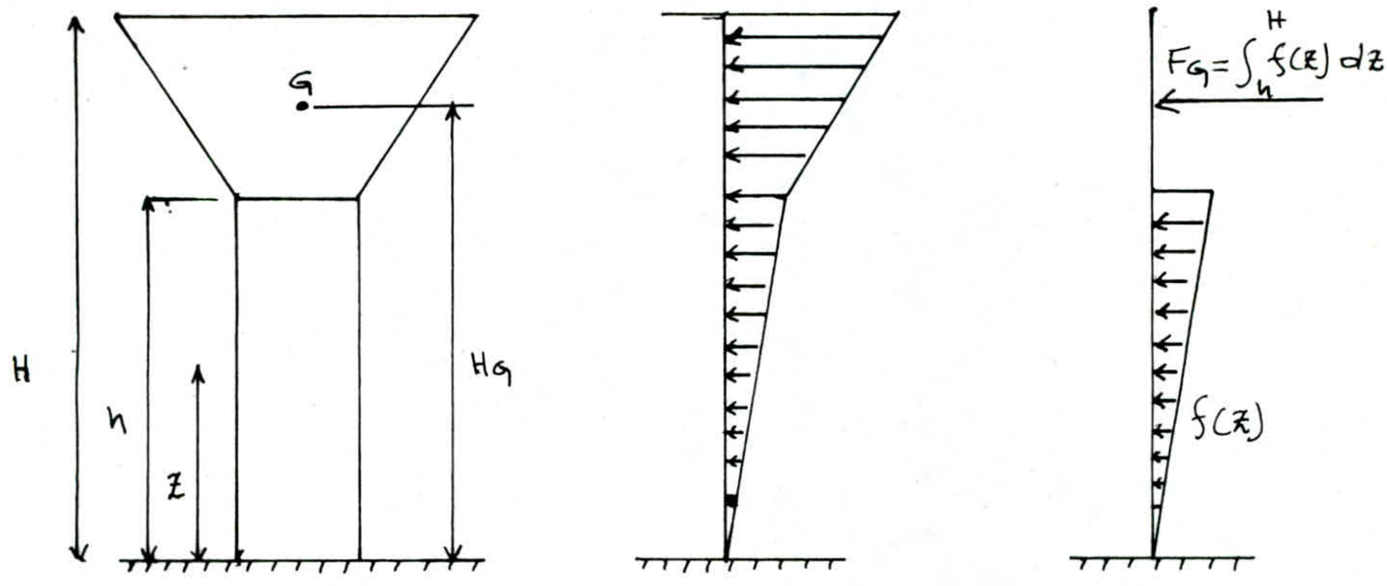
Distribution de la charge sismique en elevation

pour les chateaux que l'on modelise par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve de l'ouvrage, la force sismique evaluée precedamment est appliquée à cette masse en son centre de gravité. dans le cas où la masse du support n'est pas du tout à negliger et considerée comme uniformement repartie, la distribution preconisée sera la suivante :

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz}$$

où $f(z)$: densité de la force horizontale à la côte z.
$m(z)$: loi de repartition de la masse.
z : cote au point du support consideré à partir de l'encastrement du systeme.

Remarque : la force V calculée represente l'effort agissant sur la structure en considerant que toute la masse d'eau est liée rigidement à la cuve. or en realité il y a une partie de l'eau qui va etre en oscillation par rapport à la cuve lors d'une secousse sismique (c'est ce qu'on verra au chapitre effet hydraudynamique)



Calcul des efforts tranchants et des moments.

A_ Cuve vide:

$$M\,cuve = 688{,}96\,t$$
$$M\,tour = 17{,}19\ t/ml$$

$m(z)$ est defini par:

$$m(z).z = \begin{cases} 17{,}19\ z & \text{pour } 0 \leq z \leq h = 21{,}8\,m \\ 688{,}96\,t & \text{pour } h \leq z \leq H = 35{,}15\,m \end{cases}$$

calcul de $\int_0^{35,15} m(z).z\,dz = \int_0^{21,8} 17{,}19\,z\,dz + 688{,}96 . 28{,}30$

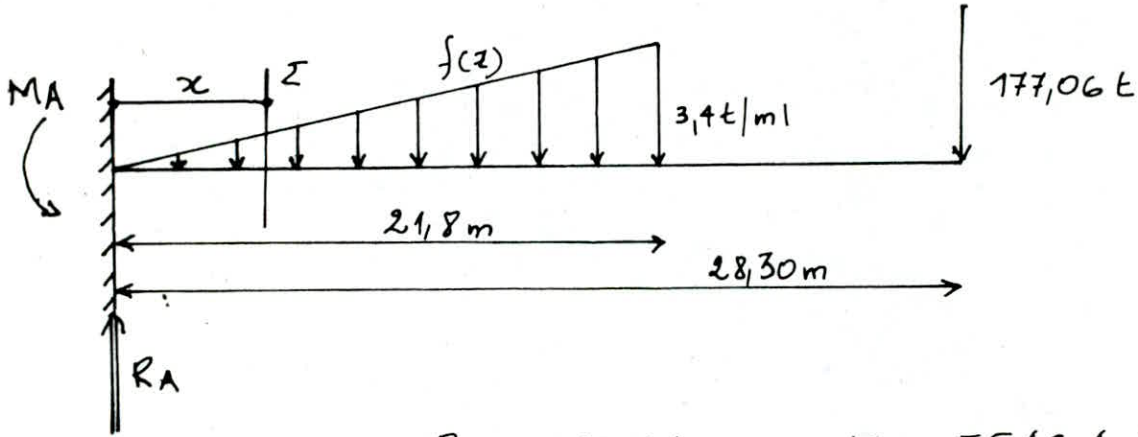
$$\int_0^{35,15} m(z).z\,dz = 23582{,}30\ t.m$$

. calcul de $f(z)$ jusqua la côte $z = 21{,}8\,m$.

$$f(z) = \frac{V.m(z).z}{\int_0^H m(z)\,z\,dz} = 0{,}156\,z \quad (t/ml)$$

calcul de la force sismique F_G appliquée au centre de gravité de la cuve:

$$F_G = \int_h^H f(z)\,dz = \frac{V.\,M\,cuve\,.\,H_G}{\int_0^H m(z)\,z\,dz} = 177{,}06\ t$$



$$R_A = 214{,}16\,t \quad ; \quad M_A = 5549{,}4\ t.m$$

expressions de M et T

$0 \leq x \leq 21{,}8\ m$

$$- \ M(x) = -MA + RA.x - 0{,}156\ \frac{x^2}{2} \cdot \frac{1}{3}x$$
$$= -5549{,}4 + 214{,}16\,x - 0{,}026\ x^3 \quad [t.m]$$

$$- \ T(x) = RA - 0{,}156\ \frac{x^2}{2} = 214{,}16 - 0{,}078\,x^2.$$

B- Cuve Pleine

$M_{cuve} = 2192{,}52\ t$

$M_{tour} = 17{,}19\ t/ml$

$$m(z).z = \begin{cases} 17{,}19\ z & \text{pour} \quad 0 \leq x \leq 21{,}8\,m \\ 2192{,}52 & \text{pour} \quad 21{,}8 \leq x \leq 35{,}15\,m \end{cases}$$

* calcul de $\int_0^{35,15} m(z) z\, dz = \int_0^{21,8} 17{,}19\, z\, dz + 2192{,}52 \cdot 27{,}30$

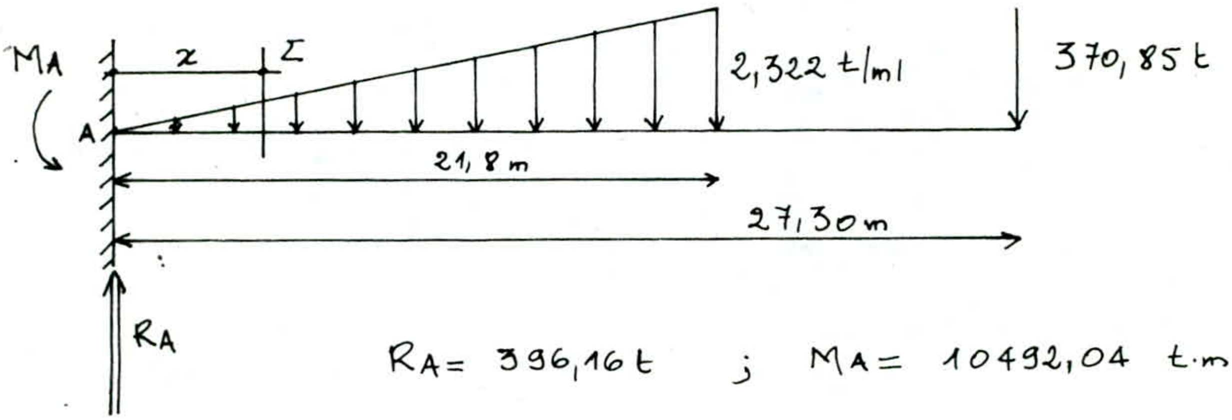
$$\int_0^{35,15} m(z)\, z\, dz = 63940{,}50\ t.m$$

* calcul de $f(z)$ jusqu'à la côte $Z = 21{,}8\,m$

$$f(z) = \frac{V.\ m(z).\ z}{\int_0^H m(z).z\, dz} = 0{,}1065\ z \quad [t/ml]$$

* calcul de la force F_G:

$$F_G = \frac{V.\ M_{cuve}\ .\ H_G}{\int_0^H m(z) z\, dz} = 370{,}85\ t$$



$R_A = 396{,}16\,t$; $M_A = 10492{,}04\ t.m$

expressions de M et T

$0 \leq x \quad 21{,}8\,m$

* $M(x) = -M_A + R_A . x - 0{,}1065 \dfrac{x^3}{6} \quad (t.m)$

* $T(x) = R_A - 0{,}1065 \dfrac{x^2}{2} \quad (t).$

cote Z (m)	cuve vide		cuve Pleine	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
20,80	177,09	1150,078	370,98	2042,24
18,00	186,00	1658,70	377,03	3088,46
16,00	191,62	2036,42	380,84	3845,75
14,00	196,61	2424,75	384,24	4610,39
12,00	200,98	2822,44	387,203	5381,506
10,00	204,72	3228,25	389,75	6158,24
8,00	207,84	3640,91	391,87	6939,72
6,00	210,34	4059,20	393,56	7725,09
4,00	212,21	4481,85	394,84	8513,50
2,00	213,46	4907,62	395,68	9304,046
0,00	214,082	5335,27	396,107	10095,90
-1,00	214,16	5549,40	396,16	10492,04

ETUDE

DE

L'EFFET

HYDRAUDYNAMIQUE

DE

L'EAU

Introduction

dans le chapitre etude au seisme on a consideré du point de vue dynamique que l'ensemble (eau + reservoir) constitue une masse unique. mais en realité ceci n'est pas valable parcequ'il y a une partie de l'eau en mouvement par rapport au reservoir, ce qui conduit a la formation de vagues en vurface et par consequent le reservoir sera soumis à des efforts superieurs à ceux trouvées dans l'hypothese que l'eau et la cuve forment un corps unique.

hypotheses de calcul de base

1- le liquide (eau) sera consideré comme incompressible.

2- la dissipation de l'energie dûe à la viscosité de l'eau sera negligée.

Methodes approchées de calcul d'après HOUZNER.

cette méthode aboutie à des expressions relativement simples, Houzner separe les deux phenomenes impulsion et oscillation, dans cette modelisation on decompose l'action du liquide en deux types :

- une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- une action active provoquant des efforts d'oscillation.

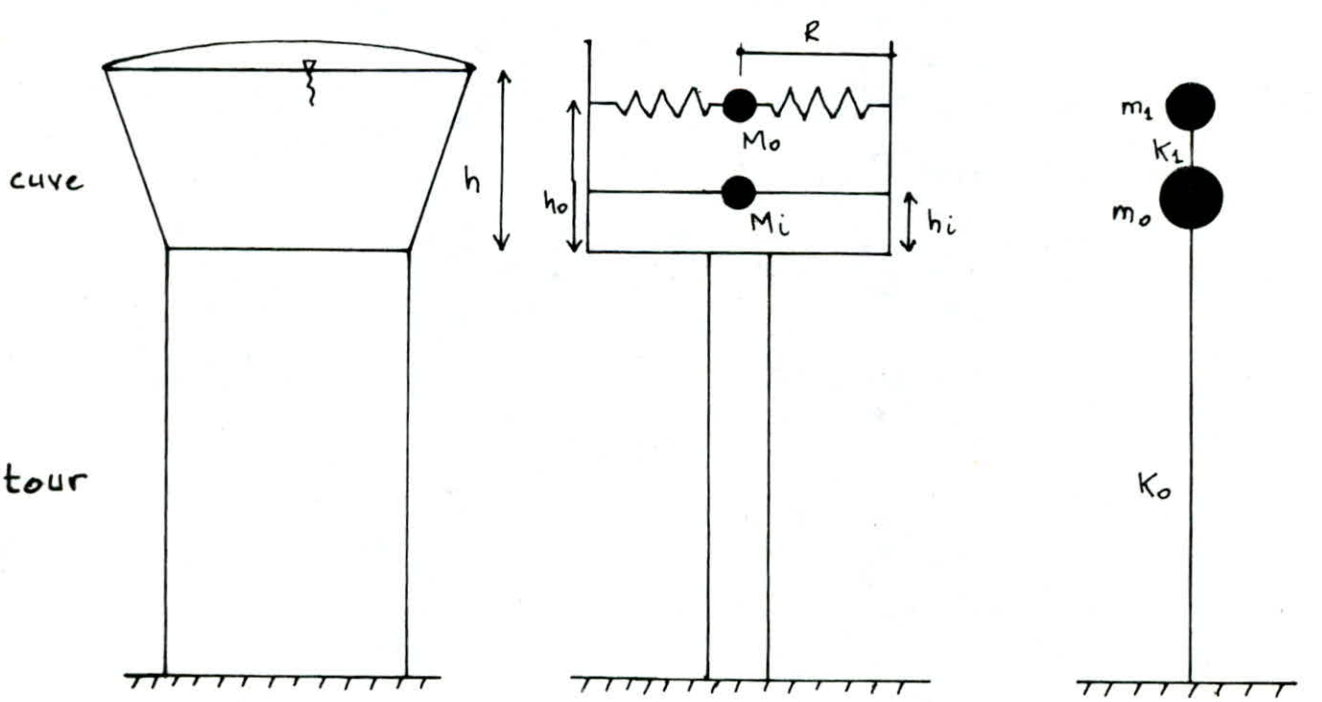
1- les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite passive reagit par inertie à la translation des parois du reservoir. son systeme mecanique equivalent est obtenu en considerant une masse M_i liée rigidement au reservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les memes efforts horizontaux que la masse d'eau equivalente.

2- les efforts d'oscillation proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du seisme. son equivalent mecanique s'obtient en considerant une masse M_o retenue par un ressort de raideur K à une hauteur h_o, dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide.

application de la méthode pour les châteaux d'eau.

dans le cas des châteaux d'eau, le reservoir est au sommet d'un support, de ce fait on doit prendre en compte la flexibilité de ce dernier. le modele frequent adopté est comme suit :

- une masse passive M_i, reliée au sol par une tige representant le support dont la constante de rappel est K_o.
- une masse active M_o reliée à la structure par une tige de raideur K et formant un couplage direct avec M_i.



a) château d'eau b) equivalent mecanique c) modelisation pour simplifier les calculs, il est admis que la cuve reelle peut être remplacer par une cuve cylindrique de rayon equivalent R calculé comme suit :

$$R = \sqrt{\frac{V}{\pi h}} \qquad V = 1503,56\ m^3$$

$$h = 7,8\ m$$

d'ou $R = 7,835\ m$

taux de remplissage $\frac{h}{R} = 0,995 < 1,5$

NB: la methode de Houzner est bel et bien applicable pour $\frac{h}{R} < 1,5$ et donne une meilleure precision. si le taux $\frac{h}{R} > 1,5$ cette méthode donne des resultats approchés à 10% près.

le poids de l'eau : $Me = g\pi R^2 h = 1475.10^4\ N$

poids du reservoir vide : $Mr = 675,87.10^4\ N$

d'ou le poids total du reservoir :

$$M = Me + Mr = 2150,87.10^4\ N$$

poids de la tour ... $Mt = 367,68.10^4\ N$

d'ou les masses passives et actives :

$$Mi = Me\,\frac{th\sqrt{3}\ R/h}{\sqrt{3}\ R/h} + Mr + \frac{1}{2}Mt = 1657,13.10^4 N$$

$$Mo = Me.0,318\ \frac{R}{h}\,th\left(1,84.\frac{h}{R}\right) = 447,33.10^4\ N$$

Pulsation fondamentale de vibration du liquide

$$\omega_o^2 = \frac{g}{R}\sqrt{\frac{27}{8}}\ th\left(\sqrt{\frac{27}{8}}\,\frac{h}{R}\right) = 2,18\quad [s^{-2}]$$

on en deduit la raideur $K_1 = m_1\omega_o^2 = \frac{Mo}{g}\omega_o^2 = 99,41.10^4\,\frac{N}{ml}$

Calcul de la constante de Rappel Ko

pour une masse concentrée au sommet d'une console de Section constante et de masse non negligeable, la periode de 1er mode de vibration est : $T = 2\pi\sqrt{\frac{P'.\ell^3}{g.3EI}}$

$$P' = P + \frac{33}{140} p\ell$$

- P : poids de la masse concentrée

$P = Me + Mr = 2150,87 \cdot 10^4$ N

p : poids lineique de la console $= 16,86 \cdot 10^4$ N/ml

I : moment d'inertie de la section transversale du support

$I = 45,88$ m^4

$E = 360,0 \cdot 10^8$ N/m^2

on en deduit la rigidité de la tour Ko par :

$$\omega^2 = 4\frac{\pi^2}{T^2} = \frac{g \times 3EI}{P' \cdot \ell^3} = \frac{K_o}{M} \Rightarrow K_o = \frac{P}{P'}\frac{3EI}{\ell^3}$$

$P' = 2237,5 \cdot 10^4$ N $\Rightarrow$ $K_o = 4,6 \cdot 10^8$ N/ml

en considerant le modele pris en compte en appliquant les principes fondamentaux de la dynamique. on demontre que les pulsations de vibrations des deux modes principaux sont données par :

$$\omega^2_{I,II} = 0,5\left[\frac{K_{00}}{m_0} + \frac{K_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{m_0} - \frac{K_{11}}{m_1}\right)^2 + 4\frac{K_{01} \cdot K_{10}}{m_0 \cdot m_1}}\right]$$

où $K_{11} = K_1 = 99,41 \cdot 10^4$ N/ml

$K_{01} = K_{10} = -K_1 = -99,41 \cdot 10^4$ N/ml

$K_{00} = K_o + K_1 = 4,6 \cdot 10^8 + 99,41 \cdot 10^4 = 4,61 \cdot 10^8$ N/ml

$m_1 = Mo/g = 45,6 \cdot 10^4$ N

$m_0 = Mi/g = 168,92 \cdot 10^4$ N

$$\Rightarrow \omega^2_{I,II} = 0,5\left[275,09 \pm 270,739\right]$$

$\omega^2_I = 2,175 \longrightarrow$ $\omega_I = 1,47$ rad/s

$T_I = 4,27$ s

$\omega^2_{II} = 272,915 \longrightarrow$ $\omega_{II} = 16,52$ rad/s

$T_{II} = 0,38$ s

calcul des flèches

- pour le mode I :

$$\overline{X}_{1I} = \frac{K_1 . S_{a1}}{\omega_I^2} = K_1 \frac{S_{v1}}{\omega_I}$$

$$\overline{X}_{0I} = \overline{X}_{1I} . \Phi_{0I}$$

- pour le mode II :

$$\overline{X}_{1II} = K_{II} \frac{S_{vII}}{\omega_{II}}$$

$$\overline{X}_{0II} = \overline{X}_{1II} . \Phi_{0II} .$$

avec $\Phi_{on} = - \dfrac{\frac{K_o}{m_o}}{\frac{K_{oo}}{m_o} - \omega_n^2}$ $(n = I, II)$

en se fixant les coefficients d'amortissement, on peut determiner à partir d'un spectre de reponse les accelerations S_{aI}, S_{aII} correspondant aux deux modes de vibration. soit 0,5% pour le 1^{er} mode et 2% pour le 2^{eme} mode: comme reference, on utilise le spectre d'EL-Centro : (Seisme 1940)

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 4{,}27\ s \\ \xi = 0{,}5\% \end{array}\right| \longrightarrow S_{vI} = 0{,}88\ m/s$$

$$\left.\begin{array}{l} T_2 = 0{,}38\ s \\ \xi = 2\% \end{array}\right| \longrightarrow S_{vII} = 0{,}495\ m/s$$

calcul de Φ_{on}

$$\Phi_{oI} = \frac{-\frac{K_{o1}}{m_o}}{\frac{K_{oo}}{m_o} - \omega_I^2} = 2{,}174 . 10^{-3}$$

$$\Phi_{oII} = \frac{-\frac{K_{o1}}{m_o}}{\frac{K_{oo}}{m_o} - \omega_{II}^2} = -124{,}42$$

calcul des rapports d'amplitude

$$K_I = \frac{m_0 \Phi_{01} + m_1}{m_0 \Phi_{01}^2 + m_1} = 1,008$$

$$K_{II} = \frac{m_0 \Phi_{0II} + m_1}{m_0 \Phi_{0II}^2 + m_1} = -8,0195 \cdot 10^{-3}$$

d'ou les valeurs des flèches:

- 1^{er} mode: $X_{1I} = 0,6015\ m$

  $X_{0I} = 1,31 \cdot 10^{-3}\ m$

- 2^{eme} mode: $X_{1II} = -24,03 \cdot 10^{-5}\ m$

  $X_{0II} = 0,030\ m$

forces horizontales

- 1^{er} mode:

$$P_{1I} = K_{11} \cdot \bar{X}_{1I} + K_{10} \cdot \bar{X}_{0I} = 59,92 \cdot 10^4\ N$$

$$P_{0I} = K_{01} \cdot \bar{X}_{1I} + K_{00} \cdot \bar{X}_{0I} = 0,6 \cdot 10^4\ N$$

soit un effort total au sommet de la tour de:

$$P_1 = P_{1I} + P_{0I} = 60,52 \cdot 10^4\ N$$

- 2^{eme} mode:

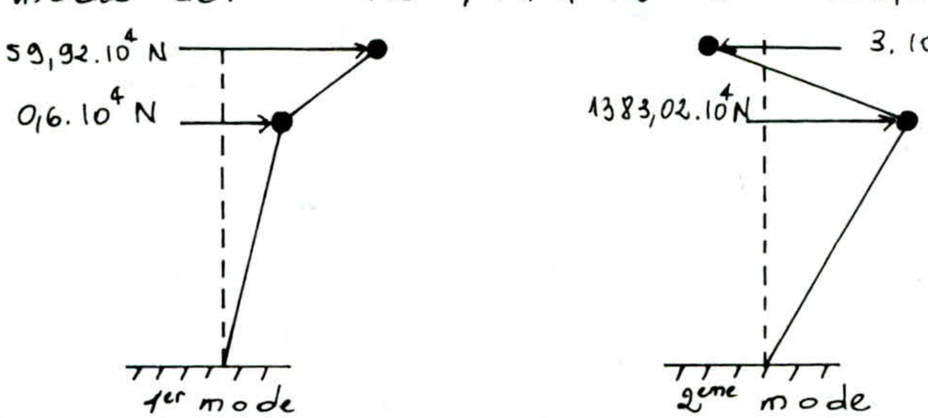
$$P_{1II} = K_{11} \cdot \bar{X}_{1II} + K_{10} \cdot \bar{X}_{0II} = -3 \cdot 10^4\ N$$

$$P_{0II} = K_{01} \cdot \bar{X}_{1II} + K_{00} \cdot \bar{X}_{0II} = 1383,02 \cdot 10^4\ N$$

soit un effort total au sommet de la tour de:

$$P_2 = P_{1II} + P_{0II} = 1380,02 \cdot 10^4\ N$$

il y aura donc un effort maximale qui correspond à la combinaison des 2 modes de: $P = \sqrt{P_1^2 + P_2^2} = 1381,34 \cdot 10^4\ N$



la force reglementaire de calcul est donnée par:

- $P_{reg} = P_{elastique} \cdot B = 460,45 \cdot 10^4 N$

$$\boxed{P_{reg} = 460,45 \cdot 10^4 N}$$

Calcul de h_o et h_i

$$h_o = h \left[1 - \frac{ch\left(\sqrt{\frac{27}{8}}\frac{h}{R}\right) - 1}{\sqrt{\frac{27}{8}}\frac{h}{R}\; sh\sqrt{\frac{27}{8}}\frac{h}{R}} \right] = 4,72 \text{ m}$$

$$h_i = \frac{3}{8} h = 2,925 \text{ m}$$

calcul des moments à la base

- 1^{er} mode: $H = 21,8m$

$$M_I = P_{1I} \frac{h_o + H}{3} + P_{oI} \frac{h_i + H}{3} = 534,64 \cdot 10^4 N$$

- 2^{eme} mode:

$$M_{II} = P_{1II} \frac{h_o + H}{3} + P_{oII} \frac{h_i + H}{3} = 11371,87 \cdot 10^4 N$$

le moment resultant de la combinaison des 2 modes:

$$M = 11384,375 \cdot 10^4 N = 11604,87 \text{ t.m}$$

vu les resultats obtenus, on constate que l'effet hydrau-dynamique majore l'effort tranchant et le moment flechissant à la base de:

- 18,5 % pour l'effort tranchant.
- 10,6 % " " le moment flechissant.

le tableau ci-dessous represente les valeurs de M et T dûes à l'effet hydrodynamique le long du support.

Z(m)	-1,00	0,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	21,80
T(t)	469,37	469,30	468,88	467,86	466,37	464,36	461,85	458,84	455,32	451,30	446,78	439,61
M (t.m)	11604,87	11166,06	10290,27	9415,93	8543,95	7675,33	6811,0	5951,94	5099,09	4253,40	3415,84	2258,71

Deplacements verticaux des vagues

pour les reservoirs cylindriques on a:

$$d_{max,n} = \frac{0{,}408\ R}{\left(\frac{g}{\omega_I\ \theta_{on}\ R} - 1\right) th\ 1{,}84\ \frac{h}{R}}$$

dans ce cas θ_{on} dependra du mode de vibration :

· soit $\theta_{on} = 1{,}53\ \frac{\bar{X}_{1n} - \bar{X}_{on}}{R}\ th\ \left(1{,}84\ \frac{h}{R}\right)$

on peut alors calculer le deplacement maximal correspondant à chaque mode et en deduire le deplacement maximal correspondant à l'ensemble des 2 modes de vibrations par la somme quadratique.

$$d_{max} = \sqrt{d^2_{max\ I} + d^2_{max\ II}}$$

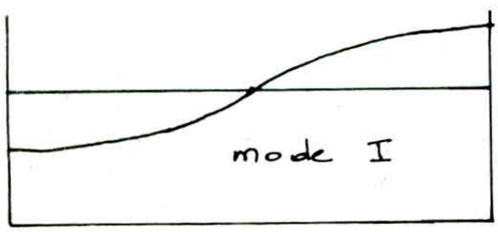
A.N:

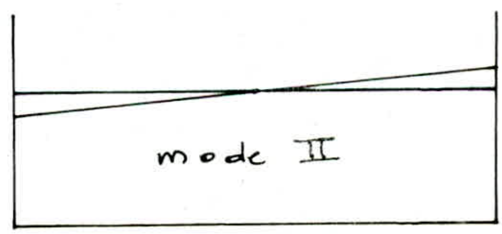
$\theta_{o1} = 0{,}111 \Rightarrow d_{max\ I} = 0{,}503\ m$

$\theta_{oII} = -5{,}621 . 10^{-3} \Rightarrow d_{max\ II} = 0{,}0223\ m$

le deplacement maximal est :

$$d_{max} = 0{,}5034 m = 50{,}34_{cm}$$





on remarque que la contribution du second mode en ce qui concerne la hauteur des vagues est negligeable devant celle du mode I, alors que la contribution est beaucoup plus importante que celle du mode II quand il s'agit des sollicitations dynamiques.

CALCUL

DU

FÛT

GENERALITES

l'objet de notre etude est l'evaluation des contraintes maximales dans le beton et l'acier (σ_b' et σ_a) engendreés par les charges exterieures. la tour est soumise a deux types de sollicitations.

- les sollicitations d'ensemble
- les sollicitations locales.

a/ Sollicitations d'ensemble :

ils representent les sollicitations agissant sur la structure considerée comme une console encastrée dans le sol. ces sollicitations sont : le moment flechissant M, l'effort tranchant T et l'effort normal N (la plus defavorable)

b/ Sollicitations locales

les sollicitations produisent uniquement des flexions locales. elles sont dûs aux moments d'ensoleillement et aux moments d'ovalisation.

Combinaison des efforts

1_ sollicitations d'ensemble : d'après Mr "MARIUS DIVERS" calcul pratique des tours en beton armé et conformement aux regles CCBA 68, on considere les combinaisons suivantes:

a/ sollicitations ponderées du 1er genre:

nous avons trois sollicitations à prendre en compte.

- $S_1^1 = G + P + V$
- $S_1^2 = G + V$
- $S_1^3 = G + 1{,}2\,P$

verification : les contraintes de beton et de l'acier dans le sens vertical doivent verifier :

1) $\sigma'_{bm}(S_1^1, S_1^3) \leqslant 0{,}30\,\sigma'_{28} = 92 \text{ kg/cm}^2$

2) $\sigma_a(S_1^2) \leqslant \min \begin{cases} 2/3\ \sigma_{en} \\ \sigma_2 \quad \text{(contrainte de fiss accidentelle)} \end{cases}$

b) sollicitations ponderées du 2^{eme} genre :

nous avons quatres sollicitations à prendre en compte:

- $S_2^1 = 1{,}1\,G + 1{,}1\,P + 1{,}4\,W$
- $S_2^2 = 0{,}9\,G + 0{,}9\,P + 1{,}1\,W$
- $S_2^3 = G + P + S$
- $S_2^4 = 0{,}8\,G + S$

verifications :

1) la contrainte de beton dans le sens vertical doit verifier:

$$\left.\begin{matrix} \sigma_b'(S_2^1) \\ \sigma_b'(S_2^3) \end{matrix}\right\} \leq 0{,}45\ \sigma_{28}' = 138\ kg/cm^2$$

2) la contrainte de l'acier dans le sens vertical doit verifier:

$$\left.\begin{matrix} \sigma_a(S_2^2) \\ \sigma_a(S_2^3) \end{matrix}\right\} \leq \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2.$$

Remarque: l'absence des gazs nocifs diminue les risques de corosion du beton et de l'acier ce qui permet d'augmenter les valeurs des contraintes admissibles.

les regles pour la constructions des tours en beton armé qui reprennent dans les grandes lignes les prescriptions des regles en vigueur pour la construction des cheminées en beton armé admettent les contraintes suivantes :

- Beton :
  * sollicitations du 1^{er} genre : $0{,}4\ \sigma_{28}' = 122{,}4\ kg/cm^2$
  * sollicitations du 2^{eme} genre : $0{,}6\ \sigma_{28}' = 183{,}6\ kg/cm^2$

- Acier:
  * sollicitations du 1^{er} genre : $0{,}67\ \sigma_{en} = 2814\ kg/cm^2$
  * sollicitations du 2^{eme} genre : $\sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2$

tableau N° 1 Cuve vide : sollicitations du 1er genre

	G + P + V				G + V				G + 1/2 P			
Z (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
20,8	68,106	731,08	10,42	0,093	68,106	688,96	10,42	0,099	0	740,02	0	0
18	98,71	786,23	11,56	0,126	98,71	741,8	11,56	0,133	"	795,12	"	"
16	122,58	820,61	12,31	0,150	122,58	776,18	12,31	0,158	"	829,50	"	"
14	147,93	861,60	13,04	0,172	147,93	815,27	13,04	0,181	"	873,11	"	"
12	174,71	895,97	13,74	0,195	174,71	849,65	13,74	0,205	"	907,50	"	"
10	202,87	930,35	14,42	0,218	202,87	884,03	14,42	0,229	"	941,87	"	"
8	232,38	971,32	15,09	0,239	232,38	923,12	15,09	0,251	"	980,96	"	"
6	263,23	1005,70	15,76	0,261	263,23	957,5	15,76	0,275	"	1015,34	"	"
4	295,41	1046,70	16,42	0,282	295,41	996,59	16,42	0,296	"	1056,70	"	"
2	328,92	1081,06	17,09	0,304	328,92	1030,97	17,09	0,319	"	1091,07	"	"
0	363,77	1115,44	17,76	0,326	363,77	1065,35	17,76	0,341	"	1125,45	"	"
-1	381,53	1132,7	17,76	0,337	381,53	1082,6	17,76	0,352	"	1142,7	"	"

Clive Pleine : sollicitations 1er genre.

	G + P + V				G + V				G + 1,2 P			
Z (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
20,8	71,54	2234,6	10,95	0,032	71,54	2192,5	10,95	0,032	0	2242,6	0	0
18	103,7	2289,8	12,15	0,045	103,7	2245,3	12,15	0,046	"	2298,7	"	"
16	128,79	2324,1	12,94	0,055	128,79	2279,7	12,94	0,056	"	2333,1	"	"
14	155,44	2365,1	13,71	0,066	155,44	2318,3	13,71	0,067	"	2376,7	"	"
12	183,60	2399,9	14,45	0,076	183,6	2353,2	14,45	0,078	"	2411,1	"	"
10	213,22	2433,9	15,17	0,087	213,22	2387,6	15,17	0,089	"	2445,4	"	"
8	244,26	2474,9	15,87	0,099	244,26	2426,7	15,87	0,101	"	2484,5	"	"
6	276,7	2509,26	16,57	0,110	276,7	2461,0	16,57	0,112	"	2518,9	"	"
4	310,54	2550,26	17,27	0,122	310,54	2509,15	17,27	0,124	"	2560,3	"	"
2	345,78	2584,6	17,97	0,134	345,78	2534,5	17,97	0,136	"	2594,6	"	"
0	382,42	2619	18,67	0,146	382,42	2568,9	18,67	0,149	"	2629,1	"	"
-1	401,09	2636,26	18,67	0,152	401,09	2586,2	18,67	0,155	"	2646,3	"	"

cuve vide : sollicitation 2ème genre

	1,1 G + 1,1 P + 1,1 W				0,9 G + 0,9 P + 1,1 W			
Z (m)	N (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
20,8	131,11	804,19	20,06	0,163	131,11	657,97	20,06	0,20
18	190,01	864,79	22,25	0,220	190,01	707,61	22,25	0,27
16	235,96	902,79	23,69	0,260	235,96	738,55	23,69	0,32
14	284,79	947,76	25,10	0,300	284,79	775,44	25,10	0,37
12	336,31	985,57	26,45	0,340	336,31	806,37	26,45	0,42
10	390,52	1023,38	27,75	0,380	390,52	837,32	27,75	0,47
8	447,33	1068,45	29,05	0,420	447,33	874,19	29,05	0,51
6	506,72	1106,27	30,34	0,460	506,72	905,13	30,34	0,60
4	568,67	1151,37	31,61	0,494	568,67	942,03	31,61	0,604
2	633,17	1189,17	32,90	0,530	633,17	942,95	32,90	0,651
0	700,26	1226,98	34,19	0,570	700,26	1003,90	34,19	0,70
-1	734,45	1245,97	34,19	0,590	734,45	1019,43	34,19	0,72

cuve Pleine : sollicitations $2^{ème}$ genre.

	1,1 G + 1,1 P + 1,1 W				0,9 G + 0,9 P + 1,1 W			
Z (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
20,8	137,71	2458,1	21,27	0,056	137,71	2011,18	21,27	0,068
18	199,63	2518,78	23,39	0,079	199,63	2060,82	23,39	0,097
16	247,92	2556,59	24,9	0,097	247,92	2091,75	24,9	0,118
14	299,22	2601,68	26,4	0,115	299,22	2128,64	26,4	0,140
12	353,43	2639,48	27,24	0,134	353,43	2159,58	27,24	0,163
10	410,45	2677,30	29,20	0,153	410,45	2190,52	29,20	0,187
8	470,19	2722,40	30,55	0,173	470,19	2227,41	30,55	0,211
6	532,64	2760,19	31,90	0,193	532,64	2258,33	31,90	0,236
4	597,78	2805,29	33,24	0,213	597,78	2295,23	33,24	0,260
2	665,62	2843,08	33,58	0,234	665,62	2326,16	33,58	0,286
0	736,15	2880,90	35,94	0,255	736,15	2357,10	35,94	0,312
−1	772,10	2899,90	35,94	0,266	772,10	2372,63	35,94	0,325

cuve vide : sollicitations 2ème genre

	G + P + S				0,8 G + S			
Z (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N(t)	T (t)	e (m)
20,8	1150,078	731,08	177,09	1,573	1150,078	551,17	177,09	2,087
18	1658,70	786,23	186	2,10	1658,70	593,44	186	2,79
16	2036,42	820,61	191,62	2,48	2036,42	620,94	191,62	3,28
14	2424,75	861,60	196,61	2,81	2424,75	652,22	196,61	3,72
12	2822,44	895,97	200,98	3,15	2822,44	679,72	200,98	4,15
10	3228,25	930,35	204,72	3,47	3228,25	707,22	204,72	4,56
8	3640,91	971,32	207,84	3,75	3640,91	738,50	207,84	4,93
6	4059,20	1005,70	210,34	4,036	4059,20	766,0	210,34	5,30
4	4481,85	1046,70	212,21	4,28	4481,85	797,27	212,31	5,62
2	4907,62	1081,06	213,46	4,54	4907,62	824,78	213,46	5,95
0	5335,27	1115,44	214,082	4,783	5335,27	852,28	214,082	6,26
-1	5549,4	1132,70	214,16	4,90	5549,4	866,08	214,16	6,40

Cuve Pleine : Sollicitation 2ème genre

	G + P + S				0,8G + S			
Z (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
20,8	2258,71	2234,64	439,61	1,011	2258,71	1754,02	439,61	1,29
18	3415,84	2279,80	446,78	1,49	3415,84	1796,30	446,78	1,90
16	4253,40	2324,17	451,30	1,83	4253,40	1823,79	451,30	2,21
14	5099,09	2365,16	455,32	2,16	5099,09	1855,06	455,32	2,75
12	5951,94	2399,53	458,84	2,48	5951,94	1882,57	458,84	3,162
10	6811	2433,91	461,85	2,80	6811	1910,07	461,85	3,566
8	7675,33	2474,90	464,36	3,10	7675,33	1941,34	464,36	3,95
6	8543,95	2509,26	466,37	3,40	8543,95	1968,85	466,37	4,34
4	9415,93	2550,26	467,86	3,69	9415,93	2000,12	467,86	4,71
2	10290,27	2584,62	468,88	3,98	10290,27	2027,62	468,88	5,075
0	11166,27	2619	469,30	4,26	11166,27	2055,13	469,30	5,43
-1	11604,87	2636,26	469,37	4,402	11604,87	2068,93	469,37	5,60

Sollicitations locales

1/ moment d'ovalisation Mo :

le calcul des moments d'ovalisation M_o à eté deja fait dans le chapitre relatif au calcul du vent. nous retenons les valeurs extremes correspondantes au niveau $Z = 20{,}8$ m (côte prise à partir du sol)

- vent normal :

  $M_{oi} = 298{,}30$ kg.m/ml

  $M_{oe} = 259{,}18$ kg.m/ml

- vent extreme :

  $M_{oi} = 522{,}02$ kg.m/ml

  $M_{oe} = 453{,}56$ kg.m/ml

2) calcul du ferraillage :

hypotheses de calcul :

a/ sollicitation d'ensemble : il est supposé que sous l'effet des sollicitations d'ensemble, la tour peut etre considerer comme une console et calculeé en theorie de poutre. de plus on suppose que le rapport h_o/D est suffisamment faible pour pouvoir concentrer theoriquement le beton et l'acier dans la surface moyenne afin de calculer les contraintes moyennes σ_{am} et σ'_{bm}.

b) sollicitations locales : il est supposé que les sollicitations locales produisent uniquement des flexion locales.

le noyau central d'une section annulaire de faible epaisseur est donné par un cercle concentrique à la section de rayon : $e_1 = \frac{D_m}{4} = 1{,}825$ m.

sous les sollicitations d'ensemble du 1er genre S_1^1,

S_1^2 et S_1^3 et celles du $2^{ème}$ genre S_2^1 et S_2^2 (cuve vide ou pleine) la section est entierement comprimée car quelquesoit la section prise du support on a toujours $e < e_1$.
lorsque la section est entierement comprimée la contrainte de compression maximale dans le beton est calculé d'après la formule utilisée pour les materiaux homogenes :

$$\boxed{\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}}$$

où Ω et I sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section annulaire du beton homogeneisé.

$$\Omega = \frac{\pi}{4}\left(\phi_e^2 - \phi_i^2\right) = 68\,766\ cm^2$$

$$\frac{I}{V} = \pi R_m^2 h_0$$

avec

$$R_m = \frac{\phi_e + \phi_i}{4} = 3{,}65\ m$$

$h_0 = 0{,}30\ m$ (epaisseur de la paroi)

d'où $\frac{I}{V} = 12\,549\,795\ cm^3$

pour chaque sollicitation on calcule les valeurs :

$$\sigma'_{b1} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I}$$

les resultats de calcul sont representés dans le Tableau suivant.

Z (m)	caract. de la section		sollicitations du 1er genre												sollicitations du 2ème genre							
			Cuve Vide						Cuve Pleine						Cuve Vide				Cuve Pleine			
	Ω	I/V	G+P+V		G+V		G+1,2P		G+P+V		G+V		G+1,2P		1,1(G+P+V)		0,9(G+P)+1,1W		1,1(G+P+V)		0,9(G+P)+1,1W	
	cm^2	cm^3	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}
20,8	68 766	12 549 795	11,17	10,09	10,56	9,47	10,76	10,76	33,07	31,92	32,45	31,31	32,61	32,61	12,74	10,65	10,64	8,52	36,84	34,65	30,34	28,15
18			12,22	10,65	11,57	10,00	11,56	11,56	34,12	32,47	33,48	31,83	33,43	33,43	14,09	11,06	11,80	8,77	38,22	35,03	31,56	28,38
16			12,91	10,96	12,26	10,31	12,06	12,06	34,82	32,80	34,18	32,13	33,93	33,73	15,0	11,25	12,62	8,86	39,15	35,20	32,40	28,44
14			13,71	11,35	13,03	10,68	12,70	12,70	35,63	33,16	34,96	32,48	34,56	34,56	16,05	11,51	13,55	9,00	40,22	35,45	33,34	28,57
12			14,42	11,64	13,75	10,96	13,19	13,19	36,36	33,43	35,68	32,79	35,06	35,06	17,01	11,65	14,40	9,05	41,20	35,57	34,22	28,6
10			15,15	11,91	14,47	11,24	13,70	13,70	37,09	33,70	36,42	33,02	35,56	35,56	18,0	11,77	15,30	9,06	42,20	35,66	35,12	28,58
8			15,98	12,27	15,27	11,57	14,26	14,26	37,93	34,04	37,23	33,34	36,13	36,13	19,1	11,97	16,28	9,15	43,23	35,84	36,14	28,64
6			16,72	12,53	16,02	11,83	14,76	14,76	38,7	34,28	38,00	33,58	36,63	36,63	20,13	12,05	17,20	9,12	44,38	35,9	37,08	28,59
4			17,57	12,87	16,85	12,14	15,37	15,37	39,56	34,61	38,83	33,88	37,23	37,23	21,27	12,21	18,23	9,17	45,56	36,03	38,14	28,61
2			18,34	13,10	17,68	12,37	15,87	15,87	40,34	34,83	39,61	34,10	37,73	37,73	22,34	12,25	19,19	9,10	46,65	36,04	39,13	28,52
0			19,12	13,52	18,40	12,59	16,37	16,37	41,13	35,04	40,40	34,31	38,23	38,23	23,42	12,26	20,18	9,02	47,76	36,03	40,14	28,41
-1			19,51	13,43	18,78	12,70	16,61	16,61	41,53	35,14	40,80	34,41	38,48	38,48	23,97	12,27	20,68	8,97	48,32	36,02	40,66	28,35

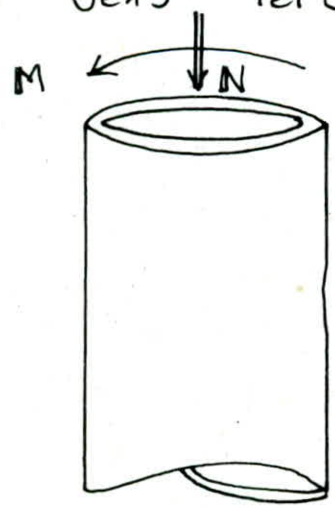
les contraintes σ'_{b1} et σ'_{b2} sont exprimées en [kg/cm²]

On remarque que les contraintes calculées precedamment sont inferieures aux contraintes admissibles du beton et par consequent sous ces sollicitations la tour sera ferraillée d'un pourcentage minimum d'acier. d'après les prescriptions du cahiers des charges applicable à la construction des cheminées en B.A (annales de l'ITBTP art 71) on a sens verticale : $\omega_i + \omega_e = 0{,}25\ \%$

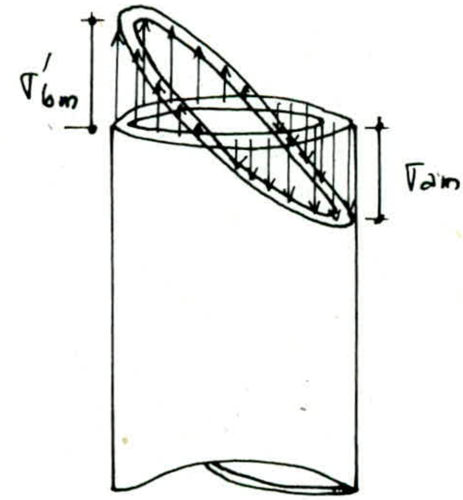
sens horizontal : $\omega_i + \omega_e = 0{,}25\%$

pour des sollicitations du $2^{ème}$ genre S_2^4 et S_2^3 (cuve vide ou cuve pleine). la section transversale de la tour n'est plus entierement comprimée sur toute la hauteur de la tour. en effet pour ces 2 sollicitations (S_2^3 et S_2^4) l'excentricité "e" de la force verticale est à l'exterieur du noyau central c'est à dire $e > c$ d'où la section est partiellement comprimée. Le calcul se fera selon la méthode exposée dans "Calcul pratique des tours en B.A" de MR MARIUS DIVERS page 195.

1- Sens Vertical :



sollicitations Exterieurs (M et N)



contraintes normales (σ'bm et σam)

le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont equilibrés par des efforts normaux repartis sur le pourtour de la coque. plusieurs methodes permettent d'evaluer les contraintes σ'_{bm} dans le beton et σ_{am} dans l'acier. neammoins Me MARIUS DIVERS a presenté pour le calcul numerique des Tableaux (C VII page 196, 197) qui ont pour objet d'apporter des simplifications d'ordre pratique. le procedé est le suivant : on utilise $a = \dfrac{M}{N . R_m}$

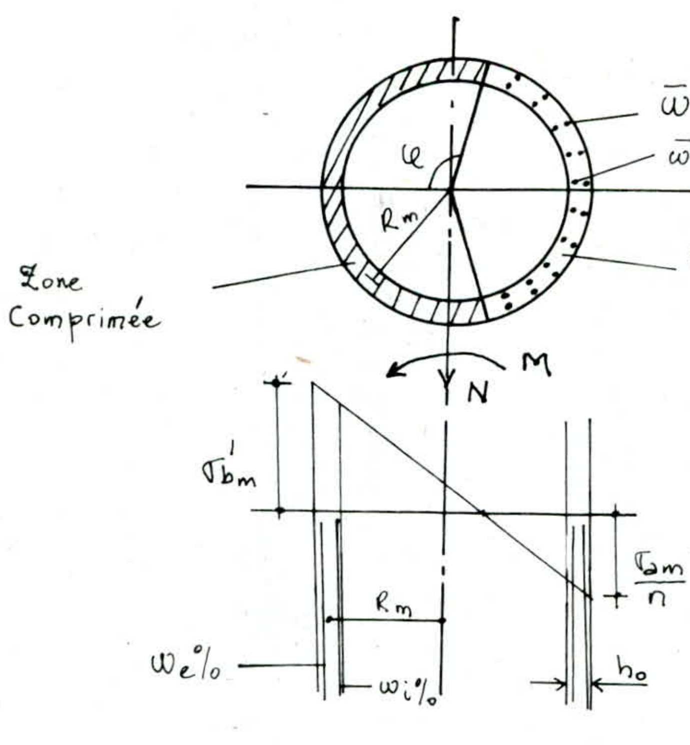
avec a : excentricité relative

on se donne $\Sigma\omega = \omega_i + \omega_e$ pourcentage total de l'acier

on tire des tableaux C VII les coefficients b et S et l'on resulte $\sigma'_{bm} = \dfrac{N . b}{R_m . h_0}$ et $\sigma_{am} = \dfrac{n . S\ \sigma'_{bm}}{1}$

($n = 15$ coefficient d'equivalence)

les notations correspondants aux tableaux sont indiquées dans la figure ci-dessous :



cuve vide : sollicitations 2ème genre

Z (m)	G + P + S							0,8 G + S						
	e (m)	a	Σω%	b	S	σ'bm	σam	e(m)	a	Σω%	b	S	σbm	σam
20,8	1,573	0,431	0,25	/	/	/	/	2,087	0,572	0,25	9334	0,113	16,81	28,5
18	2,10	0,575	"	0,338	0,133	24,27	48,42	2,79	0,764	"	0,452	0,717	24,48	263,28
16	2,48	0,679	"	0,391	0,391	29,30	171,84	3,28	0,90	"	0,558	1,420	31,64	673,93
14	2,81	0,770	"	0,448	0,704	35,25	372,24	3,72	1,02	"	0,656	1,894	39,04	1109,4
12	3,15	0,863	"	0,525	1,150	41,31	712,60	4,15	1,137	"	0,747	2,371	46,37	1649
10	3,47	0,950	"	0,623	1,714	52,93	1360,83	4,56	1,25	"	0,883	3,001	57,03	2566,3
8	3,75	1,027	"	0,713	2,190	63,25	2077,8	4,93	1,35	"	0,946	3,254	63,80	3114
6	4,036	1,106	"	0,796	2,613	73,11	2865,5	5,30	1,452	"	1,021	3,537	71,42	3789
4	4,28	1,173	"	0,870	2,940	83,16	3667,3	5,62	1,54	0,30	1,039	3,400	75,65	3858,1
2	4,54	1,244	0,30	0,82	2,613	80,96	3173,2	5,95	1,63	0,40	1,026	3,047	77,28	3532
0	4,783	1,310	"	0,871	2,815	88,73	3746,6	6,26	1,715	"	1,084	3,189	84,37	4035
-1	4,90	1,342	"	0,894	2,902	92,48	4025	6,40	1,753	0,50	1,043	2,854	82,50	3531

Cuve Pleine : Sollicitation du 2^{eme} genre

z (m)	G + P + S							0,8 G + S						
	e (m)	a	Σω%	b	S	σ'_{bm}	σ_{am}	e (m)	a	Σω%	b	S	σ'_{bm}	σ_{am}
20,8	1,011	0,277	0,25	/	/	/	/	1,29	0,353	0,25	/	/	/	/
18	1,49	0,408	"	/	/	/	/	1,9	0,52	"	0,307	0,003	50,36	2,27
16	1,83	0,500	"	0,3065	0	65,05	/	2,21	0,605	"	0,347	0,171	57,80	148,7
14	2,16	0,68	"	0,340	0,14	73,44	160,83	2,75	0,753	"	0,431	0,61	73,10	668,8
12	2,48	0,767	"	0,385	0,361	84,36	456,8	3,162	0,866	"	0,525	1,15	90,26	1557
10	2,80	0,849	"	0,440	0,656	97,8	962,3	3,566	0,977	"	0,61	1,638	106,4	2614
8	3,10	0,931	"	0,500	1,00	113	1695	3,95	1,082	"	0,713	2,198	126,4	4167
6	3,40	1,010	0,50	0,517	1,087	118,47	1931,6	4,34	1,189	0,50	0,683	1,812	122,8	3337
4	3,69	1,090	0,70	0,534	1,150	124,37	2145	4,71	1,29	0,70	0,689	1,712	125,85	3231
2	3,98	1,100	1,0	0,532	1,122	125,57	2113	5,075	1,39	1,00	0,675	1,555	125	2915
0	4,26	1,167	1,2	0,519	1,13	124,13	2104	5,43	1,487	1,2	0,648	1,50	121,62	2736
-1	4,402	1,206	1,2	0,521	1,192	125,43	2242	5,60	1,534	1,2	0,672	1,563	127	2977

pour le ferraillage on prend à chaque niveau le pourcentage d'acier maximal c'est à dire celui qui correspond à la sollicitation 0,8G + S dans le cas de la cuve pleine.

Z (m)	Σω%	ω_e %	ω_i %	Ae (cm²)	Ai (cm²)	Ae adopté	Ai adopté
20,8	0,25	0,125	0,125	85,96	85,86	132 T10	132 T10
18	"	"	"	"	"	"	"
16	"	"	"	"	"	"	"
14	"	"	"	"	"	132 T12	132 T12
12	"	"	"	"	"	"	"
10	"	"	"	"	"	"	"
8	"	"	"	"	"	132 T16	132 T16
6	0,50	0,25	0,25	172	172	132 T16	132 T16
4	0,70	0,35	0,35	240,68	240,68	132 T16	132 T16
2	1,00	0,50	0,50	343,83	343,83	132 T20	132 T20
0	1,20	0,60	0,60	412,6	412,6	132 T20	132 T20
-1	1,20	0,60	0,60	412,6	412,6	132 T20	132 T20

pour le calcul de la Section d'acier on determine la section de beton qu'on multiplie par ω % :

$$A = \frac{\omega \cdot 2\pi R_m \cdot h_o}{100}$$

avec l_r = longueur de recouvrement = 50 φ

2- Sens transversal

l'effort tranchant produit des cisaillements :

$$\tau = \frac{T}{b.Z} \cong \frac{T}{1,6.D_m.h_o}$$

on a considéré que $Z \cong 0,8\ Dm$, la largeur de la section soumise au cisaillement $b = 2h_o$. les cisaillements fissurent le beton à 45° l'equilibre etant assuré par les bielles exprimées à 45° et les armatures transversales ; il en resulte une traction dans les cerces (armatures transversales)

$$\sigma_{am} = \frac{\tau.100}{\Sigma\omega} = \frac{100.T}{1,6\ D_m.h_o.\Sigma\omega}$$

cette contrainte due à l'effort tranchant doit etre inferieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2$ dans notre cas l'effort tranchant maximal est dû à la sollicitation $0,8G+S$ ou $G+P+S$ c'est à dire :

$$T = 469,37\ t$$

determinons $\Sigma\omega$ necessaire :

on $\sigma_{am}\ \dfrac{100.T}{1,6\ D_m.h_o.\Sigma\omega} \leq \sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2$

d'où $\Sigma\omega \geqslant \dfrac{100.T}{1,6.D_m.h_o.\sigma_{en}} = 0,32$

on prend $\Sigma\omega\ \% = 0,50\ \%$

la section d'acier correspondant est :

$$A_i + A_e = A = 100\ h_o \frac{\Sigma\omega}{100} = 15\ cm^2$$

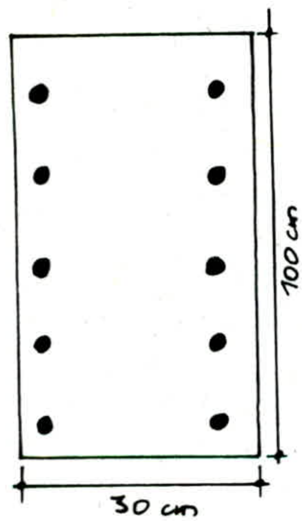
soit $A_i = A_e = 5\ T\ 14\ /\ ml$ (avec un ecartement de 19 cm entre 2 cerces ; longueur de recouvrement $l_r = 50\phi = 70\,cm$)

Verification de la tour aux effets Secondaires (mt d'ovalisation)

parmi les sections etudiées de la tour, la plus sollicitée est celle située à 20,8 m.

les moments sont : • Vent normal : Moi = 298,30 kg.m/ml
Moe = 259,18 "
• Vent extreme : Moi = 522,02 kg.m/ml
Moe = 453,56 "

puisque seul l'effet du vent donne ces moments. les verifications seront faites seulement pour les vents extremes. les calculs precedents ont montrés qu'on aurait 5T14/ml sur la fibre exterieure et 5T14/ml sur la fibre interieure. nous allon voir si ce ferraillage est amplement suffisant pour reprendre ces moments d'ovalisation. la section etudiée a une largeur b = 100cm et ht = 30 cm



Moe = 453,56 kg.m/ml

$\sigma'_b = 1,5 . 150 = 450/2 = 225$ kg/cm²

h = 25 cm

$\bar{\sigma}_a = 4200$ kg/cm²

$$M_r = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b . b \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) . h$$

$$\bar{\alpha} = n \frac{\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,445$$

d'où Mr = 1065,91 kg.m

on a Mr > Moe ⇒ pas d'armatures comprimées.

la section d'acier tendue necessaire :

$$A_{nec} = \frac{M_{oe}}{7/8\, h . \bar{\sigma}_a} = 0,49 \text{ cm}^2 \ll 5T14 .$$

de la même maniere on trouve que les armatures necessaires pour Moi = 522,02 kg.m/ml sont :

$$A_{nec} = \frac{M_{oi}}{7/8 . h . \bar{\sigma}_a} = 0,57 \text{ cm}^2 \ll 5T14$$

en conclusion les cerces sont largement suffisant pour reprendre les moments d'ovalisations.

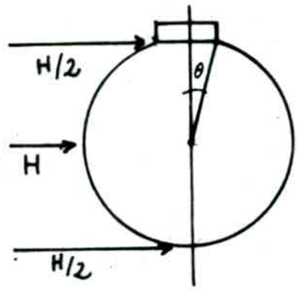
ETUDE AU NIVEAU DES OUVERTURES

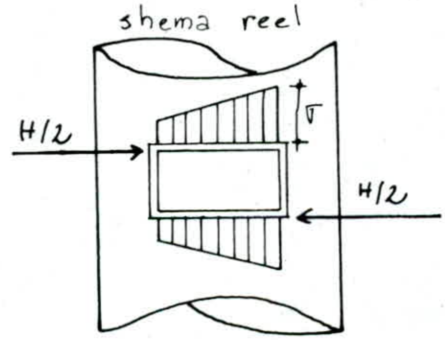
autour de l'ouverture il est conseillé de prevoir un renfort tellque la section et le moment d'inertie du fût non percé soient retablies. le renfort doit participer à la transmission du moment flechissant M et de la charge verticale N, produisant des contraintes σ dans la section du fût non percé au dessus de l'ouverture, ainsi que l'effort tranchant d'ensemble T evalué dans la même section.

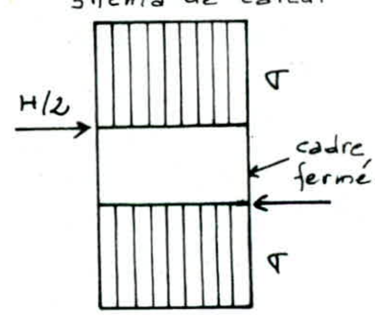
Nous allons considerer 2 hypotheses non superposables.

hypothese "a":

on considere le renfort comme un cadre fermé devant equilibrer les efforts horizontaux. on devra s'assurer que les elements verticaux et horizontaux du cadre sont capables de resister au moment flechissant et à l'effort tranchant.







les sollicitations provoquées par la force horizontale H/2 seront equilibrées par les poteaux situés de part et d'autre de l'ouverture.

le moment agissant sur chaque poteau du cadre est : $M = H' . d/2$

avec : $H' = H/4\lambda$ où $d = r\frac{\sqrt{R^2 - b^2}}{R^2} - b\frac{\sqrt{R^2 - r^2}}{R^2}$

avec : $R = 3,8$ m (rayon exterieur)

$r = R - h_o = 3,5$ m (rayon interieur)

$b = l/2 = 0,45$ m (l: largeur de l'ouverture)

d'où $d = 0,79 \Rightarrow H' = 0,316\ H$

l'effort tranchant pris en compte est : $H = 469,37$ t d'où $H' = 148,30\ t \Rightarrow M = 148,30\ t.m$ ($d = 2m$ hauteur de l'ouverture)

le ferraillage vertical qui borde l'ouverture est:

$$A_1 = \frac{M}{Z_1 . \overline{\sigma}_a} \quad , \quad Z_1 = 2/3 L = 2/3 . 2 \sqrt{R^2 - r^2} = 1,87 m$$

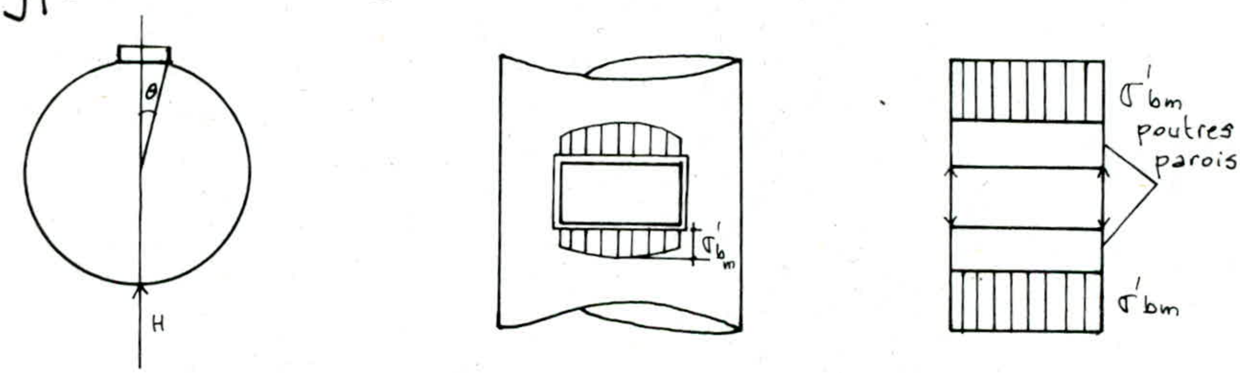
d'où : $A_1 = 17,92\ cm^2$.

soit $A_1 = 6\ HA20$ disposés en bordure sur une largeur de $0,15 L = 44 cm$ de part et d'autre de l'ouverture repartie en 2 nappes. et sur le reste de la largeur c'est à dire $0,85 L = 2,51 m$ on met le maximum entre:

* $1,5 A_1 = 28,26\ cm^2$

* le ferraillage courant vertical majoré de 20% sur $0,85 L$ d'où : $2,51 . \frac{h_o}{100} . 1,2 . \Sigma\omega = 108,43\ cm^2$ soit 36 HA20 reparties en 2 nappes.

hypothese "b"



on prendra en compte les contraintes maximum de compression σ'_{bm} distribuée sur toute la largeur de l'ouverture et calculés precedamment. la poutre paroi (linteau) à considerer a une portée de $l = 0,90 m$, hauteur $h_t = 1,40 m$ et epaisseur $0,30 m$. elle est soumise à une compression maximale : $P = \sigma'_{b max} = 127\ kg/cm^2$. la charge sur la poutre paroi est:

$$P . h_o = 381\ t/ml \quad , \quad M_o = P . h_o . \ell^2/8 = 38,57\ t.m$$

le ferraillage est : $A_2 = \frac{M_o}{\overline{\sigma}_a . Z_2} = 7,49\ cm^2$ ou $Z_2 = \frac{7}{8} h_t = 122,5 cm$

soit: 6 HA 14 disposés sur une hauteur de $0,15 h_t = 21 cm$ en 2 nappes, dont une nappe prolongée sur la circonference du fût. sur le reste de la hauteur c'est à dire $0,85 h_t = 119 cm$ on dispose le maximum entre:

* $1{,}5\ A_2 = 13{,}84\ cm^2$
* le ferraillage courant horizontal sur $0{,}85\,h_t = 119 \cdot \frac{h_o}{100} \cdot \Sigma\omega = 17{,}85$ cm

soit 12 HA 14 disposés en 2 nappes.

encrage des armatures

pour les armatures verticales : $l_a = \frac{h_t}{2} + l_d$

avec $l_d = \frac{\phi}{4}\,\frac{\overline{\sigma_a}}{\tau_d} = 0{,}5 \cdot \frac{1222}{18} = 34{,}0\ cm \Rightarrow l_a = 104\ cm$

pour les armatures horizontales : $l_a = 2\,l_d = 56\ cm$

Verification de la Contrainte de Cisaillement

la poutre paroi est soumise à des contraintes de cisaillements :

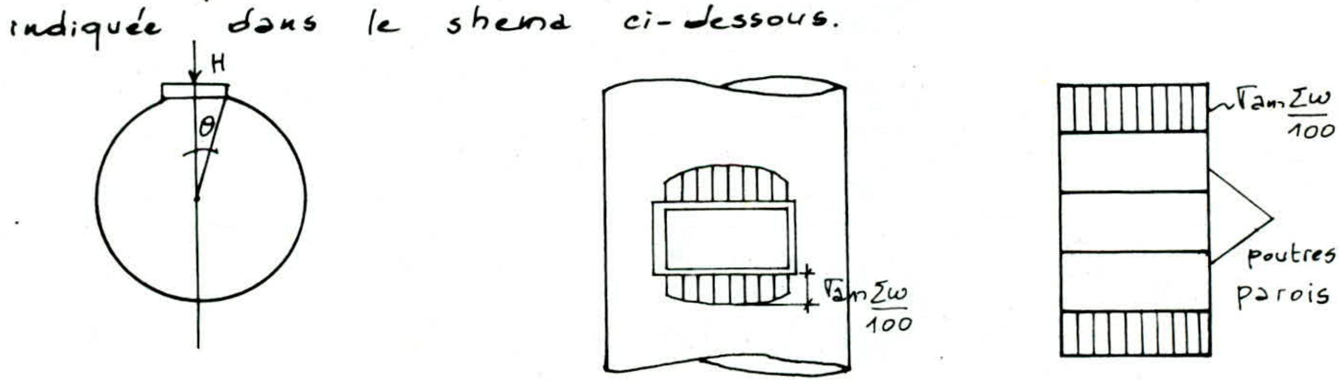
$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot Z} = \frac{P\,h_o}{b\,Z} \cdot \frac{l}{2} = 46{,}65\ kg/cm^2$$

la contrainte de cisaillement acceptable : $\tau = 33{,}4\ kg/cm^2$.

la contrainte de cisaillement tolerable : $\tau = 47{,}7\ kg/cm^2$

$\Rightarrow$ donc la contrainte de cisaillement est verifiée.

Remarque: l'effort horizontal peut prendre la direction indiquée dans le shema ci-dessous.

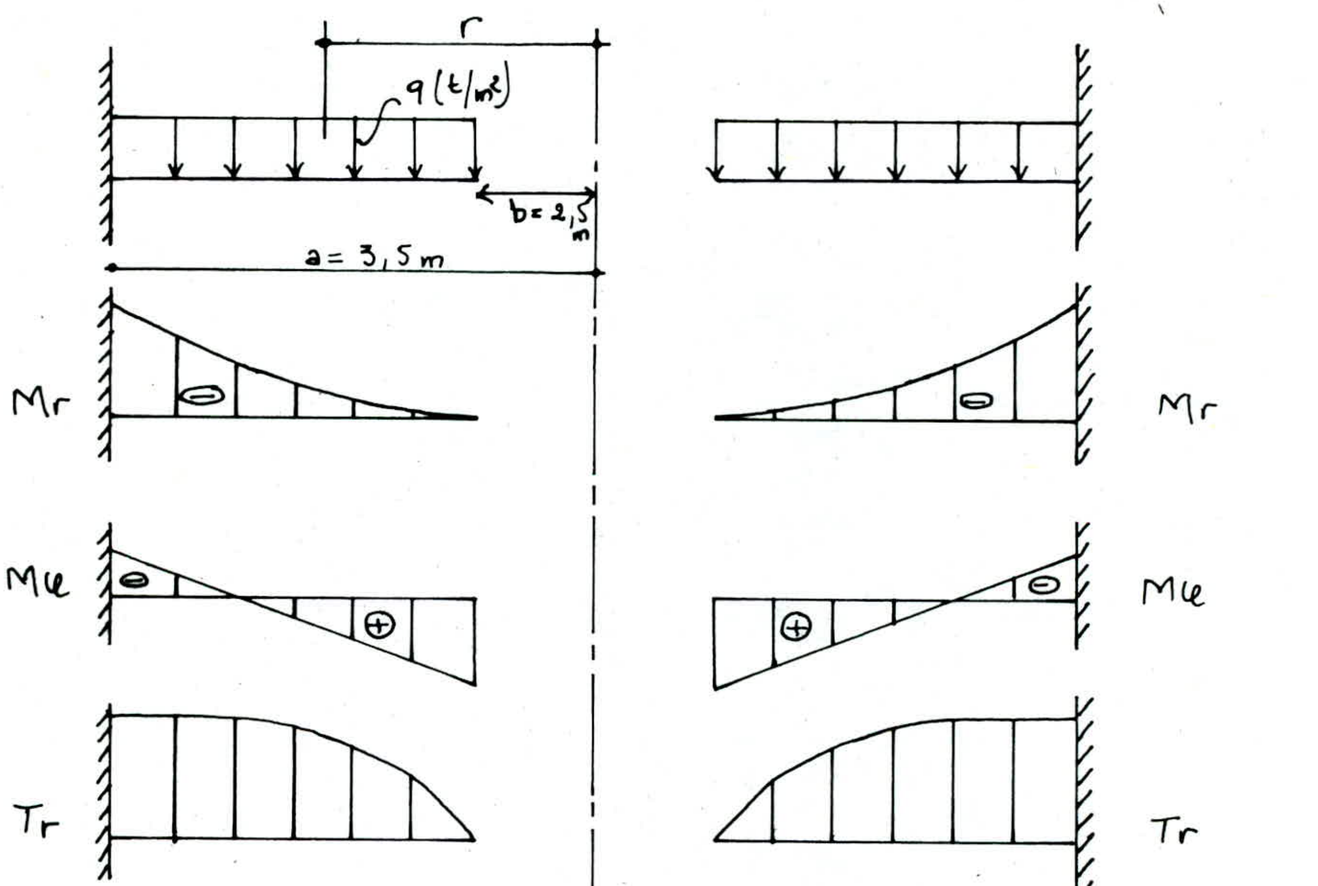


dans ce cas on prendra en compte les contraintes de traction $\sigma_{am} \cdot \frac{\Sigma\omega}{100}$ distribuée sur toute la largeur de l'ouverture. la poutre paroi precedente doit reprendre ces contraintes de traction. la conduite de calcul sera analogue à celle indiquée dans l'hypothèse "b". le ferraillage determiné pour l'hypothese "b" est largement suffisant pour reprendre ces contraintes.

CALCUL DE LA DALLE DE REPOS

on a une plaque annulaire encastrée sur le pourtour du fût et chargée uniformement par son poids propre et une surcharge d'exploitation de $100\, kg/m^2$.
le calcul du ferraillage se fait selon la méthode de BARES pour les plaques circulaires.

poids propre	$0,1 . 2,5 = 0,25\ t/m^2$
surcharge d'exploitation	$1,2 . 0,1 = 0,12$ "
	$0,37\ t/m^2$



l'effort tranchant : $\quad Tr = -\dfrac{qa}{2}\left(\rho - \beta^2 \cdot \dfrac{1}{\rho}\right)$

moment radial :

$$Mr = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\nu)(1-k) + 4\beta^2 - (3+\nu)\rho^2 - (1-\nu)k\cdot\frac{1}{\rho^2} + 4(1+\nu)\beta^2 \operatorname{Ln}\rho\right]$$

moment tangentiel :

$$M_\varphi = \frac{q a^2}{16}\left[(1+u)(1-k)+4u\beta^2-(1+3u)\rho^2+(1-u)k\cdot\frac{1}{\rho^2}+4(1+u)\beta^2 \ln\rho\right]$$

avec $$k = \frac{(1-u)\beta^2+(1+u)(1+4\beta^2 \ln\beta)}{(1-u)+(1+u)\beta^2}\,\beta^2$$

avec :

a : rayon du bord exterieur de la dalle.

b : rayon de l'ouverture de la dalle.

$\rho = \frac{r}{a}$: distance relative du point etudié.

$\beta = \frac{b}{a}$: grandeur relative de l'ouverture de la dalle

u : coefficient de poisson ($u = 0{,}15$ pour le beton armé)

A.N : $k = 0{,}2816$

les resultats numeriques sont groupés dans le tableau ci-dessous.

r (m)	Tr (t/ml)	Mr (t.m/ml)	M_φ (t.m/ml)
2,5	0	0	0,0205
3,5	− 0,317	− 0,148	− 0,022

Les efforts trouvés etant très faibles, on adopte un ferraillage minimum de 0,25 %.

$$A = 0{,}25 \cdot 10 = 2{,}5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit $\boxed{5 \text{ H.A } 8 / \text{ml}}$

ETUDE

DE LA

FONDATION

Introduction

une fondation est par definition un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. les efforts sont transmis par l'intermediaire du fût qui joue aussi le role de contreventement.

Etude Au sol

le sondage carotté d'une profondeur de 28m, fait sur le terrain, presente d'une maniere globale la composition suivante:

- 0,00 - 2,80 m argile sableuse
- 2,80 - 6,00 m sable incompressible avec passage consolidé
- 6,00 - 11,50 m sables argileux
- 11,50 - 15 m marnes à concretions calcaires raide.
- 15,50 - 28,00 m couche de grave et sables incompressibles.

la compacité de ces formations est relativement bonne et il est à noter qu'aucune presence de nappe d'eau n'a été decelée lors de la compagne in-situ.

Choix de la fondation

nous opterons comme type de fondation un radier circulaire pour les raisons suivantes:

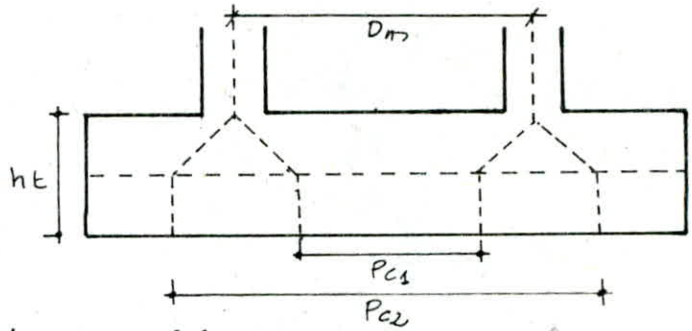
1/ la forme geometrique de la structure.
2/ l'importance des charges transmises à la fondation.
3/ risque de renversement de la structure à cause de moments et efforts tranchant assez grand agissant à la base.

Condition de non poinçonnement

l'epaisseur minimal du radier se determine par la condition de non poinçonnement suivante :

$$\frac{1{,}5\,Q}{2\pi P_c \cdot h_t} \leq 1{,}2\,\overline{\sigma}_b \qquad \text{avec} \qquad P_c = \frac{P_{c1} + P_{c2}}{2}$$

$$\left.\begin{array}{l} P_{c1} = D_m - h_t \\ P_{c2} = D_m + h_t \end{array}\right| \longrightarrow P_c = D_m$$



$Q = G + 1{,}2\,P = 2646{,}26\,t$
(cuve pleine)

$\overline{\sigma}_b = 6{,}25$ bars d'où $h_{t\,min} = 1{,}20\,m$

On prendra une hauteur de $\boxed{h_t = 2{,}5\,m}$

Diametre du Radier

le diametre doit avoir un diametre necessaire pour que les contraintes dans le sol sous differentes combinaisons des sollicitations soient satisfait. En premier lieu on choisit $D = 17\,m$.
calculons la capacité portante du sol à l'aide de la formule de TERZAGHI pour les semelles ou radiers circulaires.

$$\overline{\sigma}_a = \gamma D + \frac{0{,}6 R N\gamma + \gamma D (Nq - 1) + 1{,}3\, C\, Nc}{F = 3}$$

la fondation repose sur un sol sableux, les caracteristiques de ce sol sont :

$$\begin{array}{lcl} \varphi = 30^\circ & & N\gamma = 21{,}8 \\ \gamma = 1{,}7\ t/m^3 & \Rightarrow & Nq = 18{,}4 \\ C = 0 & & Nc = 30{,}1 \end{array}$$

et on trouve $\overline{\sigma}_a = 7{,}67\ kg/cm^2$ (cette contrainte est calculée sous les charges verticales seulement)
on travaille avec $\overline{\sigma}_a = 3{,}5$ bars.

Verification des Contraintes dans le sol

on suppose que la semelle est assez rigide pour admettre le fait que la reaction apportée par le sol est uniforme.

- pour la sollicitation avec un effort normal on a : $\sigma_s = \frac{N}{S}$
- pour la sollicitation ou il y a effort normal et moment on a :

$$\sigma_s = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} \quad , \quad S = \frac{\pi D^2}{4} = 226{,}86\ m^2$$

$$W = \frac{\pi D^3}{32} = 482{,}10\ m^3$$

Remarque : on a

- charges permanentes (G) on doit ajouter le poids de fondation G_f et celui de remblai G_R avec :

$G_f = 829{,}03\,t$ et $G_R = 832{,}1\,t$

- le moment qu'on introduit dans les calculs est : $M_1 = M + T.h_t$ avec M et T moment flechissant et effort tranchant à la base du fût.

Combinaisons du 1[er] genre

	Cuve vide			Cuve Pleine		
Combinaisons	G+V	G+P+V	G+1,2P	G+V	G+P+V	G+1,2P
σ_{max}	1,297	1,318	1,235	1,96	1,98	1,90
σ_{min}	1,121	1,142	1,235	1,78	1,80	1,90

Combinaisons du 2[eme] genre

	Cuve vide				Cuve Pleine			
Combinaisons	1,1(G+P+W)	0,9(G+P) + 1,1W	G+P +S	0,8G+S	1,1(G+P+W)	0,9(G+P) + 1,1W	G+P +S	0,8G+S
σ_{max}	1,45	1,28	2,49	2,23	2,26	1,882	4,54	4,15
σ_{min}	1,11	0,94	-0,03	-0,29	2,06	1,586	-0,57	-1,15

Verification

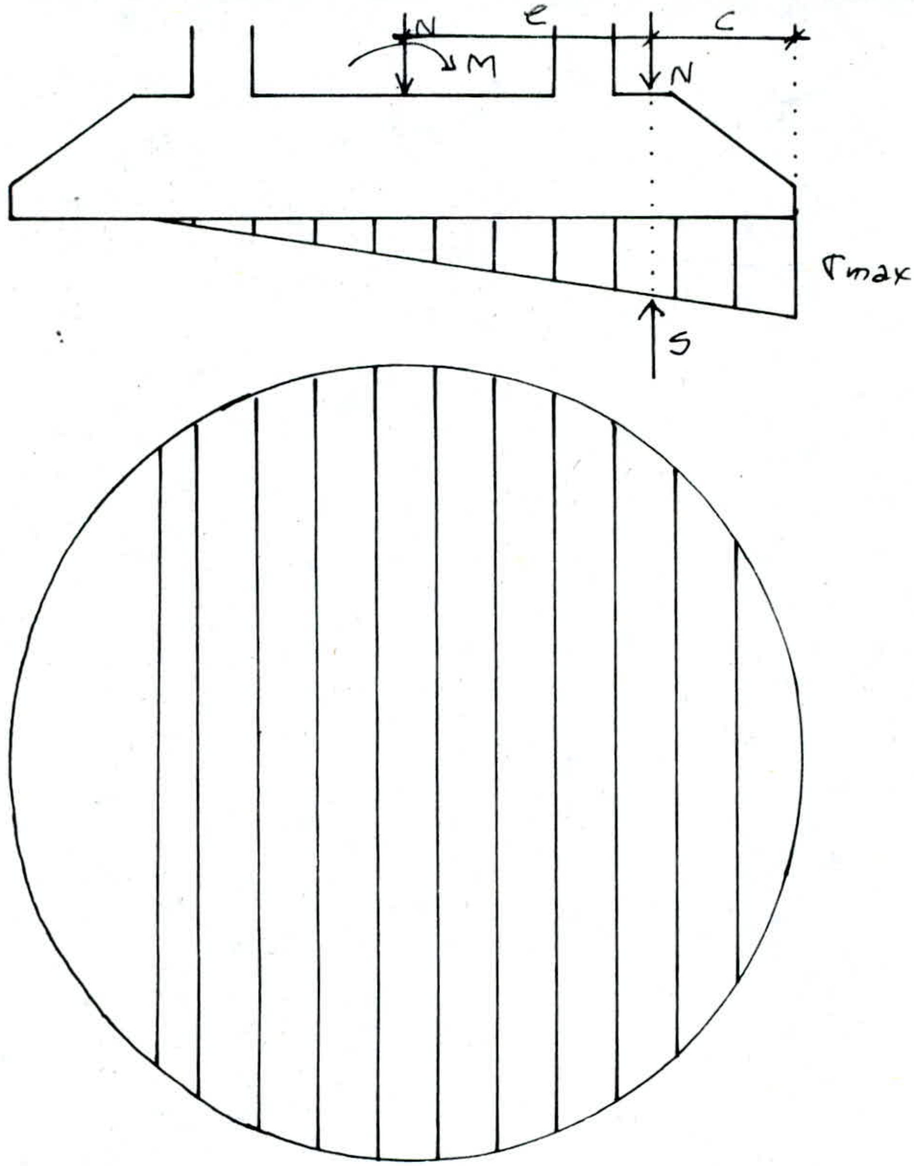
i) pour G + 1,2 P on doit verifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_a = 3$ bars

ii) si $\sigma_{min} > 0$ on a une repartition trapezoïdale des contraintes sur le sol ; on doit verifier :

$$\frac{3\,\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \begin{cases} 1{,}33\,\bar{\sigma}_a & \text{pour les sollicitations du 1}^{er}\text{ genre comportant le vent.} \\ 1{,}50\,\bar{\sigma}_a & \text{pour les sollicitations du 2}^{eme}\text{ genre comportant le seisme (RPA 81)} \\ 2\,\bar{\sigma}_a & \text{pour les sollicitations du 2}^{eme}\text{ genre comportant le vent extreme. (DTU)} \end{cases}$$

toutes ces combinaisons sont verifiées

iii) si $\sigma_{min} < 0$ on doit verifier : $\sigma_{max} = \dfrac{2N}{A} \leq 1{,}5\,\bar{\sigma}_a$



Remarque: pour tous les cas où $\sigma_{min} < 0$ on a:

$$2{,}125 = \frac{D}{8} < e = \frac{M}{N} < \frac{D}{4} = 4{,}25\,m$$

on trouve:

1- Cas de cuve vide

i) Sollicitation $G+P+S$ ($A = 226{,}86\,m^2$; $N = 2793{,}83\,t$)

$\sigma_{max} = 2{,}463$ kg/cm² $<$ 5,25 bars

ii) Sollicitation $0{,}8G + S$ ($A = 226{,}382\,m^2$; $N = 2195{,}0\,t$)

$\sigma_{max} = 1{,}94$ Kg/cm² $<$ 5,25 bars.

2- Cas de cuve Pleine

i) Sollicitation $G+P+S$

$A = 225{,}464\ m^2$
$N = 4297{,}40\ t$ $\Rightarrow$ $\sigma_{max} = 3{,}80 < 5{,}25$ bars

ii) sollicitation $0,8G+S$

$$A = 203,812 \ m^2 \quad N = 3398 t \Rightarrow \sigma_{max} = 3,33 < 5,25 \text{ bars.}$$

Verification au renversement

on doit verifier que : $Ms/Mr \geq Fs = 2$

avec : Ms = moment stabilisant

Mr = moment de renversement

nous etudierons les 2 cas : cuve vide et cuve pleine.

Calcul du moment de renversement

le moment de renversement est donné par :

$Mr = M_1 + Me + M'$ où

M_1 : moment dû à l'action du seisme à la base de la fondation.

1- cuve vide :

$$M_{1v} = Mv + Tv . ht = 5977,72 \text{ t.m}$$

2- cuve pleine :

$$M_{1p} = Mp + Tp . ht = 12543,61 \text{ t.m}$$

Me : moment d'ensoleillement

l'action dissymetrique de l'ensoleillement (une face exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux dits moments d'ensoleillement. ces moments sont d'autant plus importants que la structure est elevée. ce moment qui agit à la base du fût a la valeur approchée suivante.

$$Me = G . Cs \quad \text{où} \quad Cs = fs \left(\frac{Z_G}{Z} \right)^2$$

G : poids de la structure

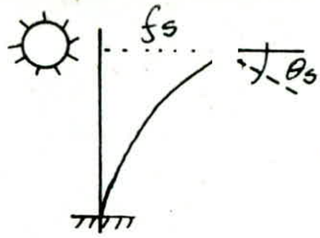
fs : fleche du sommet

Z_G : côte de centre de gravité de la structure à partir de l'encastrement.

Z : hauteur totale de l'ouvrage à partir de l'encastrement.

la flèche fs est liée à la rotation au sommet par la relation : $f_s = Z \cdot \frac{\theta_s}{2}$

où $\theta_s = \frac{\mu \, T_s . Z}{De}$



Ts: difference de temperature entre la paroi exposée au soleil et l'autre abritée (habituellement $= 30°$)

μ: module de dilatation lineaire $= 10^{-5}$

De: diametre exterieure $= 7,6$ m

1/ cuve vide :

$Z = 35,15$ m , $G = 1082,60$ t , $Z_G = 21,97$ m

on $\theta_s = 1,39 . 10^{-3}$ rad

$f_s = 0,0244$ m

d'où $C_s = 9,53 . 10^{-3}$ m

$\Rightarrow$ $Me_v = 10,32$ t.m

2/ Cuve pleine :

$Z = 35,15$ m , $G = 2586,16$ t , $Z_G = 24,8$ m

$C_s = 0,012$ m

$Mep = 31,034$ t.m

* M': moment secondaire du au deplacement de la structure

$M' = P . \delta$

avec : P : poids de l'ouvrage

δ : deplacement du C.D.G de la structure.

1/ cuve vide :

$\delta = 2,545$ cm , $P = 1082,6$ t $\Rightarrow$ $M'_v = 27,55$ t.m

2/ cuve pleine :

$\delta = 8,2$ cm , $P = 2586,16$ t $\Rightarrow$ $M'_p = 212,065$ t.m

finalement on a les valeurs suivantes :

- cuve vide : $Mrv = 6015,60$ t.m
- cuve pleine : $Mrp = 12786,71$ t.m

Calcul du moment stabilisant

le moment stabilisant est donné par :

$$M_s = P \cdot \frac{D}{2}$$

avec : P = poids de l'ouvrage (y compris le poids de fondation) et du remblai

D = diametre du radier

1/ Cuve vide : $M_{sv} = 23321{,}705$ t.m

2/ Cuve Pleine : $M_{sp} = 36102{,}00$ t.m

Verification

1/ Cuve vide : $\frac{M_{sv}}{M_{rv}} = 3{,}87 > F_s = 2$

2/ cuve pleine : $\frac{M_{sp}}{M_{rp}} = 2{,}82 > F_s = 2$

donc la stabilité de la structure est assurée :

Verification au glissement

on doit verifier que : $F_H / F_V < f$ avec :

F_H : resultant des forces horizontales

F_V : " " " verticales

f : coefficient de frottement terre - beton ($f = 0{,}70$)

1/ cuve vide : $F_H = 214{,}16$ t
$F_V = 2743{,}73$ t $\Rightarrow F_H/F_V = 0{,}078 < f$

2/ Cuve pleine : $F_H = 469{,}37$ t
$F_V = 4247{,}30$ t $\Rightarrow F_H/F_V = 0{,}110 < f$

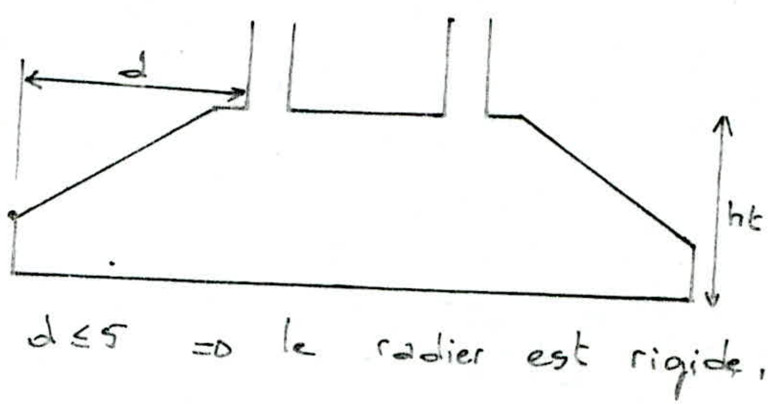
Verification à la rigidité :

on doit verifier :

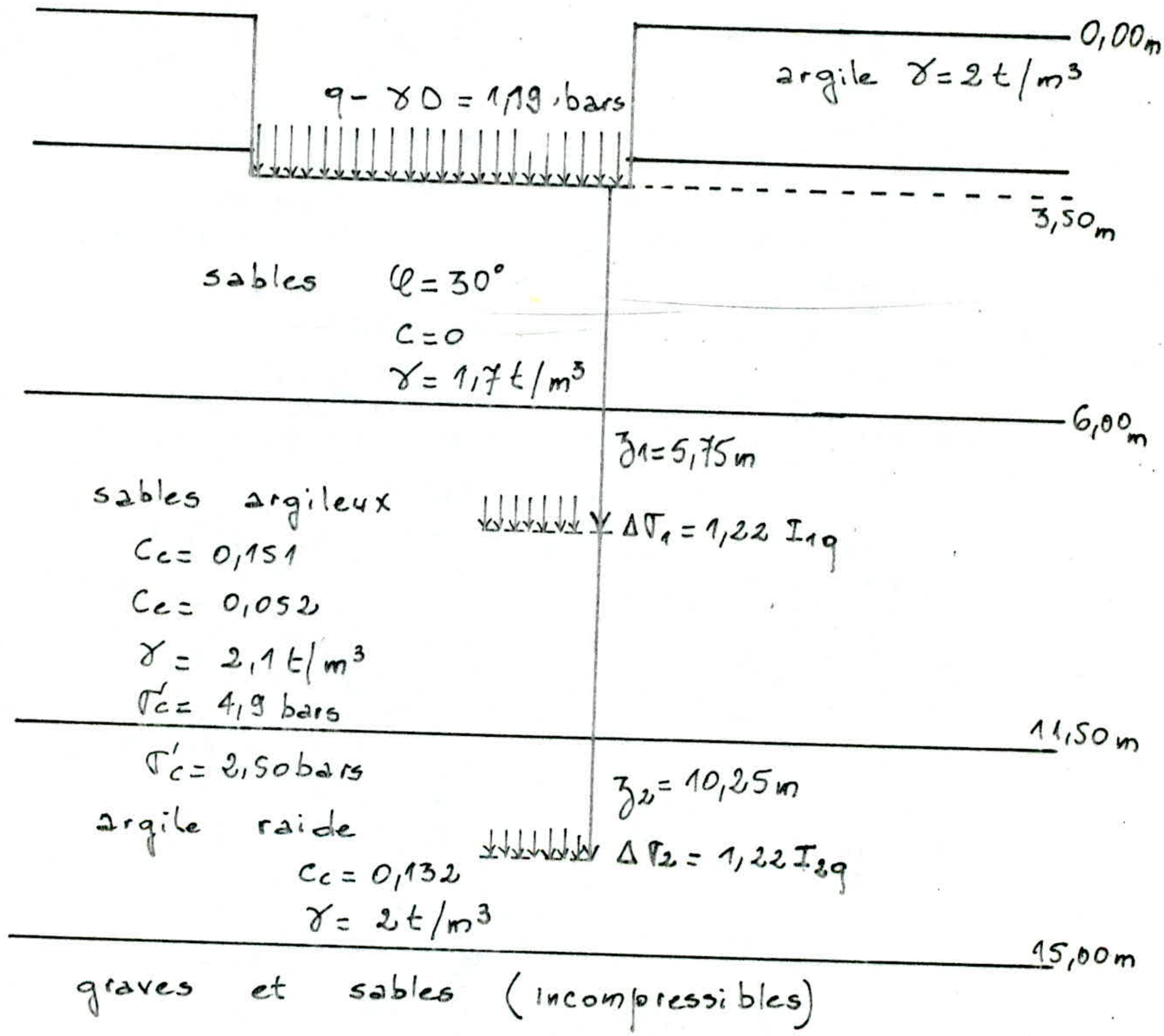
$d \leq 2 h_t$

$h_t = 2{,}50$ m et

$d = 4{,}7$ m d'où $d \leq 5$ $\Rightarrow$ le radier est rigide,



Calcul Des Tassements



avec $q = \dfrac{Q}{\frac{\pi B^2}{4}} = 1{,}87\ kg/cm^2$

$\gamma . D = 0{,}68\ kg/cm^2$ d'où $q - \gamma . D = 1{,}19\ kg/cm^2$

Calcul de I_q

dans le cas d'une charge circulaire uniforme :

$$I_q = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{R}{Z}\right)^2}\right)^{3/2}\right]$$

on a : $Z_1 = 5,75\ m \Rightarrow I_1 q = 0,824$

$Z_2 = 10,25\ m \Rightarrow I_2 q = 0,544$

d'où $\Delta\sigma_1 = 0,98\ kg/cm^2$

$\Delta\sigma_2 = 0,647\ kg/cm^2$

- la couche de sable etant incompressible d'où $\Delta H_1 = 0$
- le tassement ΔH_2 de la couche de sable argileux :

$\sigma'_0 = 1,68\ kg/cm^2$

$e_0 = 0,482$

$\Rightarrow \sigma'_f = \sigma'_0 + \Delta\sigma_1 = 2,66\ kg/cm^2 < \sigma'_c$

donc on a : $\Delta H_2 = H.\frac{1}{1+e_0} C_e \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} = 3,9\ cm$

- le tassement ΔH_3 de la couche d'argile :

$\sigma'_0 = 2,6\ kg/cm^2$

$e_0 = 0,564$

$\Rightarrow \sigma'_f = \sigma'_0 + \Delta\sigma_2 = 3,247\ kg/cm^2$

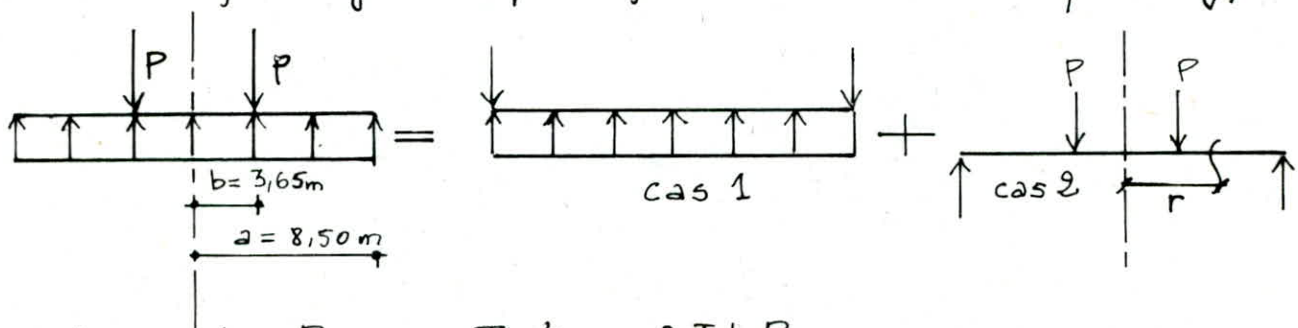
on a $\sigma'_0 > \sigma'_c$ donc : $\Delta H_3 = H\frac{1}{1+e_0} C_c \log\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} = 2,9\ cm$

d'ou le tassement final : $\Delta H = \Delta H_2 + \Delta H_3 = 6,8\ cm$

puisque le radier est rigide donc le Tassement est uniforme et par consequent il n y a aucun desordre à craindre.

Calcul De la Plaque De Fondation

le calcul se fait d'aprés la theorie des "Plaques et coques" de Mr Timoshenko (pages 57, 64). le radier sera assimilé à une plaque uniformement chargée par la reaction du sol et simplement appuyée sur une circonference.
pour le calcul on tiendra compte de la contrainte qui donnera le ferraillage le plus favorable à savoir $q = 1{,}9\ kg/cm^2$.



la valeur de P: $\pi a^2 q = 2\pi b P$

Etude du cas 1

moment radial : $M_r = \dfrac{qa^2}{16}(3+\mu)(1-\rho^2)$

moment tangentiel : $M_\varphi = \dfrac{qa^2}{16}\left(3+\mu - [1+3\mu]\rho^2\right)$

Etude du cas 2

* $0 \leq r \leq b$: $M_r = M_\varphi = qa^2/8\left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\operatorname{Log}\beta\right]$

* $b \leq r \leq a$: $M_r = qa^2/8\left[(1-\mu)\beta^2\left(\dfrac{1}{\rho^2}-1\right) - 2(1+\mu)\operatorname{Log}\rho\right]$

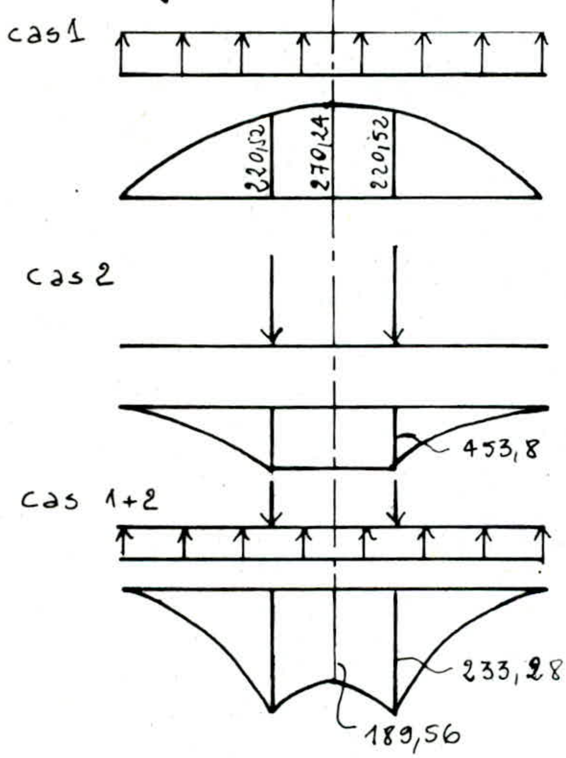
$$M_\varphi = qa^2/8\left[(1-\mu)\left(2-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right)\right) - 2(1+\mu)\operatorname{Log}\rho\right]$$

avec $\beta = b/a = 0{,}429$
$\mu = 0{,}15$

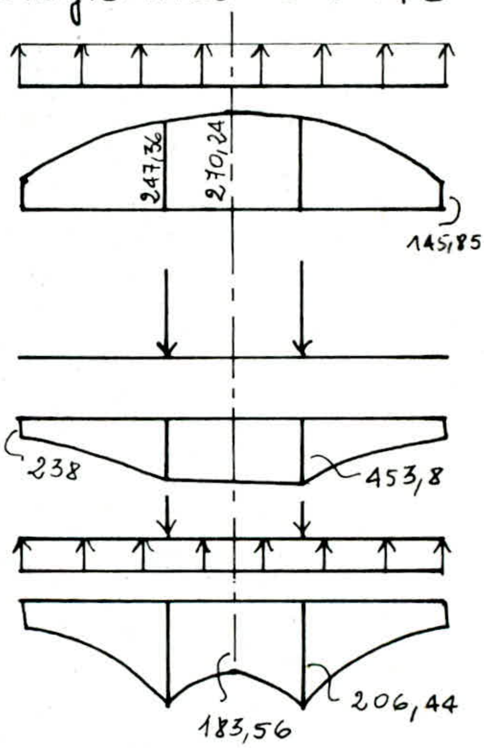
tableau des valeurs:

		Mr (t.m/ml)		Mθ (t.m/ml)	
r (m)	$\rho = \frac{r}{a}$	cas 1	cas 2	cas 1	cas 2
0	0	270,24	453,8	270,24	453,8
3,65	0,429	220,52	453,8	247,36	453,8
9	1	0	0	145,85	238

Diagrammes des Mr



Diagrammes des Mθ



ferraillage

1- armatures inferieures

pour le calcul on utilise la méthode de M^e P. Charon.

a) armatures radiales :

$M_{r\,max} = 233{,}28$ t.m/ml

$\bar{\sigma}_a = 1658{,}3$ kg/cm² (ϕ 32)

$b = 100$ cm

$h = h_t - d - \phi/2 = 244{,}4$ cm

$$\mu = \frac{15\ Mr}{\overline{\sigma_a} \cdot b \cdot h^2} = 0{,}035 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}915 \quad et \quad K = 43{,}8$$

d'où $$Ar = \frac{Mr}{\overline{\sigma_a} \cdot \varepsilon \cdot h} = 62{,}9\ cm^2$$

soit 8HA32 / ml

Contrainte de Compression dans le beton

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma_a}}{K} = 37{,}86 < \overline{\sigma}'_{b0}$$

b) armatures tangentielles :

$M_{t\,max} = 206{,}44\ t.m/ml$

$\overline{\sigma_a} = 1658{,}3\ kg/cm^2$

$b = 100\ cm$

$h = 241{,}2\ cm$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15\ M_t}{\overline{\sigma_a} \cdot b \cdot h^2} = 0{,}032 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9231 \\ K = 50 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\overline{\sigma_a}\ \varepsilon \cdot h} = 55{,}92\ cm^2$$

soit 8HA32 / ml

Contrainte de Compression dans le beton

$$\sigma'_b = \frac{\overline{\sigma_a}}{K} = 33{,}17\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_{b0}$$

pour des raisons pratiques, on remplacera les armatures radiales et tangentiels par un quadrillage (8HA32/ml)

2_ armatures Superieures

on disposera dans la partie superieure du radier des armatures de construction ayant pour rôle de s'opposer au retrait, vue la masse importante de beton et aussi à l'apparition de fissures.

on prend $Ar = A_t = 8T16\ /ml$.

Verification à l'effort tranchant

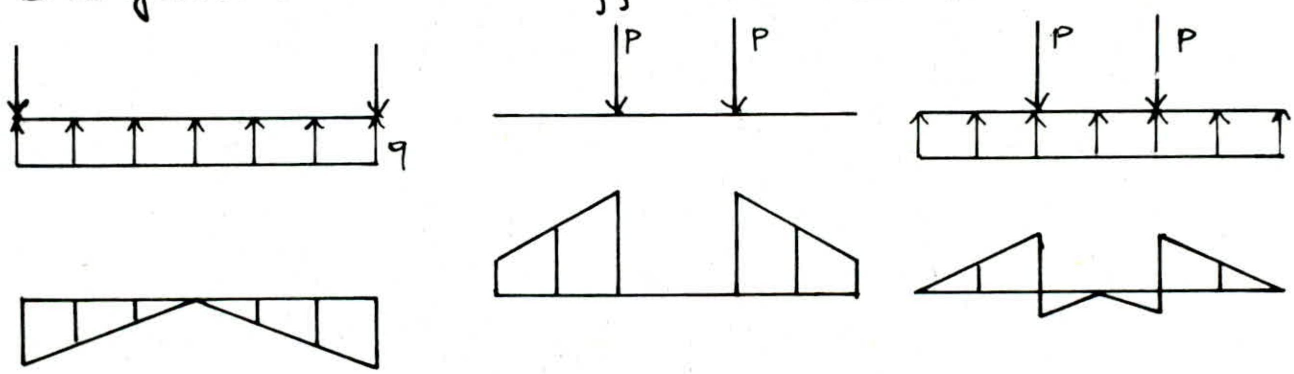
cas 1 : $T_r = 0{,}5\, q.a.\rho$ [t/ml]

cas 2 : $0 \leq r \leq b$ .... $T_r = 0$

$b \leq r \leq a$ .... $T_r = q \dfrac{a}{2\rho}$ [t/ml]

		Tr (t/ml)	
r	ρ	cas 1	cas 2
0	0	0	0
b = 3,65	0,429	34,64	188,23
a = 8,5	1	80,75	80,75

Diagramme des efforts tranchants



cas 1 cas 2

$T_{max} = 153{,}6$ t/ml

la contrainte de cisaillement : $\tau_b = \dfrac{T}{b.z} = 7{,}3$ kg/cm²

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 3{,}5 \sqrt{\sigma_b} = 21{,}9$ kg/cm².

BIBLIOGRAPHIE

1 Traite de beton arme A.Guerrin tomes 5/6
2 Calcul des plaques R Bares
3 Calcul et verification des ouvrages en BA P.Charron
4 Calcul des ouvrages en B/A Mr.Bellazoughi
5 Calcul pratique des tours en BA M.Diver
6 Cahier des charges applicable a la construction des cuves et reservoirs en b-a (annales ITBTP. n° 223-224)
7 Calcul pratique des reservoirs en zone sismique (V.Davidovici et A. Haddadi annales n° 409)
8 Cours pratiques de mecanique des sols (Sanglerat)
9 REGLES :
- CCBA 68
- DTU 13-1
- RPA 81
- NV 65

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDE

CHATEAU D'EAU 1500 m³

PLAN DE FERRAILLAGE
DE LA CUVE
COUPOLE DE COUVERTURE

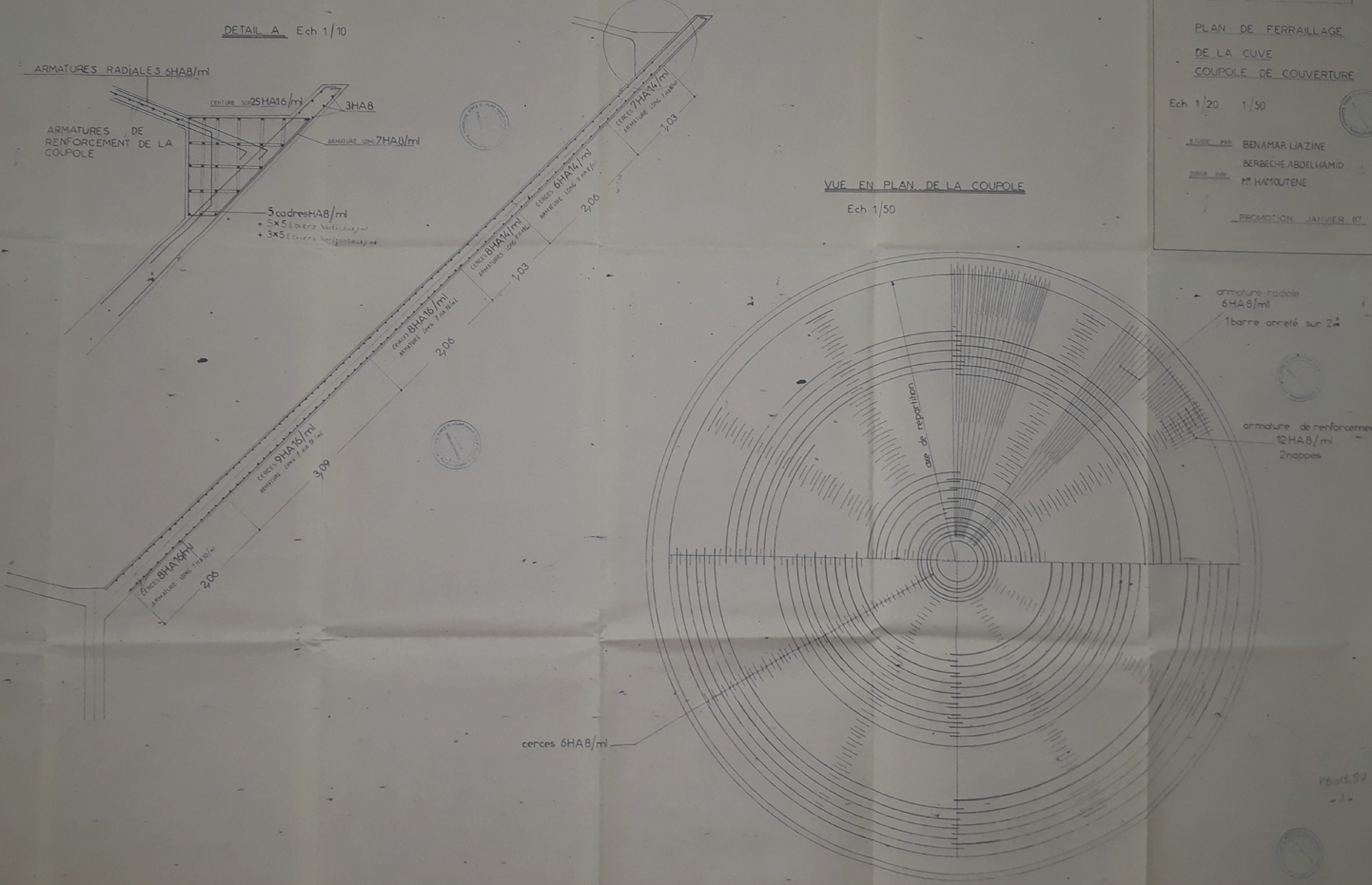
Ech 1/20 1/50

Etudié par BENAMAR LIAZINE
BERBECHE ABDELHAMID
Dirigé par Mr HAMOUTENE

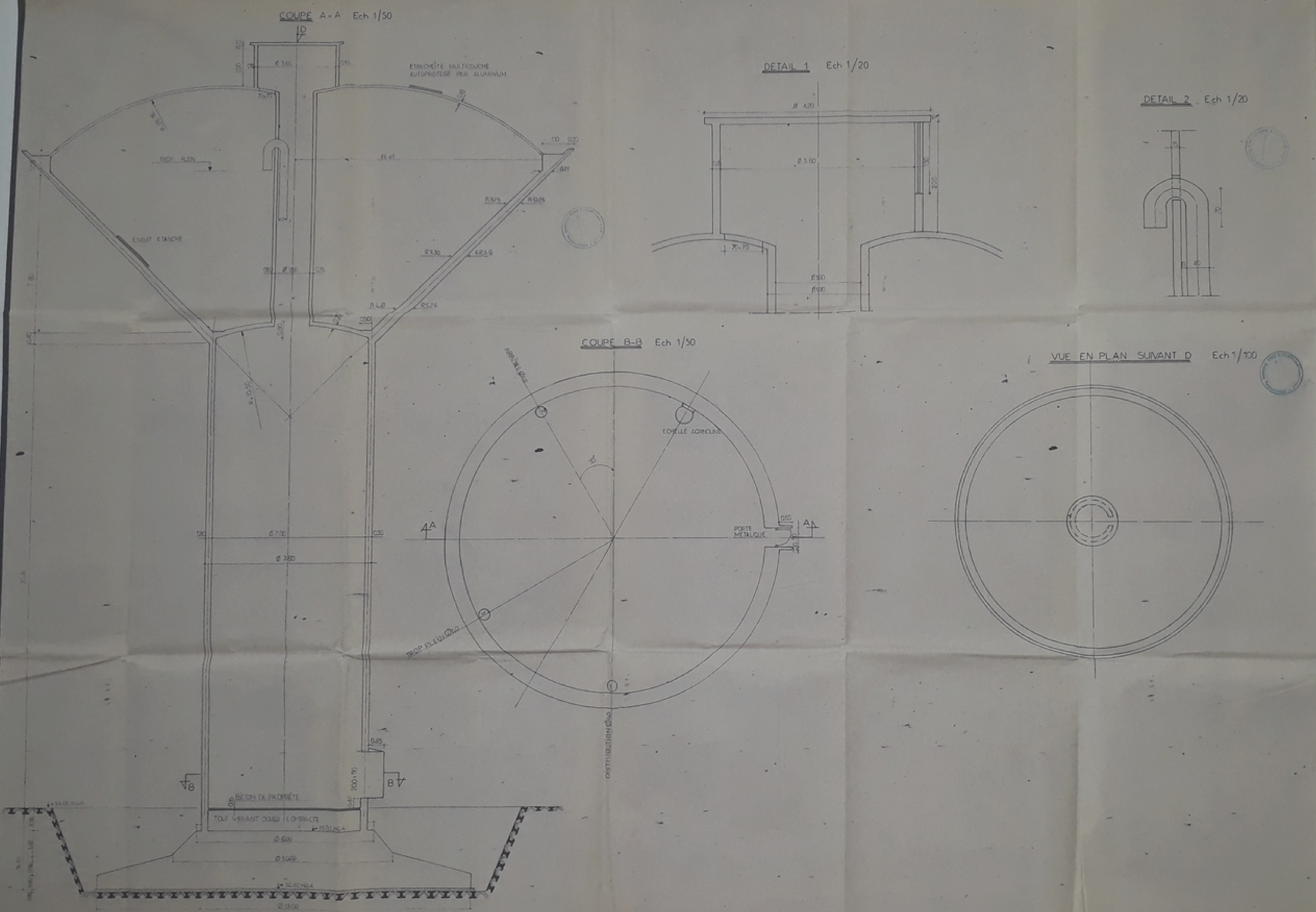
PROMOTION JANVIER 87

CUVE COUPE TYPE ECH 1/20

DETAIL A



PBO12.87
-1-



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

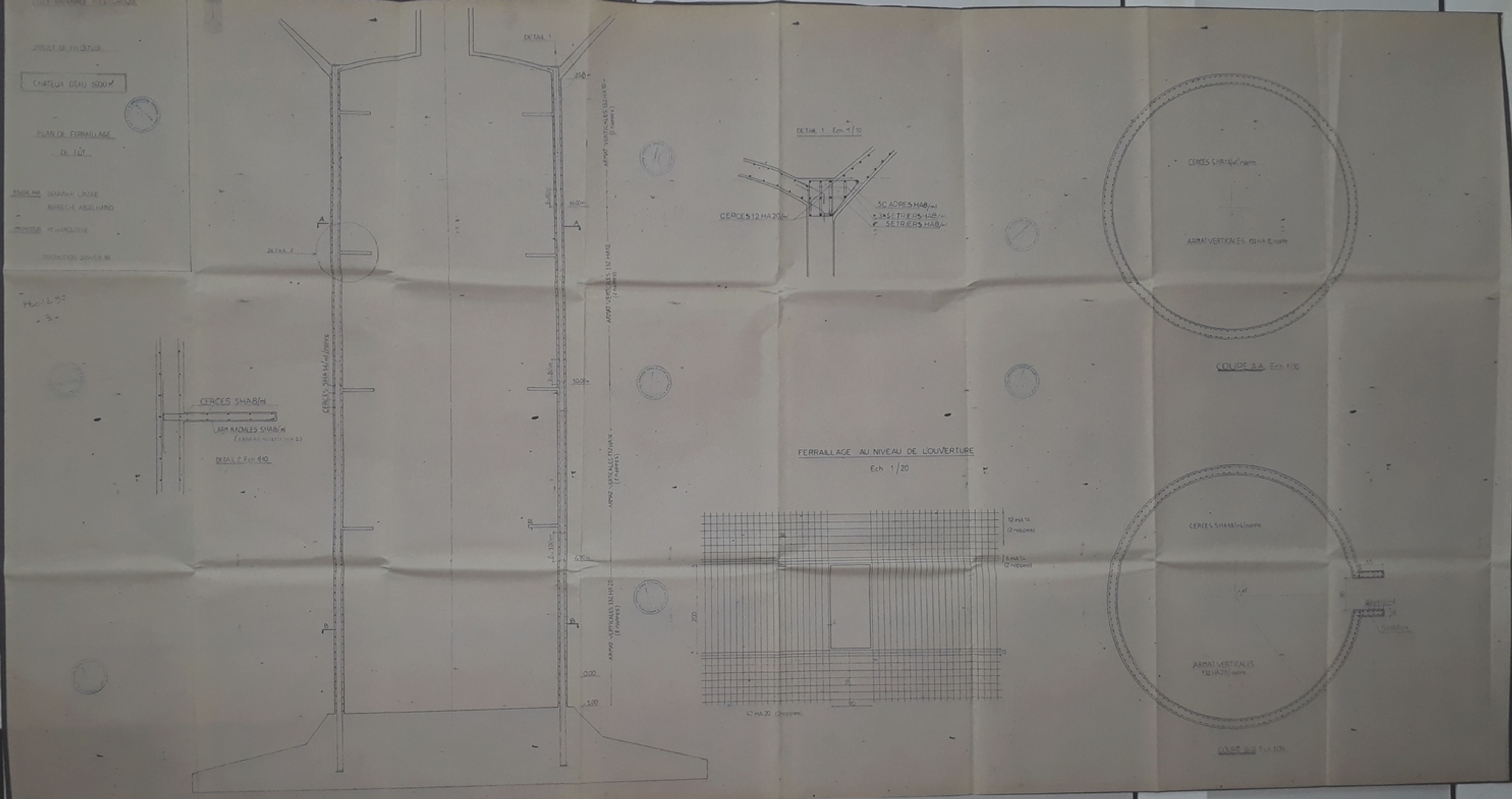
PROJET DE FIN D'ETUDE

CHATEAU D'EAU 1500 m^3
MOHAMMADIA

PLAN DE COFFRAGE

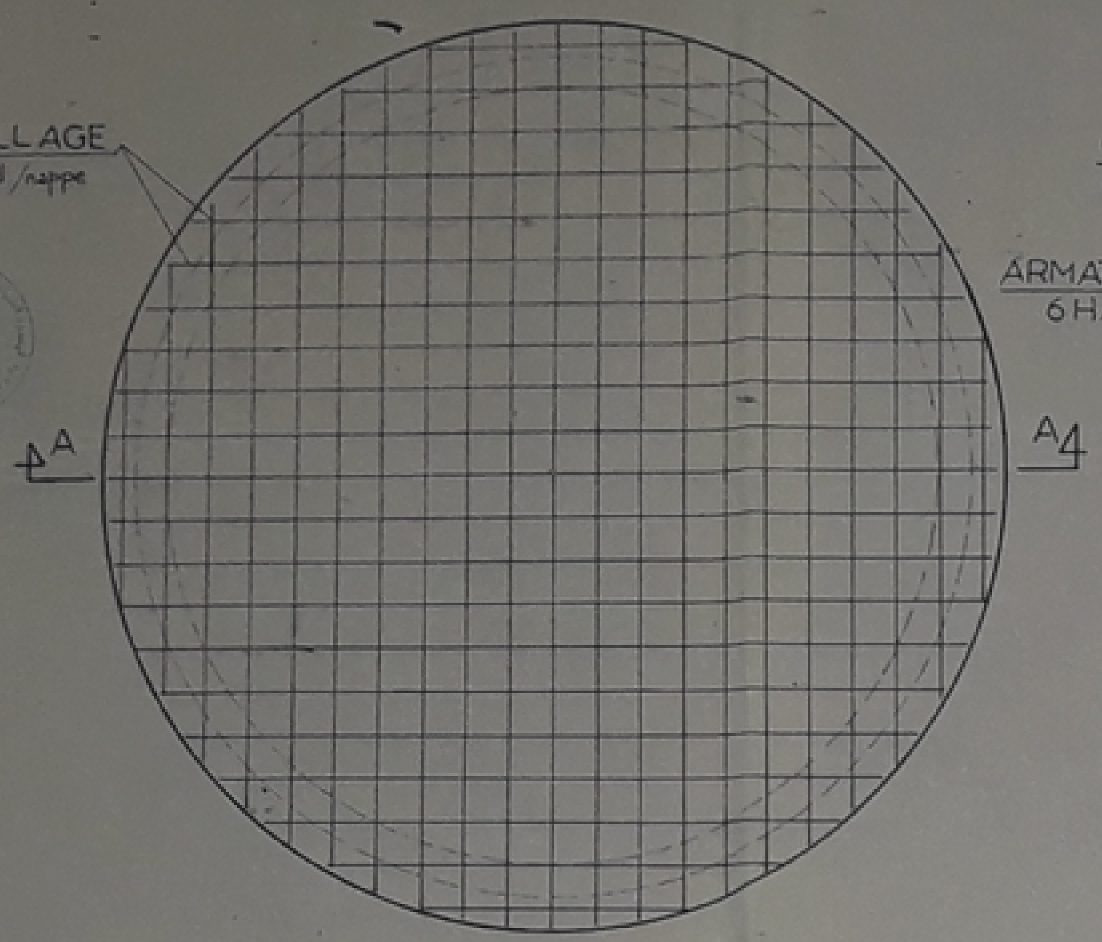
ETUDIE PAR BENAMAR LIAZID
BERBECHE ABDELHAMID
PROPOSE PAR ENRB
PROMOTEUR Mr HAMOUTENE

PROMOTION JANVIER 87

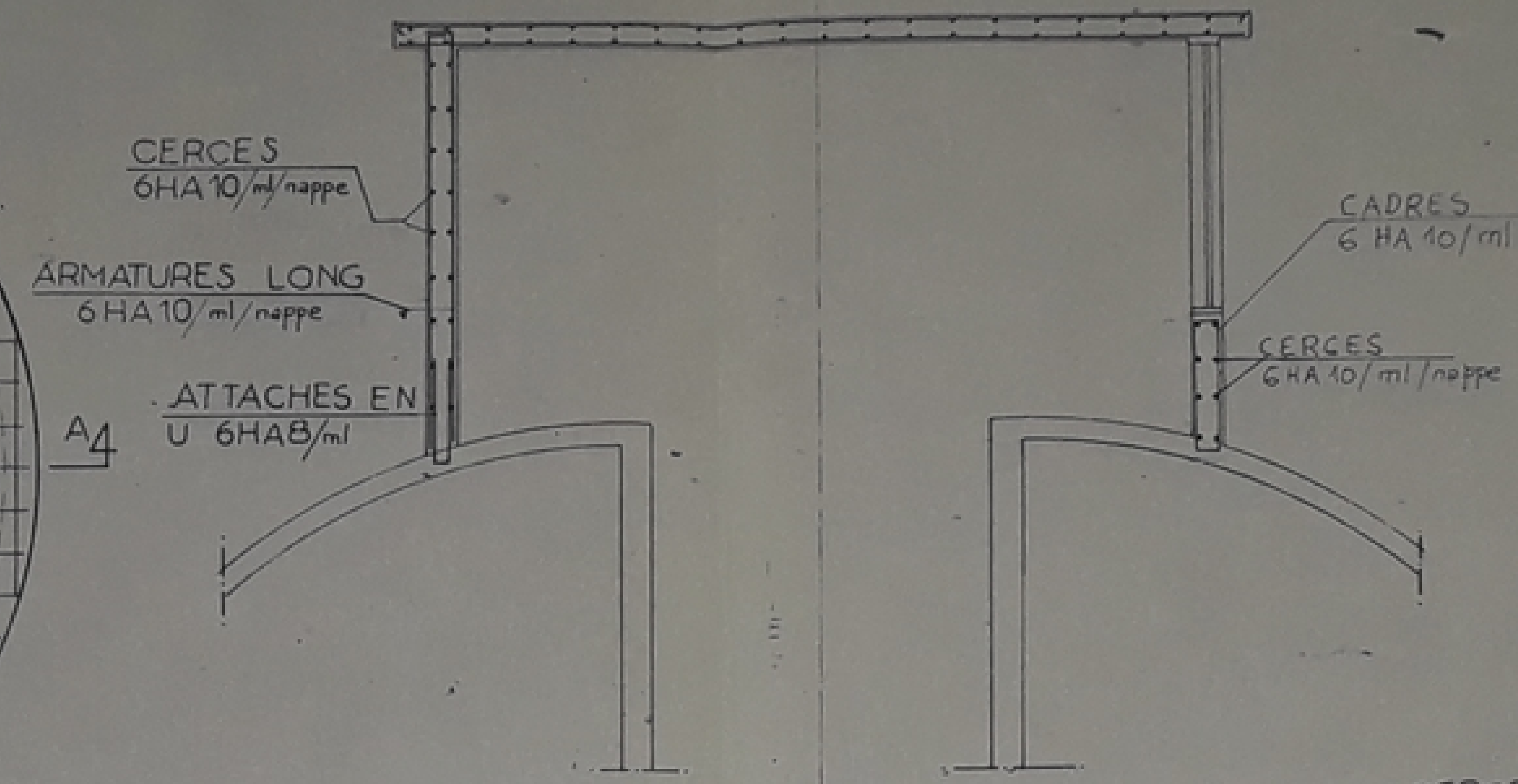


PROJET DE FIN D'ÉTUDE
CHATEUA D'EAU 1500 M³
PLAN DE FERRAILLAGE
DU FÛT
ÉTUDIÉ PAR DEHAMAR LAKHE
BERBECHE ABDELHAMID
PROMOTION JANVIER 89
DETAIL 1
DETAIL 2
CERCES 5HA8/ml
ARM RADIALES 5HA8/ml
DETAIL 2 Ech 1/10
DETAIL 1 Ech 1/10
5CADRES HA8/ml
3xSETRIERS HA8/ml
SETRIERS HA8/ml
CERCES 12 HA20/ml
FERRAILLAGE AU NIVEAU DE L'OUVERTURE
Ech 1/20
12 HA 14
(2 nappes)
6 HA14
(2 nappes)
67 HA 20 (2 nappes)
CERCES 5HA14/ml/nappe
ARMAT VERTICALES 132 HA 12/nappe
COUPE A.A Ech 1/30
ARMAT VERTICALES
132 HA20/nappe
COUPE B.B Ech 1/30

DALLE DE LANTERNEAU

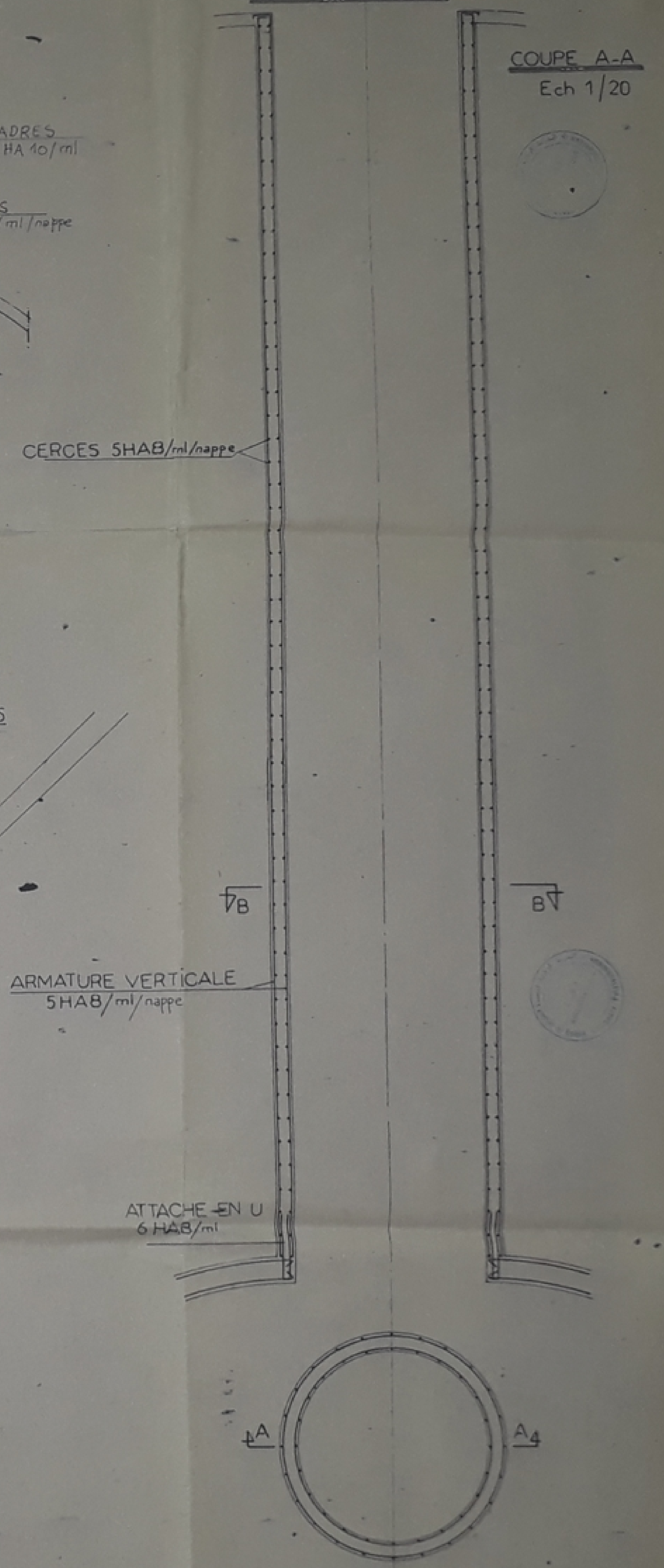


VUE EN PLAN Ech 1/20



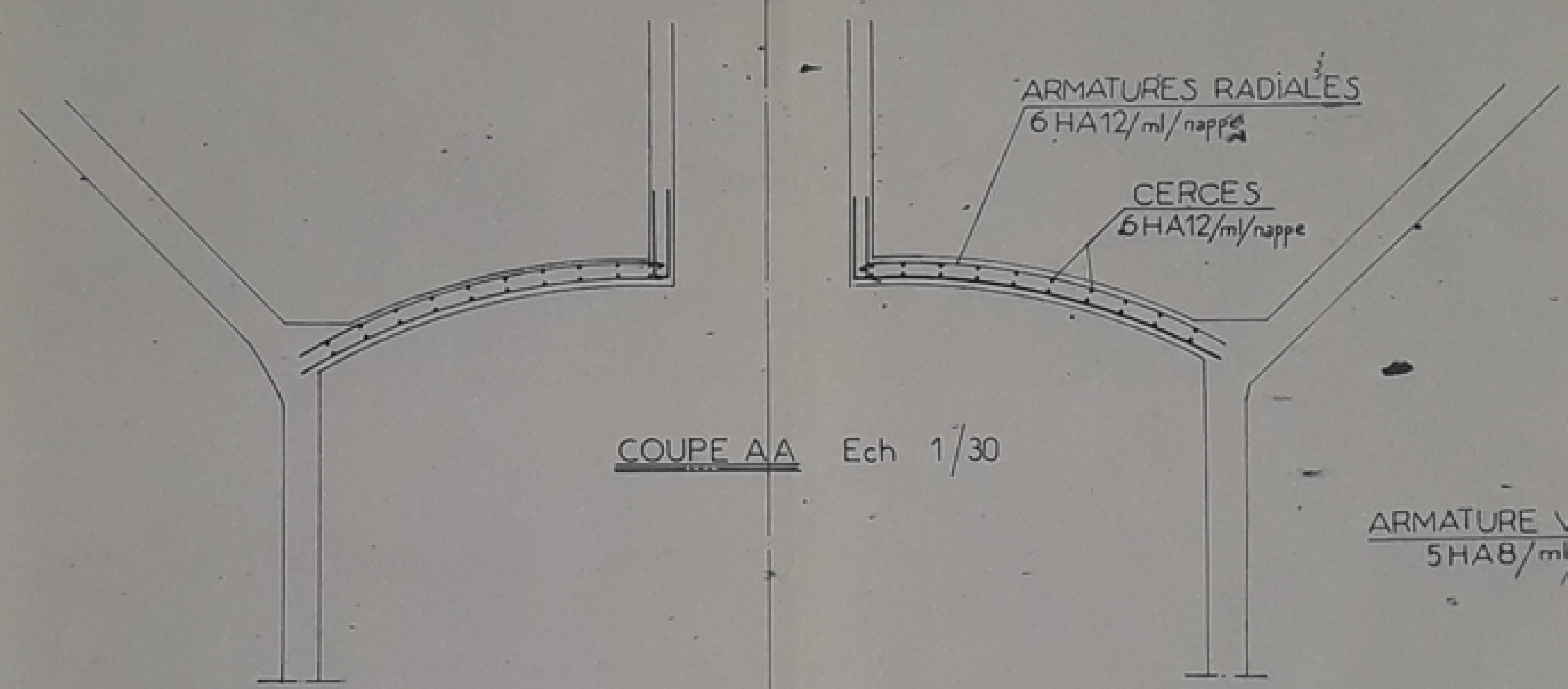
COUPE A-A Ech 1/20

CHEMINEE D'ACCES

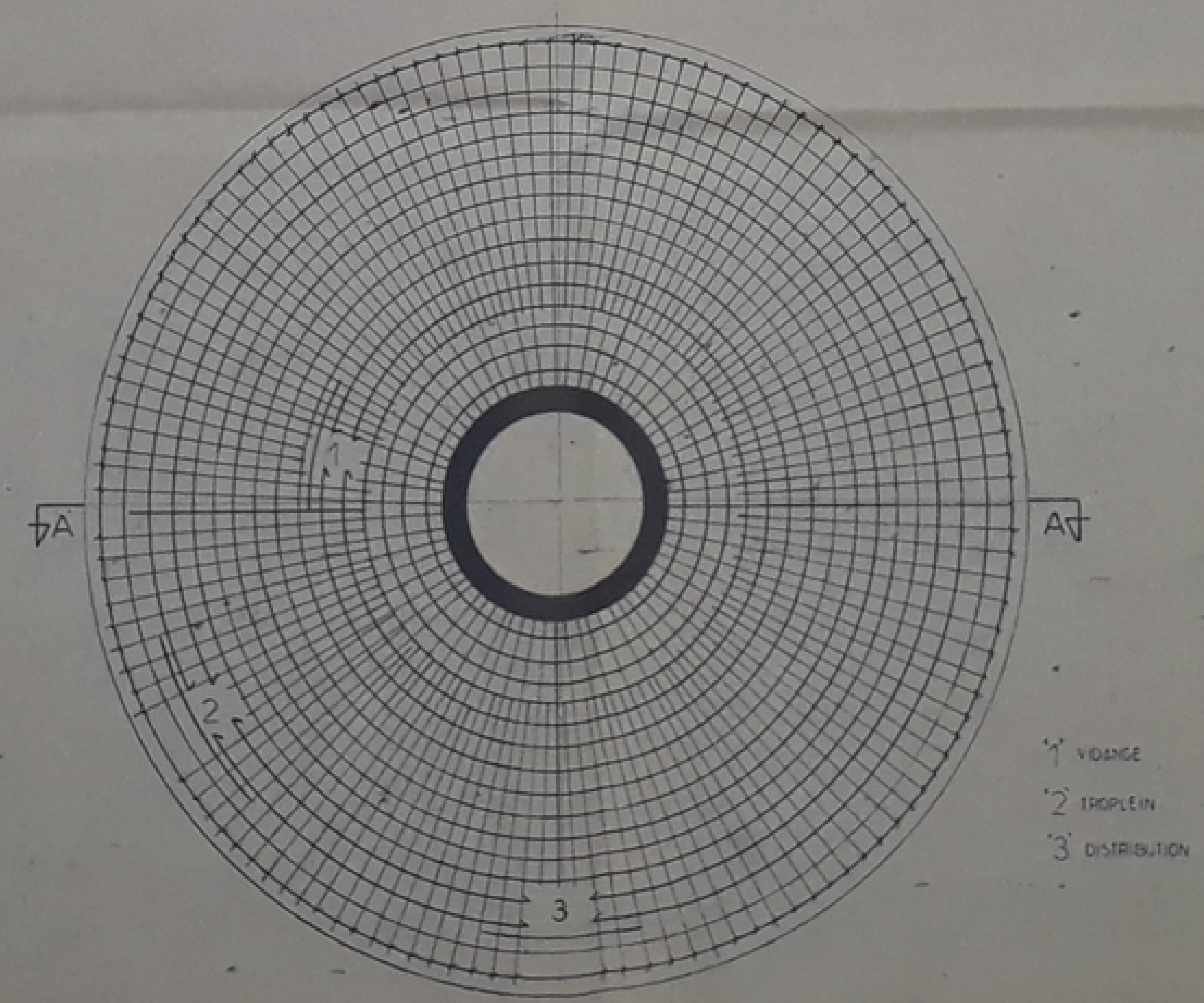


COUPE B-B Ech 1/20

DALLE DE FOND



COUPE AA Ech 1/30



VUE EN PLAN

-4-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU 1500 M^3

PLAN DE FERRAIGE DE LA
-DALLE DE FOND-
-CHEMINEE D'ACCES-
-DALLE DE LANTERNEAU-

Ech 1/20 1/30

ETUDIE PAR BENAMAR LIAZINE
BERBECHE ABDELHAMID
DIRIGE PAR Mr HAMOUTENE

PROMOTION JANVIER 87