

18/87

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

10x

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU

500 M³

Proposé par :

E. N. H. P. C.

Etudié par :

GOUAL M. S.
KAFI Y.

Dirigé par :

Mme. GUIGOVA

Promotion Janvier 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU

500 M³

Proposé par :

E. N. H. P. C.

Etudié par :

GOUAL M. S.
KAFI Y.

Dirigé par :

Mme. GUIGOVA

Promotion Janvier 1987

« Remerciements »

- Nous tenons à remercier vivement notre promotrice : Madame GUTGOVA pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés tout le long de notre travail.
- Nos remerciements vont également à Monsieur DUSSALAH, Directeur général de L'ENH.P.C
- Nous exprimons notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

GOUAL M^{ed} SAYEH

KAFI youcef.

* Dédicaces *

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance à ma mère, pour ses sacrifices consentis à mon égard à mon père, pour son soutien moral et matériel, et ses encouragements tout le long de mes études.

A mes frères et sœurs, à tous les membres de ma famille, et à tous mes amis et frères croyants.

محمد السايح قوال

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère et mon père en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard et pour leur soutien moral et matériel et leurs encouragements tout le long de mes études

A ma sœur.

A mes nièces (FOUZIA et ASSIA)

A mes grand parents

A toute ma famille.

A tous mes amis

A tous ceux qui croient en "Allah" l'unique et miséricordieux.

youcef . Kafi

Sommaire

<u>Chapitre</u>	<u>Page</u>
1. INTRODUCTION - - - - -	1
2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX - - - - -	3
3. AVANT METRÉ - - - - -	6
4. CALCUL DES ELEMENTS DE LA CUVE - - - - -	9
5. DETERMINATION DE LA PERIODE PROPRE - - - - -	26
6. DE VIBRATION	
6. ETUDE AU VENT - - - - -	30
7. ETUDE AU SEISME - - - - -	37
8. ETUDE DE L'EFFET HYDRODYNAMIQUE - - - - -	40
9. CALCUL DE LA TOUR - - - - -	45
10. CALCUL DE LA FONDATION - - - - -	64

chapitre ; 1

introduction

Présentation de l'ouvrage :

- Le projet qui nous à été proposé par l'E.N.H.P.C consiste à étudier et à calculer un château d'eau implanté dans une zone de moyenne sismicité (classée en Zone II par le R.P.A 81)

• Caractéristiques de notre château d'eau :

- ① - Capacité de la cuve : 500 m^3 .
- ② - Hauteur totale (comptée à partir du sol) = 23,40 m.
- ③ - Forme géométrique : cuve tronconique sur tour cylindrique
- ④ - Matériau utilisé : Béton armé.
- ⑤ - Taux de travail du sol de fondation. = 3 bars.

Importance du château d'eau :

- En raison de son emplacement le château d'eau est une construction qui se distingue dans le paysage.

Une telle construction devant être absolument une "œuvre d'art", le souci esthétique doit être primordial, donc il est nécessaire de conserver une forme acceptable, mais dans les meilleures conditions économiques.

Rôle du château d'eau :

• Les châteaux d'eau remplissent les fonctions de régulation et d'emmagasinage dans les réseaux d'alimentation en eau potable.

- La cuve doit contenir une réserve d'eau suffisante pour faire face aux besoins instantanés des différents services
- La vidange instantanée doit être prévue en cas d'avarie grave.

Exigences techniques :

- Un bon château d'eau doit satisfaire

Certaines exigences -

① - Résistance :

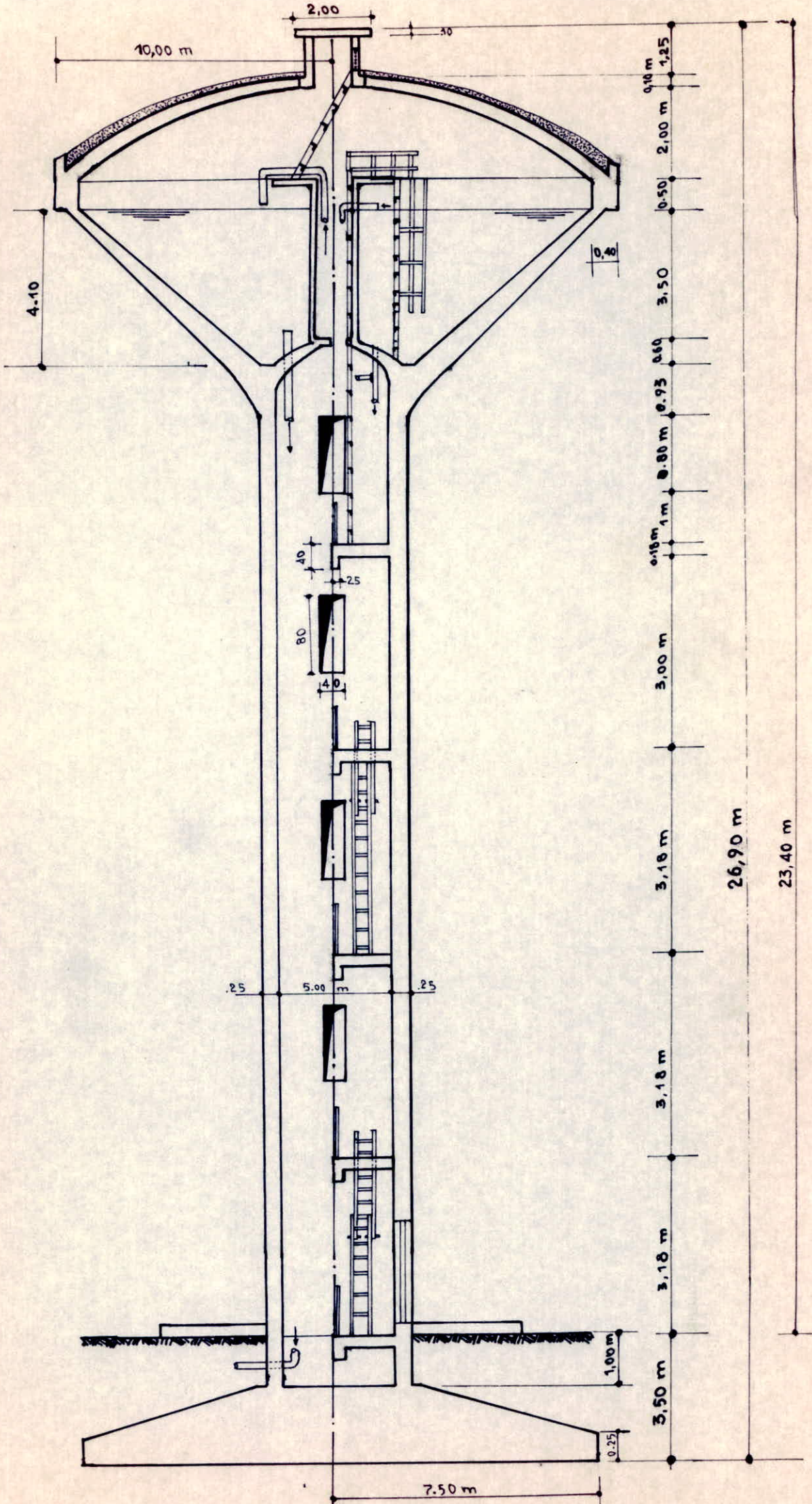
- La cuve et la tour doivent dans toutes leurs parties équilibrer les efforts auxquels elles sont soumises

② - Durabilité :

- Le réservoir doit durer dans le temps ; i.e le matériau dont il est constitué (béton) doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir, cette exigence nous pose la condition de procéder avec soin au parement intérieur du réservoir qui ne doit pas altérer les qualités du liquide (eau).

③ - Étanchéité :

• on doit concevoir un réservoir qui contient un volume clos de liquide sans fuite. il doit être donc étanche i.e non fissuré, ou fissuré dans des limites admissibles



chapitre ; 2

CARACTERISTIQUES

des

MATERIAUX

1* Béton:

- La nécessité d'obtenir dans la masse même du béton une étanchéité, exige un béton dosé à 400 kg/m^3 en ciment CPA 325. Contrôle atténué.

donc : $\sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$; $\sigma_{28} = 25 \text{ bars}$ (selon CCBA68)

* Contraintes admissibles:

①. Compression: Selon CCBA68 Art. 9.4

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$$

- $\alpha = 1$... ciment de classe CPA 325.
- $\beta = \frac{5}{6}$... contrôle atténué
- $\gamma = 1$... $h_m \geq 4C_g$

. Soll- 1^{er} genre : $\delta = \begin{cases} 0,30 & \dots \dots \dots \text{compression simple} \\ 0,60 & \dots \dots \text{flexion simple + flexion comp avec traction} \\ 0,3 \left(1 + \frac{\epsilon_0}{3\epsilon_1}\right) & \dots \text{flexion Composée avec compression.} \end{cases}$

. Pour les sollicitations du 2^{ème} genre les valeurs de δ seront majorées de 50%.

• ϵ ... dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section.

. pour notre cas on prend : $\epsilon = 1$.

alors :

• Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 75 \text{ bars} \approx 75 \text{ Kg/cm}^2$ } sous SP_1
• flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 150 \text{ Kg/cm}^2$ }

• Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 75 = 112,5 \text{ Kg/cm}^2$ } sous SP_2
• flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 150 = 225 \text{ Kg/cm}^2$ }

②. Traction: Art 9.5 CCBA 68

- La contrainte de traction de référence est:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$$

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

donc : $\bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ bars} \approx 6,25 \text{ Kg/cm}^2$.

* Le cahier des charges applicable à la construction des cuves et réservoirs en B.A prévoit une contrainte de traction

$$\bar{\sigma}_b = \theta \sigma_{28}$$

avec: $\sigma_{28} \leq 22 \text{ kg/cm}^2$ Limite de rupture en traction à 28 jours

θ = un coefficient ≥ 1 qui a pour valeurs:

$$\theta = \begin{cases} 1 & \dots \text{ traction simple} \\ 1 + \frac{2e_0}{3h} & \dots \text{ En flexion composée } (e_0 = \text{excentricité} \cdot h = \text{épaisseur}) \\ \frac{5}{3} & \dots \text{ En flexion simple} \end{cases}$$

on se limitera à $\sigma_{28} = 22 \text{ bars} \approx 22 \text{ kg/cm}^2$.

③ - Cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \dots \text{ pour } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}) \bar{\sigma}_b \dots \text{ pour } \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

2* Aciers:

• On utilise deux types d'aciers:

1). Aciers à haute adhérence: ... Fe E 40 A.

$$\sigma'_{en} = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

$$\sigma'_{en} = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

2). Aciers doux (Ronds lisses): ... Fe E 24.

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \forall \phi$$

* Contraintes admissibles: (Art 10-4 CCBA 68)

①. Compression:

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en}$$

②. Traction:

$$\bar{\sigma}_a \leq \min [\bar{\sigma}'_{a1}; \max(\sigma_1; \sigma_2)].$$

avec:

$$\bullet \bar{\sigma}'_{a1} = \gamma_a \sigma_{en} \quad \text{où: } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_a = \frac{2}{3} \dots \text{ Soll 1}^{\text{er}} \text{ Genre.} \\ \gamma_a = 1 \dots \text{ Soll 2}^{\text{em}} \text{ Genre.} \end{array} \right.$$

$$\bullet \sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f}$$

$$\bullet \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b}$$

} voir Art: 49.22 CCBA 68

* Paroi du Reservoir:

- Les parois du reservoir étant en contact permanent avec l'eau, donc la fissuration sera très préjudiciable; ($k = 0,5 \cdot 10^6$) et les contraintes de fissuration systématique et accidentelles seront majorées de 300η (Art 49.23 CCBA 68).

③. Adhérence: (Art 30.21 CCBA 68.)

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad (\text{contrainte adm. d'adhérence})$$

avec:

$$\psi_d = \begin{cases} 1 \dots \text{pour aciers doux.} \\ 1,5 \dots \text{pour aciers H.A.} \end{cases}$$

d'où: $\bar{\tau}_d = 8 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{aciers dx.}$

$\bar{\tau}_d = 18 \text{ Kg/cm}^2 \dots \text{aciers H.A.}$

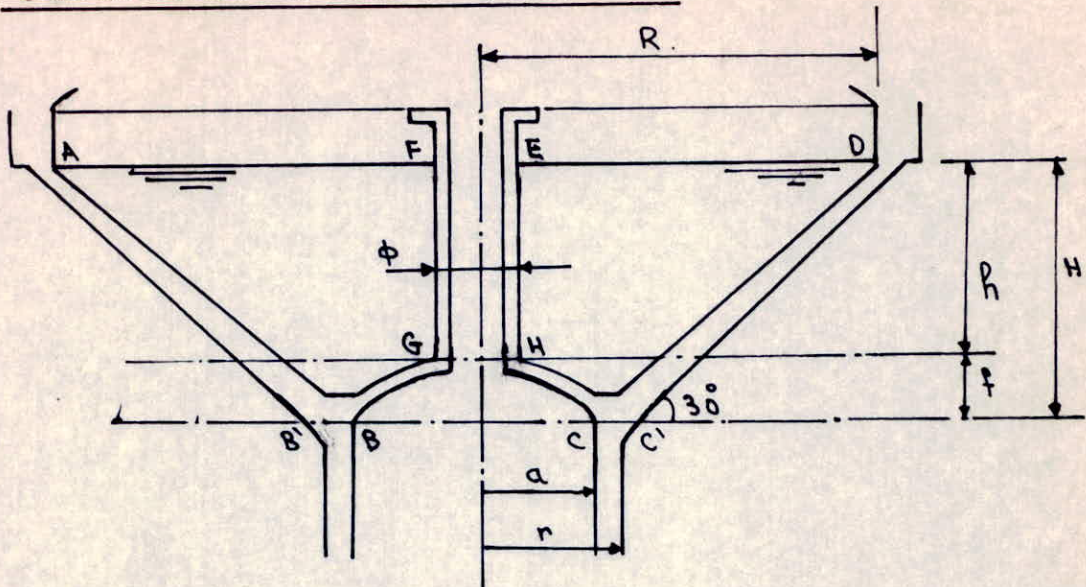
* Recouvrement des barres droites: (Art 30.52 CCBA 68)

$$l_r = l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \cdot \frac{\phi}{4} \approx \begin{cases} 50 \phi \text{ pour les aciers dx.} \\ 40 \phi \text{ pour les aciers H.A.} \end{cases}$$

chapitre;3

AVANT METRE

I. Determination du volume d'eau utile :



- Dimensions de la cuve :

$$H = 4,10 \text{ m} ; \quad R = 9,60 \text{ m} ; \quad a = 2,50 \text{ m} ; \quad \phi = 2,40 \text{ m}.$$

$$h = 3,77 \text{ m} ; \quad r = 2,75 \text{ m} ; \quad f = 0,33 \text{ m}$$

- volume utile : $V_u = V_{ABCD} - V_{B'GHC'} - V_{EFGH}$

- volume du tronc de cône ABCD :

$$V_{ABCD} = \frac{\pi H}{3} [R^2 + a^2 + Ra] = 525,568 \text{ m}^3.$$

- volume de la calotte sphérique B'GHC' :

$$V_{B'GHC'} = \frac{\pi}{3} f^2 (3r - f) = 0,903 \text{ m}^3.$$

- volume de la cheminée EFGH :

$$V_{EFGH} = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot h = 17,055 \text{ m}^3$$

d'où :

$$V_u = 507,61 \text{ m}^3. \Rightarrow P_{\text{eau}} = V_u \cdot \rho_e = 507,61 \text{ t}.$$

II. Descente de charge :

- La masse volumique du béton armé est : $\rho_b \cong 2,50 \text{ t/m}^3$.

II-1). Poids du Lanterneau :

- Poids de la dalle de couverture :

$$P_1 = \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot e \cdot \rho_b = 0,785 \text{ t}.$$

- étanchéité + enduit ... $0,05 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0,157 \text{ t}.$

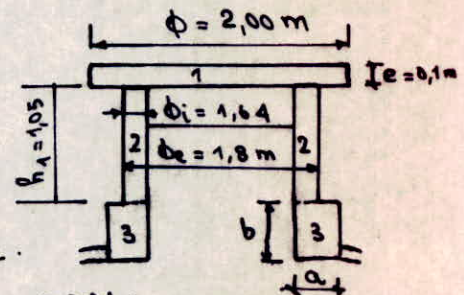
- surcharge d'exploitation : $1,2 \cdot 100 = 0,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0,377 \text{ t}.$

- Poids du support :

$$P_2 = \frac{\pi}{4} (\phi_e^2 - \phi_i^2) \cdot h_1 \cdot \rho_b = 2,96 \text{ t}.$$

- Poids de la ceinture basse : $\phi_{\text{moy}} = 1,84 \text{ m}.$

$$P_3 = \pi \phi_{\text{moy}} \cdot a \cdot b \cdot \rho_b = 0,867 \text{ t} \quad (a = 0,20 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m}).$$



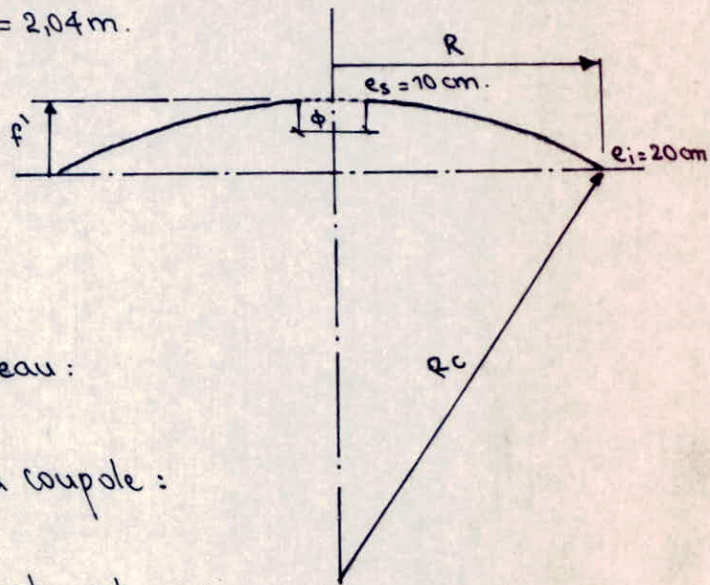
* alors le poids du Lanterneau = 4,612 t.

II-2). Poids de la coupole supérieure :

$f' = 2,00 \text{ m} ; R = 9,80 \text{ m} ; \phi = 2,04 \text{ m}.$

d'où :

$$R_c = \frac{R^2 + f'^2}{2f'} = 25,01 \text{ m}.$$



- La surface de la coupole :

$$S'_c = 2\pi R_c f' = 312,45 \text{ m}^2.$$

- La surface du trou du Lanterneau :

$$S_t = \frac{\pi \phi^2}{4} = 3,268 \text{ m}^2.$$

d'où : la surface occupée par la coupole :

$$S_c = S'_c - S_t = 309,182 \text{ m}^2.$$

- L'épaisseur moyenne de la coupole est :

$$e_m = \frac{e_i + e_s}{2} = \frac{20 + 10}{2} = 15 \text{ cm}$$

• poids de la coupole :

$$P_c = S_c \cdot e_m \cdot \rho_b = 115,943 \text{ t}.$$

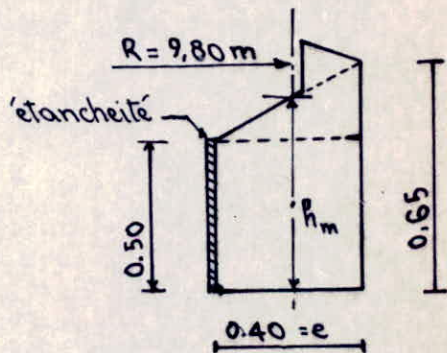
• étanchéité multicouche ... $(0,050 \text{ t/m}^2) \cdot S_c \rightarrow 15,459 \text{ t}.$

• surcharge d'exploitation ... $(1,2 \cdot 0,100 \text{ t/m}^2) \cdot S_c \rightarrow 37,102 \text{ t}.$

II-3) Poids de la ceinture supérieure :

• $P = 2\pi R \cdot e \cdot h_m \cdot \rho_b = 35,406 \text{ t}$

• étanchéité ... $0,050 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1,508 \text{ t}$



II-4). Poids de la cheminée :

$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

• $P_1 = \frac{\pi}{4} [\phi_e^2 - \phi_i^2] \cdot e \cdot \rho_b = 3,204 \text{ t}.$

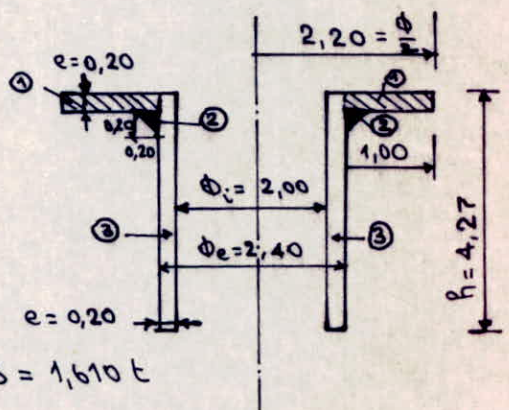
• $P_2 = \pi (\phi_e + \frac{e}{3}) \cdot \frac{1}{2} \cdot e \cdot \rho_b = 0,388 \text{ t}.$

• $P_3 = \frac{\pi}{4} (\phi_e^2 - \phi_i^2) \cdot h \cdot \rho_b = 14,756 \text{ t}$

d'où :

$$P = 18,350 \text{ t}$$

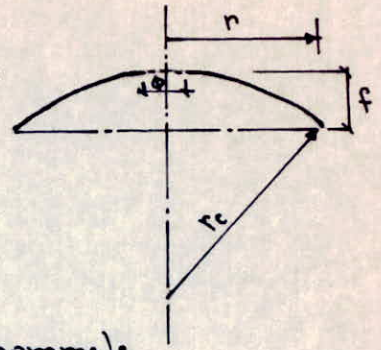
• étanchéité ... $0,050 \text{ t/m}^2 \rightarrow \pi \phi_e h \cdot 0,05 = 1,610 \text{ t}$



II-5). Poids de la coupole de fond :

$f = 0,60 \text{ m} ; r = 2,75 \text{ m} ; \phi = 0,80 \text{ m}$

d'où : $r_c = \frac{r^2 + f^2}{2f} = 6,60 \text{ m}$



- surface de la coupole :

$S'_c = 2\pi \cdot r_c \cdot f = 24,093 \text{ m}^2$

- surface du trou de la cheminée (trou d'homme) :

$S_t = \frac{\pi \phi^2}{4} = 0,502 \text{ m}^2$

- La surface de la coupole sans le trou :

$S_c = S'_c - S_t = 23,591 \text{ m}^2$

alors le poids de la coupole est :

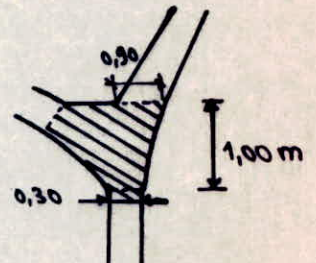
• $P_c = S_c \cdot e_m \cdot \rho_b = 17,693 \text{ t}$ avec ($e_m = 0,30 \text{ m}$)

• étanchéité .. ($0,050 \text{ t/m}^2$) $\cdot S_c \rightarrow 1,180 \text{ t}$

II-6). Poids de la ceinture basse :

volume $\approx 10,00 \text{ m}^3$

d'où : $P = 25,00 \text{ t}$



II-7). Poids de la parois de la cuve :

$P = (V_e - V_i) \cdot \rho_b$

$V_e = \frac{\pi}{3} (10^2 + 3,40^2 + 10 \cdot 3,40) \cdot 3,80 = 579,23 \text{ m}^3$

$V_i = \frac{\pi}{3} (9,80^2 + 2,50^2 + 9,80 \cdot 2,50) \cdot 3,80 = 504,54 \text{ m}^3$

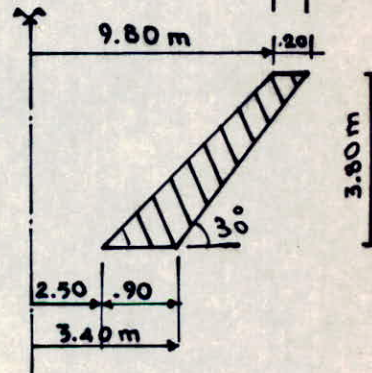
d'où : $P = 186,72 \text{ t}$

- étanchéité $0,050 \text{ t/m}^2$
 - isolation thermique ... $0,095 \text{ t/m}^2$
- } $0,145 \text{ t/m}^2$

aire intérieure de la cuve :

$S = \pi (19,60 + 5,00) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3,80}{\sin 30} = 293,68 \text{ m}^2$

soit un poids = $0,145 \cdot 293,68 = 42,6 \text{ t}$



II-8). Poids de la tour :

• $P_t = \frac{\pi}{4} (5,5^2 - 5,0^2) \cdot 15,54 \cdot 2,5 = 160,2 \text{ t}$

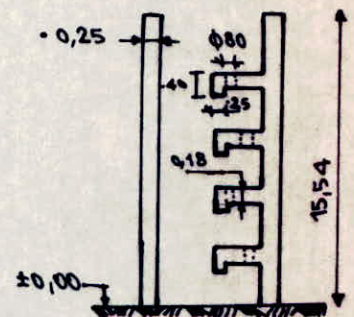
II-9). Poids des paliers de repos :

$P_p = 4 \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 5,0^2 - \frac{\pi}{4} \cdot 0,80^2 \right] \cdot 0,18 \cdot 2,5 = 16,76 \text{ t}$

* Poids total :

• cuve vide : (BeA + etanch + isol. therm.) = $607,80 \text{ t}$

• cuve pleine : (" " " + eau) = $1115,404 \text{ t}$



Chapitre ; 4

CALCUL DES ELEMENTS

DE.

LA CUVE

I7. calcul du Lanterneau :

I-1) Dalle de couverture :

$$a = 0,86 \text{ m} ; b = 1,00 \text{ m} ; e = 0,10 \text{ m}$$

• cette dalle se calcule comme une plaque circulaire simplement appuyée,

• Les moments sont donnés par les formules de "BARES"

• Détermination de la charge "q" :

* poids propre ... $2,5 \cdot 0,10 = 0,25 \text{ t/m}^2$.

* étanchéité $= 0,05 \text{ t/m}^2$.

* surcharge d'exp ... $1,2 P = 0,12 \text{ t/m}^2$.

* surcharge climat (neige) $= 0,025 \text{ t/m}^2$

• combinaison des sollicitations :

$$(S_1) = G + 1,2 P = 0,42 \text{ t/m}^2$$

$$(S'_1) = G + P + V = 0,425 \text{ t/m}^2$$

donc le calcul sera fait sous (S'_1) .

$$q = 0,425 \text{ t/m}^2$$

• formules donnant M_r , M_φ , T_r :

avec: M_r = moment radial. T_r = effort tranchant.

M_φ = moment tangentiel.

* 1^{er} cas: ($r \leq a$):

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

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

$$T_r = -\frac{1}{2} q \cdot a \cdot \beta$$

* 2^{em} cas: ($r > a$):

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

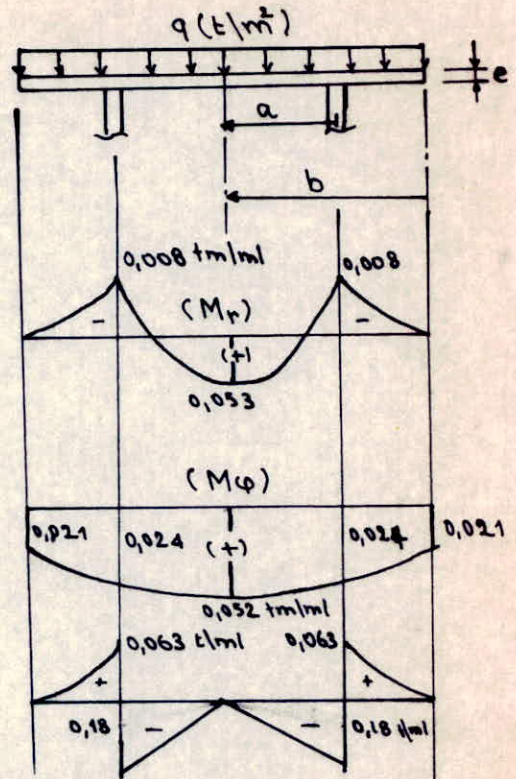
$$M_\varphi = \frac{q a^2}{16} \left\{ \left[2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta \right] - (1+3\mu)\beta^2 + 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{\beta^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta \right\}$$

$$T_r = \frac{1}{2} q a \left(\frac{\beta^2}{\beta} - \beta \right)$$

• sachant que:

$$\beta = \frac{b}{a} = 1,16 ; \beta = \frac{r}{a} ; \mu = 0,15 \text{ (coefficient de poisson pour B.A.)}$$

• Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :



r (m)	$\rho = \frac{r}{a}$	M_r (tm/ml)	M_φ (tm/ml)	T_r (t/ml)
0	0	0,053	0,052	0
0,86	1	-0,008	0,024	-0,18
1,00	1,16	0	0,021	0

* Calcul du ferrailage: (Methode de M^r PIERRECHARON)

①. Armatures radiales:

1-a). Armatures inferieures:

$$M_r = 0,053 \text{ tm/ml.}$$

$$h_t = 10 \text{ cm}, d = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$

on choisit des barres $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 10 \text{ mm}$ soit $\phi 8$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_r^2} = 0,0078 \rightarrow K = 110; \epsilon = 0,9600$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 14,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow (A'_r = 0)$$

$$A'_r = \frac{M_r}{\epsilon \bar{\sigma}_a h} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ soit } 3 \phi 8 / \text{ml.}$$

1-b). Armatures superieures:

$$M_r = 0,008 \text{ tm/ml.} \rightarrow \mu = 0,0012 \rightarrow \epsilon = 0,9839$$

$$\text{d'ou: } A'_r = 0,064 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 3 \phi 8 / \text{ml.}$$

②. Armatures tangentielle:

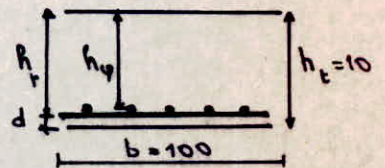
$$M_\varphi = 0,052 \text{ tm/ml.}$$

$$h_\varphi = h_t - d - \phi = 10 - 2 - 0,8 = 7,2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_\varphi}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_\varphi^2} = 0,0094 \rightarrow K = 99,5; \epsilon = 0,9563$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow (A'_\varphi = 0)$$

$$A'_\varphi = \frac{M_\varphi}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 3 \phi 8 / \text{ml.}$$



* Verification au cisaillement:

$$T_r = 0,18 \text{ t/ml.} \rightarrow \tau_b = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{T_r}{100 \cdot \frac{7}{8} h_r} = 0,26 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 21,87 \text{ Kg/cm}^2$$

NB). pour des facilites de mise en oeuvre la dalle sera ferrillee par un quadrillage $\phi 8$ ($3 \phi 8 / \text{ml}$).

I-2). calcul du support de la dalle: (voile cylindrique)

- charge permanente (dalle + voile) = 1,815 t
- surcharge d'exploitation 1,2 P = 0,377 t
- étanchéité + enduit = 0,157 t

en négligeant l'effet du vent sur le voile (hauteur faible).
celui-ci ne sera soumis qu'à la compression simple.

- l'effort de compression auquel le voile est soumis est:

sous (S_1) ... $N' = 2,349 \text{ t}$... $G + 1,2 P$

sous (S'_1) ... $N' = 2,365 \text{ t}$... $G + P + V$

donc le calcul sera fait sous (S'_1) :

- La contrainte de compression dans le béton est:

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B} = \frac{N'}{\frac{\pi}{4}(D_e^2 - D_i^2)} = 0,54 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b_0} = 75 \text{ kg/cm}^2$$

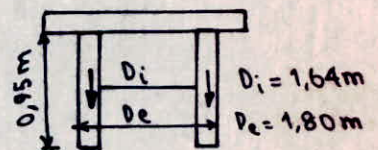
- alors le béton seul résiste à cet effort de compression.

- on adoptera un ferrailage minimal de 0,25% afin de s'opposer au retrait.

$$A' = 0,25 \cdot \frac{B}{100} = 10,80 \text{ cm}^2 \text{ soit } 22 \phi 8 \equiv 4 \phi 8 / \text{ml.}$$

- on adoptera aussi une section d'armatures constructives en cerces qui serviront à maintenir les barres longitudinales.

$$A_{\text{cerce}} = 4 \phi 8 / \text{ml.}$$



III). calcul de la coupole supérieure:

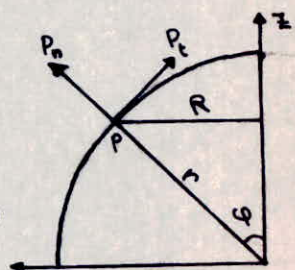
- Pour satisfaire l'équilibre de membrane, on doit satisfaire la

condition de coffrage: $\frac{l}{10} \leq f \leq \frac{l}{6}$

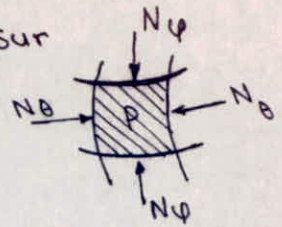
avec: $l = 2R = 19,60 \text{ m}$ et $f = 2,00 \text{ m}$ la condition est vérifiée.

* on calculera notre coupole d'après la théorie de l'équilibre de membrane exposée dans "théorie des plaques et coques" de Monsieur: TIMOSHENKO et "cours des voiles minces" de (A. COIN)

• En chaque point (P) d'une parabolé agissant une pression (P_n) normale à la surface, et un effort (P_t) agissant dans le plan tangent au méridien. on calcule les tensions normales N_θ et N_ϕ par unité de longueur. les cisaillements sont nuls par suite de symétrie.



- x • soit Q la résultante des charges qui agissent sur la partie de la coque située au-dessus de la parallèle passant par le point (P).



- * L'équilibre de translation verticale donne :

$$2\pi r N_\phi \sin^2 \varphi + Q = 0 \Rightarrow N_\phi = \frac{-Q}{2\pi r \sin^2 \varphi}$$

- * L'équilibre de translation de (P) suivant la normale

donne: $\frac{N_\phi}{r} + \frac{N_\theta}{r} + p_n = 0$

d'où : $N_\theta = -p_n r + \frac{Q}{2\pi r \sin^2 \varphi}$

- Remarque: N_ϕ : est toujours une compression.

N_θ : est une compression ou traction.

compression si : $0^\circ < \varphi < 52^\circ$ } pour des coupôles unif chargées
 traction si : $\varphi \geq 52^\circ$ } sans ouvertures

- charges à prendre en compte :

$R_c = 25,01 \text{ m}; R = 9,80 \text{ m}$

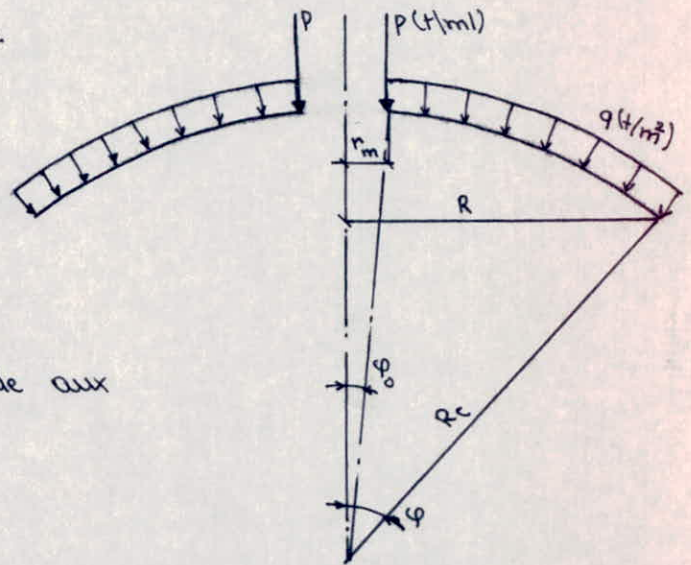
$r_m = 0,90 \text{ m}$

- charge uniformément répartie sur la surface de la coupôle :

$q = 0,55 \text{ t/m}^2$

- charge linéairement répartie due aux charges du Lanterneau :

$p = 0,54 \text{ t/ml}$



- * bord inférieur :

$\sin \varphi = \frac{R}{R_c} = 0,392 \rightarrow \cos \varphi = 0,920 \rightarrow \varphi = (23,07)^\circ$

- * bord supérieur :

$\sin \varphi_0 = \frac{r_m}{R_c} = 0,036 \rightarrow \cos \varphi_0 = 0,999 \rightarrow \varphi_0 = (2,56)^\circ$

- selon imoshenko nous avons :

$N_\phi = -R_c q \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - p \frac{\sin \varphi_0}{\sin \varphi}$ suivant les méridiens

$N_\theta = R_c q \left[\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right] + p \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$ suivant les parallèles

on calcule N_ϕ, N_θ pour les deux bords (inf et sup).

	φ	$N\varphi$ (t/ml)	$N\theta$ (t/ml)
bord sup	$\varphi = \varphi_0 = 2,56^\circ$	- 15,00	+ 1,26
bord inf	$\varphi = (23,07)^\circ$	- 7,12	- 5,46

Le signe (-) indique une compression.

• vérification des contraintes dans le béton:

a). Compression: on doit vérifier que:

$$\sigma'_b = \frac{N_{\max}}{100 \cdot e} \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \frac{15 \cdot 10^3}{100 \cdot 15} = 10 \text{ Kg/cm}^2 < 75 \text{ Kg/cm}^2.$$

b). cisaillement:

$$T = N\varphi \sin \varphi = 5,88 \text{ t/ml}$$

$$\tau_b = \frac{T}{100 \cdot z} = \frac{T}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 4,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 7,33 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{cisail. vérifié.}$$

c). traction: $N = 1,26 \text{ t/ml}$.

$$\sigma_b = \frac{N}{e \cdot 100} = 0,84 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

II-1). ferraillage de la coupole:

vu que notre coupole est une pièce comprimée, le béton seul résiste aux efforts. on prévoit donc, un ferraillage minimal de (0,3% de la section résistante du béton) afin de s'opposer aux effets de retrait et de température.

* suivant les méridiens:

$$A_\varphi = \frac{0,3}{100} \cdot e \cdot b = 0,3 \cdot e = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } (10 \phi 8/\text{ml.})$$

* suivant les parallèles: on placera des armatures de répartition

$$A_\theta = \left(\frac{1}{2} \text{ à } \frac{1}{3}\right) A_\varphi = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } (5 \phi 8/\text{ml.})$$

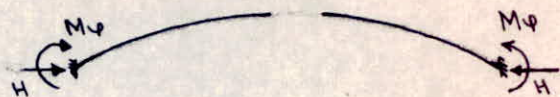
II-2) Effet de la flexion locale:

- La tendance de la coupole à s'allonger est empêchée par la ceinture encastree à celle-ci, alors on observe la naissance d'une flexion locale au bord inférieur de la coupole.
- Ce problème a été traité par M^e Timoshenko (theorie des plaques et coques) par la methode des déplacements, en déterminant le déplacement, horizontal et la rotation du bord inférieur,

et sachant que leurs sommes sont nulles, on aura un système d'équations que sa solution nous donne :

$$M_{\varphi} = \frac{R_c}{2\lambda^2} (N_{\theta} - \mu N_{\varphi})$$

$$H = \frac{1}{\lambda \sin \varphi} (N_{\theta} - \mu N_{\varphi})$$



avec : λ un coefficient donné par la formule :

$$\lambda = \sqrt[4]{3(1-\mu^2)\left(\frac{R_c}{e_i}\right)^2}$$

μ = coefficient de poisson = 0,15

R_c = rayon de courbure de la coupole. = 25,01 m.

e_i = l'épaisseur de la partie inférieure de la coupole = 20 cm.

• tout calcul fait on aura :

$$\lambda = 20,70$$

$$M_{\varphi} = -0,13 \text{ tm/ml.} ; H = -0,54 \text{ t/ml.}$$

• cette partie (inférieure) de la coupole se calcule à la flexion composée.

• calcul à la flexion composée :

$$N_{\varphi} = 7,12 \text{ t/ml.} ; M_{\varphi} = 0,13 \text{ tm/ml.}$$

- Excentricité : $e_0 = \frac{M_{\varphi}}{N_{\varphi}} = 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm.}$

$$e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm.}$$

$e_0 < e_1 \Rightarrow$ section entièrement comprimée, on vérifie la contrainte de compression max : $(\sigma'_b)_{\max} = \frac{N_{\varphi}}{100 h_f} + \frac{M_{\varphi}}{100 h_f^2} \cdot 6 \leq \bar{\sigma}'_b \text{ (f. composée).}$

$$h_f = e_i = 20 \text{ cm.} \rightarrow (\sigma'_b)_{\max} = 5,51 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

ferrailage de la partie inférieure de la coupole :

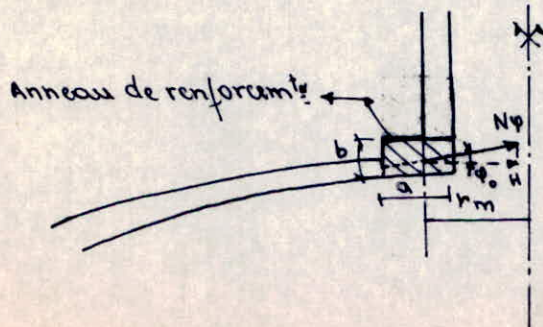
on adoptera un ferrailage minimal : un chapeau au bord inférieur

- suivant les méridiens : (0,25%) soit : $5 \phi 8 \text{ /ml.}$

- suivant les parallèles : (0,25%) soit : $5 \phi 8 \text{ /ml.}$

III-1 Calcul de l'anneau de renforcement :

i.e.l. c'est la ceinture liant la coupole au lanterneau.



$$H = N_{\varphi} \cos \varphi_0 = 14,98 \text{ t/ml.}$$

$$r_m = 0,90 \text{ m.}$$

$$a = 20 \text{ cm; } b = 30 \text{ cm.}$$

- L'anneau de renforcement est soumis à une compression due à la composante horizontale (H) de l'effort N_ψ (au bord supérieur de la coupole).

la compression dans l'anneau est:

$$C = H \cdot r_m = 13,50 \text{ t.}$$

• vérification de la contrainte de compression:

$$\sigma'_b = \frac{C}{a \cdot b} = 22,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

• sachant que l'anneau est soumis à une traction selon les parallèles due à l'effort $N_\theta = 1,26 \text{ t/ml}$ → effort de traction: $T = N_\theta \cdot \frac{\pi D_m}{2}$

$$T = 3,56 \text{ t}$$

la contrainte de traction du béton est:

$$\sigma_b = \frac{T}{2 \cdot a \cdot b} = 2,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ Kg/cm}^2$$

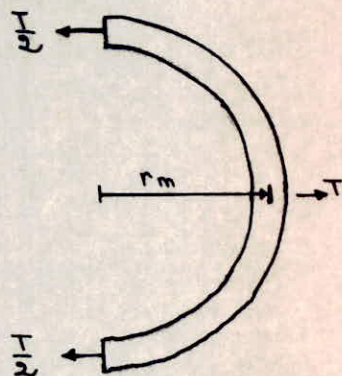
* ferrailage:

Le béton résiste seul, on met un ferrailage constructif minimal, suivant les dispositions données par "André-Coin"

$$A \geq \max [20(a \cdot b); 8(a+b)]. \quad a \text{ et } b \text{ en (m)}$$

$$\text{soit } A \geq \max(1,2; 4) \Rightarrow A = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 12$$

- on met des cadres $\phi 8$ pour maintenir les barres longitudinales.
espacées de $t = 15 \text{ cm}$.



1. Calcul de la ceinture supérieure:

- La ceinture reçoit par mètre linéaire du développement, la poussée Q_1 provenant de la coupole et la poussée Q_2 due à la hauteur d'eau

- avec:

$$Q_1 = N_\psi \cos \psi + (N_\psi \sin \psi) \cdot \cot \alpha$$

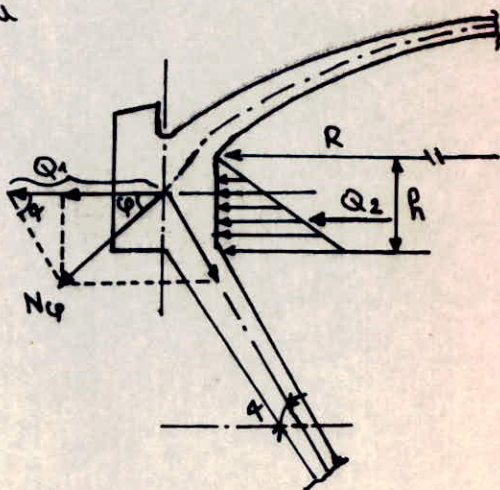
$$Q_2 = \frac{1}{2} \bar{\omega} R^2$$

soit Q l'effort résultant par mètre, cet effort provoque dans la ceinture un effort de traction $F = Q \cdot R$.

(R étant le rayon de la ceinture)

$$Q = Q_1 + Q_2$$

La ceinture sera ferrillée sous la traction F .



- calcul des efforts :

$$\cos \varphi = 0,920 \quad ; \quad N_{\varphi} = 7,12 \text{ t/ml.} \quad ; \quad \alpha = 30^{\circ} \quad ; \quad h = 60 \text{ cm.}$$

d'où : $Q_1 = 11,40 \text{ t/ml.}$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,2 (0,60)^2 = 0,216 \text{ t/ml.} \quad (\tilde{w} = 1,2 \text{ t/m}^3)$$

donc :

$$Q = 11,60 \text{ t/ml} \quad \rightarrow \quad F = QR = 111,36 \text{ t} \quad ; \quad (R = 9,60 \text{ m}).$$

La section d'armature nécessaire est :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 66,50 \text{ cm}^2 \quad (\text{avec } \bar{\sigma}_a = \sigma_2 (+300\eta) = 1675 \text{ Kg/cm}^2)$$

soit une section de : $24 \text{ T}20 = 75,39 \text{ cm}^2$.

* verification de la contrainte de traction du béton :

$$\sigma_b = \frac{F}{B + 15A} = \frac{111,36 \cdot 10^3}{4000 + 15 \cdot 75,39} = 21,70 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 22,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$B = 4000 \text{ cm}^2$ (on considère les sections des parties convergentes vers la partie centrale).

• Armatures transversales :

Les armatures longitudinales seront disposées en 4 nappes de 6 T20 ce qui nous conduit à utiliser (1 cadre + 2 étriers) pour les maintenir en place lors du bétonnage. soit une section de (4 $\Phi 8$) espacés de 20 cm.

$$(\Phi_t \geq \frac{3}{10} \Phi_e = 6 \text{ mm} \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm} ; t \leq 15 \Phi_e = 30 \text{ cm} \text{ soit } t = 20 \text{ cm})$$

II). calcul de la cheminée :

IIa). calcul de la dalle annulaire au-dessus de la cheminée :

• charge permanente :

$$G = 2,5 \cdot 0,12 = 0,3 \text{ t/m}^2$$

• surcharge :

$$P = 1,2 \cdot 0,100 = 0,12 \text{ t/m}^2$$

d'où : $q = G + P = 0,42 \text{ t/m}^2$

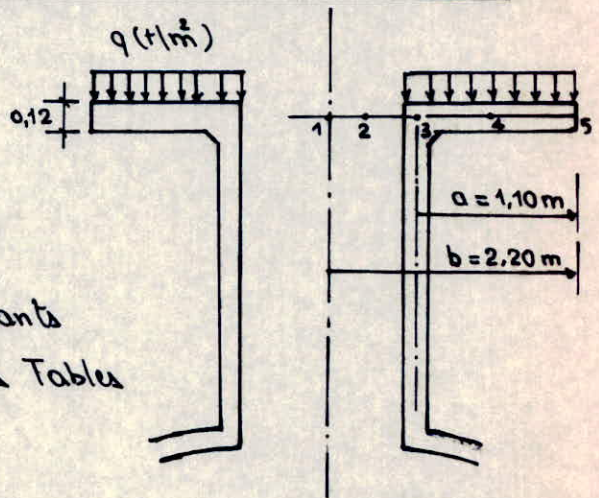
• Les moments et les efforts tranchants seront déterminés en utilisant les Tables de M^r : BARES

$$\beta = \frac{b}{a} = 2,00$$

$$M_{r_1} = M_{r_2} = M_{r_3} = M_{\varphi_1} = M_{\varphi_2} = M_{\varphi_3}$$

$$M_{r_5} = 0$$

$$T_{r_1} = T_{r_2} = T_{r_3} \text{ (à l'intérieur)} = T_{r_5} = 0$$



M_r = moment radiale

M_{φ} = moment tangentiel

T_r = effort tranchant.

Les valeurs de M_φ et M_r sont regroupées dans le tableau:

β	M_{r_1} (tm/ml)	M_{r_2} (tm/ml)	M_{φ_1} (tm/ml)	M_{φ_2} (tm/ml)	T_{r_3} (t/ml)	T_{r_4} (t/ml)
2,00	$-0,4879a^2$	$-0,0599a^2$	$-0,3359a^2$	$-0,2349a^2$	$1,59a$	$0,589a$
	-0,248	-0,030	-0,170	-0,119	0,693	0,268

on tire du tableau : $(M_\varphi)_{\max} = -0,17$ tm/ml. $(T_r)_{\max} = 0,693$ t/ml.
 $(M_r)_{\max} = -0,248$ tm/ml

• ferrailage: (Méthode de M^r: PIERRE CHARON)

A1. Armatures radiales: $M_r = 0,248$ tm/ml.

$$h_t = 12 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm} \rightarrow h_r = 10 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_a = 2369 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour des T8.}$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{b h_r^2 \bar{\sigma}_a} = 0,015 \rightarrow K = 77,0 ; \epsilon = 0,9457.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 30,77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 150 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow (A'_r = 0).$$

d'où:

$$A_r = \frac{M_r}{\epsilon h_r \bar{\sigma}_a} = 1,107 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3 \text{ T8/ml}$$

B1. Armatures tangentielles: $M_\varphi = 0,17$ tm/ml.

$$h_\varphi = h_t - d - \phi = 9,2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 M_\varphi}{b h_\varphi^2 \bar{\sigma}_a} = 0,013 \rightarrow K = 83,5 ; \epsilon = 0,9487$$

$$A_\varphi = \frac{M_\varphi}{\epsilon h_\varphi \bar{\sigma}_a} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3 \text{ T8/ml.}$$

* Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{0,693 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 0,792 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 21,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales sont utiles

II-b) calcul de la partie cylindrique :

cette partie de la cheminée est soumise à la compression due à la pression de l'eau.

$$h = 4,10 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m} ; R = 1,20 \text{ m.}$$

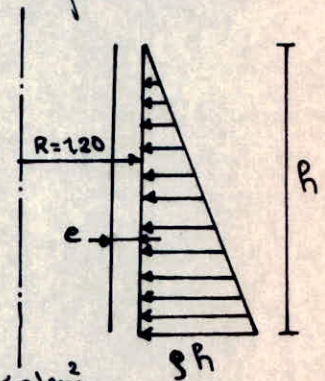
• La pression due à l'eau est:

$$P_{\max} = \tilde{\omega} h = 1,2 \cdot 4,10 = 4,92 \text{ t/m}^2.$$

L'effort de compression dans la section est:

$$N' = P_{\max} \cdot R = 5,904 \text{ t.}$$

$$\text{d'où: } \sigma'_b = \frac{N'}{100e} = 2,95 \text{ Kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 75 \text{ Kg/cm}^2.$$



dans le sens vertical. la cheminée est aussi soumise à la compression due à son poids propre ainsi que le poids et la surcharge de la dalle supérieure.

- L'effort de compression est: $N'' = 18,5 \text{ t}$

$$\sigma'_b = \frac{N''}{2\pi R_m e} = 1,34 \text{ Kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b0} = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

donc le béton seul peut reprendre ces efforts néanmoins, on adopte un ferrailage minimal afin de s'opposer au retrait et aux fissures qui peuvent se produire dans le béton;

• on adopte donc:

* Armatures en cerces: $A_c = 0,30 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \equiv 6 \text{ T12} / \text{ml}$.

* Armatures longitudinales: $A_L = A_c = 6 \text{ T12} / \text{ml}$.

III). Calcul de la paroi de la cuve:

- La paroi de la cuve a la forme

d'un tronc de cône, présentant une inclinaison $\alpha = 30^\circ$ par rapport à l'horizontal, et dont l'épaisseur est variable (25 cm en haut de la cuve et 45 cm en bas)

- Considérons un petit élément ds de rayon R , surmonté en son centre d'une hauteur d'eau h , et d'épaisseur moyenne e

- cet élément est sollicité sous son poids dP' et la pression de l'eau dP .

• La pression $dP = \bar{\omega} h \cdot ds$; ($\bar{\omega}$ poids vol de l'eau)

qui se décompose en :

$$dI = \frac{dP}{\text{tg} \alpha} = \frac{\bar{\omega} h}{\text{tg} \alpha} \cdot ds$$

$$dH = \frac{dP}{\sin \alpha} = \frac{\bar{\omega} h}{\sin \alpha} \cdot ds$$

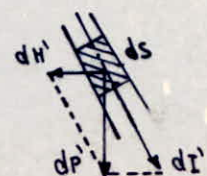
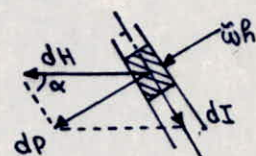
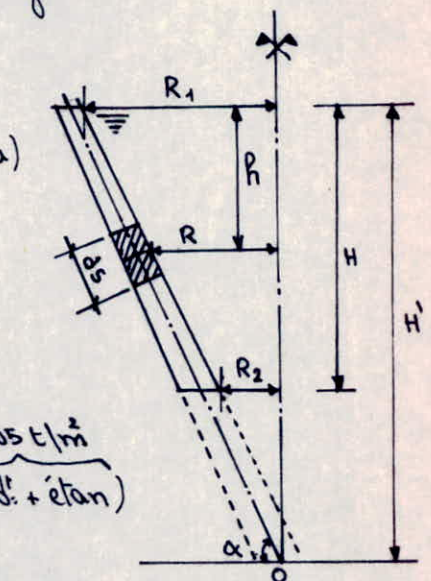
• Le poids de l'élément $dP' = (\text{poids propre} + \text{end.} + \text{étan})$

$$dP' = \rho_b \cdot e \cdot ds + 0,05 ds$$

qui se décompose en :

$$dI' = \frac{dP'}{\sin \alpha} = \frac{ds}{\sin \alpha} (\rho_b \cdot e + 0,05)$$

$$dH' = \frac{dP'}{\text{tg} \alpha} = \frac{ds}{\text{tg} \alpha} (\rho_b \cdot e + 0,05)$$



Les efforts dI et dI' sont des compressions dans la paroi, tandis que les efforts dH et dH' introduisent une composante tangente de traction.

* Cette composante est: $T = (dH + dH') \cdot R$
 $T = \left(\frac{\bar{\omega} h}{\sin \alpha} + \frac{p_b \cdot e + 0,05}{\operatorname{tg} \alpha} \right) R ds$

avec:

$$\bar{\omega} = 1,2 \text{ t/m}^3 ; \quad \alpha = 30^\circ \rightarrow \sin \alpha = 0,5 \text{ et } \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$p_b = 2,5 \text{ t/m}^3 ; \quad ds = \frac{dR}{\cos \alpha} = \frac{2}{\sqrt{3}} dR$$

on aura:

$$T = (2,4 h + 4,33 e + 0,087) \cdot R \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} dR$$

or:

$$h = H' - R \operatorname{tg} \alpha = 5,70 - \frac{R}{\sqrt{3}} \Rightarrow dh = -\frac{dR}{\sqrt{3}}$$

- En divisant notre tronc de cône en tranches de 1m chacune on a donc: $dh = 1 \text{ m} \rightarrow dR = -\sqrt{3} \text{ m}$.

d'où:

$$T = (15,9 - 1,62 R + 5 e) R dR \quad ||$$

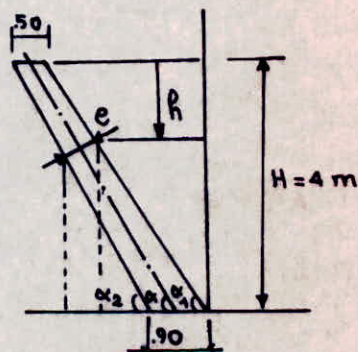
e = épaisseur moyenne de la tranche considérée.

R = rayon moyen de la tranche considérée.

dR = variation du rayon = $-\sqrt{3} dh$.

$$e = \left[\frac{4-h}{\operatorname{tg} \alpha_2} - \frac{4-h}{\operatorname{tg} \alpha_1} + 0,9 \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha_1$$

avec: $\operatorname{tg} \alpha_1 = 0,561 ; \quad \operatorname{tg} \alpha_2 = 0,595$



- * L'effort de compression est:

$$N' = (dI + dI') \cdot 2\pi R$$

soit: tout calcul fait:

$$N' = (86,79 - 8,71 R + 36,27 e) R dR \quad ||$$

à cette effort il faut ajouter le poids et les efforts de compression agissant sur les tranches supérieures.

- sachant que la 1^{ère} tranche (en haut) reçoit les efforts suivants:

poids de la (ceinture sup + acrotère + coupole) = N_0

$$N_0 = N_c + N_a + N_p ; \quad N_c = \frac{P_c}{\sin \alpha} = 108,28 \text{ t}$$

$$N_a = \frac{P_a}{\sin \alpha} = 4,48 \text{ t} ; \quad N_p = \left(\frac{N_e \cdot \sin \alpha}{\sin \alpha} \right) \cdot 2\pi R = 332,91 \text{ t} \quad (R=9,6 \text{ m})$$

d'où: $N_0 = 445,67 \text{ t}$.

- Le poids d'une tranche est donné par = $\operatorname{proj}(P_i) = N_i = \frac{P_i}{\sin \alpha} = 31,4 \text{ Re}$

donc l'effort de compression total pour une tranche est:

$$N_r = N' + \sum N_i + N_o$$

• ferrailage:

①. Armatures Transversales (Cercles):

Les efforts de Traction T seront équilibrés par des cerces qui ont pour section:

$$A_c = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$$

tout en vérifiant la contrainte de traction dans le béton

$$\sigma_b = \frac{T}{100e + 15A_c} \leq \bar{\sigma}_b = 22,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Tranche	R(m)	R(m)	e(m)	T(t)	φ(mm)	$\bar{\sigma}_a$	$A_c(\text{cm}^2)$	nTφ	$A_c(\text{réelle})$	$\sigma_b(b)$
0-1	0,5	9,006	0,305	44,22	12	2054	21,53	20T12	22,62	13,04
1-2	1,5	7,275	0,362	74,65	16	1841	40,54	22T16	44,22	17,43
2-3	2,5	5,542	0,420	86,60	16	1841	47,04	24T16	48,24	17,60
3-4	3,5	3,810	0,476	79,90	16	1841	43,40	22T16	44,22	14,73

②. Armatures longitudinales:

Les tranches sont soumises à la compression, donc on trouve que le béton seul peut reprendre ces efforts, néanmoins on adopte des armatures de répartition. Le cahier de charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en B.A. conseille de prendre une section totale au moins égale au quart ($\frac{1}{4}$) de celle des armatures principales (cercles) afin d'éviter les fissures

• On vérifie pour chaque section que la contrainte de compression dans le béton reste toujours inférieure à $\bar{\sigma}'_b = 75 \text{ kg/cm}^2$.

Tranche	R(m)	e(m)	$N'(t)$	$N_i(t)$	$N_r(t)$	$S_i(\text{m}^2)$	$\sigma'_b(\text{kg/cm}^2)$	nTφ/ml	$A'(\text{cm}^2/\text{ml})$
0-1	9,006	0,305	302,77	86,25	834,69	34,50	2,42	2(3T12)	6,78
1-2	7,275	0,362	460,61	82,70	1378	33,08	4,16	2(3T16)	12,06
2-3	5,542	0,420	516,00	73,08	1967,08	29,23	6,72	2(3T16)	12,06
3-4	3,810	0,476	467,67	56,94	2491,70	22,77	10,95	2(3T16)	12,06

avec: $S_i = 2\pi R \cdot \frac{e_i}{\sin \alpha} = 12,56 R e_i$; $\sigma'_b = \frac{N_r}{S}$;

on a pris: $A' \geq \frac{1}{4} A_c$.

* Calcul de la partie inférieure de la cuve :

- On suppose que la partie inférieure de la paroi est encastree sur la coupole de fond et sur la tour.

- Dans le calcul précédent on a négligé l'influence de l'encastrement.
- la methode de calcul est celle de (HANGAN et SOARE): cette methode suppose qu'on a un encastrement élastique et non parfait.

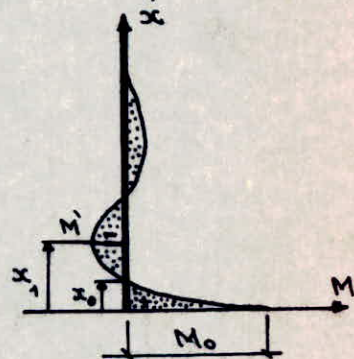
- Le moment à l'encastrement inférieur est :

$$M_0 = K \tilde{w} h^3$$

h = hauteur maximale de l'eau = 4,00 m.

K étant donné par l'équation :

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



e = épaisseur de la paroi au voisinage du fond. = 0,50 m.

e' = épaisseur de la partie inférieure de la coupole de fond = 0,20 m.

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

μ = coefficient de poisson = 0,15.

R = Le rayon au voisinage de la coupole de fond = 2,75 m.

alors : $\beta h = 5$; $\frac{e}{e'} = 2,5$.

L'abque (solution de l'équation précédente) donne :

$$K = 0,004$$

\tilde{w} = poids volumique de l'eau = 1,2 t/m³.

d'où : $M_0 = 0,307$ tm/ml.

- Abscisse x_0 du moment de flexion nul :

$$x_0 = K_0 h \quad \text{avec} : \quad K_0 = \frac{\arctg[2K(\beta h)^2]}{\beta h} = 0,04.$$

$$x_0 = 0,16 \text{ m.}$$

- Abscisse du moment de flexion négatif maximal :

$$x_1 = K_1 h \quad \text{avec} : \quad K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0 = 0,197 \rightarrow x_1 = 0,79 \text{ m.}$$

- Moment de flexion négatif max :

$$M' = -K' \tilde{w} h^3 \quad \text{avec} : \quad K' = -K e^{\beta x_1} \left[\cos \beta x_1 - \frac{1}{2K(\beta h)^2} \sin \beta x_1 \right].$$

l'abaque nous donne $K' = 0,0053$

d'où : $M' = 0,410$ tm/ml.

• ferrailage :

①. section de l'encastrement :

$$M_0 = 0,307 \text{ tm/ml.}$$

$$h_t = 50 \text{ cm} ; h = 47 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1841 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (T16)}$$

$$\mu = \frac{15M_0}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0011 \rightarrow \epsilon = 0,9841$$

$$A = \frac{M_0}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

donc le ferrailage précédent (2x3T16) est largement suffisant pour reprendre cette flexion.

②. section soumise au moment de flexion négatif max :

$$M' = 0,410 \text{ tm/ml.}$$

$$h_t = 44 \text{ cm} \rightarrow h = 41 \text{ cm.} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15M'}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0020 \rightarrow \epsilon = 0,9796$$

$$A = \frac{M'}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

cette section d'armature étant faible devant celle trouvée dans le ferrailage longitudinal, donc on retient cette dernière

$$A = (2 \times 3 \text{ T16})/\text{ml.}$$

VIII. Calcul de la coupole de fond :

• caractéristiques de la coupole :

La condition de coffrage :

$$\frac{l}{10} \leq f \leq \frac{l}{6} \text{ avec } l = 2r$$

$$r = 2,75 \text{ m. ; et nous avons } f = 0,60 \text{ m}$$

donc la condition est vérifiée.

$$R = 3,50 \text{ m ; } H = 4,10 \text{ m ; } e_m = 0,30 \text{ m}$$

- rayon sphérique : $R = 6,60 \text{ m}$

- surface = $2\pi R f = 24,093 \text{ m}^2$.

- section de la cheminée = $\frac{\pi \phi^2}{4} = 4,52 \text{ m}^2$.

* charges :

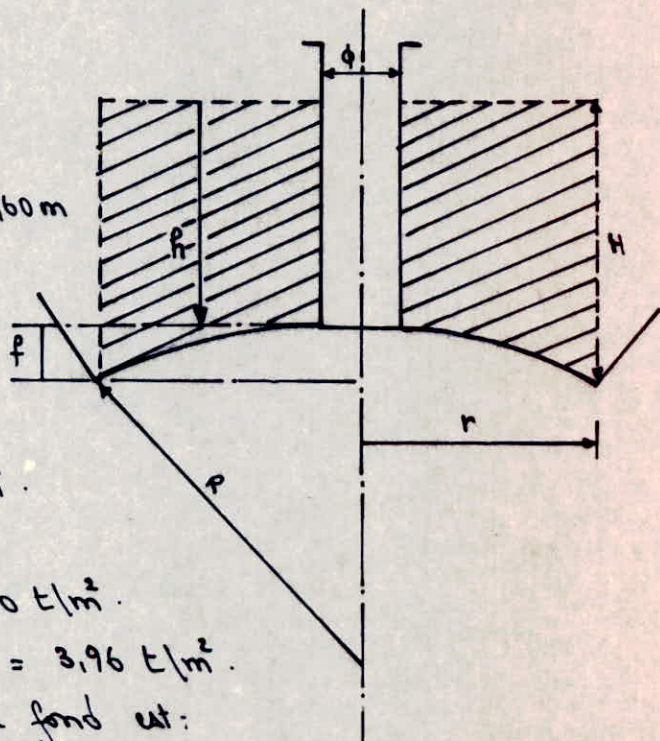
• poids propre + étanchéité ... = $0,800 \text{ t/m}^2$.

• pression due à l'eau = $\left(\frac{\bar{\omega} \cdot V_{\text{hauteur}}}{S_{\text{coupole}}} \right) = 3,96 \text{ t/m}^2$.

alors le poids total par m^2 au fond est :

$$q = 4,76 \text{ t/m}^2$$

• poids de la cheminée : - - - - - = $19,96 \text{ t}$.



• La charge totale transmise par le fond sur la paroi :

a. cuve vide $Q_v = 0,8 \cdot 24,093 + 19,96 = 39,23 \text{ t.}$

b. cuve pleine $P_p = 4,76 \cdot 24,093 + 19,96 = 134,64 \text{ t.}$

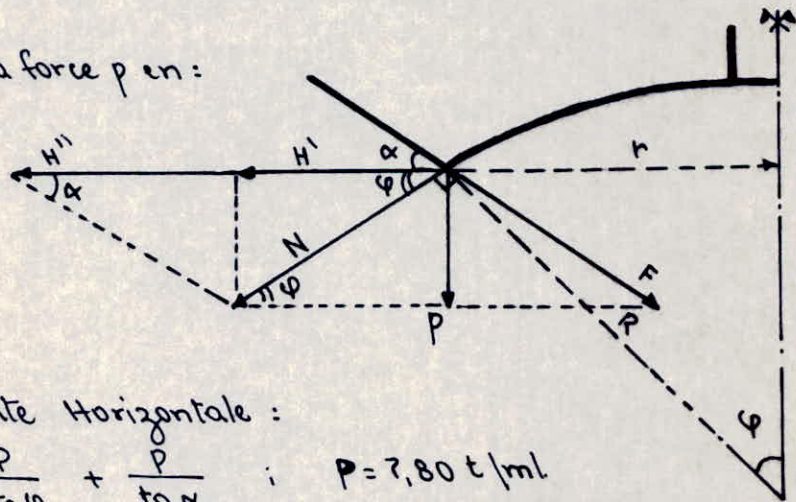
• soit par mètre linéaire :

a. cuve vide ... $p_v = \frac{39,23}{2\pi r} = 2,30 \text{ t/ml.}$

b. cuve pleine ... $p_p = \frac{134,64}{2\pi r} = 7,80 \text{ t/ml.}$

- nous étudions le cas de la cuve pleine (cas défavorable).

• Décomposons la force p en :



a. Composante Horizontale :

$$H = (H' + H'') = \frac{p}{\operatorname{tg} \varphi} + \frac{p}{\operatorname{tg} \alpha} \quad ; \quad p = 7,80 \text{ t/ml.}$$

avec : $\sin \varphi = \frac{r}{R} = 0,4167$; $\cos \varphi = 0,9090$; $\operatorname{tg} \varphi = 0,4583$.

donc : $\alpha = 30^\circ \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{\sqrt{3}}$.

$$H = 30,53 \text{ t/ml.}$$

b. La Composante normale à la section de la coupole :

$$N = \sqrt{H^2 + p^2} \quad \text{avec} \quad H' = \frac{p}{\operatorname{tg} \varphi} = 17,02 \text{ t/ml}$$

d'où

$$N = 18,72 \text{ t/ml.}$$

* La contrainte de compression dans le béton :

à l'effort normal $18,72 \text{ t/ml.}$ ajoutons le moment fléchissant $M_o = (1,2 \cdot 0,307) = 0,370 \text{ tm/ml.}$ dû à l'effet d'encastrement de la paroi de la cuve sur le fond.

Ce moment donne un excentrement de l'effort normal égal à :

$$e_o = \frac{M_o}{N} = 0,020 \text{ m} = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.} \quad (h_f = \text{épaisseur de la coupole}).$$

alors $e_o < e_1 \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (càd la ligne de poussée passant à l'intérieur du noyau central.)

- La contrainte de compression maximale dans le béton est:

$$\sigma'_b = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{W} \quad (\text{suivant les méridiens}).$$

avec:

$$\Omega = 100 \cdot h_t = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$W = \frac{2I}{h_t} = \frac{100 \cdot h_t^3}{6} = 15000 \text{ cm}^3$$

d'où:

$$\sigma'_b = \frac{18,72 \cdot 10^3}{3000} + \frac{0,37 \cdot 10^5}{15000} = 8,71 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = 80,55 \text{ Kg/cm}^2$$

- ferrailage:

Le béton seul peut résister, néanmoins on adopte un ferrailage minimal de 0,30% dans les deux sens (méridiens et parallèle), ces armatures ont pour but, de s'opposer au retrait et aux fissures dans le béton.

$$A' = 0,3 \cdot \frac{100 h_t}{100} = 9 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit } 8 \text{ T } 12 / \text{ml}$$

- suivant les méridiens:

$$A_m = 8 \text{ T } 12 / \text{ml en } 2 \text{ nappes.}$$

- suivant les parallèles:

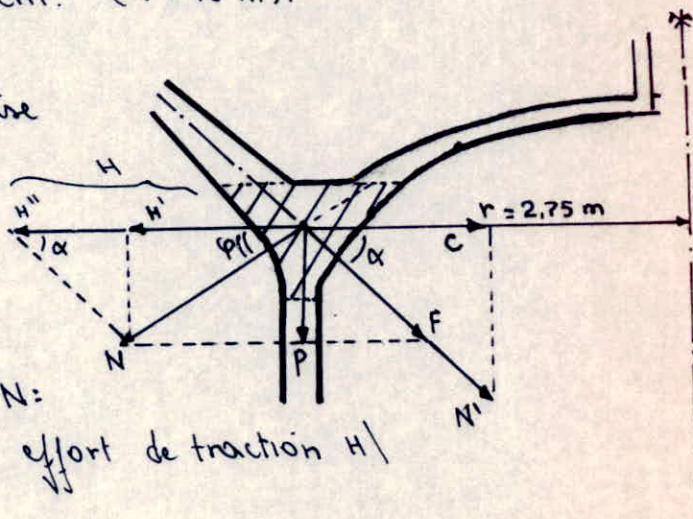
$$A_p = 8 \text{ T } 12 / \text{ml en } 2 \text{ nappes.}$$

VIII. calcul de la ceinture basse:

La section de la ceinture:

$$\Omega = \frac{V}{2\pi r} = 5800 \text{ cm}^2. \quad (V = 10^3 \text{ m}^3)$$

- La ceinture de base est soumise à l'effort N provenant de la coupole de fond et l'effort N' transmis par le dernier trançon de la paroi



- La composante horizontale de N :

Cette composante engendre un effort de traction H dans la ceinture tel que:

$$H = H' + H'' = 30,53 \text{ t/ml. (déjà calculé)}$$

- La composante horizontale de N' :

Elle engendre une compression dans la ceinture c tel que:

$C = N' \cos \alpha$ avec $N' = 2491,70 \text{ t}$
soit par mètre linéaire :

$$C = \frac{N'}{2\pi r} \cos \alpha = 124,90 \text{ t/m.}$$

- La résultante de H et C est une compression dans la ceinture :

$$Q = (C - H) \cdot r = 259,50 \text{ t.}$$

- vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{Q}{\Omega} = 44,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 75 \text{ Kg/cm}^2.$$

donc le béton seul peut supporter cette compression, mais on adoptera un ferrillage de 1% de Ω

Soit :

$$A = \frac{5800}{100} = 58 \text{ cm}^2 \rightarrow 20 \text{ T}20 = 62,83 \text{ cm}^2.$$

chapitre;5

DETERMINATION DE LA PERIODE PROPRE DE VIBRATION

- On se propose de déterminer la période propre de vibration de l'ouvrage par deux méthodes.

1^{ère} Méthode :

La période d'oscillation d'une masse oscillante sur un support de masse non négligeable et d'inertie constante est donnée par la formule suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'}{g} \cdot \frac{z^3}{3EI}} \quad \text{avec : } P' = P + \frac{33}{140} p \cdot z$$

où :

P = poids de la masse concentrée.

p = poids du support / unité de longueur.

z = La hauteur du support comptée de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante.

I = Le moment d'inertie de la section du support.

* Détermination du C.O.G de la masse oscillante :

①. cuve vide :

$$z_{G_v} = \frac{\sum P_i z_i}{\sum P_i} + 1 = 19,280 \text{ m}$$

②. cuve pleine :

$$z_{G_p} = 18,807 \text{ m}$$

N.B. : L'origine des z est comptée à partir de l'encastrement qui se trouve au niveau (-1 m) [niveau (0) \equiv NNT].

* Caractéristiques du support (tour) :

- poids de la tour / ml :

$$p = \pi [R_e^2 - R_i^2] \cdot \rho_b = \pi [2,75^2 - 2,5^2] \cdot 2,5 = 10,28 \text{ t/ml}$$

- Le moment d'inertie : I

$$I = \frac{\pi}{64} [D_e^4 - D_i^4] = \frac{\pi}{64} [5,5^4 - 5,0^4] = 14,24 \text{ m}^4$$

- Le module d'élasticité du béton

$$E_b = 21000 \sqrt{f_{c28}} = 3673500 \text{ t/m}^2$$

* Calcul de la période :

- 1^{ère} cas : cuve vide + la moitié du fût :

$$z = 18,100 \text{ m} ; \quad P = 548,95 \text{ t} ; \quad P' = 592,81 \text{ t}$$

$$T_{1v} = 0,300 \text{ sec}$$

- 2^{ème} cas : cuve vide + Le tiers du fût :

$$z = 18,640 \text{ m} ; \quad P = 516,20 \text{ t} ; \quad P' = 561,36 \text{ t}$$

$$T_{2v} = 0,305 \text{ sec}$$

- 3^{ème} cas: cuve pleine + la moitié du fût:

$$z = 18,255 \text{ m} ; P = 1056,56 \text{ t} ; P' = 1100,80 \text{ t}$$

d'où: $T_{3p} = 0,414 \text{ sec.}$

- 4^{ème} cas: cuve pleine + le tiers du fût:

$$z = 18,510 \text{ m} ; P = 1023,80 \text{ t} ; P' = 1068,66 \text{ t}$$

d'où $T_{4p} = 0,420 \text{ sec.}$

2^{ème} Méthode: a1. (Méthode de Rayleigh simplifiée)

- La formule approchée de Rayleigh suppose que la masse est concentrée en divers niveaux.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cdot f_i^2)}{g \cdot f_1}}$$

avec:

P_i = poids supposé concentré au C.O.G de chaque tronçon.

f_i = la flèche prise par la structure au niveau de chaque tronçon sous l'action d'une force unitaire appliquée au sommet de l'ouvrage.

g = l'accélération de la gravité.

schéma de calcul:

$$P_6 = 10,28 \cdot 2,5 = 25,70 \text{ t}$$

$$P_5 = 10,28 \cdot 3 + 4,418 = 35,26 \text{ t}$$

$$P_4 = 10,28 \cdot 3 + 4,418 = 35,26 \text{ t}$$

$$P_3 = 10,28 \cdot 3 + 4,418 = 35,26 \text{ t}$$

$$P_2 = 10,28 \cdot 3 + 4,418 = 35,26 \text{ t}$$

$$P_{1v} = 10,28 \cdot \frac{3}{2} + 455,104 = 470,52 \text{ t}$$

$$P_{1p} = 470,52 + 507,61 = 978,13 \text{ t}$$

supposons la structure retournée de 90° et calculons les flèches f_i dues à la force unitaire appliquée au C.O.G du dernier tronçon.

L'équation de la déformée est:

$$f_i(x) = \frac{1}{EI} \left[\frac{P}{2} x^2 - \frac{x^3}{6} \right]$$

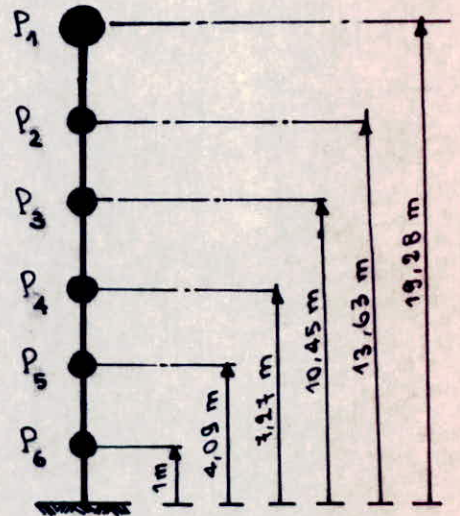
1^{er} cas: cuve vide: $h = 19,28 \text{ m}$

$$f_6 = 0,18 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$f_5 = 2,86 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$f_4 = 8,51 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$f_3 = 16,48 \cdot 10^{-6} \text{ m} ; f_2 = 26,17 \cdot 10^{-6} \text{ m} ; f_1 = 45,66 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$



alors :

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^6 (P_i f_i)^2}{g \cdot f_1}} = 0,299 \approx 0,300 \text{ sec.}$$

2^{ème} cas : cuve pleine : $R = 18,807 \text{ m.}$

d'où :

$$f_6 = 0,18 \cdot 10^{-6} \text{ m ; } f_3 = 2,79 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

$$f_5 = 8,27 \cdot 10^{-6} \text{ m ; } f_2 = 16,00 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

$$f_4 = 25,32 \cdot 10^{-6} \text{ m ; } f_1 = 42,38 \cdot 10^{-6} \text{ m.}$$

alors :

$$T_p = 0,412 \text{ sec.}$$

conclusion :

Les deux méthodes donnent des valeurs très proches, on retiendra les valeurs les plus défavorables soit :

$$\underline{T_v = 0,300 \text{ sec}}$$

$$\underline{T_p = 0,412 \text{ sec.}}$$

b). Méthode exacte (de Rayleigh) :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^6 P_i y_i^2}{g \sum_{i=1}^6 P_i y_i}} \quad i = (1 \rightarrow 6)$$

y_i est la flèche prise par chaque tronçon de masse P_i

$$y_i = \frac{\sum P_j \Delta_{ij}}{EI} \quad \text{avec} \quad \Delta_{ij} = \frac{l_i^2}{2} \left[l_j - \frac{l_i}{3} \right]$$

Δ_{ij} = Le déplacement en (i) dû à une force unitaire appliquée en (j)

• Les Tableaux suivants regroupent les valeurs de Δ_{ij} et y_i .

* 1^{er} cas : cuve vide :

i \ j	1	2	3	4	5	6	
1	8388,50	1338,80	747,77	156,74	-434,30	-1008,60	→ $y_1 = 0,0220 \text{ m}$
2	1369,00	844,05	548,06	253,27	-42,11	-329,13	→ $y_2 = 0,0130 \text{ m}$
3	863,13	554,02	380,40	206,76	33,12	-135,60	→ $y_3 = 8,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
4	445,16	296,15	212,11	128,08	44,04	-37,61	→ $y_4 = 4,44 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
5	149,61	102,60	76,00	49,40	22,80	-3,04	→ $y_5 = 1,51 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
6	9,47	6,65	5,06	3,47	1,87	0,33	→ $y_6 = 9,70 \cdot 10^{-5} \text{ m}$

alors : $T_v = 0,296 \approx 0,30 \text{ Sec.}$

• coefficient de participation modale du 1^{er} mode :

$$\eta_v^{(1)} = \frac{(\sum P_i y_i)^2}{\sum P_i \sum P_i y_i} = 85\%$$

* 2^{ème} cas: cuve pleine :

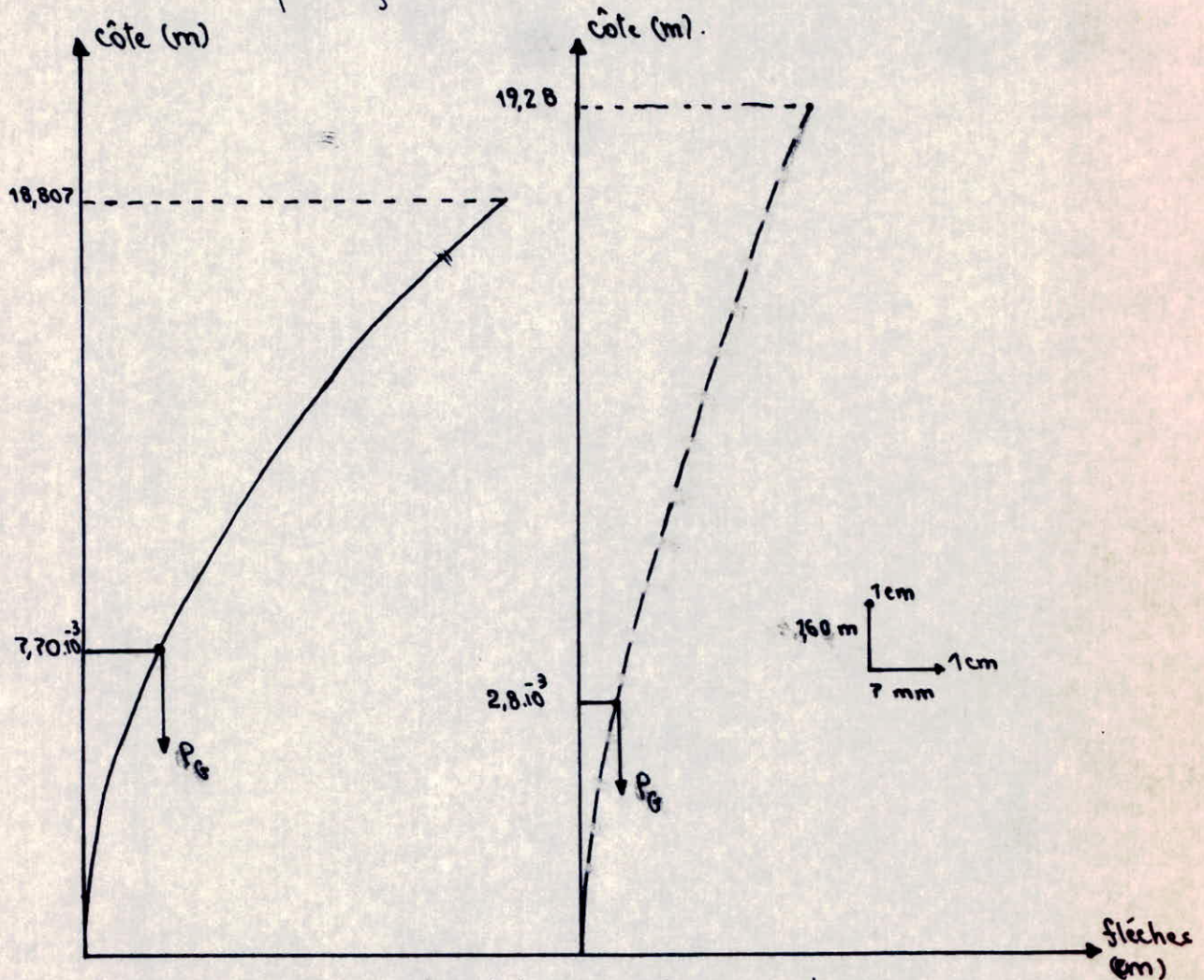
i \ j	1	2	3	4	5	6	
1	2217,36	1301,80	739,41	177,03	-385,36	-931,83	→ $y_1 = 0,0420$ m
2	1324,93	844,05	548,06	253,27	-42,11	-329,13	→ $y_2 = 0,0260$ m
3	836,70	554,02	380,40	206,76	33,12	-135,60	→ $y_3 = 0,0160$ m
4	432,96	296,15	212,11	128,08	44,04	-37,61	→ $y_4 = 8,53 \cdot 10^{-3}$ m
5	145,90	102,60	76,00	49,40	22,80	-3,04	→ $y_5 = 2,90 \cdot 10^{-3}$ m
6	9,24	6,65	5,06	3,47	1,87	0,33	→ $y_6 = 1,85 \cdot 10^{-3}$ m.

d'où : $T_p = 0,410$ Sec

• Le coefficient de participation modale du 1^{er} mode :

$$\eta_1^2 = \frac{(\sum P_i y_i)^2}{\sum P_i \sum P_i y_i} = 91\%$$

- conclusion : pour les deux cas nous avons un coefficient de participation modale du 1^{er} mode supérieur à 80%, donc le 2^{ème} mode est peu influent.



courbe de la déformée du 1^{er} mode.

— cuve pleine ; - - - - cuve vide

chapitre ; 6

ETUDE AU VENT

I. Sollicitations d'ensemble :

Comportement de l'ouvrage :

* Direction // à l'action du vent :

- Dans ce cas le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastrée dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

* Direction \perp à l'action du vent :

- Le phénomène peut se décomposer en quatre phases qui s'enchaînent au fur et à mesure que la vitesse du vent s'accroît.

1. Ecoulement régulier du fluide : pas de vibrations latérales
2. Deux tourbillons symétriques se forment à l'arrière de la tour (tourbillons de Kármán) : pas de vibrations latérales
3. les deux tourbillons se détachent alternativement, en gardent entre eux un intervalle constant (environ 4 à 5 fois le diamètre de la tour) : vibrations latérales d'amplitude croissante
4. turbulence irrégulière derrière la tour : les vibrations s'atténuent

A1. Etude dans la direction // à celle du vent :

Pression de force de Traînée T :

La force de traînée T par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent.

En utilisant les notations des Règles NV65 on a :

$$T = C_t \beta S q D_e$$

avec :

• $C_t = C_{t_0} \gamma_0$: coefficient de traînée, dépendant de l'élanement de la tour et de la rugosité de sa surface et aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale, pour un ouvrage cylindrique sans nervures :

$$C_{t_0} = 0,55 \quad , \quad \gamma_0 = \text{fonction de l'élanement } \lambda, \text{ avec}$$
$$\lambda = z^2 / S_t \quad , \quad z = \text{hauteur totale de l'ouvrage} = 23,39 \text{ m}$$
$$S_t = \text{surface du mètre couple} = 176 \text{ m}^2$$

d'où : $\lambda = 3,108$

(Les Règles NV65 - R III-10 - cat II - p 145) donnent : $\gamma_0 = 1,012$

alors : $C_t = 0,561$.

- $\beta = (1 + \xi \tau) \theta$: Coefficient de majoration dynamique qui dépend de la période propre de vibration de l'ouvrage et du niveau pris en considération
 ξ = Coefficient de réponse donné en fonction de la période "T"
 τ = Coefficient de pulsation, déterminé en chaque niveau = f(z)
 θ = Coefficient global dépendant du type de construction
(les Regles NV65 p83) nous donnent ($\theta = 1$)
- δ = Coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions, les Regles NV65 donnent pour $z = 23,39m$
 $\delta = 0,78$.
- q : est la pression du vent à la vitesse normale et extrême
avec : $q_n = K_s q_z$; $q_e = 1,75 q_n$
 $q_z = 2,5 q \frac{(z+18)}{10z+60}$; $q_{10} = 51 \text{ kg/m}^2$: pression de base de notre région.
 K_s = Coefficient de site = 1,35 (site exposé région I).
 D_e = diamètre extérieur de la tour.

B1. Etude dans la direction \perp à celle du vent :

- Pression de force de dérive :

on exprime la force de dérive par la relation suivante :

$$L = C_L \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

Remarque :

Il sera inutile de faire le calcul dans la direction \perp à celle du vent si on vérifie la relation suivante :

$$V_{cr} = \frac{D_e}{0,20 T_{pr}} > 25 \text{ m/s}$$

car les oscillations latérales seront considérées comme négligeables d'après les Regles NV65.

avec : V_{cr} = vitesse critique du vent.

D_e = Diamètre extérieur de la tour = 5,50 m.

T_{pr} = période propre d'oscillation

- évaluation de la vitesse critique :

a1. cuve vide : $T_{pr} = 0,30 \text{ sec} \Rightarrow V_{cr} = 91,70 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$.

b1. cuve pleine : $T_{pr} = 0,41 \text{ sec} \Rightarrow V_{cr} = 67,07 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$.

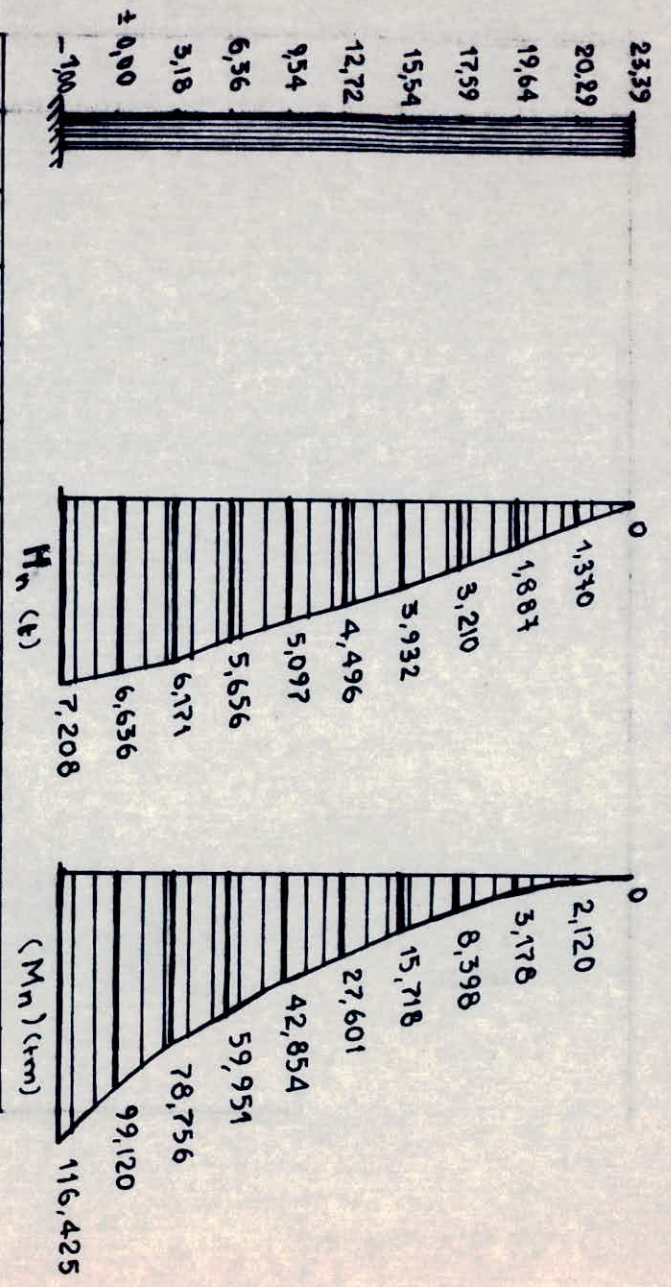
on constate que pour les deux cas la relation est vérifiée donc il est inutile de faire un calcul de L.

Niveau	cote z (m)	C_t	τ	δ	K_s	q_z (kg/m ²)	$q_n = K_s q_z$ (kg/m ²)	$q_e = 1,75 q_n$ (kg/m ²)	ξ_v	ξ_p	$\beta_v = 1 + \tau \xi_v$	$\beta_p = 1 + \tau \xi_p$
1	23,39	0,561	0,340	0,780	1,35	63,28	85,43	149,50	0,30	0,41	1,112	1,156
2	20,29	=	0,343	=	=	60,80	82,08	143,54	=	=	1,113	1,157
3	19,64	=	0,345	=	=	60,26	81,35	142,36	=	=	1,114	1,158
4	17,59	=	0,348	=	=	58,48	78,95	138,16	=	=	1,115	1,161
5	15,54	=	0,351	=	=	56,61	76,42	133,74	=	=	1,115	1,161
6	12,72	=	0,356	=	=	53,86	72,71	127,24	=	=	1,117	1,163
7	9,54	=	0,360	=	=	50,50	68,17	119,30	=	=	1,118	1,165
8	6,36	=	=	=	=	46,80	63,18	110,56	=	=	=	=
9	3,18	=	=	=	=	42,72	57,70	100,97	=	=	=	=
10	0,00	=	=	=	=	38,25	51,63	90,36	=	=	=	=
11	-1,00	=	=	=	=	34,37	46,40	81,20	=	=	=	=

coefficients de calcul et pressions q_n ; q_e

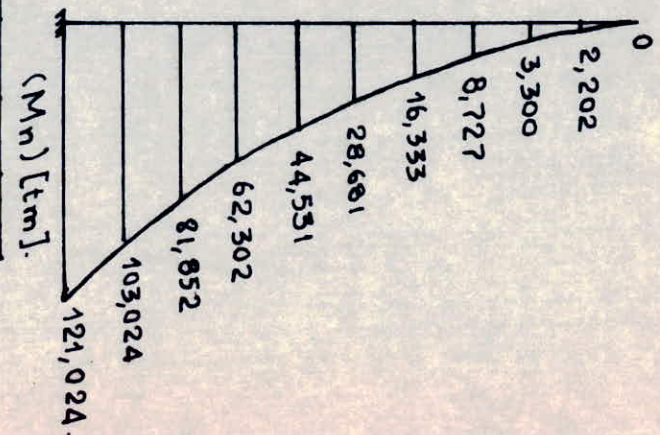
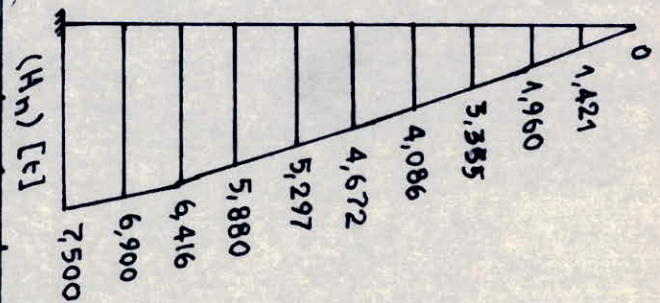
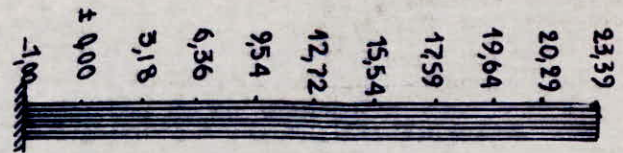
Niveau	côte (z)	Forces de Traînée $T = C_x \rho v^2 q D_e$		Forces de calcul		Efforts Tranchant		Moments flechissants	
		T_n	T_e	$F_n = T_n$	$F_e = T_e$	H_n	H_e	M_n	M_e
		m	t/m	t/m	t/m	t	t	t.m	t.m
1	23,39	0,083	0,145	0,083	0,145	-	-	-	-
2	20,29	0,800	1,400	0,800	1,400	1,370	2,400	2,120	3,710
3	19,64	0,791	1,384	0,791	1,384	1,887	3,302	3,178	5,561
4	17,59	0,500	0,875	0,500	0,875	3,210	5,617	8,398	14,696
5	15,54	0,205	0,358	0,205	0,358	3,932	6,881	15,718	27,506
6	12,72	0,195	0,341	0,195	0,341	4,496	7,868	27,601	48,301
7	9,54	0,183	0,320	0,183	0,320	5,097	8,920	42,854	74,994
8	6,36	0,169	0,295	0,169	0,295	5,656	9,900	59,951	104,910
9	3,18	0,155	0,271	0,155	0,271	6,171	10,800	78,756	137,823
10	0,00	0,138	0,241	0,138	0,241	6,636	11,613	99,120	173,460
11	-1,00	0,124	0,214	0,124	0,217	7,208	12,614	116,425	203,740

Sollicitations d'ensemble (cuve vide)



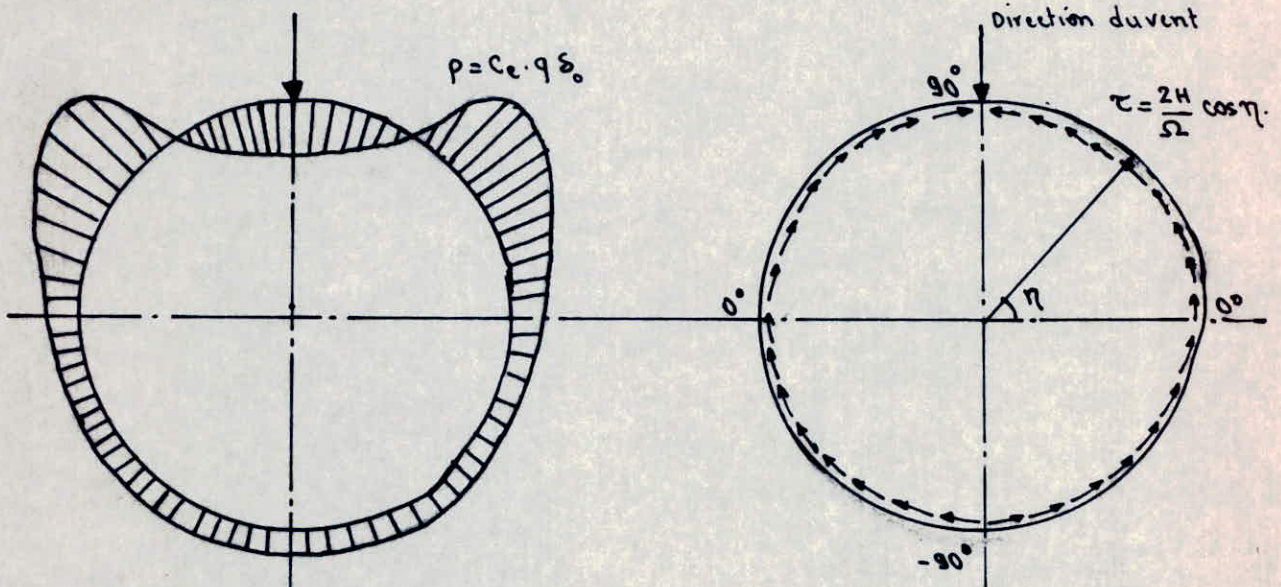
Niveaux	Soie (Z)	Forces de traînée $T = C_e \rho v \cdot d \cdot q \cdot De$		Forces de Calcul		Efforts tranchants		Moments flechissants	
		T_n	T_e	$F_n = T_n$	$F_e = T_e$	H_n	H_e	M_n	M_e
		m	t/m	t/m	t/m	t	t	t.m	t.m.
1	23,39	0,086	0,150	0,086	0,150	-	-	-	-
2	20,29	0,831	1,454	0,831	1,454	1,421	2,486	2,202	3,853
3	19,64	0,822	1,438	0,822	1,438	1,960	3,430	3,300	5,775
4	17,59	0,520	0,910	0,520	0,910	3,335	5,836	8,727	15,272
5	15,54	0,213	0,372	0,213	0,372	4,086	7,150	16,333	28,502
6	12,72	0,203	0,355	0,203	0,355	4,672	8,176	28,681	50,191
7	9,54	0,190	0,332	0,190	0,332	5,297	9,270	44,531	77,929
8	6,36	0,176	0,308	0,176	0,308	5,880	10,290	62,302	109,028
9	3,18	0,161	0,281	0,161	0,281	6,416	11,230	81,852	143,241
10	0,00	0,144	0,252	0,144	0,252	6,900	12,075	103,024	180,292
11	-1	0,139	0,243	0,139	0,243	7,500	13,125	121,024	211,800

solllicitations d'ensemble (cuve pleine)



II. Sollicitations locales (sur la paroi):

En plus des sollicitations d'ensemble sur la tour qui provoquent des moments fléchissants, il y a aussi des actions locales sur la paroi qui provoquent des moments d'ovalisations.



Répartition des pressions du vent sur la paroi
a). Diagramme des actions extérieures sur la paroi

b). Diagramme des réactions intérieures de cisaillement

* Moments d'ovalisation:

chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent p (fig a) et des cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la paroi (fig b).

- Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovalisation

$$M_o = K q s_o D_m^2$$

avec: $K = K_e$ si $M_o = M_{oe}$; $K = K_i$ si $M_o = M_{oi}$

(M_{oe} et M_{oi} sont les moments qui mettent en traction respectivement les fibres extérieures et intérieures de la paroi annulaire).

- face au vent (90°): fibres intérieures tendues $\Rightarrow K_i$ et $M_{oi} = K_i q s_o D_m^2$.

- face latérale (0°): fibres extérieures tendues $\Rightarrow K_e$ et $M_{oe} = K_e q s_o D_m^2$.

K est fonction de γ_o : Les Règles NV 65 donnent les valeurs suivantes

pour $\gamma_o = 1 \rightarrow K_i = 0,061 \rightarrow K_e = 0,053$.

pour $\gamma_o = 1,3 \rightarrow K_i = 0,071 \rightarrow K_e = 0,064$

sollicitations locales

$$M_{oi} = K_i \delta_0 q D_m^2$$

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

NB: Les valeurs de K_i ; K_e sont obtenues par interpolation ($\gamma_0 = 1,012$)

Niveau	Côte (m)	valeurs de calcul						Moments d'évaluation			
		K_i	K_e	δ_0	q_n	D_m	D_m^2	Vent normal		Vent extrême	
					t/m^2	m	m^2	M_{on}	M_{oe}	M_{oi}	M_{oe}
1	23,39	0,0614	0,0534	0,180	0,0854	1,90	3,61	0,0147	0,0227	0,0257	0,0222
2	20,29	=	=	=	0,0821	19,75	390,06	1,537	1,336	2,689	2,3381
3	19,64	=	=	=	0,0813	19,75	390,06	1,518	1,320	2,656	2,3100
4	17,59	=	=	=	0,0789	12,56	157,82	0,596	0,518	1,043	0,9060
5	15,54	=	=	=	0,0764	5,375	28,89	0,105	0,0913	0,183	0,1590
6	12,72	=	=	=	0,0727	5,25	27,56	0,0960	0,0835	0,1680	0,1460
7	9,54	=	=	=	0,0681	=	=	0,0900	0,0782	0,1570	0,1370
8	6,36	=	=	=	0,0631	=	=	0,0833	0,0724	0,1450	0,1270
9	3,18	=	=	=	0,0577	=	=	0,0761	0,0661	0,1330	0,1156
10	0,00	=	=	=	0,0516	=	=	0,0681	0,0592	0,1190	0,1036
11	-1,00	=	=	=	0,0460	=	=	0,0607	0,0527	0,1060	0,0922

chapitre ; 7

ETUDE AU SEISME

I. Introduction:

- Notre ouvrage est implanté dans une zone de moyenne Sismicité (Zone II), donc il est conseillé de faire une étude au séisme de telle façon que notre structure puisse résister aux forces sismiques horizontales.

- L'étude consiste en la vérification (sous les sollicitations d'ensemble) de la résistance et la stabilité de la structure afin de justifier la sécurité de la construction.

- L'évaluation de la force sismique se fait par application à la construction d'un système de forces tel que les effets statiques engendrent les mêmes effets que l'action sismique.

- Nous signalons que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique, sous l'action du séisme extrême.

II. Principe de calcul: (basé sur les règles RPA 81)

- Les systèmes équivalents résultent de la combinaison:

- d'un système de forces élémentaires horizontales.
- d'un système de forces élémentaires verticales.
- d'un système de couple de torsion.

- Dans notre cas les charges sont axiales, le couple de torsion n'existe pas (vu la symétrie de la structure), ainsi que pour l'action sismique verticale (tend à stabiliser la structure).
donc on ne considère que la force horizontale V :

III. Évaluation de la force sismique V :

Elle est calculée par la formule suivante:

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

avec:

- A = coefficient d'accélération de zone, dépendant du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique:

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 1} \\ \text{zone sismique II} \end{array} \right\} \rightarrow \text{R.P.A. 81 Annexe n°1} \quad A = 0,25$$

- D = facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la période propre de la structure:

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}} \quad (\text{cas d'un sol ferme}).$$

1^{er} cas : cuve vide : $T_v = 0,30 \rightarrow D_v = 2,00$.

2^{em} cas : cuve pleine : $T_p = 0,41 \rightarrow D_p = 1,71$

• Coefficient B : facteur de comportement de la structure (notre cuve est supportée par une tour, d'où R.P.A 81 Tab 2)

$$B = \frac{1}{3}$$

• Coefficient Q : facteur de qualité, fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle Q est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$
 P_q = la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

- Conditions minimales des files porteuses $P_q = 0,1$
- Surabondance en plan $P_q = 0,1$
- Symétrie en plan $P_q = 0,1$
- Régularité en élévation $P_q = 0,0$
- Contrôle de la qualité des matériaux $P_q = 0,0$
- Contrôle de la qualité de la construction $P_q = 0,0$

d'où : $Q = 1 + 0,3 = 1,3$.

• W = poids de la structure :

$$W_{vide} = 607,800 \text{ t} ; \quad W_{pleine} = 1115,404 \text{ t}.$$

alors :

* cuve vide : $\rightarrow V_v = 131,70 \text{ t}$.

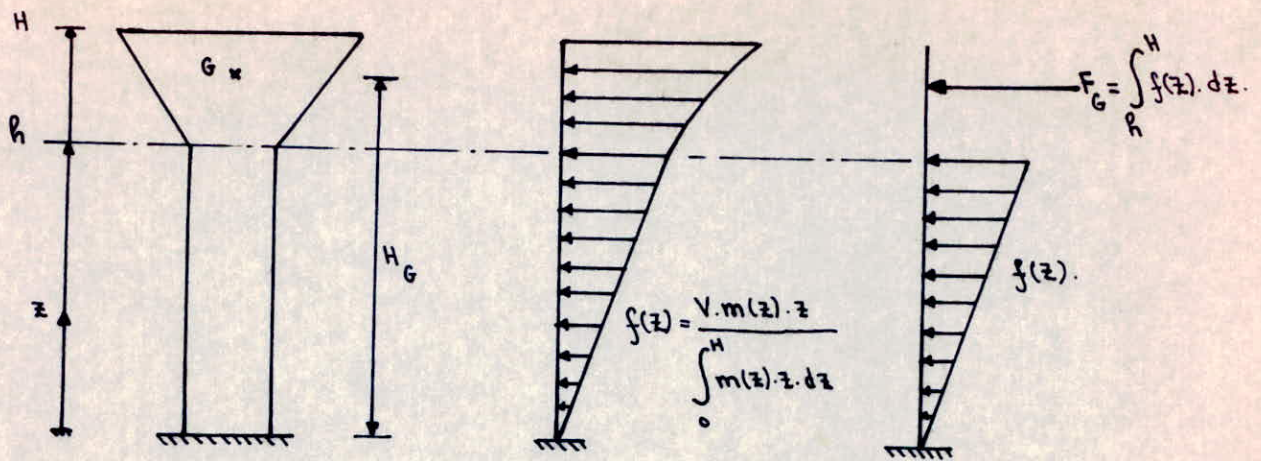
* cuve pleine : $\rightarrow V_p = 206,60 \text{ t}$

IV. Distribution de la force sismique en élévation :

- Pour les châteaux d'eau que l'on modélise par une masse concentrée au niveau du COG de la cuve, la force sismique évaluée précédemment est bien appliquée à cette masse en son C.O.G
- Dans le cas où la masse du support n'est pas du tout à négliger et est considérée comme uniformément répartie, la distribution préconisée est la suivante :

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz} \quad \left\| \begin{array}{l} f(z) = \text{densité de force horizontale} \\ \text{à la cote } z. \\ m(z) = \text{loi de répartition de la masse} \end{array} \right.$$

z = cote au point du support considéré à partir de l'encastrement du système.



• cuve vide

$H = 23,14 \text{ m}$

$R = 16,54 \text{ m}$

$H_G = 19,28 \text{ m}$

• cuve pleine:

$H = 23,14 \text{ m}$

$R = 16,54 \text{ m}$

$H_G = 18,807 \text{ m}$

N.B: Ces valeurs sont comptées à partir du niveau (-1m)

La masse du support est répartie selon la loi suivante:

$m(z) = p \cdot z = 10,28 \cdot z \quad [t]$

II- Calcul des efforts M et T dus au séisme:

• cuve vide:

$f_v(z) = 0,032 z^2 ; \quad F_G = 83,90 \text{ t}$

$M(z) = 0,088 z^3 - 156,80 z + 2415,87$

$T(z) = 0,264 z^2 - 156,80$

• cuve pleine:

$f_p(z) = 0,050 z^2 ; \quad F_G = 131,09 \text{ t}$

$M(z) = 0,137 z^3 - 244,15 z + 3711,98$

$T(z) = 0,411 z^2 - 244,15$

* Les valeurs de M, T dans le support sont regroupées ds le tableau suivant:

Niveaux	côte(z) (m)	cuve vide		cuve pleine	
		T [t]	M (tm)	T (t)	M (tm)
5	15,54	84,570	228,857	131,712	293,646
6	12,72	107,105	498,705	166,784	716,062
7	9,54	127,471	871,508	198,491	1299,053
8	6,36	142,500	1300,587	221,886	1969,656
9	3,18	152,167	1768,963	236,968	2701,438
10	0,00	156,536	2259,658	243,739	3467,967
11	-1,00	156,800	2415,870	244,150	3711,980

N.B: pour les calculs on prend $z = (z + 1)$

chapitre ; 8

ETUDE DE
L'EFFET HYDRODYNAMIQUE

I. Introduction:

- Sous l'effet d'une excitation (séisme) la structure se met en mouvement, en effet lorsqu'un réservoir est entièrement plein il n'y a pas éventuellement de mouvement relatif du liquide par rapport à la cuve, du point de vue dynamique tout se passe comme si l'ensemble (liquide - cuve) constituait une seule masse.

Par contre lorsque la cuve est partiellement remplie le liquide ne se comporte plus comme une masse rigidement liée à la cuve, car une partie de celui-ci se met à osciller indépendamment, des oscillations de la cuve, ce qui donne naissance à des vagues à la surface du liquide.

- Si les vibrations de l'eau oscillante et celle de la partie de l'eau inerte plus la structure sont en phase, cette dernière sera soumise à des efforts supérieurs à ceux trouvés, sous l'hypothèse que l'eau et la cuve font un même corps.

• Hypothèses de calcul:

* Le liquide étant supposé incompressible.

* La dissipation d'énergie due à la viscosité du liquide est négligée.

II. Méthode de calcul: [Méthode de "HOUZNER"]:

- L'action du liquide est décomposée en 2 actions:

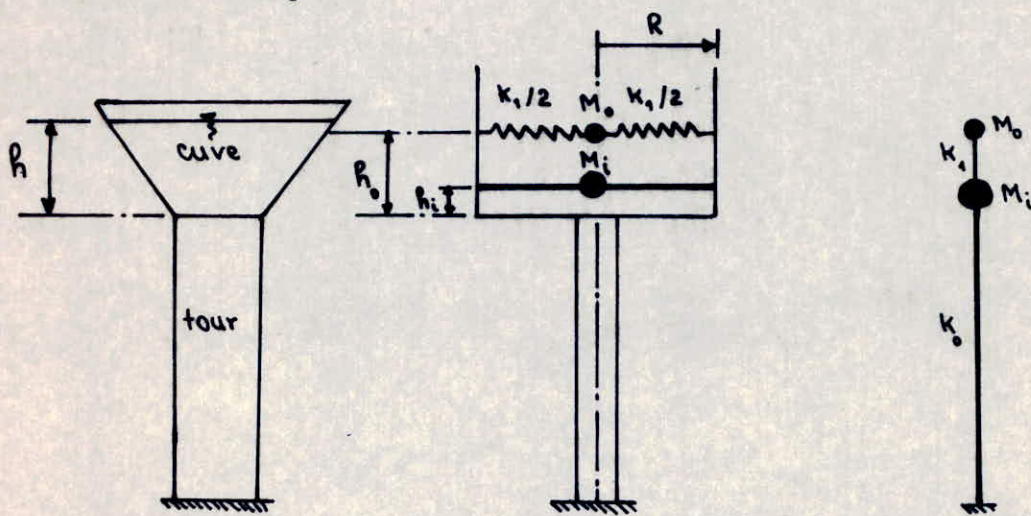
* Action passive: provoquant des effets d'impulsions

* Action active: provoquant des effets d'oscillations

- Les effets d'impulsions proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide (dite masse passive) réagit par inertie à la translation des parois de la cuve, son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i , liée rigidement à la cuve à une hauteur h_i , telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

- Quant aux effets d'oscillations, ils proviennent de ce que l'autre partie de la masse du liquide (dite masse active), se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme, son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o , liée à la cuve par un ressort de constante de raideur K , appliquée au niveau h_o .

- Dans le modèle adopté pour le château d'eau, la masse M_0 est liée à la structure par une tige de même raideur k_1 , formant un couplage direct avec M_i , tandis que M_i est liée au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de raideur k_0 .



a). château d'eau

b). équivalent mécanique

c). modélisation

NB: pour simplifier les calculs on remplacera la cuve tronconique par son équivalent cylindrique.

- Dimensionnement de la cuve cylindrique:

$$V = 507,61 \text{ m}^3 ; h = 4,10 \text{ m.}$$

$$\text{donc } R = \sqrt{\frac{V}{\pi \cdot h}} = 6,28 \text{ m.}$$

- Le poids de l'eau est égal à :

$$M_e = \rho \pi R^2 h = 498,33 \cdot 10^4 \text{ N} \quad (\rho = 9,81 \cdot 10^3 \text{ N/m}^3).$$

- Le poids de la cuve vide :

$$M_{cv} = 9,81 \cdot 455,104 \cdot 10^3 = 446,45 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

- Le poids total de la cuve :

$$M_c = 944,80 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

- Le poids de la tour :

$$M_T = 10,28 \cdot 16,54 \cdot 9,81 \cdot 10^3 = 166,80 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

d'où :

$$M_i = M_e \frac{th(\sqrt{3} R/h)}{\sqrt{3} R/h} + M_{cv} = 632,43 \cdot 10^4 \text{ N. (poids passif).}$$

$$M_0 = M_e \cdot 0,318 \frac{R}{h} th\left(1,84 \frac{h}{R}\right) = 202,44 \cdot 10^4 \text{ N (poids actif).}$$

alors :

* la masse passive : $m_i = \frac{M_i}{g} = 64,46 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$

* la masse active $m_0 = \frac{M_0}{g} = 20,63 \cdot 10^4 \text{ Kg}$

- Pulsation fondamentale de vibration du liquide:

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \operatorname{th} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} = 2,4 \text{ rad}^2 \cdot \text{s}^{-2}$$

- La raideur du couplage ($M_0 - M_i$):

$$K_1 = m_i \omega_0^2 = 154,70 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

- La raideur du couplage ($M_i - \text{sol}$) = raideur du support

$$K_0 = \frac{3EI}{l^3} \cdot \frac{P}{P'} \quad \text{avec} \quad P' = P + \frac{33}{140} M_T$$

P = poids de la masse concentrée = M_c

I = inertie de la section transversale de la tour = $14,24 \text{ m}^4$

E = module d'élasticité du béton = $360 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$

l = hauteur de la tour = $16,54 \text{ m}$.

d'où: $K_0 = 32630,15 \cdot 10^4 \text{ N/m}$.



- Calcul des pulsations propres des deux modes de vibration:

Elles sont données par la formule suivante (en appliquant le principe fondamental de la dynamique);

$$\omega_{I-II}^2 = 0,5 \left(\frac{k_{00}}{m_0} + \frac{k_{11}}{m_i} \pm \sqrt{\left(\frac{k_{00}}{m_0} - \frac{k_{11}}{m_i} \right)^2 + 4 \frac{k_{01} \cdot k_{10}}{m_0 \cdot m_i}} \right)$$

avec:

$$k_{11} = K_1 = 154,70 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$k_{00} = K_0 + K_1 = 32784,85 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$k_{01} = k_{10} = -K_1 = -154,70 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

d'où:

$$\omega_I^2 = 2,385 \text{ rad}^2 \cdot \text{s}^{-2} \rightarrow \omega_I = 1,54 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1} \rightarrow T_I = 4,08 \text{ s}$$

$$\omega_{II}^2 = 1589,200 \text{ rad}^2 \cdot \text{s}^{-2} \rightarrow \omega_{II} = 39,86 \text{ rad} \cdot \text{s}^{-1} \rightarrow T_{II} = 0,16 \text{ s}$$

- Rapport d'amplitude:

$$\phi_{0-I} = \frac{-k_{01}/m_0}{k_{00}/m_0 - \omega_I^2} = 6,15 \cdot 10^{-3} ; \quad \phi_{0-II} = \frac{-k_{01}/m_0}{k_{00}/m_0 - \omega_{II}^2} = -607,85$$

- Les facteurs de contribution modales:

$$\gamma_{I-II} = \frac{m_0 \phi_{0-I} \omega_I + m_i}{m_0 \phi_{0-I}^2 + m_i} \Rightarrow \gamma_I = 1,002 \quad \text{et} \quad \gamma_{II} = -1,64 \cdot 10^{-3}$$

- Les spectres de vitesse S_v : (annale N° 409 Nov 82 de l'ITBTP page 36)

$$\left. \begin{array}{l} T_I = 4,08 \text{ s} \\ \xi = 0,5\% \end{array} \right\} \Rightarrow S_{vI} = 0,79 \text{ m/s} \quad \left. \begin{array}{l} T_{II} = 0,16 \text{ s} \\ \xi = 2\% \end{array} \right\} \Rightarrow S_{vII} = 0,30 \text{ m/s}$$

ξ = coefficient d'amortissement = 0,5% pour 1^{er} mode, et 2% pour 2^{em} mode.

• Calcul des flèches:

a). 1^{er} mode:

$$\bar{X}_{1-I} = \frac{\delta_I \cdot S_{vI}}{\omega_I} = 0,514 \text{ m.}$$

$$\bar{X}_{0-I} = \phi_{0-I} \cdot \bar{X}_{1-I} = 3,16 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

b). 2^{ème} mode:

$$\bar{X}_{1-II} = \frac{\delta_{II} \cdot S_{vII}}{\omega_{II}} = -1,40 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

$$\bar{X}_{0-II} = \phi_{0-II} \cdot \bar{X}_{1-II} = 8,55 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

• Calcul des forces horizontales:

a). 1^{er} mode:

$$F_{1-I} = k_{11} \cdot \bar{X}_{1-I} + k_{10} \cdot \bar{X}_{0-I} = 79,02 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

$$F_{0-I} = k_{01} \cdot \bar{X}_{1-I} + k_{00} \cdot \bar{X}_{0-I} = 0,156 \cdot 10^4 \text{ N}$$

soit un effort tranchant:

$$F_I \approx 79,18 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

b). 2^{ème} mode:

$$F_{1-II} = k_{11} \cdot \bar{X}_{1-II} + k_{10} \cdot \bar{X}_{0-II} = -1,32 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$F_{0-II} = k_{01} \cdot \bar{X}_{1-II} + k_{00} \cdot \bar{X}_{0-II} = 215,57 \cdot 10^4 \text{ N}$$

soit un effort tranchant

$$F_{II} = 214,27 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

- Il y aura donc un effort tranchant maximal au sommet de la tour égal à :

$$F = \sqrt{F_I^2 + F_{II}^2} = 227,40 \cdot 10^4 \text{ N. (force élastique).}$$

La force réglementaire est donnée par:

$$F_r = B \cdot F = \frac{1}{3} \cdot 227,40 \cdot 10^4 = 75,8 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

(B = facteur de comportement de la structure).

$$\underline{F_r = 75,80 \text{ t}}$$

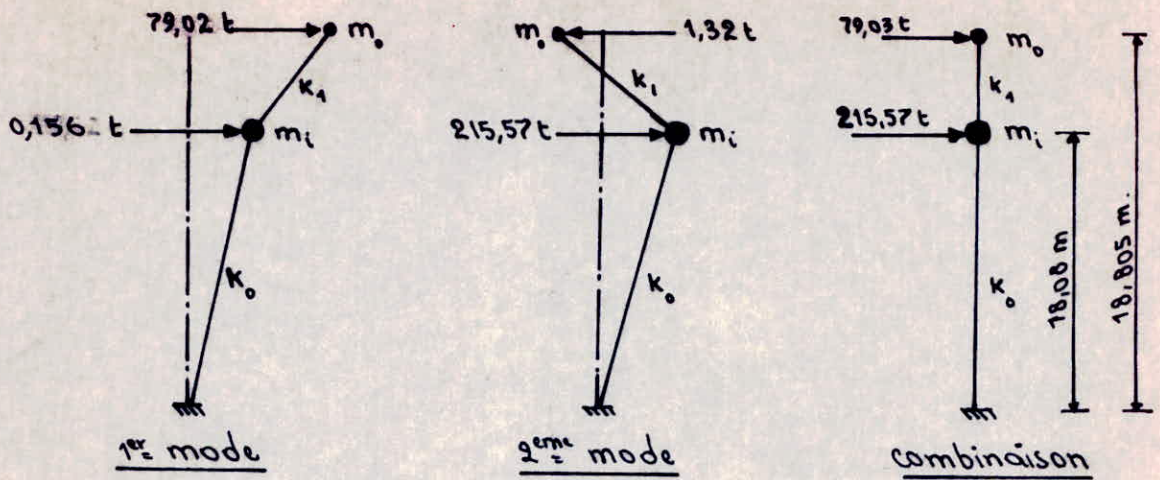
• calcul de h_0 et h_i : (voir schéma équivalent mécanique de la cuve)

$$h_0 = h \left[1 - \frac{\text{ch}(1,84 h/R) - 1}{(1,84 h/R) \cdot \text{sh}(1,84 h/R)} \right] \quad \text{avec } h = 4,10 \text{ m}$$

$$R = 6,28 \text{ m.}$$

$$h_i = \frac{3}{8} h$$

d'où : $h_0 = 2,265 \text{ m}$; $h_i = 1,540 \text{ m.}$



- calcul des efforts à la base de la tour:

• Effort tranchant : $T = F_r = 75,80 \text{ t}$.

• Moment flechissant : $M = \frac{1}{3} [79,03 \cdot 18,805 + 215,57 \cdot 18,080] = 1794,55 \text{ tm}$.

Conclusion:

* Si on compare les efforts dus au séisme à ceux dus à l'effet hydrodynamique on constate que ces derniers sont faibles devant les efforts sismiques.

donc les efforts sismiques sont prépondérants.

cela justifie bien le règlement parasismique (RPA 81) en fixant une capacité limite à partir de laquelle on tient compte de l'effet hydrodynamique qui est de 1000 m^3 . (En Zone II et III).

- donc pour les cuves dont la capacité est inférieure à 1000 m^3 le calcul à l'effet hydrodynamique est inutile.

chapitre ; 9

CALCUL DE LA TOUR

I- Hypothèses de calcul:

A* Sollicitations d'ensemble:

• Il est supposé que sous l'effet des sollicitations d'ensemble la tour peut être considérée comme une console, et calculée en théorie de poutre.

• De plus, on suppose que le rapport h_0/D est suffisamment faible pour pouvoir théoriquement concentrer le béton et l'acier dans la surface moyenne afin de calculer les contraintes moyennes σ_{am} et σ_{bm} .

II - Objet de calcul:

• Evaluer des contraintes σ_{bm} et σ_{am} engendrées par les sollicitations d'ensemble, la structure réelle est remplacée par une structure fictive constituée par la surface moyenne de la coque (voir hypothèse I).

III - Combinaisons des efforts:

• Les vérifications seront faites d'après [(MARIUS-DIVER): calcul pratique des tours en béton armé] et conformément aux règles C.C.B.A 68 et R.P.A 81.

* Actions du 1^{er} genre:

Les sollicitations d'ensemble à prendre en compte sont :

$$(S_1^1) = G + 1,2P$$

$$(S_1^2) = G + P + V$$

$$(S_1^3) = G + V$$

• G: sol. dues à la charge permanente

• P: sol. dues aux surch. d'exploitations,

• V: sollicitations dues aux surcharges climatiques normales

- on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\bullet \sigma_{bm}^1 (S_1^1; S_1^2) \leq 0,3 \sigma_{28} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \sigma_a (S_1^3) \leq \min\left(\frac{2}{3} \sigma_{en}; \sigma_2\right) \text{ [relative à la fissuration].}$$

* Actions du second genre:

Les sollicitations d'ensemble à prendre en compte sont :

$$\bullet (S_2^1) = 1,1 G + 1,1 P + 1,1 W$$

$$\bullet (S_2^2) = 0,9 G + 0,9 P + 1,1 W$$

$$\bullet (S_2^3) = G + P + S$$

$$\bullet (S_2^4) = 0,8 G + S$$

W = sollicitations dues aux surcharges climatiques extrêmes

S = sollicitations dues au seisme

• on doit vérifier pour ces actions :

pour béton :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bm}^1 (S_2^1) \\ \sigma_{bm}^1 (S_2^3) \end{array} \right\} \leq 1,5 (0,3 \cdot \sigma_{28}^1) = 135 \text{ kg/cm}^2.$$

pour l'acier :

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

- N.B. : L'absence des gaz nocifs diminue les risques de corrosions du béton et de l'acier, ce qui permet d'augmenter la valeur des contraintes admissibles. Les règles pour les calculs des tours en B.A. admettent les contraintes admissibles suivantes :

* Béton :

• sollicitations du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}_b^1 = 0,4 \sigma_{28}^1 = 120 \text{ kg/cm}^2.$

• sollicitations du 2nd genre : $\bar{\sigma}_b^1 = 0,6 \sigma_{28}^1 = 180 \text{ kg/cm}^2.$

* Acier :

• sollicitation du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}_a = 0,67 \sigma_{en} = 2814 \text{ kg/cm}^2.$

• sollicitation du 2nd genre : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

Cote Z (m)	$S_1^1 = G + 1,2 P$				$S_1^2 = G + P + V$				$S_1^3 = G + V$			
	M (tm)	N (t)	T (t)	e (m)	M (tm)	N (t)	T (t)	e (m)	M (tm)	N (t)	T (t)	e (m)
15,54	0,00	503,32	0,00	0,000	15,72	495,30	3,932	0,031	15,72	455,10	3,93	0,035
12,72	0,00	532,31	0,00	0,000	27,60	524,30	4,50	0,053	27,60	484,09	4,50	0,057
9,54	0,00	569,20	0,00	0,000	42,85	561,20	5,10	0,076	42,85	520,97	5,10	0,082
6,36	0,00	606,08	0,00	0,000	59,95	598,08	5,66	0,100	59,95	577,85	5,66	0,104
3,18	0,00	642,96	0,00	0,000	78,76	634,96	6,17	0,124	78,76	594,73	6,17	0,132
0,00	0,00	679,84	0,00	0,000	99,12	671,84	6,64	0,148	99,12	631,61	6,64	0,157
-1,00	0,00	690,12	0,00	0,000	116,43	682,12	7,21	0,170	116,43	641,89	7,21	0,181

Sollicitations du premier genre (cuve vide)

$$e = \frac{M}{N} \text{ (Excentricité).}$$

cote z (m)	$S_1^1 = G + 1,2 P$				$S_1^2 = G + P + V$				$S_1^3 = G + V.$			
	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)
15,54	0,00	1010,93	0,00	0,000	16,33	1002,91	4,09	0,016	16,33	962,71	4,09	0,017
12,72	0,00	1039,92	0,00	0,000	28,68	1031,91	4,67	0,028	28,68	991,70	4,67	0,029
9,54	0,00	1076,81	0,00	0,000	44,53	1068,81	5,30	0,042	44,53	1028,58	5,30	0,043
6,36	0,00	1113,69	0,00	0,000	62,30	1105,69	5,88	0,056	62,30	1085,46	5,88	0,057
3,18	0,00	1150,57	0,00	0,000	81,85	1142,57	6,42	0,072	81,85	1102,34	6,42	0,074
0,00	0,00	1187,45	0,00	0,000	103,02	1179,45	6,90	0,087	103,02	1139,22	6,90	0,090
-1,00	0,00	1197,73	0,00	0,000	121,02	1189,73	7,50	0,102	121,02	1149,50	7,50	0,105

sollicitations du premier genre (cuve pleine).

• 49.

$\frac{G_2}{P_2}$ Z (m)	$S_2^1 = 1,1(G + P + W)$				$S_2^2 = 0,9(G + P) + 1,1W$				$S_2^3 = G + P + S$				$S_2^4 = 0,8G + S$			
	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)
15,54	30,26	544,83	7,57	0,056	30,26	445,77	7,57	0,068	228,86	495,30	84,57	0,462	228,86	364,08	84,57	0,628
12,72	53,13	576,73	8,65	0,092	53,13	471,87	8,65	0,113	498,71	524,30	107,11	0,951	498,71	387,27	107,11	1,287
9,54	82,49	617,32	9,81	0,134	82,49	505,08	9,81	0,163	871,51	561,20	127,47	1,552	871,51	416,78	127,47	2,091
6,36	115,40	657,88	10,89	0,175	115,40	538,27	10,89	0,214	1300,79	598,08	142,50	2,211	1300,79	462,28	142,50	2,813
3,18	151,61	698,45	11,88	0,217	151,61	571,46	11,88	0,265	1768,96	634,94	152,19	2,786	1768,96	475,78	152,19	3,718
0,00	190,81	739,02	12,77	0,258	190,81	604,66	12,77	0,316	2259,66	671,84	156,54	3,363	2259,66	505,38	156,54	4,471
-1,00	224,11	750,32	13,87	0,298	224,11	613,91	13,87	0,365	2415,87	682,12	156,80	3,542	2415,87	513,60	156,80	4,703

solllicitations du second genre (cuve vide)

$\frac{S}{z}$ (m)	$S_2^1 = 1,1(G + P + W)$				$S_2^2 = 0,9(G + P) + 1,1W$				$S_2^3 = G + P + S$				$S_2^4 = 0,8G + S$			
	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)	M(tm)	N(t)	T(t)	e(m)
15,54	31,44	1103,20	7,87	0,028	31,44	902,62	7,87	0,035	293,65	1002,91	131,71	0,292	293,65	710,17	131,71	0,381
12,72	55,21	1135,10	8,99	0,049	55,21	928,72	8,89	0,059	716,06	1031,91	166,78	0,694	716,06	793,36	166,78	0,902
9,54	85,72	1175,69	10,20	0,073	85,72	961,93	10,20	0,089	1299,05	1068,81	198,49	1,215	1299,05	822,86	198,49	1,570
6,36	119,93	1216,26	11,32	0,099	119,93	995,12	11,32	0,121	1969,66	1105,69	221,89	1,781	1969,66	868,37	221,89	2,268
3,18	157,57	1256,83	12,35	0,125	157,57	1028,31	12,35	0,153	2701,44	1142,57	236,97	2,364	2701,44	881,87	236,97	3,063
0,00	198,32	1297,40	13,28	0,153	198,32	1061,51	13,28	0,187	3467,97	1179,45	243,74	2,940	3467,97	911,38	243,74	3,805
-1,00	232,98	1308,71	14,44	0,178	232,98	1070,76	14,44	0,217	3711,98	1189,73	244,15	3,120	3711,98	919,78	244,15	4,036

Sollicitations du second genre (cuve pleine)

IV. Calcul du ferrailage de la tour:

IV.1. Sens vertical:

- Le noyau central d'une section annulaire de faible épaisseur est donné par un cercle concentrique à la section de rayon:

$$e_1 = \frac{D_m}{4}; \text{ où } D_m = \text{Diamètre moyen} = 5,25 \text{ m.}$$

$$e_1 = 1,3125 \text{ m.}$$

donc: si $e \leq e_1 \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

si $e > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

A* pour les sollicitations d'ensemble: $S_1^1; S_1^2; S_1^3; S_2^1; S_2^2$
nous avons $e < e_1$ \forall la cote considérée,

- donc la section est entièrement comprimée;

on vérifie pour ces sollicitations:

$$\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W} \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\Omega = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) = 41233,40 \text{ cm}^2.$$

$$W = \pi R_m^2 h_0 = 541,18 \cdot 10^4 \text{ cm}^3.$$

* La contrainte maximale dans le béton:

$$\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{W}$$

① sollicitations du 1^{er} genre:

$$\left. \begin{array}{l} N_{\max} = 1189,73 \cdot 10^3 \text{ Kg} \\ M_{\max} = 121,024 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm} \end{array} \right\} \text{ pour } S_1^2 \text{ (cuve pleine)}$$

d'où:

$$\sigma'_{bm} = 31,09 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_1} = 120 \text{ Kg/cm}^2.$$

② sollicitations du 2nd genre:

$$\left. \begin{array}{l} N_{\max} = 1308,71 \cdot 10^3 \text{ Kg} \\ M_{\max} = 232,98 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm} \end{array} \right\} \text{ pour } S_2^1 \text{ (cuve pleine)}$$

d'où:

$$\sigma'_{bm} = 36,05 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_2} = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

Conclusion: On remarque que les contraintes maximales de le béton sont très inférieures aux contraintes admissibles, donc sous ces sollicitations la tour sera ferrailée d'un pourcentage minimal d'acier d'après les prescriptions du cahier des charges applicable à la

construction des cheminées en béton armé (Annales ITBBP-
Article 71). Ce pourcentage est fixé à :

$$w_e + w_i = 0,25\% \quad \text{dans le sens vertical.}$$

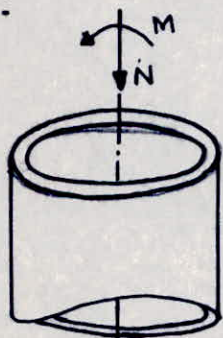
$$w_e + w_i = 0,25\% \quad \text{dans le sens horizontal.}$$

- B* pour les sollicitations d'ensemble S_2^3 et S_2^4 , la section de la tour n'est plus entièrement comprimée sur toute la hauteur, alors pour ces deux sollicitations la majorité des sections sont partiellement comprimées ($e > e_1$)
- Donc ce sont ces deux sollicitations qu'il faut considérer pour le ferrailage de la tour.

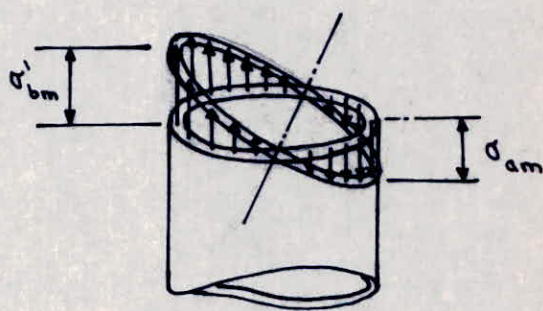
Méthode de calcul:

- Le calcul sera fait selon la méthode de M^E: MARIUS DIVER (calcul pratique des tours en B.A).

- Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque.



Sollicitations extérieures
 M et N



contraintes normales
 σ'_{bm} ; σ'_{am} .

Principe de calcul:

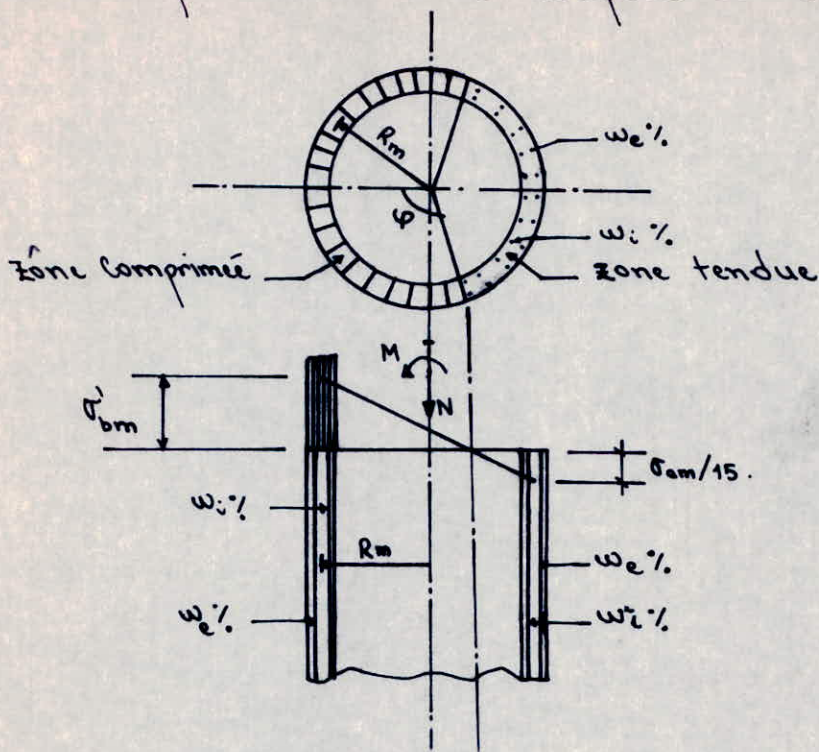
1. - on détermine l'excentricité relative :

$$a = \frac{M}{N \cdot R_m} \quad (R_m = \text{rayon moyen}).$$

2. on se donne un pourcentage d'acier: $\Sigma w = w_e + w_i$
et on tire du (tableau C.7 p. 197 M. Diver), les paramètres b et s
il en résulte :

$$\sigma'_{bm} = \frac{N b}{R_m h_0} \quad \text{et} \quad \sigma'_{am} = n s \sigma'_{bm} \quad ; \quad (n = 15).$$

- Les notations précédentes sont indiquées sur le schéma suivant :



Les valeurs des contraintes σ'_{bm} et σ_{am} sont regroupées dans le tableau suivant : unité : kg/cm^2 .

		cuve vide							cuve pleine						
Solli	côte (m)	e (m)	a	$\Sigma w\%$	b	S	σ'_{bm}	σ_{am}	e (m)	a	$\Sigma w\%$	b	S	σ'_{bm}	σ_{am}
$S_2 = G + P + S$	15,54	0,462	0,176	0,25	-	-	-	-	0,292	0,111	0,25	-	-	-	-
	12,72	0,951	0,362	0,25	-	-	-	-	0,694	0,264	0,25	-	-	-	-
	9,54	1,552	0,591	0,30	0,337	0,140	28,81	60,50	1,215	0,462	0,25	-	-	-	-
	6,36	2,211	0,842	0,30	0,488	0,933	44,47	622,35	1,781	0,678	0,30	0,383	0,361	64,63	349,97
	3,18	2,786	1,061	0,30	0,665	1,800	64,34	1737,20	2,364	0,900	0,30	0,526	1,15	91,60	1579,75
	0,00	3,363	1,281	0,30	0,831	2,600	85,08	3317,90	2,948	1,120	0,50	0,639	1,631	114,84	2809,60
	-1,00	3,542	1,349	0,30	0,889	2,850	92,40	3950,00	3,120	1,188	0,60	0,652	1,600	118,20	2836,90
$S_2 = 0,8G + S$	15,54	0,628	0,239	0,25	-	-	-	-	0,381	0,145	0,25	-	-	-	-
	12,72	1,287	0,490	0,25	-	-	-	-	0,902	0,343	0,25	-	-	-	-
	9,54	2,091	0,796	0,30	0,456	0,756	28,96	328,40	1,578	0,601	0,25	-	-	-	-
	6,36	2,813	1,071	0,30	0,665	1,800	46,84	1264,70	2,268	0,864	0,30	0,542	1,072	67,75	1089,42
	3,18	3,718	1,416	0,40	0,926	2,700	67,13	2719,00	3,063	1,166	0,30	0,746	2,280	100,25	3428,59
	0,00	4,471	1,703	0,40	1,110	3,254	85,50	4123,30	3,805	1,449	0,60	0,830	2,119	115,26	3663,54
	-1,00	4,703	1,791	0,60	0,984	2,561	77,01	2958,33	4,036	1,537	0,70	0,837	2,119	117,30	3727,75

on vérifie bien :

$$\sigma'_{bm} < \bar{\sigma}'_{b_2} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{am} < \bar{\sigma}_{a_2} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Le ferrailage vertical de la tour (Armatures longitudinales) pour les différents niveaux est calculé, en considérant le pourcentage maximal pour chaque niveau.

Ex: pour le niveau : $z = 6,36 \text{ m}$ on a $(\Sigma w)_{\max} = 0,30\%$

donc $w_e = w_i = 0,15\%$

d'où : $A = \frac{\Sigma w \cdot 2\pi R_m \cdot h_0}{100} = \frac{0,30}{100} \cdot 2\pi \cdot 2,625 \cdot 10^2 \cdot 25 = 123,70 \text{ cm}^2$

soit : $A_i = A_e = 61,85 \text{ cm}^2$

- Les autres valeurs sont regroupées dans le tableau suivant :

côte z (m)	$(\Sigma w)_{\max} \%$	$(w_e = w_i) \%$	$(A_e = A_i) \text{ cm}^2$	A_e adopté	A_i adopté	l_r (cm)
15,54	0,25	0,125	51,54	26 T16	26 T16	-
12,72	0,25	0,125	51,54	26 T16	26 T16	64
9,54	0,30	0,150	61,85	31 T16	31 T16	64
6,36	0,30	0,150	61,85	31 T16	31 T16	64
3,18	0,40	0,20	82,46	42 T16	42 T16	64
0,00	0,60	0,30	123,70	41 T20	41 T20	80
-1,00	0,70	0,35	144,31	46 T20	46 T20	80

* La longueur de recouvrement des barres : (l_r)

pour un ancrage droit les longueurs de recouvrements des

armatures sont : $l_r = 40 \phi_{\max}$ (pour barres H.A).

IV-2) Sens transversal:

- L'effort tranchant T produit des cisaillements en considérant : $b = 2h_0$; $z = 0,8 D_m$.

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} \approx \frac{T}{1,6 D_m h_0}$$

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

il en résulte une traction dans les cerces :

$$\sigma_{am} = \frac{100 \tau}{\Sigma w} = \frac{100 T}{1,6 D_m h_0 \Sigma w} \quad \text{avec: } \Sigma w = \text{pourcentage des armatures transversales.}$$

cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la face latérale de la tour.

- L'effort tranchant maximal pour notre cas est :

$$T_{\max} = 244,15 \text{ t} \quad (\text{sollicitation } S_2^3).$$

nous adoptons un pourcentage ($\Sigma w = 0,50\%$) pour les aciers Transversaux (cerces)

La contrainte de traction dans les cerces est:

$$\sigma_{am} = \frac{100 \cdot 244,15 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 525 \cdot 25 \cdot 0,5} = 2325,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

La section d'acier necessaire est:

$$A_c = 100 \cdot h_0 \cdot \Sigma w = 100 \cdot 25 \cdot \frac{0,50}{100} = 12,50 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

soit: $A_c = 12 \text{ T } 12 / \text{ml} =$

$$A_{ce} = A_{ci} = 6 \text{ T } 12 / \text{ml.}$$

* Espacement des cerces: $t = 20 \text{ cm.}$

* Longueur de recouvrement: $l_r = 40 \phi = 48 \text{ cm.}$ (Barres H.A.)

N.B: Les cerces seront maintenues par des epingles lors du coulage du beton.

VI. Verification de la tour aux effets secondaires:

VI.a). Moment d'ovalisation:

- Le moment d'ovalisation maximal est

produit au niveau $z = 15,54 \text{ m.}$ (voir tableau)

* Vent normal:

$$M_{oi} = 105 \cdot 10^2 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_{oe} = 91,3 \cdot 10^2 \text{ Kg.cm.}$$

* Vent extrême:

$$M_{oi} = 183 \cdot 10^2 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_{oe} = 159,7 \cdot 10^2 \text{ Kg.cm.}$$

- Les verifications seront faites pour les valeurs extremes; connaissant la position de l'axe neutre (valeur α), donc le bras de levier des forces exterieures, on peut utiliser les relations suivantes (données par M. Diver)

①. Accroissement de la traction dans les aciers exterieures:

$$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_0 \left(\xi - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot A_e}$$

②. Accroissement de la traction dans les aciers interieures:

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_0 \left(\xi - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot A_i}$$

(Le tableau C2 p 177 M. Diver) nous donne :

pour : $\Sigma w = 0,5\%$ (pourcentage des cerces)

$$\alpha = 0,2653 \quad ; \quad \xi = \frac{h_o}{h} = \frac{h_o}{h_o - d} = \frac{25}{22} = 1,130$$

$$w_e = w_i = 0,25\%$$

$$A_e = A_i = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

d'où :

$$\sigma_{oe} = 90,46 \text{ Kg/cm}^2$$

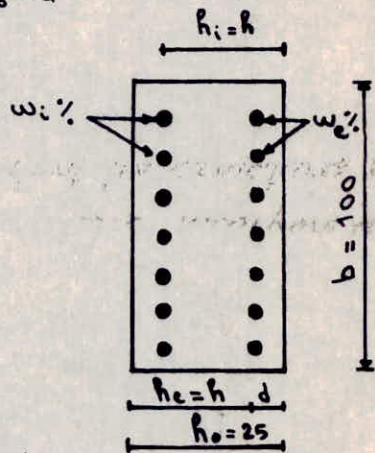
$$\sigma_{oi} = 103,65 \text{ Kg/cm}^2$$

et :

La contrainte maximale de traction dans les cerces tenant compte de

l'accroissement due au moment d'ovalisation :

$$\sigma_{am} = \sigma_{am} + \sigma_{oi} = 2430 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$



VII. Etude au niveau des ouvertures :

La présence des ouvertures au droit des carreaux d'éclairage ou des portes, pose des problèmes difficiles à résoudre, par un calcul exact, la méthode exposée ci-dessous, est une méthode approximative qui mérite d'être vérifiée par la pratique courante :

- nous avons deux types d'ouvertures :

1. ouvertures avec renforts.

2. ouvertures sans renforts.

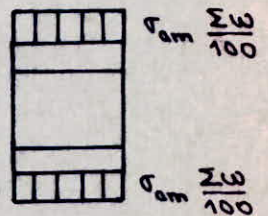
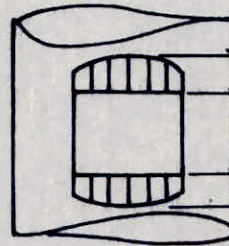
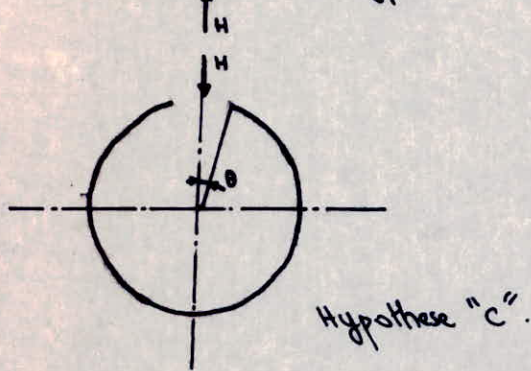
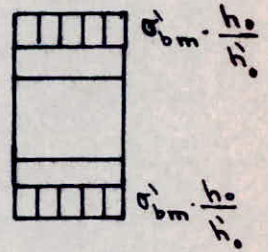
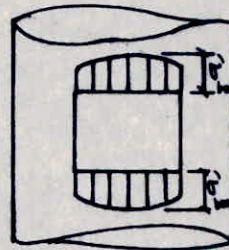
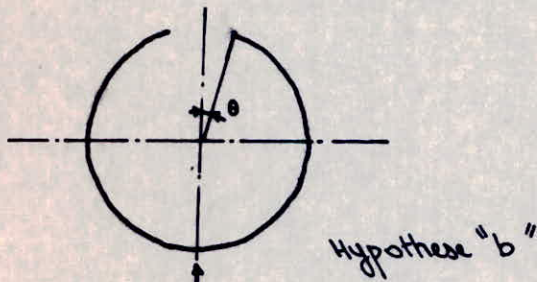
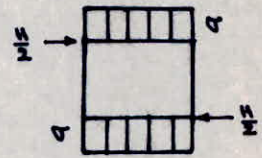
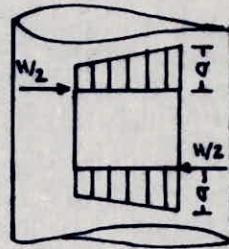
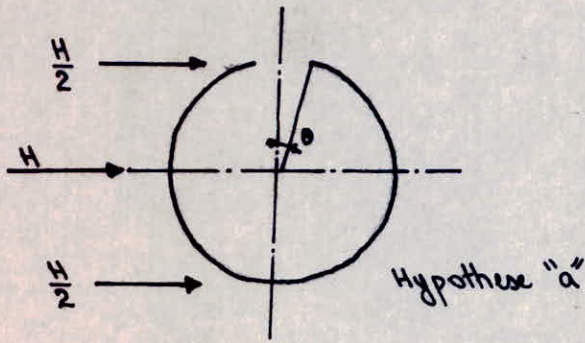
Les renforts ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage; glissant ou grim pant, dans des conditions de travail difficiles, et coûteuses (le coût d'un renfort équivaut à celui de 8 à 10 m de cheminée en section courante).

donc on remplace le renfort par un cadre incorporé composé de deux poteaux et de deux linteaux, dont les armatures s'ajoutent au ferrailage normal.

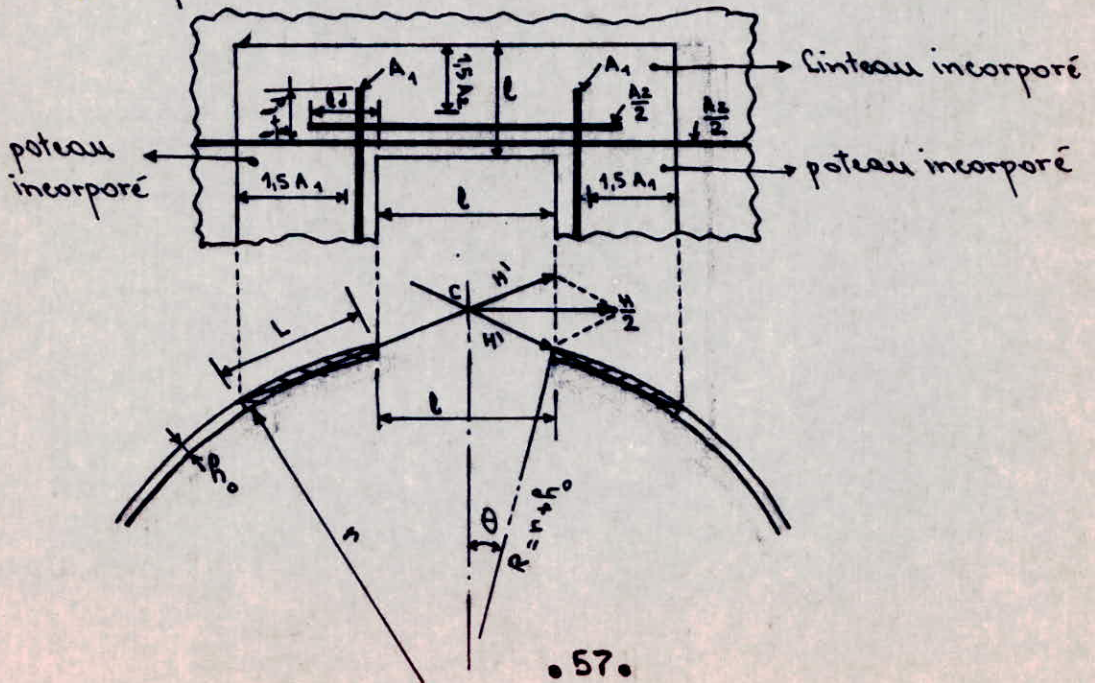
* Le cadre incorporé doit participer à la transmission du moment fléchissant M et de l'effort normal, N , produisant les contraintes σ dans la section du fût non percé au dessus de l'ouverture, ainsi que l'effort tranchant d'ensemble H évalué dans la même section.

II a). Etude du cadre incorporé:

Nous considérons successivement trois hypothèses non superposables concernant la direction de l'effort horizontal.



Hypothèse "a": Les sollicitations provoquées par la force horizontale $\frac{H}{2}$ seront équilibrées par les poteaux incorporés situés de part et d'autre de l'ouverture



A1. Ouverture de la porte:

- Il s'agit de prévoir une ouverture sans renfort de largeur $l = 0,80$ m et de hauteur $d = 2,00$ m.
demi angle au centre $\theta = 8,36$

- Il faut prévoir une épaisseur au niveau de l'ouverture:

$$h'_0 = 180 h_0 / (180 - \theta) = 26,22 \text{ cm}$$

que l'on majore de 20% on trouve: $h'_0 = 30$ cm.

L'épaisseur h'_0 sera prévue sur la hauteur de l'ouverture et continue sur une hauteur au moins égale à $l = 0,80$ m. au-dessus et au-dessous de l'ouverture.

A-11. calcul du poteau du cadre:

* hypothèse "a":

- La hauteur L de la section du poteau incorporé, est donnée par un calcul algébrique:

$$L = 2 \sqrt{R^2 - r^2} \text{ avec } R = \frac{D_e}{2} = 2,75 \text{ m}, r = 2,50 \text{ m}$$

d'où: $L = 2,30$ m.

- La force H' agissant sur chaque poteau du cadre est donnée par:

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

$$b = \frac{l}{2} = 0,40 \text{ m} \rightarrow \lambda = 0,84.$$

L'effort horizontal maximal au niveau de la porte est:

$$H = 243,74 \text{ t. au niveau } (\pm 0,00) \text{ sous } S_2^3.$$

d'où: $H' = 72,54$ t.

- Le moment fléchissant dans le poteau est donné par rapport au milieu du poteau:

$$M_f = H' \cdot \frac{d}{2} = 72,54 \text{ t.m.}$$

• ferraillage vertical:

$$A_1 = \frac{M_f}{z_1 \cdot \bar{\sigma}_a} \text{ avec } z_1 = \frac{2}{3} L = 1,53 \text{ m.}$$

$$\text{sous } S_2: \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit: } A_1 = 11,28 \text{ cm}^2.$$

- on prévoit donc 4T20 en bordure, sur une largeur de $0,15L = 34,5$ cm de part et d'autre de l'ouverture

- Le ferraillage courant vertical: ($\Sigma w = 1,2 \cdot 0,5\% = 0,6\%$) sur la largeur $0,85L = 195,5$ cm rapporté à l'épaisseur $h_0 = 25$ cm est: $A = 0,85 \cdot 230 \cdot 0,6 \cdot \frac{25}{100} = 29,32 \text{ cm}^2.$

on compare la section $A = 29,32 \text{ cm}^2$ à la section $1,5A_1 = 16,92 \text{ cm}^2$
 on retient la plus grande section, soit $A = 29,32 \text{ cm}^2$ répartie
 sur la largeur $0,85L = 195,5 \text{ cm}$ soit 10 T20 ($t = 20 \text{ cm}$).

• La longueur des barres:

$$L = d + 2l_d + l \quad \text{avec } l_d = 40 \phi$$

$$= 2 + 2 \cdot 40 \cdot 0,2 + 0,80 = 4,40 \text{ m.}$$

A-21. Calcul du linteau du cadre:

nous choisissons une hauteur du linteau ($h = 1,00 \text{ m}$).

- Le moment fléchissant dans le linteau $M_3 = 72,54 \text{ tm}$
 sera équilibré par une armature horizontale:

$$A_2 = \frac{M_3}{z_2 \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } z_2 = \frac{2}{3} h = 0,67 \text{ m.}$$

$$\bar{\sigma}_a (\sigma_a) = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit: } A_2 = 25,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ T20}$$

Les armatures A_2 seront réparties sur la hauteur: $0,15 h = 15 \text{ cm}$
 à raison de 2 nappes de 5 barres chacune.

- La section courante d'acier sur la hauteur $0,85 h = 85 \text{ cm}$.

$$\text{est: } A = \frac{\Sigma w}{100} \cdot (0,85 h) \cdot h_0 = 10,62 \text{ cm}^2 \quad (\Sigma w = 0,50).$$

on compare cette section à $1,5A_2 = 38,65 \text{ cm}^2$ et l'on
 garde $38,65 \text{ cm}^2 \equiv 14 \text{ T20}$ (2 nappes de 7 barres).

b* hypothèse "b":

Le linteau incorporé est soumis à une compression
 maximale: $p = \sigma'_{bm} \cdot \frac{h_0}{h_0} = 115,26 \cdot \frac{25}{30} = 96,05 \text{ Kg/cm}^2$.

d'où la charge sur la paroi: $q = p h_0 = 2881,5 \text{ Kg/cm}$

- L'effort tranchant maximal est:

$$T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = (2881,5 \cdot \frac{80}{2}) 10^{-3} = 91,26 \text{ t.}$$

- contrainte de cisaillement maximal:

$$\tau_b = \frac{T}{h_0 \cdot z_2} = \frac{T}{h_0 \cdot \frac{2}{3} h} = \frac{91,26 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{2}{3} \cdot 100} = 45,43 \text{ Kg/cm}^2.$$

• La contrainte de cisaillement Tolérable:

$$1^{\text{er}} \text{ genre: } \bar{\tau}_{b_1} = 5 \cdot \bar{\sigma}_b = 31,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$2^{\text{ème}} \text{ genre: } \bar{\tau}_{b_2} = \frac{3}{2} \bar{\tau}_{b_1} = 46,88 \text{ Kg/cm}^2.$$

on vérifie bien: $\tau_b < \bar{\tau}_{b_2}$.

- ferrailage de la poutre paroi :

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 288,15 \cdot \frac{(0,8)^2}{8} = 23,05 \text{ t.m.}$$

d'où :

$$A = \frac{M_0}{\pm \bar{\sigma}_a} = \frac{23,05 \cdot 10^5}{\frac{2}{3} \cdot 100 \cdot 4200} = 8,23 \text{ cm}^2.$$

- ce ferrailage est inférieur à celui donné par l'hypothèse "a".
- donc on adoptera le ferrailage donné par l'hypothèse "a"

N.B: La transmission de l'effort tranchant du linteau aux poteaux incorporés engendre, dans ces derniers des contraintes supplémentaires :

$$\Delta P = P h'_0 \cdot l / 2 h'_0 L = P \cdot \frac{l}{2L}$$

$$\Delta P = 96,05 \cdot \frac{0,8}{2 \cdot 2,30} = 16,70 \text{ Kg/cm}^2.$$

La contrainte totale dans le poteau incorporé est :

$$\sigma'_b = P + \Delta P = 96,05 + 16,70 = 112,85 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b < \sigma'_{bm} = 115,26 \text{ Kg/cm}^2$$

81. ouvertures d'éclairage:

- Il s'agit de prévoir des ouvertures sans renforts, de largeur: $l = 40 \text{ cm}$, et de hauteur: $d = 80 \text{ cm}$.
demi-angle au centre: $\theta = 4,16^\circ$

- L'épaisseur au niveau des ouvertures sera: $h'_0 = 180 h_0 / (180 - \theta) = 25,60 \text{ cm}$ que l'on majore de 20%
soit $h'_0 = 30 \text{ cm}$

- Le principe de calcul est le même que celui décrit pour le calcul de l'ouverture de la porte

8.1)- calcul du poteau du cadre incorporé:

a*) Hypothèse "a": La hauteur

- La hauteur L de la section du poteau est :

$$L = 2 \sqrt{R^2 - r^2} = 2,30 \text{ m.}$$

- La force H' agissant sur chaque poteau est,

$$H' = \frac{H}{4\lambda} \text{ avec: } \lambda = \frac{r \sqrt{R^2 - b^2}}{R^2} - \frac{b \sqrt{R^2 - r^2}}{R^2} = 0,88 \quad (b = \frac{0,40}{2})$$

$H = 236,97 \text{ t}$ (pour l'ouverture la plus sollicitée) sous (S_2^3):

N.B: toutes les ouvertures seront calculées sous cet effort;

d'où: $H' = 67,32 \text{ t.}$

- Le moment fléchissant dans le poteau sera égal à :

$$M_f = H \cdot \frac{d}{2} = 26,92 \text{ tm.}$$

• ferraillage vertical :

$$A_1 = \frac{M_f}{z_1 \bar{\sigma}_a} = 4,18 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } (z_1 = \frac{2}{3}L = 1,53 \text{ m}; \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ b})$$

soit : $A_1 = 4T16$ en bordure sur une largeur de : $0,15L = 34,5 \text{ cm.}$
de part et d'autre du cadre incorporé.

- sur la largeur $0,85L = 195,5 \text{ cm}$ on répartie une section
 $A = \max(A' \text{ et } 1,5 A_1).$

A' = section en zone courante (sans ouverture) : avec $(\Sigma w)_{\text{majoré}} = 1,2 \cdot 0,4\%$
d'où : $A' = (0,85 \cdot 230) \cdot 0,48 \cdot \frac{25}{100} = 23,46 \text{ cm}^2$

$$1,5 A_1 = 6,27 \text{ cm}^2$$

donc : $A = 23,46 \text{ cm}^2$ soit 12 T16 répartis sur la largeur $0,85L$
en 2 nappes de 6 T16 chacune. ($t = 30 \text{ cm}$).

• La longueur des barres :

$$L = d + 2l_d + l \quad ; \quad l_d = 40\phi$$

$$= 0,8 + 2 \cdot 40 \cdot 1,6 + 0,4 = 2,5 \text{ m.}$$

8-2). Calcul du linteau incorporé :

- nous choisissons une hauteur du linteau $h = 60 \text{ cm.}$

- moment fléchissant dans le linteau : $M_f = 26,92 \text{ tm.}$, sera équi-
libré ; par l'armature horizontale : $A_2 = \frac{M_f}{z_2 \bar{\sigma}_a} = 16,02 \text{ cm}^2$
(avec : $z_2 = \frac{2}{3}h = 40 \text{ cm.}$; $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ b}$)

soit : $A_2 = 8T16$ réparties sur la hauteur : $0,15h = 9 \text{ cm.}$
en 2 nappes de 4 T16 chacune

- sur la hauteur $0,85h = 51 \text{ cm} \Rightarrow A = \max(A' ; 1,5 A_2).$

$$A' = \frac{\Sigma w}{100} \cdot 0,85 \cdot h \cdot h_0 = \frac{0,48}{100} \cdot 51 \cdot 25 = 6,12 \text{ cm}^2 \quad (\text{Arm courantes})$$

$$1,5 A_2 = 24,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 24,03 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 T16$$

à raison de 3 nappes de 4 T16 chacune.

• b* Hypothèse "b" :

Le linteau est soumis à une compression : $P = 100,25 \cdot \frac{25}{30}$

soit $P = 83,54 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ une charge répartie $q = P h_0' = 250,62 \text{ t/ml.}$

d'où : $T = q \cdot \frac{e}{2} = 50,12 \text{ t} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{h_0' z_2} = 41,76 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

($\bar{\tau}_b$ (tolérable) = $1,5 (5 \bar{\sigma}_b) = 46,88 \text{ Kg/cm}^2$)

• ferrailage de la poutre paroi:

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 250,62 \cdot \frac{(0,4)^2}{8} = 5,01 \text{ tm}$$

d'où:

$$A = \frac{M_0}{z_2 \bar{\sigma}_a} = 2,98 \text{ cm}^2 < A_2 \text{ (hyp "a")}$$

donc le ferrailage adopté pour le cadre incorporé est celui de l'hypothèse "a".

VIII. Calcul des poutres de repos:

- Il s'agit des dalles semi-circulaire encastrées sur leur pourtour et simplement appuyées diametralement sur une poutre encastrée dans la tour.

11. methode de calcul:

vu qu'on a pas trouvé une methode exact de calcul pour un cas pareil

on propose une methode simplifiée de calcul, même si elle n'est pas economique, elle garantie la resistance de la dalle.

- prenons 2 bandes de 1,00 m de largeur dans les deux directions defavorables (x-x) et (y-y).

chaque bande sera calculée comme une poutre simplement appuyée.

* évaluation de la charge q : t/m^2 :

• charge permanente : $0,18 \cdot 2,5 = 0,45 \text{ t}$

• surcharge : $1,2 \cdot 0,15 = 0,18 \text{ t}$

d'où:

$$q = 0,63 \text{ t/m}^2$$

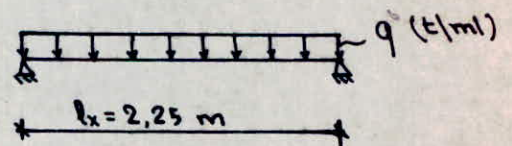
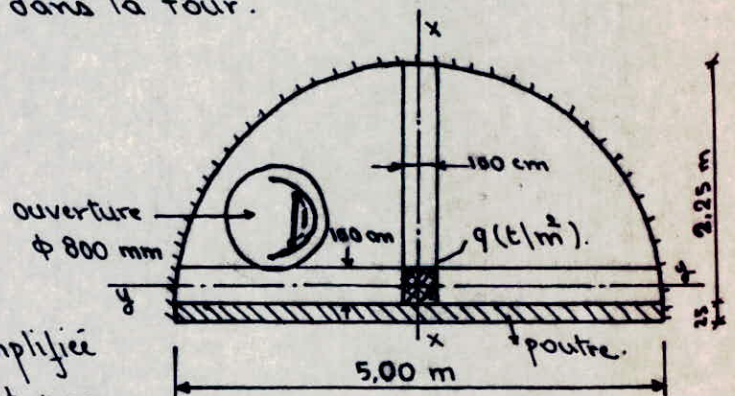
** ferrailage suivant (x-x):

$$M_{\text{max}}^x = q \frac{l^2}{8} = 0,40 \text{ tm/ml}$$

d'où:

$$A_x = \frac{M_{\text{max}}}{z_2 \bar{\sigma}_a} = \frac{0,4 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 2800} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $A_x = 2T12$ /ml. (Armatures inferieures).



**le ferrailage suivant (y-y):

$$M_{\max}^y = q \frac{l_y^2}{8} = 2 \text{ t m/ml.}$$

d'où:

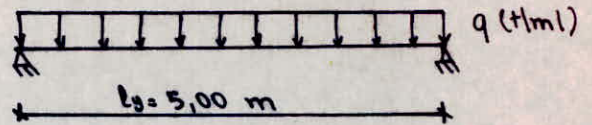
$$A_y = \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 5,10 \text{ cm}^2 \text{ /ml.}$$

soit: $5 T 12$ /ml. (Armatures inferieures).

pour les armatures superieures (sections encastrees) on prévoit des armatures capable d'equilibrer un moment $M = 0,15 M_y$.

$$\text{soit } M = 0,15 \cdot 2 = 0,3 \text{ t m/ml}$$

$$\text{d'où: } A_{\text{sup}} = \frac{0,3 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 2800} = 0,68 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 T 12 \text{ /ml}$$



• ferrailage de la poutre diametrale: $(40 \times 25) \text{ cm}^2$

- charge permanente = $0,4 \cdot 0,25 \cdot 2,5 = 0,25 \text{ t/ml.}$

- charge lui revenant de la dalle:

- vu que les lignes de ruptures sont difficiles à determiner pour ce genre de dalles, on admet que la charge transmise par la dalle à la poutre est trapézoïdale.

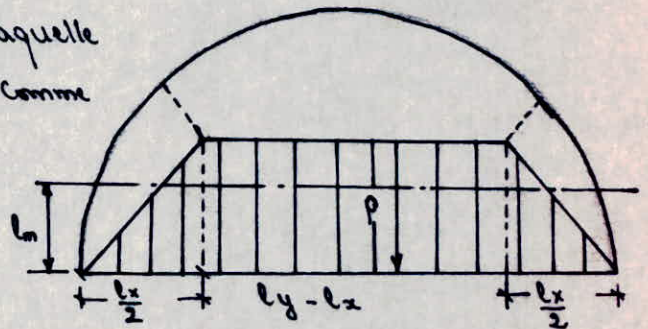
$$P = G + 1,2 P = 0,18 \cdot 2,5 + 1,2 \cdot 0,15 = 0,63 \text{ t/ml}^2$$

on calcule la largeur l_m pour laquelle la charge P sera considerée comme

uniformement repartie:

$$l_m = \left(0,5 - \frac{l_x^2}{6 l_y^2}\right) l_x = 1,05 \text{ m.}$$

$$\text{d'où: } q = l_m \cdot P = 0,66 \text{ t/ml.}$$



soit:

$$q_p = \Sigma q = 0,911 \text{ t/ml.}$$

d'où:

$$\text{entrée: } M_e = 0,8 M_0 = 0,8 q_p \frac{l_y^2}{8} = 2,28 \text{ t m}$$

$$\text{à l'appui: } M_p = -0,5 M_0 = -1,42 \text{ t m.}$$

• Armatures inferieures:

$$A_i = \frac{M_e}{\gamma \bar{\sigma}_a} = \frac{2,28 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 40 \cdot 2800} = 2,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 T 16$$

• Armatures superieures: $A_s = \frac{M_p}{\gamma \bar{\sigma}_a} = 1,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 T 12$

• verification du cisaillement:

$$T_{\max} = q_p \frac{l_y}{2} = 2,28 \text{ t} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2,28 \cdot 10^3}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40} = 2,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre $\phi 8$

$$\text{soit } A_t = 2 \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{espacement: } t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_{ar} \cdot E}{T} = \frac{1 \cdot 1600 (7/8) \cdot 40}{2,28 \cdot 10^3} = 24 \text{ cm}$$

on prend $t = 20 \text{ cm}$. distribuées selon la suite de Caquot.

• NB: Les barres seront coupées au niveau du trou d'homme.

chapitre; 10

CALCUL DE LA
FONDATION

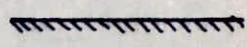

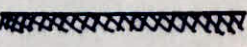
I. Introduction :

- Les efforts agissant sur la superstructure sont transmis à la fondation par l'intermédiaire d'une paroi cylindrique d'épaisseur $h_0 = 25 \text{ cm}$ et de rayon moyen $R_m = 2,625 \text{ m}$.
- Le rôle des fondations est de transmettre ces efforts au sol et d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage.

II. Etude du sol :

- Le terrain étudié est composé du haut vers le bas

Comme suite ;

- | | | | |
|---|--------|---|-----------------------|
| ① - terre végétale brunâtre (limon argileux)
d'épaisseur = 0,60 m. | ± 0,00 |  | ① limon argileux |
| ② - sable argileux d'épaisseur 0,70 m. | - 0,60 |  | ② sable argileux |
| ③ - marne plaisancienne dont la partie supérieure est jaun verdâtre.
rencontrée entre 1,30 et 9,00 m | - 1,30 |  | ③ marne plaisancienne |
- aucun niveau d'eau n'a été repéré dans ces sondages jusqu'à la profondeur de 9,00 m.
 - on peut constater qu'on est en présence d'un sol assez homogène entre 1,30 m et 9,00 m de profondeur
 - D'après les essais géotechniques, les caractéristiques du sol de fondation ; sont les suivantes:
 $\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$; $\varphi = 11^\circ$; $c = 0,5 \text{ b}$

III. Choix du type de fondation :

- vu que les charges verticales et horizontales, ainsi que les moments de renversement sont importants, nous opterons comme type de fondation, un radier général.

IV. Dimensionnement du radier :

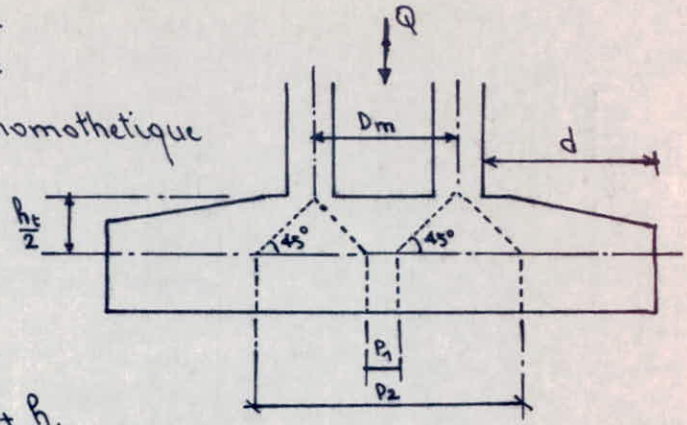
1. Epaisseur du radier : h_t

- h_t est déterminée, en vérifiant la condition de non poinçonnement donnée par le CEBA 68

- La condition de non poinçonnement est la suivante :

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{Q}{P_c \cdot h_t}$$

P_c : est le périmètre d'un contour homothétique du poteau (tour) situé à mi-hauteur de la semelle (radier) et à une distance $\frac{h_t}{2}$



alors: $P_c = \pi (P_1 + P_2)$

avec: $P_1 = D_m - h_t$; $P_2 = D_m + h_t$

d'où: $P_c = 2\pi D_m$

et $Q = G + 1,2 P = 1197,73 \text{ t} \approx 1198 \text{ t}$ (au niveau -1)

$$h_t \geq \frac{1,5 Q}{1,2 \bar{\sigma}_b \cdot P_c} = 73 \text{ cm.}$$

nous choisissons: $h_t = 2,50 \text{ m}$ afin de satisfaire la condition de rigidité ($d \leq 2 h_t$).

21. Diamètre du radier:

- Le radier est sollicité à sa base par un effort normal N , et un moment flechissant M y compris le moment dû à l'effort tranchant T .

- Le diamètre du radier est déterminé de tel sorte que la contrainte minimale du sol soit positive ou nulle (le sol ne travaille pas à la traction)

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{W} \geq 0$$

$N = Q + N_f$; (N_f = poids de fondation)

$N_f = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h_t \cdot \gamma_b = 4,90 D^2$

$\Omega = \frac{\pi D^2}{4}$; $W = \frac{\pi D^3}{32}$

d'où:

$N = 1198 + 4,90 D^2$ et $M = M_0 + T_0 h_t$

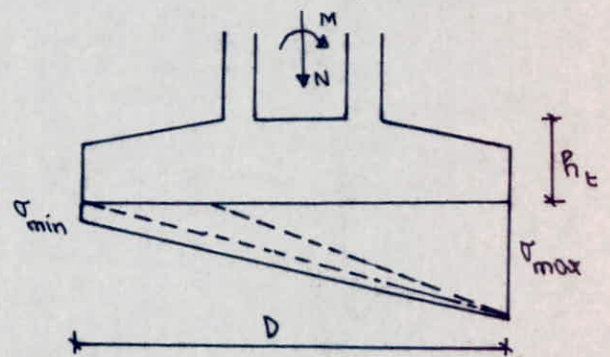
avec (M_0, T_0) les sollicitations au niveau (-1) dûs à S_2^3

nous avons: $M_0 = 3712 \text{ tm}$; $T_0 = 244,15 \text{ t}$ → $M = 4322,40 \text{ tm}$.

alors: $\sigma_{\min} = \frac{1198 + 4,90 D^2}{\pi D^2/4} - \frac{4322,40}{\pi D^3/32} \geq 0$

d'où:

Le diamètre économique: $D = D_{\min} = 15 \text{ m}$.



* Verification de la rigidité du radier :

- le radier est considéré comme rigide si la condition suivante est satisfaite :

$$d \leq 2 h_t \quad \text{avec } d = \text{longueur du débord.}$$

le calcul nous donne :

$$d = \frac{D - D_e}{2} = \frac{15 - 5,5}{2} = 4,75 \text{ m} < 2 h_t = 5,00 \text{ m.}$$

donc le radier est rigide.

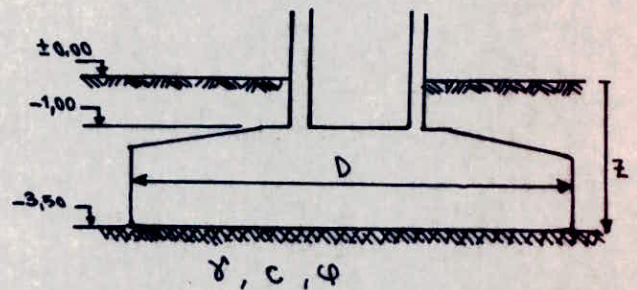
II- La capacité portante du sol :

- Selon TERZAGHI nous avons :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma z + \frac{0,3 \gamma D \cdot N_\gamma + \gamma z (N_q - 1) + 1,3 c N_c}{F}$$

Les paramètres N_γ ; N_q ; N_c sont fonction des caractéristiques du sol de fondation γ, c, φ .

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = 1,85 \text{ t/m}^3 \\ \varphi = 11^\circ \\ c = 0,5 \text{ b} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} N_\gamma = 1,26 \\ N_q = 2,71 \\ N_c = 8,84 \end{array}$$



F = coefficient de sécurité ; généralement pris égal à 3 pour les ouvrages en B.A.

• tout calcul fait on obtient :

$$\bar{\sigma}_s = 3,30 \text{ b} \approx 3,30 \text{ Kg/cm}^2.$$

NB : pour avoir plus de sécurité on travaille avec une contrainte admissible inférieure, soit $\underline{\bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kg/cm}^2}$.

III- Verification des contraintes dans le sol :

- on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{\Omega} \pm \frac{M'}{W} \leq \alpha \bar{\sigma}_s$$

avec α : un coefficient qui dépend du type de sollicitation.

$$\Omega = 176,71 \text{ m}^2 ; \quad W = 331,34 \text{ m}^3.$$

NB : aux charges permanentes (G) on doit ajouter le poids de la fondation et celui du remblai ;

$$\text{càd : } N' = (G + 1,2 P) + N_f + N_r ; \quad M' = M + T h_t.$$

$$N_f = 1102,50 \text{ t} \quad \text{et} \quad N_r = 275 \text{ t.}$$

- Les valeurs de σ_1 ; σ_2 sont regroupées dans les tableaux suivants:

a. Sollicitations du premier genre:

	cuve vide			cuve pleine		
Combinaison	S_1^1	S_1^2	S_1^3	S_1^1	S_1^2	S_1^3
σ_1 (b)	1,170	1,205	1,183	1,457	1,495	1,472
σ_2 (b)	1,170	1,125	1,103	1,457	1,411	1,388

b. Sollicitations du deuxième genre:

	cuve vide				cuve pleine			
Combinaison	S_2^1	S_2^2	S_2^3	S_2^4	S_2^1	S_2^2	S_2^3	S_2^4
σ_1 (b)	1,282	1,205	2,016	1,920	1,601	1,466	2,757	2,604
σ_2 (b)	1,126	1,050	0,316	0,220	1,439	1,304	0,149	-0,004

* Verifications à faire:

①. pour S_1^1 on verifie: $(\sigma_1 = \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_s = 3b$ c'est verifié.

②. pour les cas où $\sigma_2 = \sigma_{\min} \geq 0$ on verifie la condition:

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \begin{cases} 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,99b & \text{pour } (S_1^1; S_1^3; S_2^1; S_2^2) = \text{vent} \\ 1,50 \bar{\sigma}_s = 4,50b & \text{pour } (S_2^3; S_2^4) = \text{seisme} \end{cases}$$

③. Dans le cas où $\sigma_2 = \sigma_{\min} < 0$ on adoptera le schéma statique suivant:

- Le cas du soll- S_2^4 nous donne $\sigma_2 < 0$

L'équilibre des force donne:

$$N' = F' = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot A \quad \text{avec } (A = \text{aire hachurée})$$

$$\text{donc: } \sigma_1 = \frac{2N'}{A}$$

un calcul algebrique nous donne $A = 176,62 \text{ m}^2$

on doit verifier que:

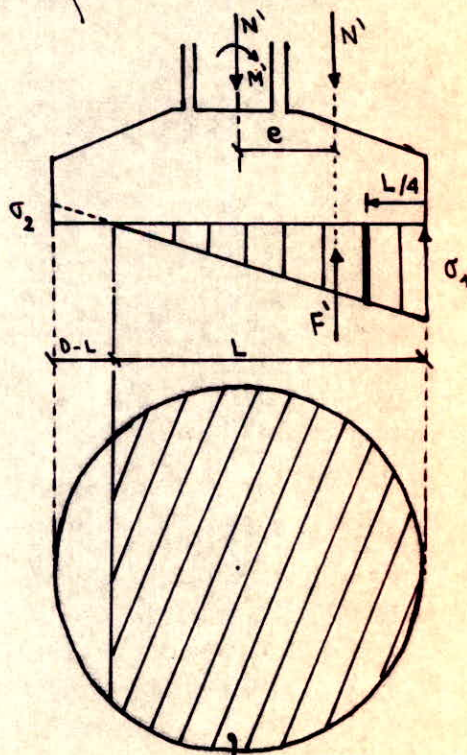
$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3}{4} \sigma_1 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

nous avons:

$$N' = 2021,84 \text{ t} \Rightarrow \sigma_1 = 2,290 \text{ b.}$$

d'ou:

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 1,72 \text{ b} < 4,50 \text{ b.}$$



- Conclusion: toutes les contraintes sont verifiées ce qui justifie le bon dimensionnement du radier.

VIII - Vérification de la stabilité de l'ouvrage :

VIII-1). Vérification au renversement :

Remarque : on doit ajouter au moment M à la base de la fondation le moment M_s dû à l'ensoleillement

• Le moment d'ensoleillement :

(considéré parmi les sollicitations locales)

L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face de la tour est exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux semblables, en ce qui concerne leurs effets, aux moments d'ovalisation.

- Le moment M_s d'encastrement à la base engendré par la déformation due à l'ensoleillement a la valeur approchée :

$$M_s = P_G \cdot C_s \quad \text{où} \quad C_s = f_s \left(\frac{\delta}{z} \right)^2$$

f_s : étant la flèche au sommet $= z \cdot \frac{\theta_s}{2}$

z : position du centre de gravité comptée à partir de l'encastrement. $= \left(\frac{\sum P_i z_i}{\sum P_i} - h_t \right)$

z : hauteur totale de l'ouvrage.

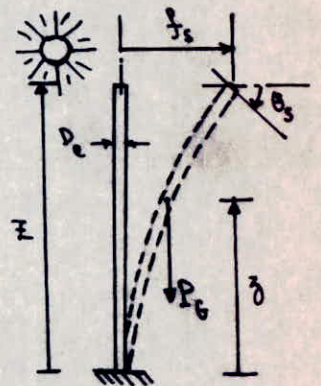
$\theta_s = \frac{\mu \cdot T \cdot z}{D_e}$: angle de rotation dû à l'ensoleillement

T : différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée ($T = 30^\circ$)

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

D_e : diamètre extérieur de la tour ($D_e = 5,50 \text{ m}$)

P_G = poids total de l'ouvrage (y compris le poids de fondation).



1^{ère} cas : cuve vide :

$$\left. \begin{aligned} z_v &= 5,76 \text{ m} \\ z &= 24,39 \text{ m} \\ P_G &= Q + N_s = 1712,27 \text{ t} \end{aligned} \right\} M_s = 1,55 \text{ tm.}$$

2^{ème} cas : cuve pleine :

$$\left. \begin{aligned} z_p &= 6,96 \text{ m} \\ z &= 24,39 \text{ m} \\ P_G &= 2219,90 \text{ t} \end{aligned} \right\} M_s = 2,93 \text{ tm.}$$

* On doit vérifier la condition suivante :

$$F_s = \frac{M_t}{M_r} > F \quad (F: \text{coefficient de sécurité} \geq 1)$$

nous en prendra $F = 2$,

• M_t = moment stabilisant.

• M_r = moment renversant.

①. calcul du moment stabilisant :

$$M_t = G \cdot \frac{D}{2} ; (D = 15 \text{ m}).$$

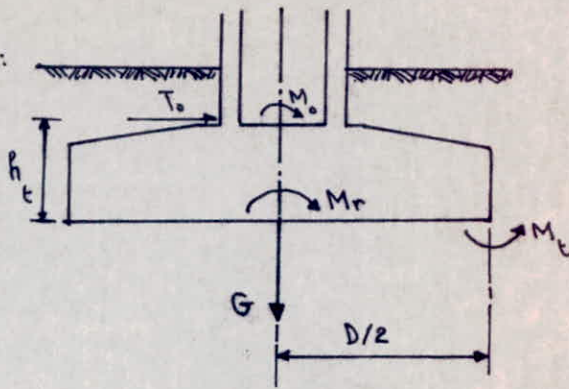
$$P_G = Q + N_f \quad (Q = G + 1,2P).$$

• cuve vide : $P_G = 1712,27 \text{ t}$.

$$M_t = 12842,02 \text{ t.m.}$$

• cuve pleine : $P_G = 2219,90 \text{ t}$

$$M_t = 16649,25 \text{ t.m.}$$



②. calcul du moment de renversement :

$$M_r = T_0 h_t + M_0 + M_s + M_f$$

(M_0, T_0) : sollicitations maximales à la base du fût.

M_s : moment d'ensoleillement.

M_f : moment dû au déplacement du C.G. du système (cuve + fût)

$$M_f = Q \cdot f_G$$

• cuve vide : ($f_G = 2,8 \cdot 10^3 \text{ m}$). voir : courbe de la déformée

$$M_s = 1,55 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = 2415,87 \text{ t.m.}$$

$$T_0 = 156,80 \text{ t.}$$

$$M_f = 1,930 \text{ t.m.}$$

$$M_r = 2811,35 \text{ t.m.}$$

• cuve pleine : ($f_G = 7,70 \cdot 10^3 \text{ m}$) voir : courbe de la déformée.

$$M_s = 2,93 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = 3712 \text{ t.m.}$$

$$T_0 = 244,15 \text{ t.}$$

$$M_f = 9,220 \text{ t.m.}$$

$$M_r = 4334,53 \text{ t.m.}$$

d'où :

• cuve vide : $F_s = 4,57 > 2$.

• cuve pleine : $F_s = 3,85 > 2$.

- donc la stabilité au renversement est largement assurée.

III-2). Verification au glissement :

• on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_H}{F_V} < f \quad [f \text{ étant le coefficient de frottement} \\ (\text{Argile sèche - béton}) = 0,5]$$

$F_H = \Sigma$ Forces horizontales (forces motrices)

$F_V = \Sigma$ Forces verticales (forces résistantes)

- cuve vide :

$$F_H = 156,80 \text{ t.}$$

$$F_V = 1712,27 \text{ t}$$

(poids de fondation compris).

d'où : $\frac{F_H}{F_V} = 0,09 < f = 0,5$

- cuve pleine :

$$F_H = 244,15 \text{ t.}$$

$$F_V = 2219,20 \text{ t}$$

d'où : $\frac{F_H}{F_V} = 0,110 < f = 0,5$.

donc la sécurité vis à vis au glissement est vérifiée.

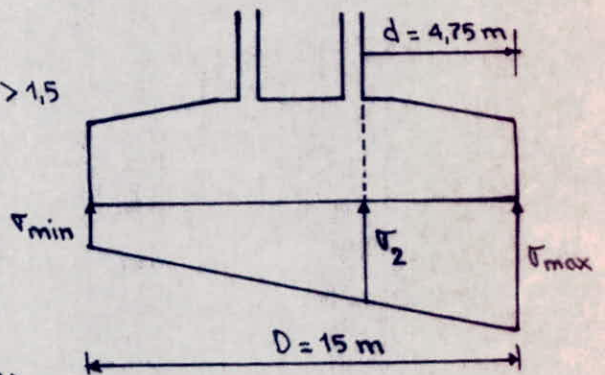
VIII - Calcul du radier :

- Le radier sera calculé comme une plaque circulaire fonctionnant comme un plancher renversé et uniformément, chargé par la réaction du sol, et simplement appuyé sur la circonférence de la tour.

- Nous avons :

$$\frac{\sigma_{\max} (2^{\text{ème}} \text{ Genre})}{\sigma_{\max} (1^{\text{er}} \text{ Genre})} = \frac{2,757}{1,495} = 1,84 > 1,5$$

donc le calcul sera fait avec les contraintes des sollicitations du deuxième genre.



- D'après M^r BELAZOUGUI (calcul des ouvrages en B.A), Le radier se calcule avec une charge uniformément, répartie donnant une contrainte :

$$q = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2}$$

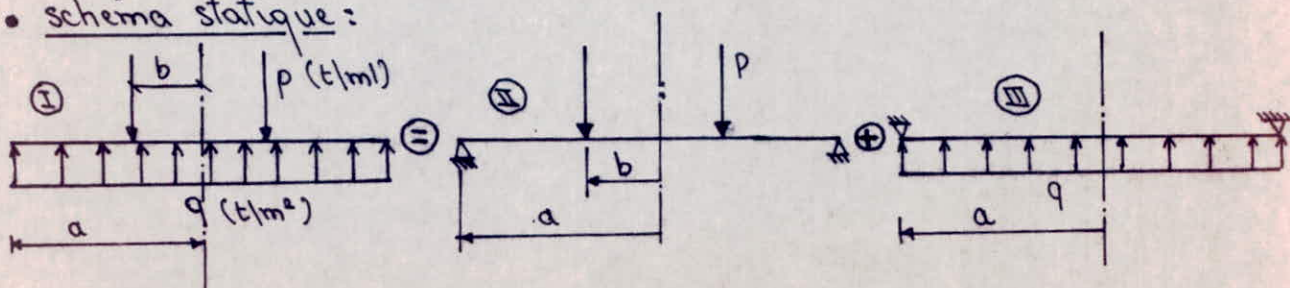
$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{D}$$

avec : $\sigma_{\max} = 2,757 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{\min} = 0,149 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_2 = 1,931 \text{ Kg/cm}^2$

d'où : $q = 2,344 \text{ Kg/cm}^2 = \underline{23,44 \text{ t/m}^2}$.

- schema statique :



- L'équilibre des forces donne :

$$q \cdot \pi a^2 = p \cdot 2\pi b \Rightarrow p = q \frac{a^2}{2b}$$

avec : $a = \frac{D}{2} = 7,50 \text{ m}$; $b = R_m = 2,625 \text{ m} \rightarrow p = 251,143 \text{ t/ml}$.

* Calcul des efforts: (Tables de BARRES):

a). Système II: plaque circulaire linéairement chargée sur une circonférence de rayon $r = b = 2,625 \text{ m}$.

- Pour la partie médiane ($0 \leq r \leq b$)

$$M_r = M_\varphi = \frac{pa}{4} \beta \left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu) \ln \beta \right]$$

$$T_r = 0$$

- Pour la partie extérieure ($b \leq r \leq a$):

$$M_r = \frac{pa}{4} \beta \left[(1-\mu) \beta^2 \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) - 2(1+\mu) \ln \beta \right]$$

$$M_\varphi = \frac{pa}{4} \beta \left\{ (1-\mu) \left[2 - \beta^2 \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) \right] - 2(1+\mu) \ln \beta \right\}$$

$$T_r = -p \cdot \frac{\beta}{\beta}$$

b). Système III: plaque circulaire uniformément chargée sur sa surface.

$$M_r = \frac{qa^2}{16} (3+\mu)(1-\beta^2)$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} \left[(3+\mu) - (1-3\mu)\beta^2 \right]$$

$$T_r = -0,5 q \cdot a \cdot \beta$$

avec :

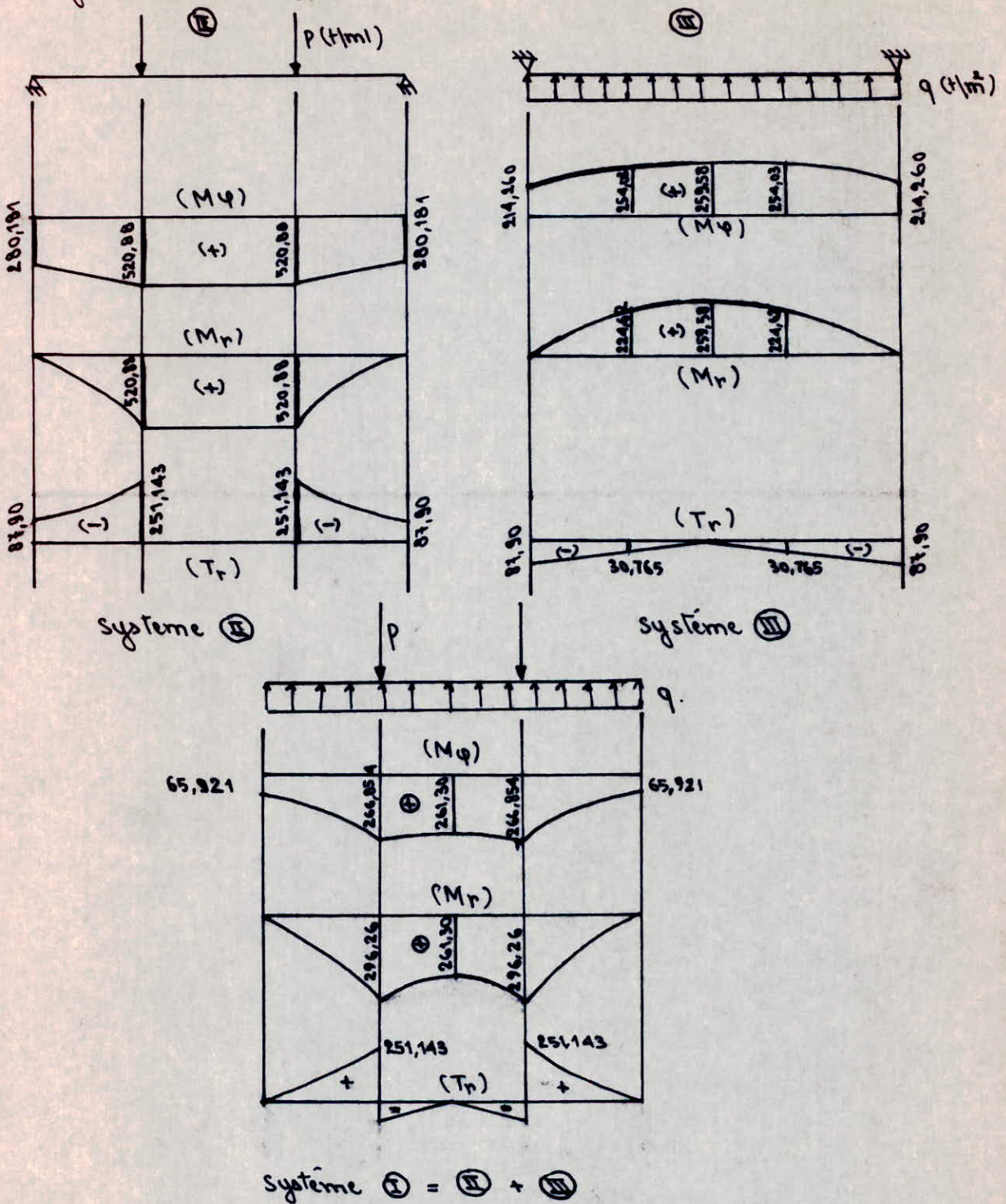
$$\beta = \frac{r}{a} ; \beta = \frac{b}{a} = 0,350 ; \mu = 0,15 \text{ (coeff de poisson: BA)}$$

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Paramètres		$M_r \text{ (tm/ml)}$		$M_\varphi \text{ (tm/ml)}$		$T_r \text{ (t/ml)}$	
$r \text{ (m)}$	$\beta = \frac{r}{a}$	Système II	Système III	Système II	Système III	Système II	Système III
0	0	520,880	259,580	520,880	259,580	0,000	0,000
2,625	0,35	520,880	224,620	520,880	254,027	-251,143	-30,765
7,50	1,00	0,000	0,000	280,181	214,260	-87,900	-87,900

- M_r = moment radial ; T_r = effort tranchant.
- M_φ = moment tangentiel ;

• Diagrammes des efforts :



IX. ferraillage du radier: (Methode de M^{re} PIERRE CHARON.)

A1. Armatures inferieures:

A-1. Armatures radiales:

$$(M_r)_{\max} = 296,260 \text{ tm/ml.}$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{b h_r^2 \bar{\sigma}_a}$$

on utilise des barres dont $\phi > 20 \text{ mm.}$

donc $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ (soit 2nd Genre)

$$h_r = h_t - d = 250 - 5 = 245 \text{ cm. ; } b = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{d'ou: } \mu = 0,0185 \rightarrow K = 68,5 ; \epsilon = 0,9401$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 58,40 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_2} \Rightarrow A'_r = 0.$$

La section d'acier est:

$$A_r = \frac{M_r}{E h_r \bar{\sigma}_a} = 32,15 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \text{ soit } 7 \text{ T } 25 \frac{1}{2} \text{ ml.} = 34,36 \text{ cm}^2$$

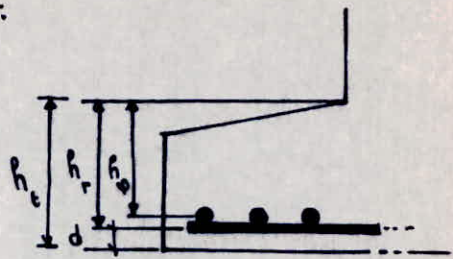
A-21. Armatures tangentielle (cerces):

$$(M_\psi)_{\max} = 266,854 \text{ tm/ml.}$$

$$h_\psi = h_t - d - \phi_r$$

$$= 250 - 5 - 2,5 = 242,5 \text{ cm.}$$

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



d'où: $\mu = 0,017 \rightarrow K = 71,5 ; \epsilon = 0,9422.$

donc:

$$A_\psi = \frac{M_\psi}{E h_\psi \bar{\sigma}_a} = 29,20 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \text{ soit } 7 \text{ T } 25 / \text{ml.}$$

B1. ferraillage supérieur :

- pour la partie supérieure du radier on disposera des armatures constructives, qui ont pour but de s'opposer au retrait et d'équilibrer d'éventuelles tractions qui peuvent se produire.

- on adoptera donc: $A_r = A_\psi = 7 \text{ T } 16 / \text{ml.}$

- on mettra également des armatures qui serviront de support aux barres longitudinales de la tour.
soit $A_\psi = 4 \text{ T } 16 / \text{ml.}$

c). Verification au cisaillement: $(T_r)_{\max} = 257,143 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T_r}{b \cdot z} = \frac{T_r}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot h_r} = 11,71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = (3,5 \bar{\sigma}_b) = 21,87 \text{ Kg/cm}^2$$

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

d). Entraînement des armatures radiales:

$$\tau_d = \frac{T}{n p \cdot z} \left\{ \begin{array}{l} n = \text{nombre des barres} = 7 / \text{ml.} \\ p = \text{perimètre d'une barre} = \pi \phi \end{array} \right.$$

$$\tau_d = 21,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 6,25 = 23,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_d < \bar{\tau}_d \Rightarrow$ qu'il n'y pas d'entraînement des barres radiales.

Bibliographie

1. - Traité de B.A (A. GUERIN) Tome: 1-2
2. - THEORIE DES PLAQUES ET COQUES (TIMOSHENKO).
3. - CALCUL DES PLAQUES (R. BARES).
4. - COURS DES VOILES MINCES (A. COIN).
5. - CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN B.A (M. DIVER).
6. - CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A (P. CHARON).
7. - CALCUL DES OUVRAGES EN B-A (M. BELAZOUGUI).
8. - TRAITE DE B.A (R. LACROIX • A. FUENTES • H. THONIER)
9. - CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES (M. DAUDI • M. RILI • A. SALHI).
10. - CAHIER DES CHARGES APPLICABLE A LA CONSTRUCTION DES CUVES ET RESERVOIRS EN B-A (Annale: ITBTP).
 - ANNALES DE L'ITBTP N° 306 JUIN 73
 - ANNALES DE L'ITBTP N° 280 AVRIL 73
11. - REGLES:
 - CCBA 68
 - RPA 81
 - N.V 65
 - D.T.U

