

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

70/85

1 es

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE - CIVIL

المكتبة  
المكنة  
PROJET DE FIN D'ETUDES  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

SUJET

CHATEAU D'EAU 1500 M<sup>3</sup>

Proposé par :  
ENATHYD

Etudié par :  
HOURIER med  
LAGAB djamel

Dirigé par : M CRAINIC

PROMOTION : *Janvier* 85.  
*juin*

## REMERCIEMENTS

- Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Mr CRAINIC qui a bien voulu assurer la direction de cette étude, pour ses conseils éclairés et profitables.
- On est également reconnaissant à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.
- Nous tenons à remercier le personnel du CTC et en particulier Messieurs : SALHI pour son aide si précieuse, IRKI, HOUAZIT, KHORCHI, VADOVICH.
- On tient à exprimer notre reconnaissance à Mr BARAKA, Mr HAFIDI, Mr BAGHDADI pour leurs conseils précieux.

## D E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance

- A la mémoire de mon cher et regretté père
- A ma mère qui endurée tant de souffrances et d'angoisse pour me voir enfin vivre auprès d'elle.
- A mon frère Hamid et ses fils Mohamed et Sid-ALI
- A mes soeurs.
- A tous mes amis surtout : ALI LAID, Salah BOUTALEB, Sid-ALI BEKKAI, Djamel MEKKID.

LAGAB Djamel

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance

- A mon père et ma mère qui ont tant endurés de souffrances pour me voir enfin vivre avec eux.
- A toute la famille de mon regretté oncle Mohamed.
- A tous mes chers frères et chères soeurs.
- A tous mes amis surtout : Boualem, Saadane, Mustapha, Omar, Saadi, Mimouni, Mohamed BIDA, Kamel, Nourredine, Brahim et Nacer-Eddine.

Mohamed HOURIER

## S O M M A I R E

CHAPITRE : PAGE :

- 1 GENERALITES
- 2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE
- 3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
- 4 AVANT METRE
- 5 CALCUL DU RESERVOIR
- 6 EVALUATION DE LA PERIODE PROPRE  
D'OSCILLATION.
- 7 ETUDE AU VENT
- 8 ETUDE SISMIQUE
- 9 ETUDE HYDRAUDYNAMIQUE
- 10 CALCUL DE LA TOUR
- 11 FONDATIONS



### Définition :

Un réservoir est une enveloppe contenant un liquide. Ce liquide est généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau de distribution publique), soit usée (eau d'égouts), parmi les liquides autres que l'eau, les plus courants, le lait, les hydrocarbures etc...

Ces réservoirs peuvent être soit posés sur le sol, soit légèrement enterrés, soit sur une superstructure (piscine au dessus du sol) soit sur des pylônes de grande hauteur (châteaux d'eau) ou sur des bâtiments.

### Rôle d'un réservoir d'eau

Il est essentiellement comme régulateur aux variations de la consommation, pendant la période où la consommation excède la production, il se vide, par contre il se remplit aux heures creuses où la consommation est inférieure à la production. Il doit aussi permettre lorsque les eaux sont élevées par pompage de faire face, sans suspendre complètement le service, à une interruption imprévue des installations de refoulement ou même de provoquer volontairement leur arrêt pour effectuer des réparations indispensables.

Le réservoir doit contenir en tous temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants des services chargés de la lutte contre l'incendie.

### Exigence technique à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

- Réintance : doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis.
- Etanchéité : il doit constituer pour le liquide un volume clos sans fuite, donc il doit être étanche, c'est à dire non fissuré ou fissuré dans des conditions acceptables.

- Durabilité : Il doit durer dans le temps, c'est à dire que le matériaux béton dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide, ce qui nécessite un revêtement intérieur qui doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

### Classification des chateaux d'eau

Il peuvent être classés selon :

- \* La position par rapport au sol.
- \* La forme de la cuve.
- \* La nature du liquide conservé.
- \* Leur fonction.
- \* Le volume.

### Aspect et dimension du château d'eau

Le château d'eau est un élément singulier aussi bien en milieu rural qu'urbain, il appelle l'attention du passant, donc le souci de l'esthétique est un des points capitales pour ce genre d'ouvrage.

Pour les dimensions du château d'eau, la conception doit tenir compte en plus du volume de la cuve et la hauteur du trop-plein qui sont deux données prédominantes, la bonne tenue de l'ouvrage sous l'effet des différentes sollicitations des différentes charges. poids propre, surcharge d'exploitation et surtout le vent et le séisme.

La cote du trop-plein est située à \_\_\_\_\_ par rapport au niveau du sol.

A partir d'une porte métallique placée au pied du fût, l'accès au réservoir se fera par une série d'échelles métalliques à crinoline séparées par des paliers de repos en béton armé situés à l'intérieur du fût.

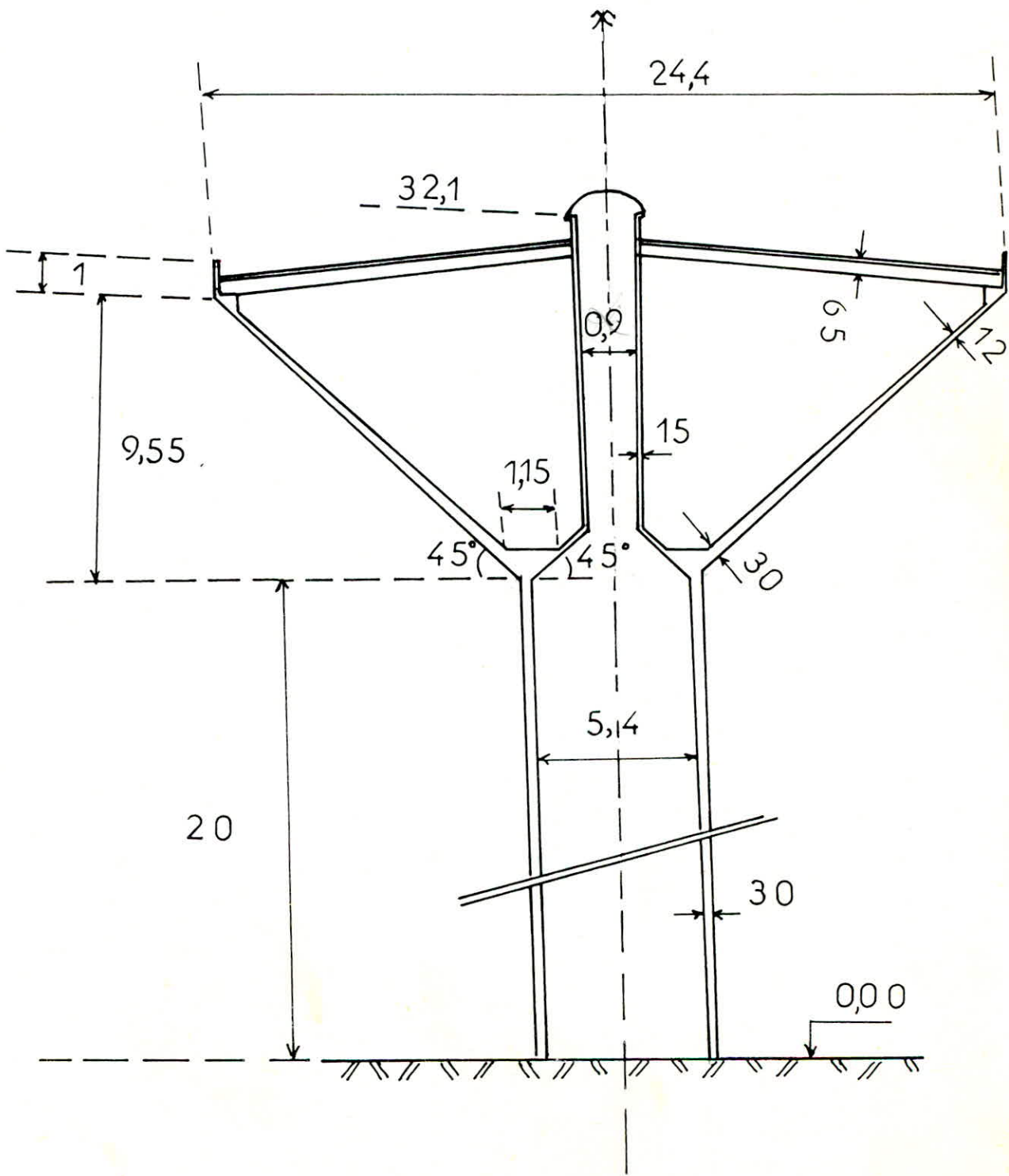
Dans la hauteur du réservoir, une cheminée intérieure permet l'accès jusqu'à une chambre de visite (lanterneau) placée sur la couverture (poutrelles préfabriquées à sections variables) du réservoir dans laquelle une trappe et une échelle à crinoline donnent accès à l'intérieur du réservoir.

Nota : Les détails sur les formes géométriques et les coffrages des différents éléments du château d'eau sont représentés sur les schémas.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage que nous vous proposons d'étudier est un chateau d'eau se caractérisant par :

Sa capacité de : 1500 m<sup>3</sup>, sa hauteur totale comptée à partir du sol est de : 33,25m , il est situé à ALGER, Le matériau utilisé est le Béton Armé, sa forme géométrique est : cuve tronconique sur tour cylindrique.



**CHARACTERISTIQUES**

**DES**

**MATERIAUX**



## BETON

On utilisera un béton dosé à 400 Kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.

Le contrôle sera considéré comme atténué.

### CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

$$\sigma'_b = \rho \delta \cdot \sigma'_{28}$$

$\sigma'_{28}$  = résistance nominal de compression du béton

Béton dosé à 400 Kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  $\Rightarrow \sigma'_{28} = 300$  bars.

$$\rho'_b = \alpha \cdot B \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

\* CPA 325  $\Rightarrow \alpha = 1$

\* Contrôle atténué du béton  $\Rightarrow B = 5/6$

\*  $h_m/4CG > 1 \Rightarrow \gamma = 1$

\* = dépend de la distribution des contraintes dans la section :

. Compression simple :  $\delta = 0,3$

. En flexion simple et en flexion composé quand l'effort normal est une traction :  $\delta = 0,6$ .

. En flexion composé quand l'effort normal est une compression :

$$\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left( \frac{1+e_0}{3e_1} \right) \end{cases}$$

$e_0$  : L'excentricité de la force extérieure / au c.d.g. de la section complète du béton seul.

$e_1$  : désigne le rayon vecteur, de même signe que  $e_0$ , du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de sont multipliées par 1,5.

Exemple : Section annulaire de faible épaisseur, de diamètre moyen  $D$ , on aura :  $e_1 = D/4$ .

Pour :  $0 \leq e_0 < 0,75.D \Rightarrow \delta = 0,3 (1 + 1,33 \frac{e_0}{D})$

Pour :  $e_0 \geq 0,75.D \Rightarrow \delta = 0,6$ .

\*  $\epsilon$  : Dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section. Dans tous les cas on prends  $\epsilon = 1$ .

#### SOUS SP1

\* Compression simple :  $\bar{\sigma}'_{bo} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,3 \times 1 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{bo} = 75 \text{ bars.}$

\* Flexion simple :  $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,6 \times 1 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 150 \text{ Bars.}$

#### SOUS SP2

\*\* Compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 \times \bar{\sigma}'_{bo} (\text{SP1}) \Rightarrow \bar{\sigma}'_{bo} = 112,5 \text{ bars.}$$

\*\* Flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times \bar{\sigma}'_b (\text{SP1}) \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 225 \text{ bars.}$$

#### CONTRAINTES DE TRACTION DE REFERENCE

$$\bar{\sigma}'_b = \rho_b \cdot \sigma_{rs}$$

$$\rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

. Ces coefficients  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  gardent les mêmes significations que précédemment et les mêmes valeurs aussi.

.  $\theta = 0,013 + \frac{2,1}{\sigma'_{rs}} = 0,013 + \frac{2,1}{300} \Rightarrow \theta = 0,025$

D'où :  $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,025 \times 300 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 6,25 \text{ bars.}$

Cette contrainte est faible et difficile à respecter. Le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en B.A. établie en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé prévoit une contrainte admissible de traction  $\bar{\sigma}'_b$  égal à :

$\sigma_{28} \leq 22$  bars limite de rupture en traction à 28 jours.  
est un coefficient  $\theta$  qui a pour valeurs :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{dans le cas de traction simple.} \\ 1 + \frac{2 \cdot e_0}{3 \cdot h} & \text{en flexion composé } e_0: \text{ excentricité} \\ & h: \text{ épaisseur.} \\ 5/3 & \text{dans le cas de flexion simple.} \end{cases}$$

On se limitera à :  $\sigma_b = 22$  bars.

### CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ADMISSIBLE

La contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton  $\bar{\sigma}_b$ , concomitante, sur cette même section droite, par les inégalités suivantes :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}'_b &\Rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 21,8 \text{ bar.} \\ \bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} &\Rightarrow \tau_b \leq (4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b \end{aligned}$$

### ACIERS

On utilisera les aciers :

\* à HAUTE ADHERENCE FeE40A, donc  $\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & \emptyset > 20 \text{ mm.} \end{cases}$

\* DOUX (ou RONDS LISSES) FeE24, donc

$$\sigma_{en} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \forall \emptyset.$$

### Contrainte admissible de traction $\sigma_{a1}$

Sous SP1 :  $\sigma_{a1} \quad a_1 = 2/3$

Sous SP2 :  $\sigma_{a1} \quad a_1 = \sigma_{en}$

## Fissuration

Afin de tenir compte de la fissuration, la valeur de la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_a \leq \text{Min} \begin{cases} \bar{\sigma}_{an} \\ \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)} \quad \text{Contrainte de fissuration systématique.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi}} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{Contrainte de fissuration accidentelle.}$$

$\sigma_1$  étant toujours inférieure à  $\sigma_2$ , on obtient donc les valeurs de :

Contraintes admissibles définitives de l'acier sans présence d'humidité :

$\phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
ACIER DOUX	1600	1500	1523	1362	1244	1151	1076	964	862	761
ACIER H-A.	2436	2227	1926	1723	1574	1455	1361	1219	1090	963

## Paroi du réservoir

La paroi étant constamment en contact de l'eau, la contrainte admissible de traction est définie par :

$$\sigma_a = \text{Min} \begin{cases} \sigma_{a1} \\ \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10 w_f} + 300 \eta, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi}} \cdot k \sigma_b + 300 \eta$$



Le terme complémentaire 300 % tient compte du fait que le contact permanent avec l'eau engendre le phénomène de gonflement du béton qui intervient d'une manière favorable en réduisant les fissures.

$\sigma_1$  étant inférieur à  $\sigma_2$ , on obtient le tableau donnant  $\bar{\sigma}_a = \min(\sigma_{a1}, \sigma_2)$  qui représente :

Contraintes admissibles de traction de l'acier en présence d'humidité :

$\emptyset$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
ACIER DOUX	1500	1600	1500	1600	1544	1451	1376	1264	1162	1061
ACIER H-A.	2800	2707	2406	2203	2054	1935	1841	1700	1570	1443

CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$ .  
 et pour<sup>3</sup> les aciers tg :  $\sigma_{en} < 3300 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$  en  $\frac{\sigma_{en}}{3340}$   
 H-A :  $\bar{\sigma}'_a = 2300 \text{ Kg/cm}^2$  ..... pour  $\emptyset \leq 20 \text{ mm}$ .  
           =  $2670 \text{ Kg/cm}^2$  ..... pour  $\emptyset > 20 \text{ mm}$ .  
 Aciers doux :  $\bar{\sigma}'_a = 1150 \text{ Kg/cm}^2$ .

CONTRAİNTE D'ADHERENCE ADMISSIBLE

Zone d'ancrage normale .....  $\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \varphi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$   
 Zone d'ancrage en pleine masse.....  $\bar{\sigma}_d = 2 \cdot \varphi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$   
 Acier H-A :  $\varphi_d = 1,5$   
 coeff. de scellement : Acier doux:  $\varphi_d = 1$ .

$\bar{\sigma}_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Aciers H-A.	Aciers Doux
Ancrage Nle.	18	7,90
Ancrage en pleine masse	28,45	12,64

RECOUVREMENT DES BARRES DROITES

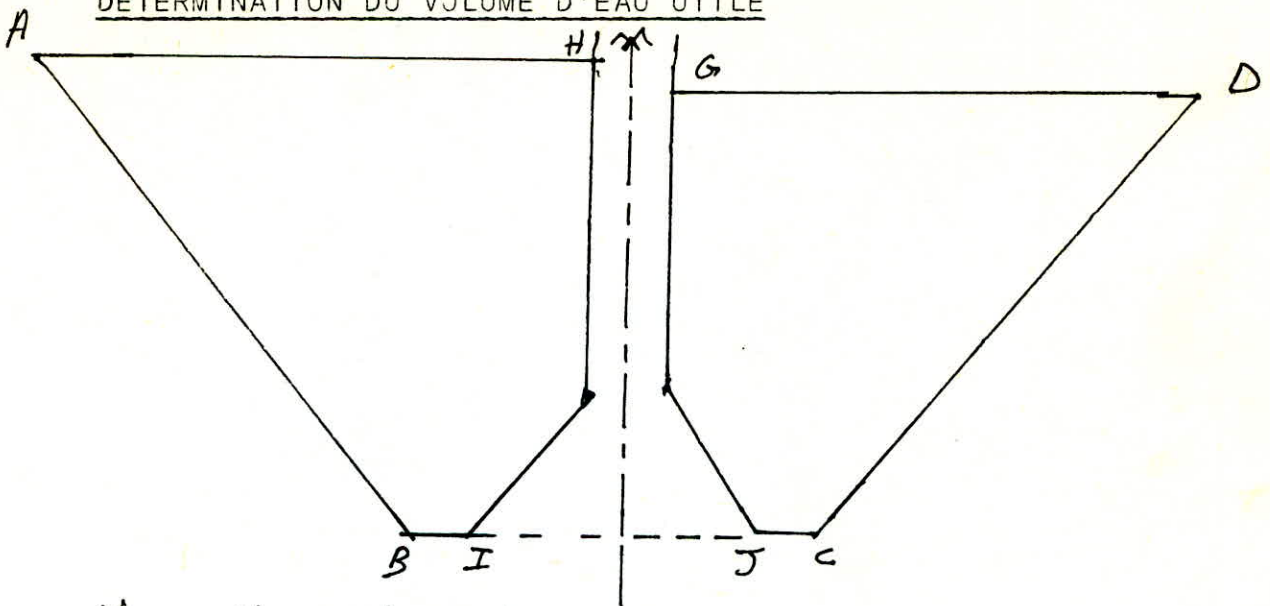
La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une longueur  $L_r$

$L_r = L_d$  ..... pour  $d < 5\phi$ .  
 $L_r = L_d + d$  ..... pour  $d > 5\phi$ .

$d$  : distance entre axes des barres.  
 $L_d$  : Longueur de scellement droit.

$L_d = \phi/4 \cdot \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_d$  ..... en traction.  
 $L_d = \phi/4 \cdot \bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_d$  ..... en compression  
 (avec  $\bar{\sigma}_c = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$ ).

DETERMINATION DU VOLUME D'EAU UTILE



$$V_{\text{eau}} = V_1 - (V_2 + V_3).$$

$$\text{Volume du c\^one ABCD : } V_1 = \frac{\pi}{3} (D-d) \left[ \left(\frac{D}{2}\right)^2 + \left(\frac{d}{2}\right)^2 + \left(\frac{D \cdot d}{4}\right) \right].$$

$$D = 23 \text{ m} ; d = 6,8 \text{ m} \quad \underline{V_1 = 1550,6 \text{ M}^3.}$$

$$\text{Volume de la chemin\^ee EFGH : } V_2 = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot h.$$

$$2 = \frac{\pi}{4} \cdot (2,1)^2 \cdot 6,95 \quad \underline{V_2 = 24 \text{ M}^3.}$$

$$\text{Volume du c\^one IEFJ : } D = 4,45 \text{ m} ; d = 2,1 \text{ m}.$$

$$\underline{V_3 = 20,64 \text{ M}^3.}$$

$$V_{\text{eau}} = 1550,6 - (24 + 20,64)$$

$$\Rightarrow \boxed{V_{\text{eau}} = 1506 \text{ M}^3}$$

DETERMINATION DU POIDS DE L'OUVRAGE

B\^eton + Etanch\^eit\^e

1. Lanterneau :

On a 6 ouvertures circulaires au niveau du lanterneau de  $\emptyset = 0,3 \text{ m}$ .

$$V_1 = \frac{\pi}{4} (2,1^2 - 1,8^2 - 6 \times 0,3^2 \times 0,15) \Rightarrow V_1 = 1,09 \text{ M3.}$$

$$P_1 = 2,5 \times 1,09 \Rightarrow$$

$$P_1 = 2,72 \text{ t}$$

2. Terrasse :

. Béton :  $\begin{cases} q_1 = 0,774 \text{ t/mL.} \\ q_2 = 0,505 \text{ t/mL.} \end{cases}$

. Chape :  $\begin{cases} q_1 = 0,159 \text{ t/mL.} \\ q_2 = 0,013 \text{ t/mL.} \end{cases}$

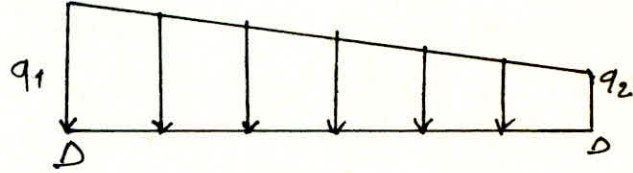
. Etanchéité :  $\begin{cases} q_1 = 0,133 \text{ t/mL.} \\ q_2 = 0,016 \text{ t/mL.} \end{cases}$

$$q_1 = q_1 + q_1 + q_1 \Rightarrow q_1 = 1,121 \text{ t/mL.}$$

$$q_2 = q_2 + q_2 + q_2 \Rightarrow q_2 = 0,534 \text{ t/mL.}$$

$$P_2 = 32 \times \frac{(1,121 + 0,534)}{2} \times 11,1$$

$$P_2 = 293,93 \text{ t}$$



3. Paroi de la cuve :

. Béton :

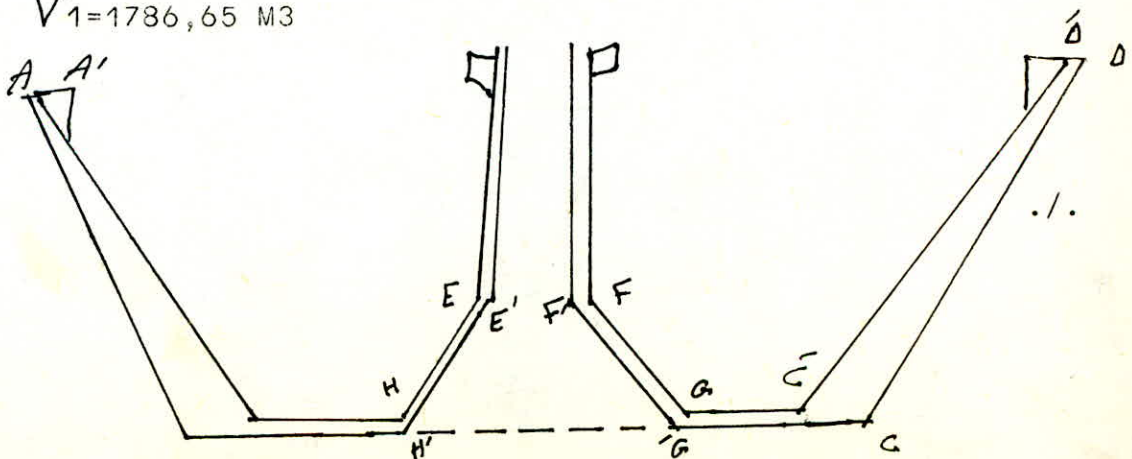
$$V = \frac{\pi}{3} h \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

ABCD :

$$R_1 = 12,2 \text{ m} ; r_1 = 3,35 \text{ m.}$$

$$h_1 = 8,1 \text{ m.}$$

$$V_1 = 1786,65 \text{ M3}$$





A'B'C'D'

$R_2 = 12,05\text{m} ; r_2 = 3,40\text{m} ; h_2 = 8,10\text{m} \Rightarrow V_2 = 1677,20 \text{ M}^3$

$V_3 = V_1 - V_2 \Rightarrow V_3 = 109,42 \text{ M}^3$

$P'3 = 273,56 \text{ t}$

- . Etanchéité : Enduit étanche : ..... 50 Kg/m<sup>2</sup>  
Surface latérale :  $S = \pi (R + r) . a = \pi (12,05 + 3,4) . 11,4$

$S = 553,33 \text{ M}^2 \Rightarrow$

$P''3 = 27,67 \text{ t}$

Donc :  $P_3 = P'3 + P''3 \Rightarrow$

$P_3 = 301,23 \text{ t}$

4. Cheminée :

- . Béton :

$V_4 = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - d_2^2) . h = \frac{\pi}{4} (2,1^2 - 1,3^2) . 8,95 \Rightarrow V_4 = 3,22 \text{ M}^3$

$P'4 = 20,56 \text{ t}$

- . Etanchéité :

$S = \pi . d . h = \pi . 1,3 . 8,95 = 59 \text{ M}^2 \Rightarrow P''4 = 2,95 \text{ t}$

Donc :

$P_4 = P'4 + P''4$

$P_4 = 23,51 \text{ t}$

5. Cône de fond :

$R_1 = 2,2\text{m} ; r_1 = 1,05\text{m} ; h_1 = 1,15\text{m} \Rightarrow V_1 = 9,94 \text{ M}^3$

$R_2 = 1,9\text{m} ; r_2 = 0,90\text{m} ; h_2 = 1,15\text{m} \Rightarrow V_2 = 7,38 \text{ M}^3$

- . Béton :

$V_5 = V_1 - V_2 = 2,56 \text{ M}^3 \Rightarrow P'5 = 6,40 \text{ t}$

. Etanchéité :

$$S = \pi(R+r) \cdot a = \pi(2,2+1,05) \cdot 1,65 = 16,35 \text{ M2} \Rightarrow P''5 = 0,84 \underline{\text{t}}.$$

Donc :

$$P5 = P'5 + P''5 \Rightarrow \boxed{P5 = 7,24 \underline{\text{t}}}$$

#### 6. Ceinture supérieure :

. Béton :

$$V6 = \frac{1}{2} (0,8 \cdot 0,45 \cdot 11,825 \cdot 2 \pi) = 13,40 \text{ M3} \Rightarrow P'6 = 33,5 \underline{\text{t}}$$

. Etanchéité :

$$S = \pi(12,1^2 - 11,6^2) = 37,23 \text{ M2} \Rightarrow P''6 = 1,86 \underline{\text{t}}.$$

Donc :

$$P6 = P'6 + P''6 \Rightarrow \boxed{P6 = 35,36 \underline{\text{t}}}$$

#### 7. Ceinture inférieure

. Béton :

$$V7 = \frac{1}{2} (1,9 \cdot 0,95 \cdot 2 \pi \cdot 2,9) = 16,44 \text{ M3} \Rightarrow P'7 = 41,1 \underline{\text{t}}$$

. Etanchéité :

$$S = (3,85^2 - 3,4^2) = 10,25 \text{ M2} \Rightarrow P''7 = 0,51 \underline{\text{t}}$$

Donc :

$$P7 = P'7 + P''7 \Rightarrow \boxed{P7 = 41,61 \underline{\text{t}}}$$

#### 8. Acrotère :

$$V8 = 2 \pi \cdot 12,15 \cdot 0,1 \cdot 1 = 7,63 \text{ M3} \Rightarrow \boxed{P8 = 19,1 \underline{\text{t}}.}$$

9. Ceinture haute de la cheminée

$$V = 2 \pi \cdot 2,25 \cdot (0,3 \cdot 0,3 + 1/2 \cdot 0,3 \cdot 0,3) = 0,95 \text{ M}^3 \Rightarrow P_9 = 2,37 \text{ t}$$

Poids de la cuve VIDE :  $P_v = \sum_{i=1}^9 P_i$

$$P_v = 726,21 \text{ t}$$

Poids de la cuve PLEINE :  $P_p = P_v + P_{eau}$

$$P_p = 2232,2 \text{ t}$$

Poids de la tour :

La tour comprend le fût + 3 dalles de repos.

Poids du fût :  $P_1 = 21 \times \frac{\pi}{4} (6^2 - 5,4^2) \times 2,5 \Rightarrow P_1 = 282 \text{ t}$

Poids des 3 dalles :  $P_2 = 3 \times \frac{\pi}{4} (5,4^2 - 3,4^2) \times 0,1 \times 2,5 \Rightarrow P_2 = 10,35 \text{ t}$

Donc :

$$P_{\text{tour}} = 292,4 \text{ t}$$

Poids totale au niveau de la fondation :

• Cuve vide :

$$P_{vT} = 726,21 + 292,4 \Rightarrow P_{vT} = 1018,62 \text{ t}$$

• Cuve pleine :

$$P_{pT} = 1018,62 + 1506 \Rightarrow P_{pT} = 2524,62 \text{ t}$$

Les surcharges climatiques, vent de séisme, provoquent des moments fléchissants et des efforts tranchants dans la tour, des contraintes de traction peuvent naître dans cette dernière du fait de sa grande hauteur.

On considère les deux effets du vent (normal ou extrême) suivants :

- Action d'ensemble.
- Actions locales dans certaines sections.

18/23

**CALCUL**  
**DES' ELEMENTS'**  
**DE LA CUIVE**



## CALCUL DES ELEMENTS DE LA CUVE

### Généralités :

Nous calculerons les éléments de notre réservoir d'après la théorie de l'équilibre des membranes dont les hypothèses de l'équilibre conduisent uniquement pour toute part à l'existence de tensions normales et de cisaillement situées dans le plan tangent correspondant.

Donc cette théorie se caractérise par l'absence de moment de flexion dans la coque considérée.

La ligne de pression est supposée confondue à la ligne moyenne de la coque. Puisque l'allongement est généralement différent de la déformation le long du parallèle de la coque près de l'anneau d'appui, il se crée donc au niveau de l'appui des moments de flexion qui perturbent l'état de membrane, mais cette flexion a un caractère très localisé et à une certaine distance de l'anneau d'appui.

Le calcul consiste donc à déterminer les efforts normaux  $n_x$  et  $n_y$  et  $n_z$  d'après la théorie de l'équilibre des membranes, et à ces efforts on superpose les efforts dus à la perturbation marginale de l'état de contrainte.

Nous utiliserons pour les calculs une méthode exposée dans le livre roumain (CONSTRUCTIONS INDUSTRIELLES EN BETON ARME).

### 1. Détermination des efforts

#### A. Calcul de $n_x$ et $n_y$ selon la théorie des membranes :

Pour calculer les éléments de réduction des coques, nous disposons en premier lieu des conditions d'équilibre. Pour les utiliser, nous pouvons considérer un élément de la coque et écrire l'équilibre des forces agissant suivant trois directions ainsi que l'équilibre des moments autour de trois axes. Cela fait six conditions, mais dix éléments de réduction sont inconnus. Il s'ensuit aussitôt qu'il n'est pas en général possible de déterminer les éléments de réduction à partir des seules conditions d'équilibre, et aussi que la distribution des forces dans les coques est hyperstatique.

Puisque cette indétermination intervient pour chaque élément de coque indépendamment de la position d'ensemble, nous pouvons considérer la coque, dans le sens indiqué comme hyperstatique. Pour résoudre à problème de coque, nous devons donc prendre en considération l'état de déformation.

La théorie des membranes néglige les efforts tranchants, les moments de flexion et de torsion.

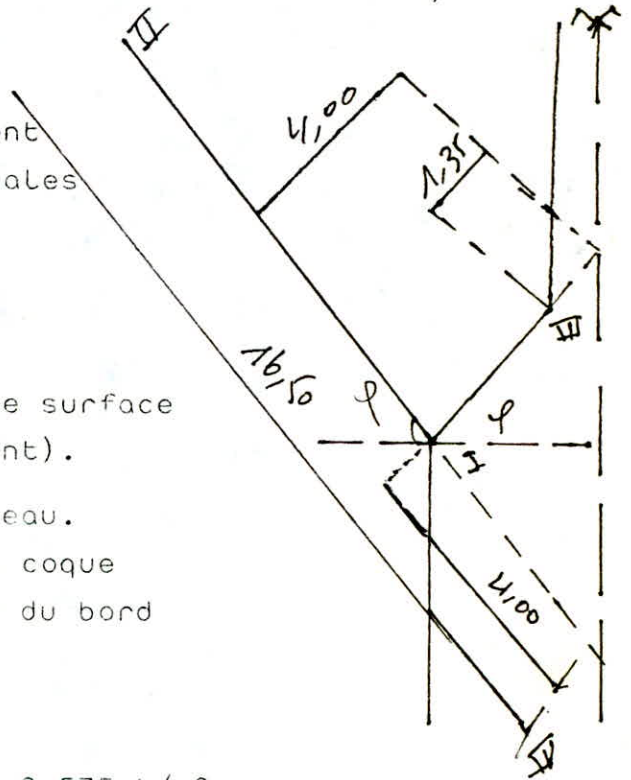
Les coques (I-II, I-III et I-IV) sont supposées à déplacements horizontales libres des bords (I).

Tout point de la coque est soumis aux charges suivantes :

$g$  : poids de la coque par unité de surface moyenne (agissant verticalement).

$x$  : Pression hydrostatique de l'eau.

$p$  : Charge totale au dessus de la coque (charge par unité de longueur du bord supérieur de la coque).



### 1. Cone tronconique I-II

$$g = 2,5 + 0,05 \Rightarrow g = 0,575 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0,25 + 0,456 + 2,9 \Rightarrow p = 3,606 \text{ t/mL}$$

$$n_y = \frac{gy}{2 \sin \varphi} \frac{(1-y^2)}{y^2} - \frac{y^2 \cdot P}{y^2 \sin \varphi} - \frac{\delta}{2y} \left[ f(y^2 - y^2) - \frac{2}{3} (y^2^3 - y^3) \sin \varphi \right] \cot \varphi$$

AN  $y_2 = 16,5\text{m}$  ;  $\varphi = 45^\circ$  ;  $g = 0,575$  ;  $P = 3,606$

$$n_{\theta 0} = \boxed{n_{y0} = -0,235 \cdot y^2 + 6,307 \cdot y - \frac{742,308}{y}}$$

$$n_{\theta 0} = gy \sin \varphi \cot \varphi + \delta y \left[ \frac{2-y}{\sin \varphi} \right] \cot \varphi \text{ avec } \delta (\text{eau}) = 1 \text{ t/m}^3.$$

$$\boxed{n_{\theta 0} = 12,206 \cdot y - 0,707 \cdot y^2}$$

$$E_{D0} = \frac{gy^2}{s} \left[ 1 - \frac{\mu}{2 \cos \varphi} \left( 1 - \frac{y^2}{y^2} \right) \right] \cos \varphi \cot \varphi + \mu \frac{2P}{s} \cot \varphi + \frac{\delta y}{s} \left\{ y \frac{2}{\sin \varphi} - y \right\} + \frac{\mu}{2y} \left[ \frac{2}{\sin \varphi} (y^2 - y^2) - \frac{2}{3} (y^2^3 - y^3) \right] \cot^2 \varphi$$



AN :  $\delta = 0,21$  épaisseur moyenne de la jupe.

$f = 4m$  ;  $y_2 = 16,5m$  ;  $y = 4m$  ; E : Module d'élasticité du béton.

$\mu = 1/6$  (pour le béton : coefficient de poisson).

$$EDo = 314,098 \text{ t/m}$$

Do : Déplacement horizontal du bord I.

$$EJo = \frac{gy}{S} \left[ \frac{1}{2} \frac{(1-y_2^2)}{y^2} + \mu - (2+\mu) \cos^2 \varphi \right] \frac{\cotg \varphi}{\sin \varphi} - \frac{y_2 \cdot P \cdot \cos \varphi}{S \cdot \varphi \cdot \sin \varphi} +$$

$$+ \frac{\delta}{S} \left[ 3y^2 \sin \varphi - 2fy - \frac{f}{2y} (Y_2^2 - y^2) + \right.$$

$$\left. \frac{\sin \varphi}{3y} (y_2^3 - y^3) \right] \cotg \varphi$$

$y = 4 \text{ m}$

$$EJo = - 1083,62 \text{ t/m}^2$$

$J_o =$  rotation du bord I

## 2. Cone I-III

$g = 2,5 \times 0,2 \times 0,05 \Rightarrow g = 0,55 \text{ t/m}^2.$

$P = 23,51 + 1,86 + 2,375 \Rightarrow P = 27,74 \text{ t/ml.}$

$$nx = \frac{-g \cdot x}{x^2} \left( 1 - \frac{x^2}{f^2} \right) - \frac{x \cdot P}{x \sin \varphi} - \frac{\delta}{2x} \left[ f \left( \frac{x^2 - x_1^2}{1} \right) + \frac{2}{3} \left( \frac{x^3 - x_1^3}{1} \right) \sin \varphi \right] \cotg \varphi$$

AN :  $f = 6 \text{ m}$  ;  $x_1 = 1,35 \text{ m.}$

$$nx = 0,235 \cdot x^2 - 3,39 \cdot x - \frac{1,27}{x}$$

$$no = -g \cdot n \cdot \sin \varphi \cdot \cotg^2 \varphi - \delta \cdot x \left( x + \frac{f}{\sin \varphi} \right) \cdot \cos \varphi.$$

$$no = -0,707 \cdot x^2 - 6,39 \cdot x$$

$$EDo = g \cdot x^2 / S^2 \left[ 1 - \frac{\mu}{2} \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \left( 1 - \frac{x_1^2}{x_2^2} \right) \right] \cos^2 \varphi \cotg \varphi + \mu \cdot x_1 \cdot \frac{P}{S} \cotg \varphi -$$

$$\delta \cdot x_2 / S \left\{ x_2 \left( x_2 + \frac{f}{\sin \varphi} \right) - \frac{\mu}{2} x_2 \left[ \frac{f}{\sin \varphi} \left( \frac{x_2^2 - x_1^2}{2} \right) + \frac{2}{3} \left( \frac{x_2^3 - x_1^3}{2} \right) \right] \right\}$$

$$EDo = - 471,47 \text{ t/m}$$

$EDo = - 9,42 x^2 - 43,16 x - \frac{70,35}{x}$  et pour  $x = 1,35 \text{ m.}$

$$Eo = - 127,545 \text{ t / m}^2$$

Tableau récapitulatif

nY	$- 0,235 y^2 + 6,307.y - 742,308/y$
n <sub>e</sub>	$12,206 y - 0,707 y^2$
EDo	314,098
E <sub>Do</sub>	- 1083,62
nx	$- 0,235 x^2 - 3,39 x - 1,27/x$
n <sub>e</sub>	$- 0,707 x^2 - 6,39 x$
EDo	- 471,469
E <sub>Do</sub>	- 127,545
nz	$- 0,75.z - 129,26$
n <sub>e</sub>	0
EDo	204,66
E <sub>o</sub>	0

EFFET DE LA PERTURBATION MARGINALE

La théorie des membranes n'est pas suffisante car elle ne satisfait pas les conditions de déformation aux bords de la coque, d'où on a des perturbations de l'état de contrainte (données par cette théorie), ces perturbations se limitent à un petit domaine seulement.

Il suffira donc d'utiliser cette théorie, même là où les conditions de déformation ne sont pas satisfaites, et de se contenter par expérience de renforcer les bords des parois sur un certain domaine.

Notre système est hyperstatique, formé de 3 voiles minces et concourants, pour déterminer les moments d'encastrement on applique la méthode de cross. On détermine les moments d'encastrement dans la structure supposée à noeuds fixe, et à ces moments on ajoute des moments supplémentaires provenant du déplacement du noeud I.



Calcul des coefficients d'amortissement :

$$\lambda_{I II} = 4 \sqrt{3(1-\mu^2)} \cdot \sqrt{t_{g0}/y_2} \cdot S = 0,1426 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{I III} = 4 \sqrt{3(1-\mu^2)} \cdot \sqrt{t_{g0}/y_2} \cdot S = 2,515 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda_{I IV} = 4 \sqrt{3(1-\mu^2)} \cdot \sqrt{1/R} \cdot S = 1,413 \text{ m}^{-1}$$

Calcul des rigidités :  $K_{ij} = 2$ .

$$K_{I II} = 0,0264 ; K_{I III} = 0,0402 ; K_{I IV} = 0,0763.$$

$$\sum_1^3 K_{ij} = 0,1429$$

Calcul des coefficients de distribution :  $r_{ij} = K_{ij} / \sum K_{ij}$ .

$$r_{I II} = 0,185 ; r_{I III} = 0,281 ; r_{I IV} = 0,534.$$

Calcul des moments d'encastrement dans la structure supposée à noeud fixe

$$m_{I II}^* = (S \cdot t_{g0}^2 / 2 y_2^2 \lambda_{I II}^2) \cdot (ED_0 / \sin \sigma + E y_0 / \lambda_{I II}) = 3,89 \text{ t.m/mL.}$$

$$m_{I III}^* = S \cdot t_{g0}^2 / 2 y_2^2 \lambda_{I III}^2 \cdot (ED_0 / \sin \sigma + E y_0 / \lambda_{I III}) = -5,34 \text{ t.m/mL.}$$

$$m_{I IV}^* = S \cdot 1/2 R^2 \lambda_{I IV}^2 \cdot (ED_0 + E y_0 / \lambda_{I IV}) = 5,395 \text{ t.m/mL.}$$

$$M = \sum m_{ij}^* = 3,945 \text{ t.m/mL.}$$

Les moments équilibrés :  $\bar{m}_{ij} = m_{ij}^* - r_{ij} M$ .

$$\bar{m}_{I II} = 3,16 \text{ t.m/mL} ; \bar{m}_{I III} = -6,45 \text{ t.m/mL} ; \bar{m}_{I IV} = 3,29 \text{ t.m/mL.}$$

Calcul du moment supplémentaire provenant du déplacement du noeud I.

$$m_{I II}^* = -ED_0 \cdot \delta \cdot t_{g0}^2 / 2 y_2^2 \lambda_{I II}^2 \sin \sigma = -4,56 \cdot 10^3 \text{ ED.}$$

$$m_{I III}^* = -ED_0 \delta \cdot t_{g0}^2 / 2 y_2^2 \lambda_{I III}^2 \sin \sigma = 12,27 \cdot 10^3 \text{ ED.}$$

$$m_{I IV}^* = -ED_0 \delta \cdot 1/2 R^2 \lambda_{I IV}^2 = -9,25 \cdot 10^3 \text{ ED.}$$

$$M = \sum m_{ij}^* = -26,08 \cdot 10^3 \text{ ED.}$$

Les moments équilibrés :

$$\bar{m}_{I II} = 0,26 \cdot 10^3 \text{ ED} ; \bar{m}_{I III} = -4,94 \cdot 10^3 \text{ ED} ; \bar{m}_{I IV} = 4,68 \cdot 10^3 \text{ ED.}$$

Détermination de l'effort de fixation dû aux charges extérieures :

$$h_{I II} = h_{I II} - \frac{S E D_0}{2 y_2^2 \lambda_{I II} \cos \sigma} - \frac{\lambda_{I II} \bar{m}_{I II}}{\sin \sigma} \quad \text{avec } h_0 = h y_0 (4) \cos \sigma =$$

$$h_{I II} = -125,28 \text{ t/mL.} \quad = -164,11 \cdot \sqrt{\frac{2}{2}} = -116,02$$

$$h_{I III}^I = h_{I IV}^I - S \frac{ED_0}{2y^2 \lambda_{I III} \cdot \cos^2 \theta} - \frac{\lambda_{I III} \cdot m_{I III}^I}{\sin \theta} \text{ avec } h_0 = -4,20 \text{ t/mL.}$$

$$h_{I III}^I = 20,79 \text{ t/mL.}$$

$$h_{I IV}^I = -ED_0 \cdot S/2 R^2 \lambda_{I IV}^2 \cdot m_{I IV}^I - 7,32 \text{ t/mL.}$$

$$h^I = \sum h_{Ij}^I = -111,81 \text{ t/mL.}$$

Détermination de l'effort de fixation dû au déplacement horizontal D.

$$h_{I II}^II = SED/2y^2 \sqrt{I_{II}} \cdot \cos^2 \theta - \lambda_{I II} \cdot m_{I II}^II / \sin \theta = 8,83 \cdot 10^3 \cdot ED.$$

$$h_{I III}^II = SED/2y^2 \sqrt{I_{III}} \cdot \cos^2 \theta - \sqrt{I_{III}} \cdot m_{I III}^II / \sin \theta = -61,20 \cdot 10^3 \cdot ED.$$

$$h_{I IV}^II = SED/2R^2 \sqrt{I_{IV}} - \lambda_{I IV} m_{I IV}^II = 6,46 \cdot 10^3 \cdot ED.$$

$$h^II = \sum h_{Ij}^II = 76,49 \cdot 10^3 \cdot ED.$$

Le déplacement horizontal D est déterminé d'après la condition d'équilibre :

$$h^I + h^II = 0 \Rightarrow$$

$$ED = 111,81/76,49 \cdot 10^3 \Rightarrow ED = 1461,76 \text{ t/mL.}$$

Les moments d'encastrement au bord I sont :

$$m_{Ij} = m_{Ij}^I + m_{Ij}^II$$

$$m_{I II} = 3,54 \text{ t.m/mL} ; m_{I III} = -13,67 \text{ t.m/mL} ; m_{I IV} = 10,13 \text{ t.m/mL.}$$

B. Calcul des  $n_x$ ,  $n_y$  et  $m$  en tenant compte des perturbations marginales :

1. Cône I II

$$n_y = n_{y0} + \cotg \varphi \cdot m \cdot \eta_3 - S(ED_0 - ED) \eta_4 / 2y^2 \lambda \cos \varphi$$

$$= -0,235 y^2 + 6,307 y - 742,308/y + 1,426 \times 3,54.$$

$$- \frac{2 \times 0,21 \times (1461,76 - 314,098) \times 2}{2 \times 16,5 \times 1,426 \times \sqrt{2}}$$

$$n_y = -0,235y^2 + 6,307y - 742,308/y + 5,05 \frac{1}{3} - 0,439 \frac{1}{4}$$

$$n_{\theta} = n_{\theta 0} - 2y \sqrt{y_2} / \tan \theta + 5y (ED - ED_0) \psi_1 \left( \frac{y^2}{2} \cos \theta \right)$$

$$= 12,206y - 0,707y^2 - 2y \cdot 1,426^2 \cdot 3,54 \psi_1 + \frac{0,21 \cdot 2 \cdot y}{16,5^2 \cdot \sqrt{2}} \psi_1 (1147,66) \quad 1.$$

$$n_{\theta} = -0,707 y^2 + y (12,206 - 14,397 \psi_2 + 1,25 \psi_1)$$

$$m_y = m \psi_1 + (5 \sin \theta / 2 y_2 \sqrt{2} \cos \theta) (ED - ED_0) \psi_2$$

$$= 3,54 \psi_1 + 0,21 \cdot \sqrt{2} \cdot 4 \cdot (1147,66) \psi_2 / 2 \times 2 \times 16,5^2 \times 1,426^2 \times 2$$

$$m_y = 3,54 \psi_1 + 0,308 \psi_2$$

avec :

$$\psi_1 = e^{i\sqrt{\lambda}(y_2 - y)} \cos \sqrt{\lambda}(y_2 - y) = 6,046 \cdot 10^{-11} e^{i1,426y} \cos(23,53 - 1,426y)$$

$$\psi_2 = e^{i\sqrt{\lambda}(y_2 - y)} \sin \sqrt{\lambda}(y_2 - y) = 6,046 \cdot 10^{-11} e^{i1,426y} \sin(23,53 - 1,426y)$$

$$\psi_3 = \psi_1 + \psi_2, \quad \psi_4 = \psi_1 - \psi_2$$

2. Cône I-IV

$$V_x = V_x 0 - \lambda \cot \theta \rho_0 m \psi_3 + \delta (ED - ED_0) \psi_4 + \frac{1}{d} x^2 \sqrt{2} \cos \theta$$

$$= -0,235 x^2 - 3,39 x - 1,27/x + 2,515 \times 1 \times 13,67 \psi_3 +$$

$$+ 0,2 (1461,76 + 471,469) \times 2 \times 4/2 \times 4^2 \times 2,515 \times \sqrt{2}$$

$$n_x = -0,235 x^2 - 3,39 x - 1,27/x + 34,38 \psi_3 + 6,79 \psi_4$$

$$n_{\theta} = n_{\theta 0} - d x \sqrt{2} \cdot m \cdot \psi_3 / \tan \theta + \delta x (ED - ED_0) \psi_4 / x^2 \cos \theta$$

$$n_{\theta} = -0,707 x^2 + x (172,932 \psi_3 - 6,39 + 34,17 \psi_4)$$

$$m_x = m \psi_1 + 5 \sin \theta (ED - ED_0) \psi_2 / 2 x^2 \sqrt{2} \cos \theta$$

$$m_x = -13,67 \psi_1 + 2,701 \psi_2$$

avec :

$$\psi_1 = e^{i\sqrt{\lambda}(x_2 - x)} \cos \sqrt{\lambda}(x_2 - x) = 4,276 \cdot 10^{-15} \cos(10,06 - 2,515x)$$

$$\psi_2 = e^{i\sqrt{\lambda}(x_2 - x)} \sin \sqrt{\lambda}(x_2 - x) = 4,276 \cdot 10^{-15} \sin(10,06 - 2,515x)$$

$$\psi_3 = \psi_1 + \psi_2, \quad \psi_4 = \psi_1 - \psi_2$$



3. Cylindre IV .

$$nz = nzo = -0,75z - 129,26$$

$$n_e = n_e - 2R \lambda z \cdot m \cdot \sqrt{z} + S(ED - ED_0) \sqrt{1/R}$$

$$= 0 - 2,85 \times 2 \times 10,13 \times 1,413^2 \sqrt{z} + 0,3(1461,76 - 204,66) \sqrt{1/2,85}$$

$$n_e = 115,284 \sqrt{z} + 132,33 \sqrt{z}$$

$$mz = m \sqrt{z} + S(ED - ED_0) \sqrt{z} / 2R^2 \lambda z$$

$$= 10,13 \sqrt{z} + 0,3(12571) \sqrt{z} / 2 \times 2,85 \times 1,413^2$$

$$mz = 10,13 \sqrt{z} + 11,63 \sqrt{z}$$



## CONE - (I-II)

$y$	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$r_4$	$n_y$	$n_0$	$m_y$
16,5	0	0	0	0	-4,90	8,92	0
15,5	/	/	/	/	-6,59	19,34	/
14,5	/	/	/	/	-9,15	28,34	/
13,5	/	/	/	/	-12,67	35,93	/
12,5	/	/	/	/	-17,27	42,11	/
11,5	/	/	/	/	-23,10	46,87	/
10,5	/	/	/	/	-30,36	50,22	/
9,5	/	/	/	/	-39,43	52,15	/
8,5	0,002	0	0,002	0,002	-50,69	52,69	0,007
7,5	0,007	0,001	0,008	0,006	-64,85	51,73	0,025
6,5	0,028	0,002	0,03	0,026	-82,99	49,51	0,10
6	0,058	0,003	0,061	0,055	-94,05	47,96	0,206
5,5	0,118	0,004	0,122	0,114	-106,82	46,24	0,419
5	0,24	0,006	0,246	0,234	-121,66	44,42	0,851
4,85	0,265	0,006	0,271	0,259	-126,74	43,76	0,94
4	1	0	1	1	-159,50	42,51	3,54

### CONE -(I-IV)

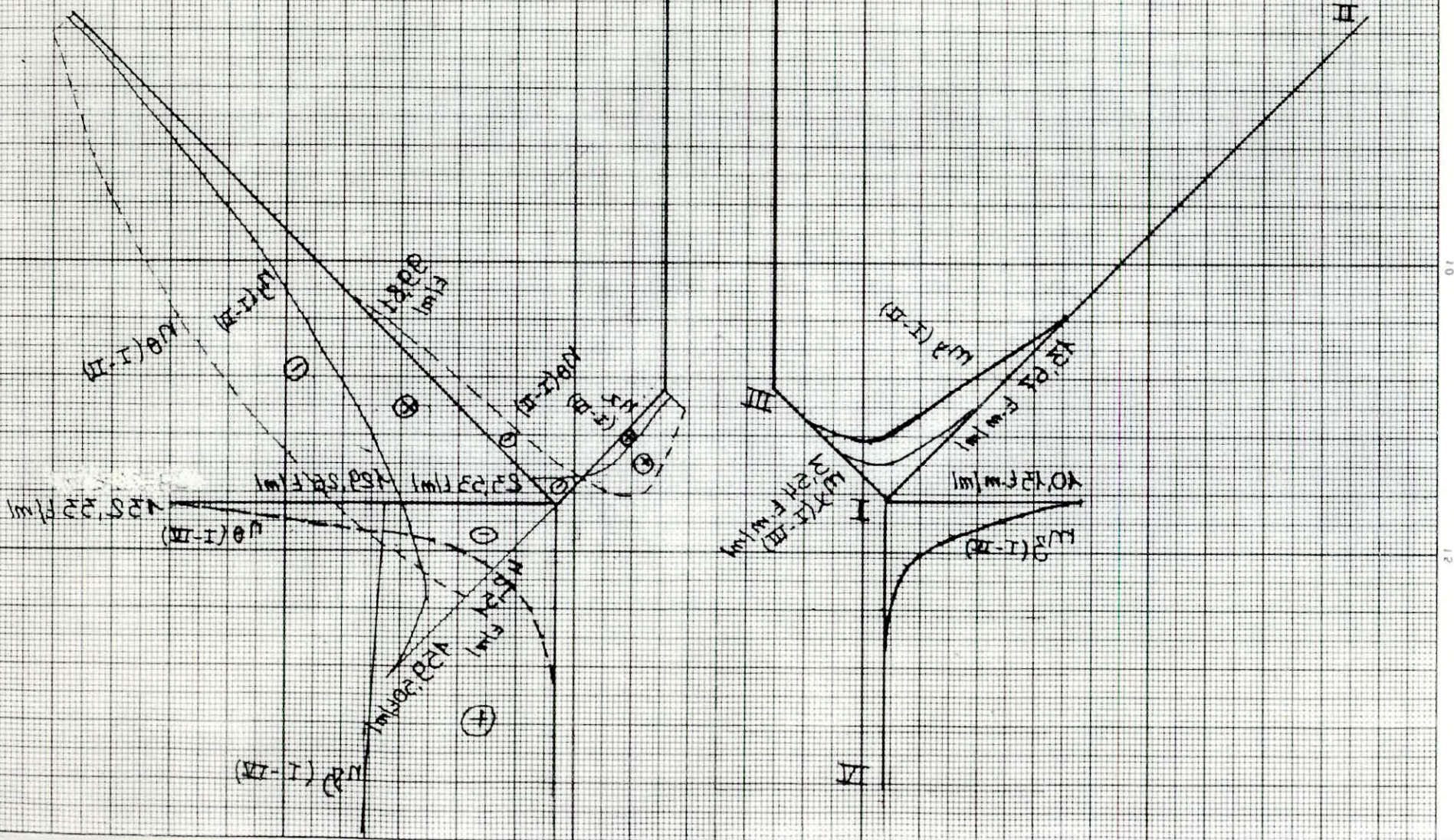
z	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$	$n_3$	$n_0$	$m_3$
0,00	1	0	1	1	-129,26	132,33	10,13
0,10	0,87	0,0021	0,8700	0,8660	-129,33	114,62	8,82
0,20	0,754	0,0037	0,7580	0,7500	-129,41	99,35	7,68
0,30	0,6540	0,0048	0,6600	0,6500	-129,48	86	6,68
0,40	0,568	0,0056	0,5740	0,5620	-129,56	74,51	5,82
0,50	0,4930	0,0061	0,5000	0,4870	-129,63	64,53	5,06
0,80	0,3230	0,0064	0,3290	0,3170	-129,86	42	3,35
0,90	0,2800	0,0062	0,2860	0,2740	-129,93	36,34	2,91
1,00	0,2430	0,0060	0,2490	0,2370	-130	31,46	2,53
1,20	0,1830	0,0054	0,1880	0,1770	-130,16	23,59	1,92
1,60	0,1040	0,0041	0,1080	0,0100	-130,46	13,29	1,10
2,00	0,0590	0,0029	0,0620	0,0560	-130,76	7,47	0,63
2,50	0,0290	0,0018	0,0310	0,0270	-131,13	3,63	0,31
3,00	0,0140	0,0010	0,0150	0,0130	-131,51	1,726	0,15
4,00	0,0035	0,0003	0,0038	0,0032	-132,26	0,424	0,04
5,00	$0,8 \cdot 10^{-3}$	0,0001	0,0009	0,0007	-484,72	0,003	0,02



DIAGRAMMES (M, No. 1, 2, 3)

Signes }  
 ⊕ Compression  
 ⊖ Traction

Echelle : m  
 10 (x 2,5)  
 20  
 40  
 200 (x 2,5)





longitudinal

\* Ferraillage horizontal

Les moments dans la jupe sont faibles, les sections sont entièrement comprimées.

$$N_y = 126,74 \text{ t/mL}$$

$$m_y = 0,94 \text{ t.m/mL}$$

$$e = m/N = 0,7 \text{ cm}$$

$$e_0 = ht/6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.C.}$$

$$S' = d/ht = 4/30 = 0,133 ; \quad \epsilon = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b}{ht/N} = \frac{150 \cdot 100 \cdot 30}{126,74 \cdot 10^3} = 3,55$$

$$B = 6M/Nht = 6 \times 0,94 / 126,73 \times 0,3 = 0,148$$

$$c = 0,27 (2 - 2S')^2 \cdot \epsilon = 0,515$$

$$D = 0,3 (\epsilon - B) - 0,9 (1 - \epsilon) (1 - 2S')^2 = 2,26$$

$$E = -(1 + B - \epsilon) = 2,4$$

$$w = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{e \cdot \epsilon} = \frac{-2,26 + \sqrt{(2,26)^2 - 4 \cdot (0,515) \cdot (2,4)}}{2 \times 0,515} < 0$$

On adopte donc un ferraillage de repartition égal au quart des armatures transversales.

Le ferraillage longitudinal du cône  $\text{I II}$  sera donc :

$$\underline{12HA10/mL} \quad (\text{en 2 nappes})$$

2. Cône I III

\* Ferraillage transversal

no est une force de traction de  $x = 4 \div 3,4 \text{ m}$ , or la ceinture inférieure se trouve de  $x = 4 \div 3,15 \text{ m}$ , donc toute la partie tendue du cône  $\text{I II}$  est englobée dans la ceinture inférieure et de  $x = 3,15 \text{ m} : 1,35 \text{ m}$  on a :

$$N_o^{\text{max}} = 17,96 \text{ t/mL (compression)} ; \quad \bar{\sigma}_b = N_o/100 \cdot e = 8,98 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}$$

un ferraillage minimum suffit dans cette zone.

\* Ferraillage longitudinal

On prend la section où on a :  $N_x = -8,44 \text{ t}$  et  $m = 1,6 \text{ t.m}$ . car les autres sections on données un ferraillage plus petit.

$$e = m/N = 0,189 \text{ m} > ht/6 = 0,033 \text{ m} \Rightarrow \underline{\text{S.P.C.}}$$

On calcule le moment fictif par rapport au c.d.g. des armatures tendues.  $M_b = M_0 + N \cdot v_1 = 1,6 + 8,44 \cdot 0,06 = 2,106 \text{ t.m}$ .

$$K = \frac{15 M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 15 \times \frac{2,106 \cdot 10^5}{1841 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,067$$

$$K = 31,9 \quad \text{et} \quad \epsilon = 0,8934$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / K = 57,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} - \frac{N}{\sigma_a} = \frac{2,106 \cdot 10^5}{1841 \cdot 0,8934 \cdot 16} - \frac{8,44 \cdot 10^3}{1841} = 3,42 \text{ cm}^2 \cdot \text{mL}.$$

Le ferrailage du cône I II sera donc :

- . Ferrailage transversal (cercer) : 12HA12/mL..... en 2 nappes
- . Ferrailage longitudinal (berres verticales) : 12HA12/mL ..... en 2 nappes.

### 3. Cylindre IV.

La partie supérieure du fût (jonction avec la cuve) est soumise à des efforts de traction dûes ~~au moment et~~ au déplacement du noeud de jonction.

Le fût commence à partir de  $z = 0,2 \text{ m}$  (l'autre partie =  $0,20 \text{ m}$  étant noyée dans le ceintre).

$$. z = 0,2 \div 0,8 \text{ m} : \quad N_o^{\max} = 99,35 \text{ t/mL}$$

$$A = \frac{0,6 \times 99,35}{1219} = 48,9 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{16\text{HA}20} \text{ sur } 60\text{cm en 2 nappes.}$$

$$. z = 0,8 \div 2,5 : \quad N_o^{\max} = 42 \text{ t/mL.}$$

$$A = \frac{1,7 \cdot 42 \cdot 10^{-3}}{1219} = 58,6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \underline{20\text{HA}20} \text{ sur } 170\text{cm en 2 nappes.}$$

### Ceintre inférieur

La ceintre inférieur reprend la somme des tractions des voiles au noeud.

### Cône I II :

$0,85 \text{ m}$  de ce voile est noyé dans la ceintre, et avec  $N_o^{\max} = 43,76 \text{ t/mL}$ . donc en choisissant des HA20 on aura :

$$A_1 = 0,85 \cdot 43,76 \cdot 10^3 / 1700 = 21,88 \text{ cm}^2.$$

### Cône I III :

no est nul à  $x = 3,4 \text{ m}$ , donc de  $x = 4 \text{ m} : 3,4 \text{ m}$  ( $0,60\text{m}$ ) ou à une traction dans le noeud, on prend  $N_o^{\max} = 99,81 \text{ t/mL}$ .

$$A_2 = 0,6 \times 99,81 \cdot 10^3 / 1700 = 35,23 \text{ cm}^2.$$

### Cylindre IV.

Le fût a une partie de  $0,20 \text{ m}$  dans le noeud

$$z = 0,0 \div 0,1 \Rightarrow N_o = 132,33 \Rightarrow A'3 = 7,78 \text{ cm}^2$$

$$z = 0,1 \div 0,2 \Rightarrow N_o = 114,62 \Rightarrow A''3 = 6,74 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 14,53 \text{ cm}^2.$$

Donc on dispose dans la ceinture Le ferrailage :

$$21,88 + 35,23 + 14,53 = 71,64 \text{ cm}^2$$

On dispose donc : 23HA20.

Ferrailage de la Cuve :  
Cône (I-II)

Ferrailage transversal (Cercles) :  $A = N\theta / \bar{\sigma}_a$  ,  $\bar{\sigma}_b = N\theta / (100e + 15A)$

$\chi$ (m)	$e_i$ (cm)	$n\theta$ (t/ml)	A trouvée (cm <sup>2</sup> )	A réel (cm <sup>2</sup> )	n HA/ml	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
16,5	12	8,92	4,34	13,5	12 HA-12	6,5
15,5	13,5	19,34	9,41	/	/	12,7
14,5	15,1	28,34	15,39	24,12	12 HA-16	15,14
13,5	16,7	35,93	19,51	/	/	17,68
12,5	18,2	42,11	22,87	/	/	19,3
11,5	19,8	46,87	25,46	32,16	16 HA-16	19,03
10,5	21,3	50,22	27,28	/	/	19,22
9,5	22,9	52,15	28,32	/	/	18,81
8,5	24,4	52,69	28,62	/	/	18,03
7,5	26	51,73	28,10	/	/	16,78
6,5	27,5	49,5	26,89	/	/	15,31
6	28,3	47,96	26,05	/	/	14,18
5,5	29,1	46,24	25,12	/	/	13,63
5	29,9	44,42	24,13	/	/	12,79
4,85	30,14	43,76	23,77	/	/	12,52

### Calcul de l'accrotère

L'effet du vent sur l'accrotère est négligeable, on détermine la contrainte de compression dans le béton sous l'effet du poids propre à l'accrotère.

Poids propre de l'accrotère par mètre linéaire :  $p = \frac{19,1}{2 \cdot 1205} = 0,25 \cdot 10^3 \text{ t/ml}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_b = \frac{p}{100 \cdot e} = \frac{0,25 \cdot 10^3}{100 \cdot 12} = 0,21 \text{ Kg/cm}^2$

On adopte au ferrailage forfaitaire :

Cerces = 5 T 10/ml  
Armatures verticales : 5 T 10/ml.

### Calcul de la cheminée

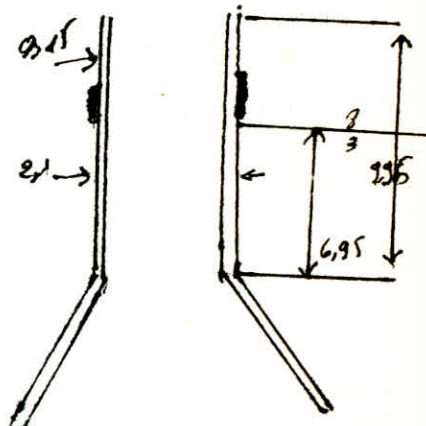
La cheminée est soumise à la compression sous l'effet de :

\* La poussée de l'eau :

$$p = h \cdot \gamma = 6,95 \times 1 = 6,95 \text{ t/m}^2.$$

La poussée correspondante est :

$$Q = 6,95 \text{ t/ml}.$$



L'effort de compression résultant est  $H = Q \cdot r = 6,96 \times 1,05 = 7,3 \text{ t}$

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{H}{100 \cdot e} = \frac{7,3 \cdot 10^3}{100 \cdot 15} = 4,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

\* Le poids propre à la réaction sur le ceintre :

$$23,51 + 1,86 + 2,375 = 27,75 \text{ t}.$$

La force de compression totale au niveau de la base de la cheminée :

$$P = 136,75 \text{ t}.$$

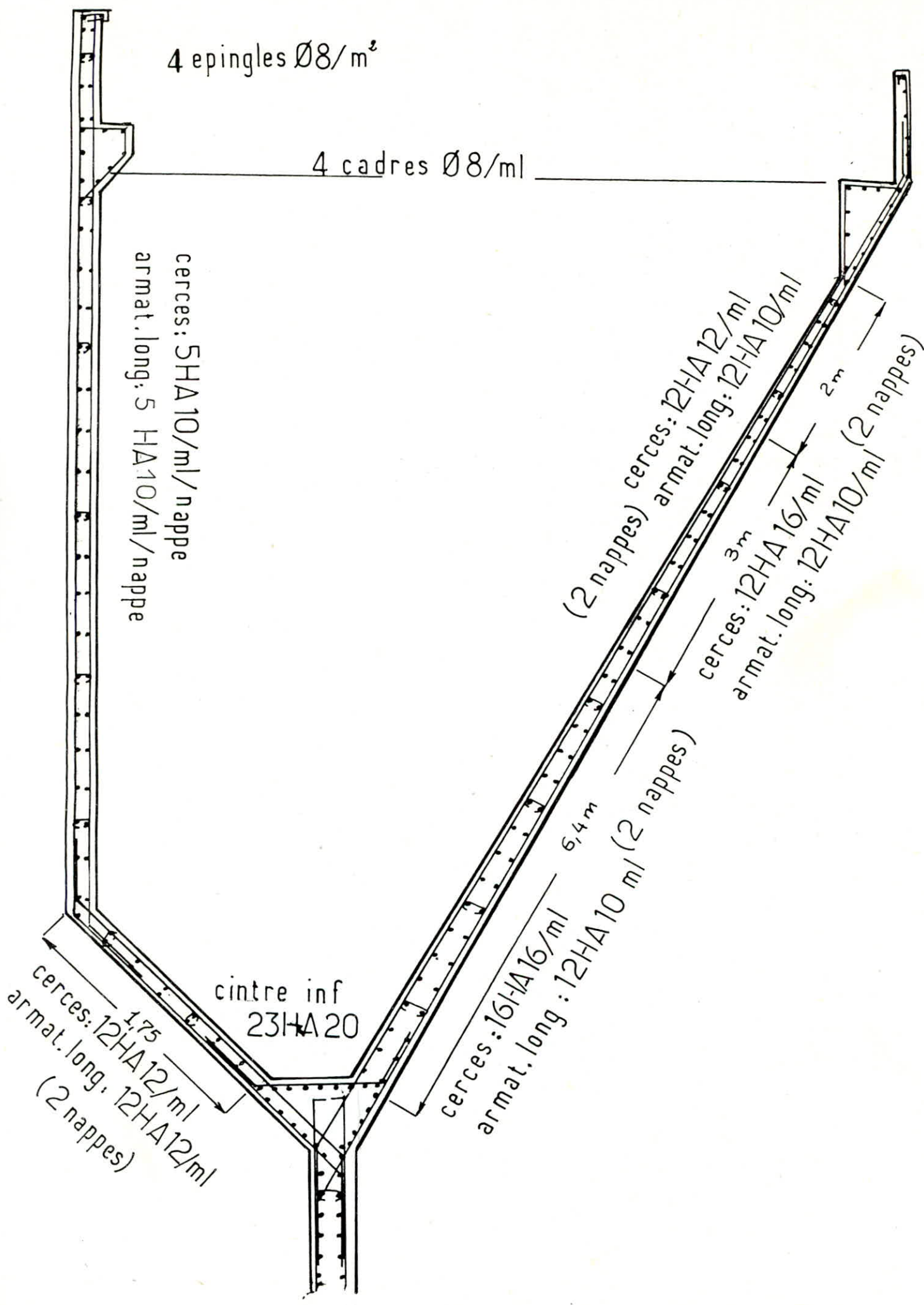
La contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_b = \frac{P}{S}$

$$\sigma_b = \frac{136,75 \cdot 10^3}{(2,1^2 - 1,8^2) \times 10^4} = 20,32 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

On adopte donc un ferrailage forfaitaire :

Cerces.....2 X 5 T 3/ml  
Armatures verticales....2X5T8/ml.





4 epingles Ø8/m<sup>2</sup>

4 cadres Ø8/ml

cerces: 5HA10/ml/nappe  
armat. long: 5 HA10/ml/nappe

(2 nappes) cerces: 12HA12/ml  
armat. long: 12HA10/ml

3m  
cerces: 12HA16/ml  
armat. long: 12HA10/ml (2 nappes)

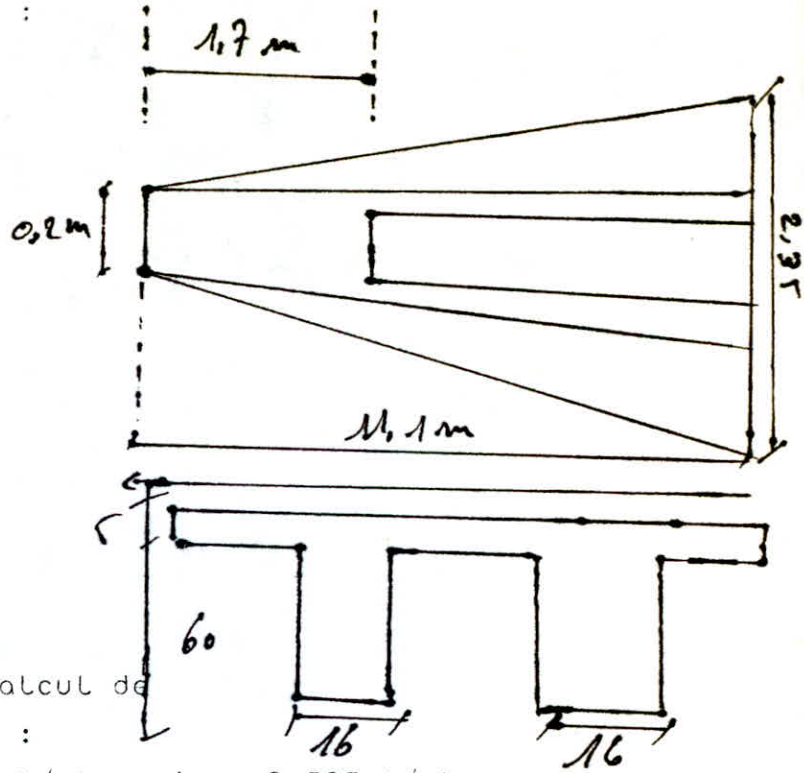
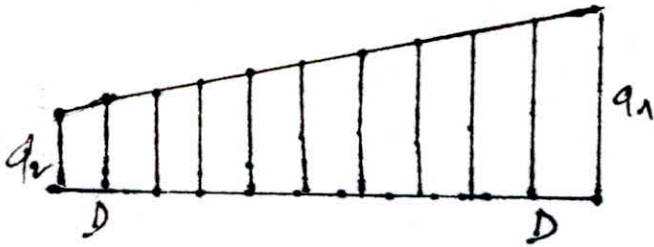
6,4m  
cerces: 16HA16/ml  
armat. long: 12HA10 ml (2 nappes)

1,75  
cerces: 12HA12/ml  
armat. long: 12HA12/ml  
(2 nappes)

cintre inf  
23HA20



Calcul de la poutre-terrasse :



On prend en compte pour le calcul de la dalle-terrasse en service :

- Poids propre :  $q'_1 = 0,774 \text{ t/ml}$  ;  $q'_2 = 0,505 \text{ t/ml}$ .
- Poids de la chape :  $q''_1 = 0,159 \text{ t/ml}$  ;  $q''_2 = 0,013 \text{ t/ml}$ .
- Etanchéité :  $q'''_1 = 0,188 \text{ t/ml}$  ;  $q'''_2 = 0,016 \text{ t/ml}$ .
- Surcharges d'exploitation :  $q''''_1 = 0,423 \text{ t/ml}$  ;  $q''''_2 = 0,036 \text{ t/ml}$ .

Donc :  $q_1 = 1,544 \text{ t/ml}$  et  $q_2 = 0,57 \text{ t/ml}$ .

$$R_1 = \frac{L}{6} (2q_1 + q_2) = 6,77 \text{ t} \quad \text{et} \quad R_2 = \frac{L}{6} (2q_2 + q_1) = 4,96 \text{ t}.$$

$$E(X) = -0,043 x^2 - 0,57 x + 4,96.$$

$$M(X) = -0,014 x^3 - 0,285 x^2 + 4,96 x.$$

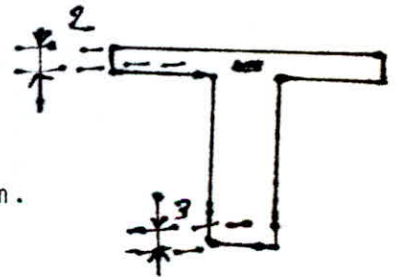
$$T(X) = 0 \Rightarrow x = 6\text{m} \Rightarrow M_{\max} = M(6) = 16 \text{ t.m.}$$

Chaque partie reprend donc 8 t.m.

$$\mu = \frac{15 \cdot 8 \cdot 10^5}{2800 \cdot 16 \cdot 60^2} = 0,0744 \quad K = 29,9, \quad \epsilon = 0,8886$$

$$\sigma_b = 2800/29,9 = 93,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{8 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8886 \times 60} = 5,36 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}14 (A = 6,15 \text{ cm}^2).$$



La dalle n'étant pas soumise à une grande surcharge, on l'arme avec un treillis soudé  $\emptyset 6$  (20X20).

\* On calcule aussi la poutre-dalle dans la phase de transport.

$$M_1^{\text{appui}} = 1,01 \text{ t.m.}$$

$$M_1^{\text{travée}} = 1,10 \text{ t.m.}$$

$$M_2^a = 0,54 \text{ t.m.}$$

$$M_2^t = 0,65 \text{ t.m.}$$

à l'appui :  $M^a = -1,54 \text{ t.m.}$

à mi-travée :  $M^t = 1,75 \text{ t.m.}$

Sur appui :

$$= \frac{15 \cdot 1,54 \cdot 10^5}{2800 \times 16 \times 60^2} = 0,0144$$

$$K = 79, \quad = 0,9468$$

$$A = \frac{1,54 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9468 \times 60} = 1 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté (2HA10  $A = 1,57 \text{ cm}^2$ ) est suffisant.

Vérification au cisaillement :

. Calcul des boucles de levage :

pour une boucle on a :  $\sigma_a = \frac{Kf}{2S} = \frac{2Kf}{\pi \emptyset^2}$

K : coeff. de sécurité = 1,56.

f : doit tenir compte du poids du panneau ainsi que les efforts par parasites.

$$F = a \cdot \bar{K} \cdot P \quad \text{avec} \quad F = \text{effort global}$$

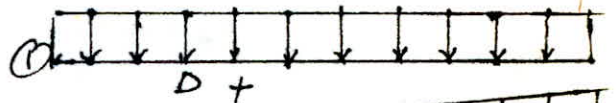
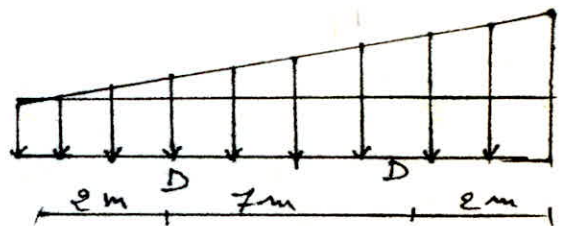
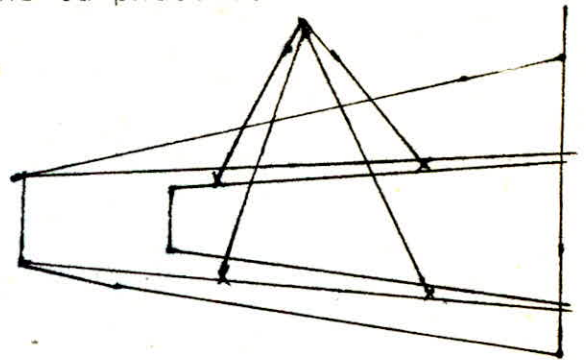
a : coeff. d'orientation de F/ au de la pièce = 0,75.

d'où  $F = 0,75 \times 1,7 \times P$

$\bar{K}$  : Coeff. de démoulage = 1,70

$$F = 1,275 \cdot P$$

P : poids du panneau poutre-dalle.



$$\bar{\sigma}_a = 2Kf / \pi \phi^2 \quad \phi = \sqrt{\frac{2Kf}{\pi \cdot \bar{\sigma}_a}} \quad \text{avec} \quad f = F/4 = 0,319 P.$$

$$P = 7,1t \Rightarrow f = 2,26t \quad \phi = 1,18 \text{ cm.}$$

On prend : 4  $\phi$  12 (FeE24)

T = f = 2,26t effort tranchant au niveau de l'appui.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2,26 \cdot 10^3 / 16 \times \frac{7 \times 60}{8} = 2,69 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 28,8769 / \text{cm}^2$$

à mi-travée

IL n'est pas nécessaire de faire la vérification, car le moment avec lequel a été ferrailé la poutre dans la phase de service est supérieur au moment auquel elle est soumise dans la phase de transport.

Longueur d'ancrage des barres de levage :

$$l = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_u} = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{1244}{12,64} = 29,5 \text{ cm.}$$

Soit l =

Vérification au cisaillement : (en service)

Au niveau des appuis M = 0 = 3,5 = 21,87kg/cm<sup>2</sup>.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\tau_{b(1)} = 3,38 \cdot 10^2 / 16 \cdot 7 / 8 \cdot 60 = 4,023 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{b(2)} = 4,9^b \cdot 10^3 / 20 \cdot 7 / 8 \cdot 60 = 4,72 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

$$l_{at} = \max \left\{ 1 - \frac{1}{9} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right\} \Rightarrow \begin{cases} at_{(1)} = 0,93 \\ at_{(2)} = 0,92 \end{cases}$$

pas de reprise de bétonnage.

$$\bar{\sigma}_{at} = l_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{at(1)} = 2232 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{at(2)} = 2208 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$t \leq \frac{At \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \text{On utilise des cadres } \phi b \Rightarrow 2 \phi = At = 0,56$$

$$b_1 \leq 19,4 \text{ cm} \Rightarrow t_1 = 19 \text{ cm}$$

$$b_2 \leq 13,1 \text{ cm} \Rightarrow t_2 = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{e} = \max \left\{ 0,2h \quad (1-0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b})h \right\} \Rightarrow \begin{cases} \bar{e}_1 = 48,4 \text{ cm} \\ \bar{e}_2 = 46,4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t_1 \leq \bar{e}_1 \\ t_2 \leq \bar{e}_2 \end{cases}$$

./.



Pendant le transport : au niveau du crichet  $\zeta_b = 2,69 \text{ kg/m}^2$

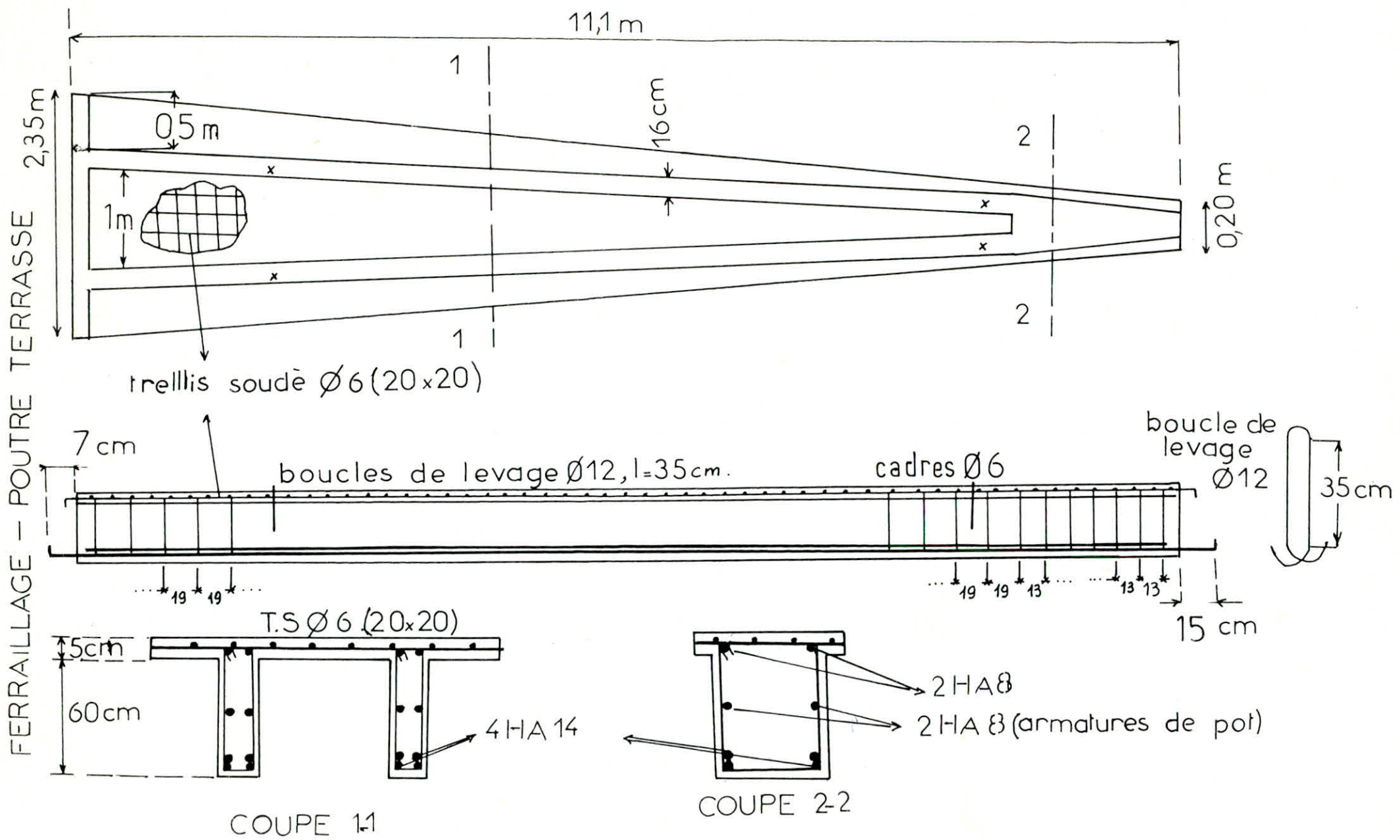
$$f_{at} = \max \begin{cases} 1 - \frac{1}{9} \zeta_b / \bar{F}_b \\ 2/3 \end{cases} \Rightarrow f_{at} = 0,95$$

$$\bar{F}_{at} = f_{at} \cdot \bar{F}_{en} = 0,95 \cdot 2400 = 2280 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{At \cdot Z}{T} \quad at = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 60 \cdot 2280}{2,26 \cdot 10^3} = 29 \text{ cm.}$$

$$\bar{E} = \max \begin{cases} 0,2h = 12 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \frac{\zeta_b}{\bar{F}_b})h = 52 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow t \leq \bar{E}$$

Il faut respecter les espacements des deux phases, on prend le maximum des deux.



FERRAILLAGE - POUTRE TERRASSE

**DETERMINATION**  
**DE LA**  
**PERIODE PROPRE**  
**DE VIBRATION**  
**DE L'OUVRAGE**



## DETERMINATION DE LA PERIODE PROPRE DE VIBRATION

On se propose de la déterminer avec deux méthodes différentes :

### 1. FORMULE POUR MASSE CONCENTREE SUR UN SUPPORT DE MASSE NON NEGLIGEABLE (MARIUS-DIVERS).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P \cdot h^3}{93EI}}$$

$$P' = P + \frac{33}{140} \rho \cdot h.$$

$h$  : Hauteur du support comptée de l'encastrement au c.d.g. de la masse oscillante.

$I$  : Moment d'inertie de la section transversale du support

$E$  : Module d'élasticité instantané.

$P$  : Poids de la masse concentrée.

$\rho$  : Poids du support par unité de longueur.

#### a. CUVE VIDE

Lanterneau :	$P_1 = 1,86 \text{ t}$	$h_1 = 32,85 \text{ m.}$
Dalle-Terrasse :	$P_2 = 293,93 \text{ t}$	$h_2 = 30,9 \text{ m.}$
Cuve :	$P_3 = 301,23 \text{ t}$	$h_3 = 26,1 \text{ m.}$
Cheminée :	$P_4 = 23,51 \text{ t}$	$h_4 = 28,12 \text{ m.}$
Cône du fond :	$P_5 = 7,24 \text{ t}$	$h_5 = 22,29 \text{ m.}$
Ceinture supérieure :	$P_6 = 35,36 \text{ t}$	$h_6 = 30 \text{ m.}$
Ceinture inférieure :	$P_7 = 41,61 \text{ t}$	$h_7 = 21,5 \text{ m.}$
Acrotère :	$P_8 = 19,1 \text{ t}$	$h_8 = 31 \text{ m.}$

Ceinture haute de la cheminée :

$$\underline{P_9 = 2,375 \text{ t}} \quad h_9 = 32,6 \text{ m.}$$

$$\underline{\sum P_i = 726,21 \text{ t}}$$

Le c.d.g. de la masse oscillante :

$$h = \frac{\sum P_i \cdot h_i}{\sum P_i}$$

$$\underline{h = 28,16 \text{ m.}}$$

$$\rho = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_i^2) \cdot \gamma = \frac{\pi}{4} (6^2 - 5,4^2) \cdot \gamma \Rightarrow \rho = 13,43 \text{ t/mL.}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64} (6^4 - 5,4^4) \Rightarrow I = 21,878 \text{ m}^4.$$

$$EI = 21000 \sqrt{I_j} = 21000 \sqrt{I} = 21000 \cdot \sqrt{300} \quad \underline{\underline{EI = 361907 \text{ Kg/cm}^2.}}$$

1. Cuve vide (+) la moitié du fût :

$$h = \frac{726,21 \cdot 28,16 + 13,43 \cdot 10,5 \cdot 15,75 + 3,45 \cdot 2,16}{726,21 + 13,43 \cdot 10,5 + 2 \cdot 3,45} = \underline{\underline{26,06 \text{ m.}}}$$

$$P' = 374,12 + \frac{33}{140} \cdot 13,43 \cdot 26,06 \Rightarrow P' = 956,62 \text{ t.}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{956,62 \cdot (26,06)^3}{3 \cdot 9,81 \cdot 213,78 \cdot 361907}} \Rightarrow \underline{\underline{T = 0,54 \text{ s.}}}$$

2. Cuve vide (+) Le tiers du fût :

De la même manière, on trouve :  $\underline{\underline{T = 0,52 \text{ s.}}}$

b. Cuve pleine :

1. Cuve pleine (+) la moitié du fût :

$$h = \frac{874,12 \cdot 26,06 + 1506 \cdot 27,32}{374,12 + 1506} = \underline{\underline{26,86 \text{ m.}}}$$

$$P = 374,12 + 1506 \Rightarrow P = 2380,12 \text{ t}$$

$$P' = 2380,12 + \frac{33}{140} \cdot 13,43 \cdot 26,86 \Rightarrow P' = 2465,15 \text{ t.}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2465,15 \cdot (26,86)^3}{3 \cdot 9,81 \cdot 213,78 \cdot 361907}} \Rightarrow \underline{\underline{T = 0,90 \text{ s.}}}$$

2. Cuve pleine (+) Le tiers du fût :

De la même manière, on trouve :  $\underline{\underline{T = 0,89 \text{ s.}}}$

b. Méthode de Mr. LORD RAYLEIGH :

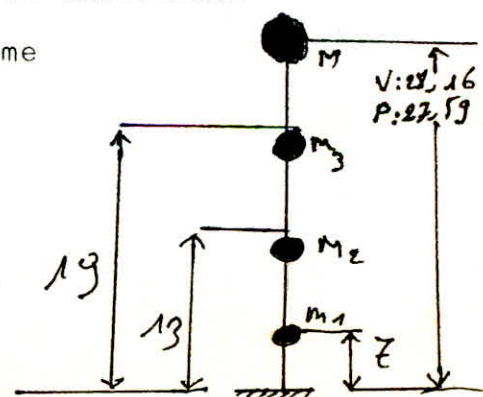
Principe : Cette méthode est basée sur la conservation d'énergie elle suppose donc les systèmes non amortis conservatifs.

Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs de pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

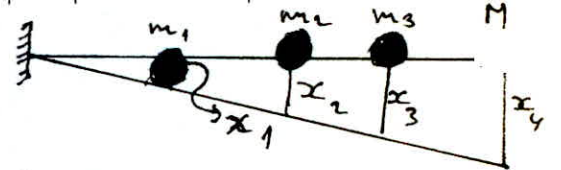
Domaine d'application : La méthode de RAYLEIGH est très utile pour la détermination du premier mode fondamental sous utilisation pour les modes supérieurs étant très laborieux.

On modélise notre structure sous la forme de plusieurs masses concentrées :

- Masse de la cuve (dans les 2 cas : vide et pleine) (+) une partie du fût.
- Masse de chaque plancher de repos (+) la partie du fût lui revenant.



On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur. Celle-ci est sollicitée par les forces  $P_i = m_i \cdot g$  agissant dans la direction du degré de liberté, et soient  $x_1, x_2, \dots, x_n$  les déplacements statiques résultant. La méthode de RAYLEIGH suppose que la déformée du premier mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces  $P_i$ .



$$x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[ \frac{x_i^2}{2} (x_j - \frac{x_i}{3}) \right]$$

Déplacement en "i" dû à une force unitaire appliquée en "j".  
La période du premier mode fondamental est donnée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot x_i^2}{g \sum P_i \cdot x_i}}$$

Calcul des masses concentrées :

$m_1 = 3,45 + 13,43 \times 6,50$	$m_1 = 90,75 \text{ t}$
$m_2 = 3,45 + 13,43 \times 6$	$m_2 = 84,03 \text{ t}$
$m_3 = 3,45 + 13,43 \times 4$	$m_3 = 57,17 \text{ t}$
$M \text{ vide} = 726,21 + 13,43$	$M_v = 739,64 \text{ t}$
$M \text{ pleine} = 1506 + 739,64$	$M_p = 2245,64 \text{ t}$

Le déplacement de la ième masse sous les  $P_i$  ( $i = 1, 4$ ) est donné par :

$$X_{i0} = \sum_{j=1}^n P_j \cdot \delta_{ij} / EI$$

Les calculs sont donnés dans l'annexe, on obtient :

Cuve vide :  $T = 0,53 \text{ s}$

Cuve pleine :  $T = 0,89 \text{ s}$

On prend donc les périodes les plus défavorables :

CUVE VIDE .....	$T = 0,52 \text{ s}$
CUVE PLEINE .....	$T = 0,89 \text{ s}$

Coefficient de participation modale :

$$\eta^{(i)} = \frac{\left[ \sum_{j=1}^n m_j \cdot x_j^{(i)} \right]^2}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot x_j^{(i)2}}$$



Cuve\_vide :  $\frac{\eta^I}{\zeta_v} = 0,36$

Cuve\_pleine :  $\frac{\eta^I}{\zeta_p} = 0,95$

Le 2ème mode est peu influent du moment que le coeff. de participation modale du premier mode est supérieur à 80%.

La détermination de la période du 2ème mode et de son coeff. de participation modale sont données en annexe.

**ETUDE**

**ALI**

**VENT**

## ACTION D'ENSEMBLE DU VENT

L'action d'ensemble du vent est résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction. La direction de cette résultante peut se décomposer suivant :

- \* La direction parallèle à celle du vent : trainée ( T )
- \* La direction perpendiculaire au vent : dérive ( L ).

### CALCUL DE LA TRAINÉE

$$T = C_b \cdot B \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

- \*  $C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$  : dépend de l'élanement de la tour et de la rugosité de sa surface ; il est lié aux efforts aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section.

$C_{t0} = 0,55$  --- Cylindre rugueux à la base circulaire sans nervure.

h : hauteur totale de l'ouvrage = 33,15 m

$$\lambda = h^2 / S_t$$

$S_t$  : Aire totale de la projection verticale de la construction (maitre - couple) = 304,3 m<sup>2</sup>.

$$\Rightarrow \lambda = 3,61 \Rightarrow \gamma_0 = 1,021 \quad \text{Catégorie} = 3,61.$$
$$\Rightarrow C_t = 0,562.$$

$$* B = 1 + \xi Z$$

Coeff. de majoration dynamique.

dépend de la période propre de résonance lié aux effets de résonance provoqué par les oscillations de la tour et du niveau considéré.

$\xi$  : Coeff. de réponse, donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure.



$\zeta$ : Coeff. de pulsation, déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote au dessus du sol.

\*  $\delta$ : Coeff. de réduction, tenant compte de l'effet des dimensions, il est donné par les règles NV65 en fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en considération.

\*  $D_e$  Diamètre extérieur à la cote considéré.

\*  $q$  Pression du vent.  $q = K_s \cdot q_h$ .

$q_h = 175 \cdot (h+13)/(h+60)$  : pression du vent à la hauteur "h".

$K_s = 1,35$ . Coeff. de site. régional, site exposé.

$$\text{Donc : } T = C_t \cdot B \cdot \delta \cdot q \cdot D_e = 0,562 \cdot (1 + \xi \zeta) \cdot \delta \cdot 1,35 \cdot 175 \cdot \frac{(h+13)}{(h+60)} D_e$$

$$T = 132,77 \cdot \delta \cdot (1 + \xi \zeta) \cdot \frac{(h+13)}{(h+60)} \cdot D_e$$

Les résultats de calcul des coefficients ainsi que les pressions  $q_n$  (normal) et  $q_e$  (extrême) sont rangées dans les tableaux ci-après :

Côte ( )	$C_t$	$Z$	$\xi^v$	$\xi^p$	$\delta$	$K_s$	qz KG/M2	$B^v$	$B^p$	qn= Ks.qz	qe= 1,75 qn
0,00	0,562	0,36	0,52	0,30	0,765	1,3	52,5	1,187	1,288	68,25	119,44
2,50	"	"	"	"	"	"	57,4	"	"	74,62	130,6
5,00	"	"	"	"	"	"	61,92	"	"	80,5	140,9
7,50	"	"	"	"	"	"	66,1	"	"	85,9	150,4
10,00	"	"	"	"	"	"	70	"	"	91	159,2
12,5	"	0,353	"	"	"	"	73,6	1,133	1,282	95,7	167,5
15	"	0,352	"	"	"	"	77	"	1,281	100,1	175,2
17,5	"	0,348	"	"	"	"	80,2	1,131	1,278	104,2	182,4
20	"	0,345	"	"	"	"	83,1	1,179	1,276	108,1	189,1
22,5	"	0,34	"	"	"	"	85,9	1,177	1,272	111,7	195,4
25	"	0,338	"	"	"	"	88,5	1,176	1,270	115,1	201,4
27,5	"	0,332	"	"	"	"	91	1,172	1,266	118,3	207
30	"	0,33	"	"	"	"	93,3	1,171	1,264	121,3	212,3
	"	0,328	"	"	0,78	"	95,5	1,170	1,262	124,2	217,4

. L'indice "v" désigne le cas où la cuve est vide.

. L'indice "p" désigne le cas où la cuve est pleine.

Les pressions et les forces de trainée sont données par le tableau ci-dessous :

Côte (z)	V I D E				R E M P L I E			
	q <sub>rn</sub> = Ce.BV.Sg	q <sub>re</sub> = 1,75 q <sub>rn</sub>	T <sub>n</sub> = q <sub>rn</sub> .D	T <sub>e</sub> = q <sub>e</sub> .D	q <sub>rn</sub>	q <sub>re</sub>	T <sub>n</sub>	T <sub>e</sub>
0,00	34,83	60,95	209	365,75	37,79	66,14	226,76	396,83
2,50	38,1	66,67	228,6	400	41,32	72,31	247,9	433,9
5,00	41,1	71,9	246,6	431,5	44,6	78	267,4	468
7,50	43,9	76,7	263,2	460,5	47,6	83,3	285,5	499,7
10,00	46,4	81,3	278,6	487,6	50,4	88,2	302,3	529,1
12,50	48,7	85,2	292,2	511,4	52,7	92,3	316,5	553,9
15,00	50,9	89,1	305,5	534,6	55,1	96,5	330,8	578,9
17,50	52,9	92,6	317,5	555,6	57,3	100,2	343,6	601,2
20,00	54,8	95,8	328,6	575,1	59,3	103,7	355,7	622,4
22,50	56,5	98,9	613,1	1073	61,1	106,9	662,6	1159,6
25,00	58,2	101,3	913,6	1593,8	62,8	110	986,6	1726,5
27,50	59,6	104,8	1222	2133,5	64,4	112,8	1320	2310
30,00	61,1	107	1484,7	2593,3	65,9	115,4	1602,1	2803,7
32,50	62,5	109,3	131,3	229,7	67,4	117,9	141,5	247,7



Actions perpendiculaires à la direction du vent

La force de dérivation est donnée par :

$$L = C_L \cdot S' \cdot B' \cdot q_{cr} \cdot D_e \cdot H/h$$

- $C_L = 0,2$  Coefficient de dérivation (expérimental) donné par NV65.
- $B' = 0,2$  Coeff. dynamique, structure en état de résonance.
- $S' = 0,3$  NV65.
- $q_{cr} = V^2/16$  Pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance.

$h = 33,15m$  Hauteur totale de la construction.

$H$  --- --- --- Côte du niveau considéré compté à partir du sol.

La résonance se produit quand la période des rafales du vent est égale à la période propre de vibration de la structure selon

La théorie de Mr. KARMAN :  $T_k = \frac{D_e}{S \cdot V}$

$V$  : Vitesse du vent

$S = 0,20$  Nombre de STROUHAL, donné par NV65.

$D_e = 6m$  Diamètre extérieur de la tour.

$$T_k = T \Rightarrow V_{cr} = \frac{D_e}{S \cdot T}$$

Les vibrations latérales doivent être compatibles avec le régime laminaire du vent ( $V_{cr} \leq 25 \text{ m/s}$ ).

Si on trouve  $V_{cr} > 25 \text{ m/s}$ , on considère les oscillations latérales comme négligeables étant donné l'incompatibilité entre le régime turbulent et les tourbillons de KARMAN.

Réservoir vide  $T = 0,52 \text{ s}$ .

$$V_{cr} = \frac{6}{0,2 \cdot 0,52} = 5,77 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

Réservoir plein  $T = 0,89 \text{ s}$ .

$$V_{cr} = \frac{6}{0,2 \cdot 0,89} = 33,7 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

NV65 : Les oscillations latérales sont donc négligeables.

Côte ( )	CUVE VIDE				CUVE PLEINE			
	EFFORT TRANCHANT		MOMENT FLECHISSANT		EFFORT TRANCHANT		MOMENT FLECHISSANT	
	SERVICE NORMAL	SERVICE EXCEPTIONNEL	SERVICE NORMAL	SERVICE EXCEPTIONNEL	SERVICE NORMAL	SERVICE EXCEPTIONNEL	SERVICE NORMAL	SERVICE EXCEPTIONNEL
30	0,324	0,568	0,405	0,709	0,350	0,612	0,437	0,766
27,5	3,99	6,98	5,80	10,15	4,31	7,54	6,26	10,95
25	7	12,26	19,53	34,18	7,57	13,54	21,11	36,93
22,5	9,25	16,19	39,85	69,73	10	17,50	43	75,40
20	10,81	18,80	64,92	113,50	11,60	20,42	70,12	122,71
17,5	11,61	20,20	92,81	162,31	12,52	21,91	100,28	175,48
15	12,35	21,61	122,66	214,66	13,35	23,36	132,59	232,04
12,5	13,09	22,91	154,46	270,30	14,16	24,78	166,98	292,21
10	13,81	24,16	188,08	329,14	14,93	26,13	203,34	355,84
7,5	14,48	25,34	223,44	391,03	15,67	27,41	241,59	422,78
5	15,12	26,46	260,45	455,78	16,36	28,62	281,61	492,83
2,5	15,71	27,50	299,0	523,23	17	29,75	323,31	565,79
0,00	16,26	28,46	338,96	593,18	17,59	30,79	366,55	641,47
-1	16,26	28,46	355,22	621,63	17,59	30,79	384,15	672,25

. Le signe " - " désigne la côte située en dessous du niveau du sol.



ACTION LOCALE (SUR PAROI)

Chaque tronçon de l'ouvrage (FG) est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent qui provoque des moments d'ovalisation et des cisaillements  $\Sigma$  engendrés dans l'épaisseur de la paroi.

ON a :

Moi = Ki *So. qn* Dm2 Moment d'ovalisation Intérieur

Moe = Ke *So. qn* Dm2 Moment d'ovalisation extérieur

Ki et Ke : Coeff. donnés par MARIUS-DIVERS respectivement :

0,062 ; 0,054.

cote (z)	Ki	Ke	o	qn dan/m2	Dm	Dm2	Mt d'ovalisation Normale		Mt d'ovalisation Excep <sup>lle.</sup>	
							Moi dan/m	Moe Dan/m	Moi Dan/m	Moe Dan/m.
							0,00	0,062	0,054	0,862
2,5	"	"	"	74,62	"	"	129,57	112,85	226,75	197,49
5	"	"	"	85,50	"	"	139,78	121,74	244,61	213,05
7,5	"	"	"	85,94	"	"	149,22	129,97	261,14	227,45
10	"	"	"	91	"	"	158,01	137,62	276,52	240,84
12,5	"	"	"	95,71	"	"	166,19	144,75	290,83	253,31
15	"	"	"	100,10	"	"	173,81	151,38	304,17	264,92
17,5	"	"	"	104,21	"	"	180,95	157,60	316,66	275,80
20	"	"	0,83	108,06	"	"	187,63	163,42	328,36	286
22,5	"	"	"	111,68	10,47	109,72	630,57	549,20	1103,51	961,10
25	"	"	0,80	115,09	15,40	273,2	1362,3	1186,50	2384	2076,4
27,5	"	"	0,78	118,30	20,30	412,1	2372,7	2066,51	4152,2	3616,4
30	"	"	"	121,33	24,20	585,6	3445,1	3000,5	6028,9	5250,9
32,5	"	"	0,92	124,20	1,95	3,80	26,92	23,45	47,11	41,03



**ETUDE AU**

**S'EISME**

## 1. Introduction

- La zone (II) (site de construction de notre chateau d'eau) est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages dans les constructions à moins que celles-ci ne soient pas conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets.
- L'étude consiste à la vérification sous les sollicitations d'ensemble de la résistance et la stabilité de la structure et ce, afin de justifier par le calcul, la sécurité de la construction devant les efforts d'origine sismique.
- Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer :
  - \* soit par un calcul dynamique direct : pour cela, il faudrait disposer de spectres de réponses, donc de graphes donnant directement l'accélération de l'onde sismique en fonction de la fréquence, pour un séisme antérieur.
  - \* Soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations maximales que l'action sismique. Nous appliqueront, pour nos calculs présents, le deuxième procédé énoncé ci-dessus, on fera donc un calcul statique équivalent.

Notre calcul sera conduit suivant les règles parasismiques Algériennes 1983 (RPA - 83).

## 2. Principe de calcul

Ce mode de calcul substitue aux effet dynamiques réels, les sollicitations statiques résultant de la considération de système de forces fictifs dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

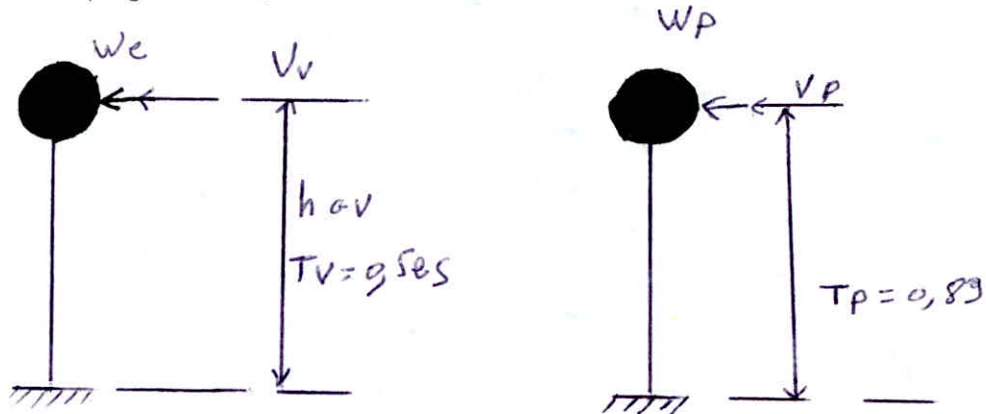
- Les systèmes équivalents résultant de la combinaison
- D'un système de forces élémentaires horizontales.
- D'un système de forces élémentaires verticales.
- D'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe verticale.

Dans notre cas et dans le cadre du RPA, Les charges sont axiales symétriques, Le couple de torsion n'existe pas, ainsi que pour l'action sismique verticale sera précisée ultérieurement dans un commentaire (voir page ) d'une seule force horizontale V.

### 3. Modèle de calcul

Sous l'effet du séisme, la structure oscille, pour décrire le comportement physique de cette structure on a besoin d'un modèle mathématique caractérisé par les propriétés physiques du système oscillant.

Modèle de calcul et calcul des périodes (voir chapitre Etude au vent page ).



### 4. Calcul de la force sismique V.

Tout ouvrage sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W \quad (1)$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure, défini en annexe n° 1 (RPA - 83) et de la zone sismique.

Le chateau d'eau est considéré comme un ouvrage important nécessaire aux besoins vitaux, donc c'est le groupe d'usage 1.

Zone sismique II  $\Rightarrow$  A = 0,25.



D : Facteur d'amplification dynamique, sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T de l'ouvrage.

Pour un sol ferme :  $D = 2\sqrt{\frac{0,3}{T}}$  (RPA page 17)

. Château d'eau vide  $\rightarrow T_v = 0,52 \rightarrow D = 1,52$

. Château d'eau plein  $\rightarrow T_p = 0,89 \rightarrow D = 1,17$

B : Facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements.

Les valeurs de B correspondantes sont données dans les tableaux 2 (RPA page 22).

Dans notre cas : on a un ouvrage reposant sur un voile porteur (fût)  $\rightarrow B = 1$ .

Q : Facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est 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 pendant la construction.

La valeur de Q devra être déterminée par la formule :

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

où  $P_q$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité. Les critères ainsi que les valeurs correspondantes sont données dans le tableau 3 (R.P.A. page 26).

Dans notre cas tous les critères sont observés, à savoir :

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

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,2$$

W : Poids de la structure. Sa valeur comprend la totalité des charges permanentes.

$$W_v = 726,21 + 13,43 \times 21 = 1008,24 \text{ t}$$

$$W_p = 726,21 + 1506 + 13,43 \times 21 = 2514,24 \text{ t.}$$

Forces sismiques :

$$V_v = 0,25 \times 1,52 \times \frac{1}{3} \times 1,2 \times 1008,24 = 153,25 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

$$V_p = 0,25 \times 1,17 \times \frac{3}{3} \times 1,2 \times 2514,24 = 294,20 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

Remarques : La force  $V_p$  calculée, représente l'effort agissant sur la structure, en considérant que toute la masse d'eau est rigidement liée à la cuve, or en réalité il y'a une partie d'eau qui va être en oscillation par rapport à la cuve lors d'une secousse sismique ce qu'on va étudier dans le chapitre effet hydrodynamique donc, pour l'effort sismique de dimensionnement, on prend le plus défavorable des deux cas :

\* Sans tenir compte de l'effet hydrodynamique

\* En tenant compte de l'effet hydrodynamique.

#### 5. Base de calcul des éléments structuraux

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par ces combinaisons de charge sur la base des règlements de béton en vigueur.

$$G + P + SI \quad (2,1)$$

$$0,8G \pm SI \quad (2,2)$$

G : charge permanente

P : charge d'exploitation non pondérée.

SI : Effets des séismes.

#### Commentaire :

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ses effets sont inclus comme suit :

La combinaison (2,1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La combinaison (2,2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale. La valeur  $\pm 51$  permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des effets de traction et de compression dans le voile (fût).



**ETUDE DE**

**L'EFFET**

**HYDRAULODYNAMIQUE**

**DE L'EAU**

## EFFET HYDRAUDYNAMIQUE

### Introduction

Lors de l'ébranlement de la structure sous l'effet d'une impulsion, l'eau ne se comporte pas comme une masse rigidement liée à la cuve, mais une partie de l'eau oscille indépendamment de la vibration de la cuve, et si les vibrations de l'eau oscillante et celle de la partie d'eau inerte "+" la structure sont en phase, cette dernière sera soumise à des efforts supérieures à celles trouvées sous l'hypothèse que l'eau et la cuve font un même corps.

### Hypothèses de calcul

- Le liquide dans le réservoir sera considéré comme incompressible.
- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans le réservoir sera négligée.

### Méthode de calcul approché d'après HOUZNER

Cette méthode aboutit à des expressions relativement simples. HOUZNER sépare les deux phénomènes : impulsion et oscillation. Dans cette modélisation, on décompose l'action du liquide en deux types :

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
  - **Une** action active provoquant des efforts d'oscillation.
- . Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, réagit par inertie, à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenue en considérant une masse  $M_i$ , liée rigidement au réservoir à une hauteur  $h_i$  telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.
- . Quant aux efforts d'oscillation, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillations sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique obtient en considérant une masse  $M_o$  appliquée au niveau  $h_o$ .

Dans le modèle adopté, la masse  $M_o$  est reliée à la structure par une tige de même raideur  $K_1$  formant un couplage direct avec  $M_i$ , tandis que  $M_i$  est reliée par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel  $K_o$

Pour simplifier les calculs, on admettra que la cuve réelle peut être remplacée par une cuve cylindrique.

Le rayon R du réservoir cylindrique équivalent est déterminée tel qu'il ait le même volume que le réservoir réel (avec la même hauteur).

$$V = \pi \cdot R^2 \cdot h \Rightarrow R = \sqrt{\frac{V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{1506}{\pi \cdot 8,1}} \Rightarrow R = 7,69 \text{ m.}$$

$$\frac{h}{R} = \frac{8,1}{7,69} = 1,05 \quad 1,05$$

La masse  $M_i$  est donnée par :  $M_i = M_e \cdot \frac{V_3 \cdot R/h}{V_3 \cdot R/h} + M_{neo} + M_{fil}$

$$M_i = 1506 \times \frac{\text{th}\left(\frac{\sqrt{3}}{1,5}\right)}{\left(\frac{\sqrt{3}}{1,5}\right)} + 726,21 + 13,43 \times 21 \Rightarrow \underline{M_i = 1858 \cdot 10^4 \text{ N.}}$$

$$h_1 = 3/8 \cdot h = 3/8 \times 8,1 \Rightarrow \underline{h_1 = 3,04 \text{ m}}$$

La masse active (oscillante) est donnée par :  $M_o = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R \cdot \text{th}(1,84 \cdot \frac{h}{R})}{h}$

$$M_o = 1506 \times 0,318 \times \frac{1}{1,05} \times \text{th}(1,84 \cdot 1,05) \Rightarrow \underline{M_o = 436 \cdot 10^4 \text{ N.}}$$

$$h_o = h \left[ 1 - \frac{\text{ch}\left(1,34 \cdot \frac{h}{R} - 1\right)}{1,34 \cdot \frac{h}{R} \cdot \text{sh}\left(1,34 \cdot \frac{h}{R}\right)} \right] = 8,1 \left[ 1 - \frac{\text{ch}(1,34 \times 1,05 - 1)}{1,34 \cdot 1,05 \cdot \text{sh}(1,34 \cdot 1,05)} \right]$$

$$\underline{h_o = 6,28 \text{ m.}}$$

Pulsation de la masse oscillante :  $\omega_o^2 = 1,84 \cdot \frac{g}{R} \cdot \text{th}\left(1,34 \cdot \frac{h}{R}\right)$

$$= 1,84 \cdot \frac{10}{7,69} \cdot \text{th}(1,34 \cdot 1,05) = 2,29.$$

$$\underline{\omega_o = 1,51 \text{ rad/s.}}$$

La raideur du couplage entre  $M_o$  et  $M_i$  :  $K_1 = M_i \cdot \omega_o^2$

$$K_1 = 436 \cdot 210^3 \times 2,29 \Rightarrow \underline{K_1 = 998,9 \cdot 10^3 \text{ N/m.}}$$

La raideur du support :  $K_o = \frac{P}{P'} \cdot \frac{3EI}{L^3}$

P : masse totale du réservoir =  $2232,2 \cdot 10^4 \text{ N.}$

$$P' = P + \frac{33}{140} \cdot p \cdot L = 2232,2 + \frac{33}{140} \cdot 13,43 \times 21 + 2298,7 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

$$K_o = \frac{2232,2}{2298,7} \cdot \frac{3 \times 7917,3013 \cdot L_o^3}{(21)^3} \Rightarrow \underline{K_o = 2,4910^3 \text{ N/m.}}$$

./.



Calcul des pulsations propres  $\omega_1$  et  $\omega_2$  du 1er et 2ème mode de vibration :

Les pulsations propres de vibrations sont données par :

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[ \frac{K_{00}}{m_0} + \frac{K_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{m_0} - \frac{K_{11}}{m_1}\right)^2 + \frac{4 \cdot K_{10}^2}{m_0 \cdot m_1}} \right]$$

avec :  $K_{00} = K_0 + K_1 = 2,5 \cdot 10^8 \text{ N/m}$ .

$K_{11} = K_1 = 993,9 \cdot 10^3 \text{ N/m}$ .

$K_{10} = K_{01} = -K_1 = -993,9 \cdot 10^3 \text{ N/m}$ .

On trouve :

$$\omega_1^2 = 2,23 \Rightarrow \omega_1 = 1,51 \text{ rad/s} \Rightarrow T_1 = 2 \cdot \pi / \omega_1 = 4,16 \text{ s.}$$

$$\omega_2^2 = 134,54416 \Rightarrow \omega_2 = 11,6 \text{ rad/s} \Rightarrow T_2 = 0,54 \text{ s.}$$

remarque

La période d'oscillation du 1er mode fondamental est très grande, ceci est dû au fait que le mouvement de la masse d'eau active (dont l'oscillation est lente) est en phase avec l'oscillation de la structure.

Taux d'amplitude :  $\phi_{0n} = - \frac{K_{01}/m_0}{K_{00}/m_0 - \omega_n^2}$

$$\phi_{01} = \frac{+993,9 / 1858}{2,5 \cdot 10^8 / 1858 \cdot 10^3 - 2,23} \Rightarrow \phi_{01} = 0,004.$$

$$\phi_{011} = \frac{993,9 / 1858}{2,5 \cdot 10^8 / 1858 \cdot 10^3 - 134,54416} \Rightarrow \phi_{011} = -59.$$

Facteurs de contributions :  $n = \frac{m_0 \phi_{0n} + m_1}{m_0 (\phi_{0n}) + m_1}$

$$\gamma_1 = \frac{1858 \cdot 0,004 + 436}{1858 \cdot (0,004)^2 + 436} \Rightarrow \gamma_1 = 1,0169$$

$$\gamma_2 = \frac{1858 \cdot (-59) + 436}{1858 \cdot (-59)^2 + 436} \Rightarrow \gamma_2 = -0,0169.$$

Calcul des déplacements :

\* 1er mode :

$$x_{11} = \gamma_1 \cdot SV_1 / \omega_1$$

$$x_{01} = \phi_{01} \cdot x_{11}.$$

SV : Valeur de la vitesse maximale donnée par le spectre de vitesse. (On a utilisé le spectre de vitesse d'El-centro). Elle est fonction de la période T et du coefficient d'amortissement.

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 4,16 \text{ s} \\ \xi_1 = 0,5\% \end{array} \right\} \Rightarrow SV_1 = 0,75 \text{ m/s.}$$

$$x_{11} = 1,0169 \times 0,75 / 1,51 = 0,53 \text{ m.}$$

$$x_{01} = 0,004 \times 0,53 = 0,00212 \text{ m.}$$

\* 2ème mode :

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 0,54 \text{ s} \\ \xi_2 = 2\% \end{array} \right\} \Rightarrow SV_2 = 0,52 \text{ m/s.}$$

$$x_{12} = 2 \cdot SV_2 / \omega_2 = 0,0169 \times 0,52 / 11,6 = -0,7 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$x_{02} = \phi_{02} \cdot x_{12} = -59 \cdot (-0,7 \cdot 10^{-3}) = 0,041 \text{ m.}$$

Calcul des forces :

\* 1er mode :

$$P_{1I} = K_{11}.x_{1I} + K_{10}.x_{0I} = 998,9.10^3.0,53 + (-998,9.10^3).0,00212.$$

$$P_{1I} = 52,73.10^4 \text{ N.}$$

$$P_{0I} = K_{01}.x_{1I} + K_{00}.x_{0I} = -998,9.10^3.0,53 + 2,5.10^3.0,00212.$$

$$P_{0I} = 580 \text{ N.}$$

Soit un total pour le mode 1 :  $P_I = 52,79.10^4 \text{ N.}$

\* 2ème mode :

$$P_{1II} = K_{11}.x_{1II} + K_{10}.x_{0II} = 998,9.10^3(-0,7.10^{-3}) + (-998,9.10^3).0,041$$

$$P_{1II} = -4,16.10^4 \text{ N.}$$

$$P_{0II} = K_{01}.x_{1II} + K_{00}.x_{0II} = -998,9.10^3(-0,7.10^{-3}) + 2,5.10^3.0,041$$

$$P_{0II} = 1025.10^4 \text{ N.}$$

Soit un total pour le mode II :  $P_{II} = 1020,84.10^4 \text{ N.}$

La force élastique est donnée par :

$$P_{eL} = \sqrt{P_I^2 + P_{II}^2}$$

$$P_{eL} = 1022,2.10^4 \text{ N.}$$

La force réglementaire (de travail) :  $P_{\text{régl}} = B.P_{eL} = \frac{1}{3}.P_{eL}$

$$\underline{\underline{P_{\text{régl}} = 340,73.10^4 \text{ N.}}}$$

Sans tenir compte de l'effet hydrodynamique, l'effort tranchant à la base est  $294,2.10^4 \text{ N}$ , donc l'effet H-D à majorer l'effort tranchant à la base de : 15,8 %.

Pour la répartition de l'effort sismique, on adopte le schéma de distribution dans le cas d'un support uniformément répartie (conception et calcul des structures soumises aux séismes p:98)

$$f(z) = P_{\text{régl}}.m(z).Z / \int_0^H m(z).Z.dZ$$

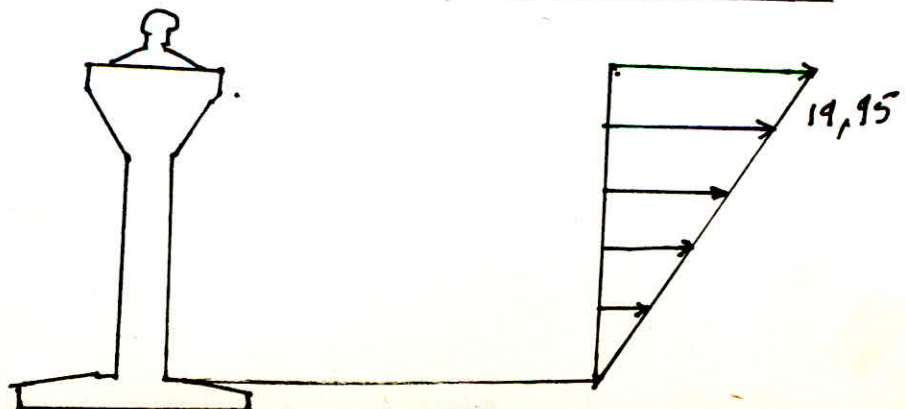
$f(z)$  = densité de force horizontale à la côte  $Z$ .

$m(z)$  = loi de répartition de la masse.

$Z$  = Côte au point du support considéré à partir de l'encastrement du système.

$$\int_0^H m(z).Z.dZ = \int_0^{34,15} 13,43.Z.dZ = 13,43. \left( \frac{34,15^2}{2} \right) = 7831,18$$

$$f(z) = 340,73.13,43.Z / 7831,18 \Rightarrow \underline{\underline{f(z) = 0,5843.Z}}$$



Soit le tableau donnant l'effort tranchant et le moment en fonction de Z.

Z	30	25	20	17,5	15	12,5	10	7,5	5	2,5	0	-1
T(t)	59,9	143,2	211,9	240,7	265,9	287,5	305,4	319,6	330,2	337,2	340,4	340,7
M(tn)	95,9	609,5	1503,8	2070,3	2704,3	3396,8	4138,6	4920,6	5733,6	6568,5	7416,2	7756,7

### Hauteur maximale des vagues

La hauteur max. des vagues est donnée par :

$$d_{\max n} = \frac{0,408 \cdot R}{(g/w1. \quad \text{on} \cdot R - 1) \text{th} (1,84 h/R)}.$$

$$\ominus \text{on} = 1,53 \cdot \frac{A1n}{R} \text{th} (1,84 h/R) = 1,53 \cdot \frac{X1n - Xon}{R} \text{th} (1,84 h/R).$$

$$\ominus \text{o1} = 1,53 \cdot \frac{X11 - Xo1}{7,69} \text{th} (1,84 \cdot 1,05) \quad \text{o1} = 0,10.$$

$$\ominus \text{o2} = 1,53 \cdot \frac{X1 \text{ II} - Xo \text{ II}}{7,69} \text{th} (1,84 \cdot 1,05) \quad \text{o2} = -0,00796.$$

$$d_{\max} = \frac{0,408 \cdot 7,69}{(10/1,51 \cdot 0,1 \cdot 7,69 - 1) \text{th} (1,84 \cdot 1,05)} = 0,43 \text{ m.}$$

$$d_{\max} = \frac{0,408 \cdot 7,69}{(10/1,51 \cdot (-0,00796) \cdot 7,69 - 1) \text{th} (1,84 \cdot 1,05)} = 0,03 \text{ m.}$$

Le déplacement vertical maximal correspondant à l'ensemble des deux modes de vibration est donné par la somme quadratique

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

$$d_{\max} = 0,431 \text{ m}$$

La vague n'arrive pas jusqu'au plafond du réservoir (hauteur du centre = 60 cm).

$$d_{\max} = 43,1 \text{ cm} < 60 \text{ cm.}$$

donc il n'ya pas de risque "d'envollement" du plafond.

### Remarque\*:

Les hypothèses donnant ce calcul sont que nous avons supposé qu'on avait une "casserole" à la place du réservoir conique, et qu'il n'y avait aucune chose qui empêchait la création de vagues, or on a une cheminée qui joue le rôle de brise-vagues et limite la création de vagues.

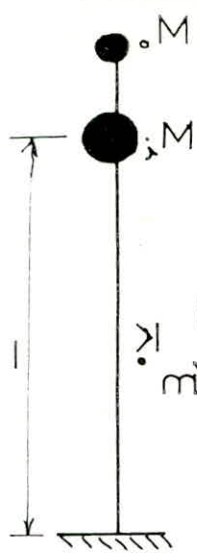
Donc les valeurs des efforts sismiques déterminées (en tenant compte de l'effet H.D) sont un peu surestimées.



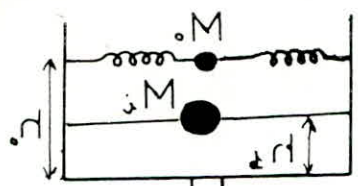
chateau d'eau

mécanique  
équivalent

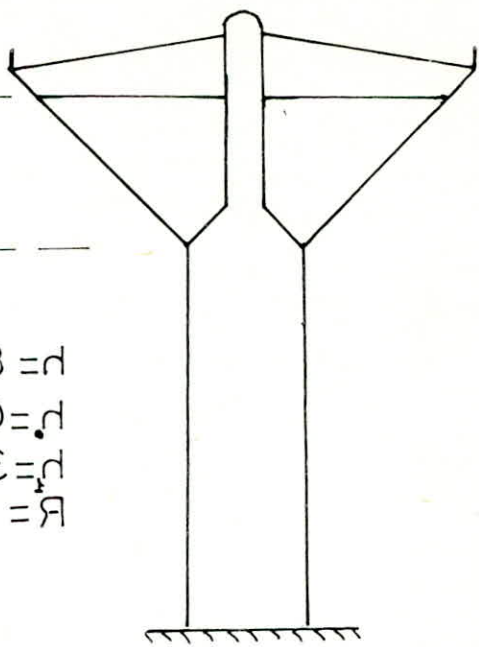
modélisation



$l = 21 \text{ m}$   
 $k = 2,4 \cdot 10^8 \text{ N/m}$   
 $M = 1828 \text{ N}$   
 $M = 436 \text{ N}$

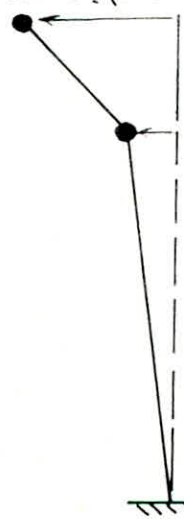


$R = 260 \text{ m}$   
 $h = 304 \text{ m}$   
 $h = 628 \text{ m}$   
 $h = 81 \text{ m}$



efforts

$25,73 \text{ N}$

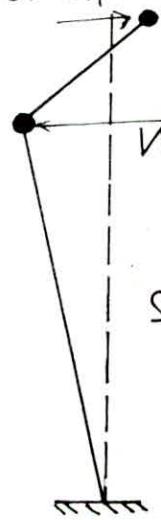


$280 \text{ N}$

mode 1

sismiques

$-4,16 \text{ N}$



$1052 \text{ N}$

mode 2

comparaison

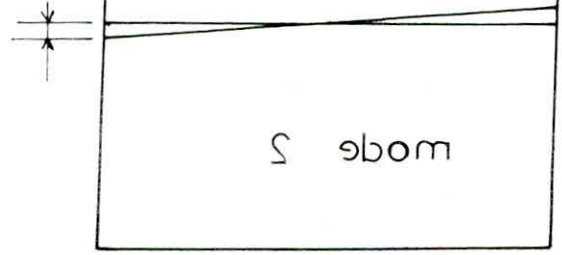
$25,73 \text{ N}$

$1052 \text{ N}$



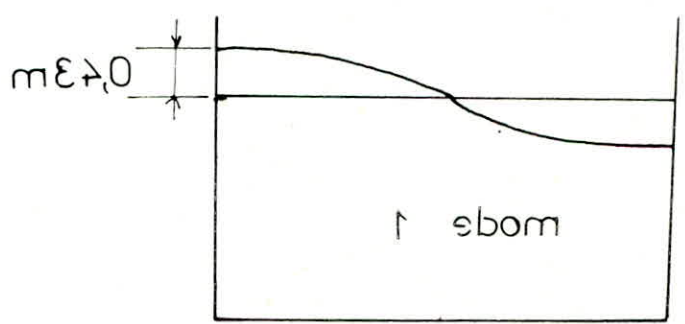
hauts maximums des vagues

$0,03 \text{ m}$



mode 2

$0,43 \text{ m}$



mode 1

## COMBINAISONS DES EFFORTS

D'après M<sup>er</sup> MARIUS DIVER "calcul pratique des tours en Béton Armé" et conformément aux règles BA-68 et RPA-31 on fait les vérifications suivantes :

### 1. Vérification sous les actions du 1er genre :

Les sollicitations dues aux actions d'ensembles à prendre en compte sont :

$$S_1^1 = G + P + V.$$

$$S_1^2 = G + V$$

$$S_1^3 = G \pm 1,2P$$

On doit vérifier que :

$$\sigma'_{BM} (S_1^1, S_1^3) \leq 0,30 \sigma_{28} = 0,30 \times 306 = 92 \text{ Kg/cm}^2$$
$$\sigma_2 (S_1^2) \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} \right.$$

Résultant des conditions de fissuration.

### 2. Vérification sous les actions du 2ème genre :

Les sollicitations dues aux actions d'ensembles à prendre en compte sont :

$$S_2^1 = 1,1G + 1,1P + 1,1W$$

$$S_2^2 = 0,9G + 0,9P + 1,1W.$$

$$S_2^3 = G + P + S I$$

$$S_2^4 = 0,8G + S I$$

La contrainte du béton dans le sens vertical doit vérifier :

$$\sigma_B (S_2^1) \left. \begin{array}{l} \sigma_B (S_2^3) \end{array} \right\} \leq 1,5 (0,30 \times 28) = 0,45 \sigma_{28} = 0,45 \times 306 = 138 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit vérifier :

$$\sigma_a (S_2^3) \left. \begin{array}{l} \sigma_a (S_2^4) \end{array} \right\} \leq \sigma_{sm} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Nota : L'absence des gaz nocifs diminue les risques de corrosion du béton et de l'acier ce qui permet d'augmenter la valeur des contraintes admissibles. Les règles pour la construction des tours en béton armé qui reprennent dans les grandes lignes les prescriptions des règles en vigueur B-A pour la construction des cheminées en B-A admettent les contraintes suivantes :

- Béton : Sollicitations 1er genre :  $0,4 \sigma'_{28}$

Sollicitations 2ème genre :  $0,6 \sigma'_{28}$

- Acier : Sollicitations 1er genre :  $0,67 \sigma_{sm}$  (en fissuration-préjudiciable)

Sollicitations 2ème genre :  $\sigma_{en}$ .

cuve vide

solicitations du premier genre

tableau 1

COTE Z (cm)	G+P+V				G+V				G+1,2P			
	M <sub>t.m</sub>	N <sub>t</sub>	T <sub>t</sub>	e=M/N	M <sub>t.m</sub>	N <sub>t</sub>	T <sub>t</sub>	e=M/N	M <sub>t.m</sub>	N <sub>t</sub>	T <sub>t</sub>	e=M/N
20	64,9	770,7	10,8	0,084	64,9	726,2	10,8	0,089	0	779,6	0	0
17,5	92,8	809,8	11,6	0,115	92,8	763,2	11,6	0,121	"	819,1	"	"
15	122,7	843,4	12,3	0,145	122,7	791,8	12,3	0,155	"	853,7	"	"
12,5	154,5	877	13,1	0,176	154,5	830,4	13,1	0,186	"	886,2	"	"
10	188,1	916	13,8	0,205	188,1	867,4	13,8	0,217	"	927,7	"	"
7,5	213,4	949,6	14,5	0,225	213,4	901	14,5	0,237	"	959,3	"	"
5	260,4	988,7	15,1	0,263	260,4	938	15,1	0,278	"	998,8	"	"
2,5	299	1022,3	15,7	0,292	299	971,6	15,7	0,308	"	1032,4	"	"
0,0	339	1055,8	16,3	0,321	339	1005,2	16,3	0,337	"	1066	"	"
-1	355,2	1069,3	16,3	0,332	355,2	1018,6	16,3	0,349	"	1079,39	"	"



cuve vide

solllicitations du second genre

tableau 2

COTE Z (cm)	0,9G + 0,9P + 1,1W				G + P + S				1,1(G + P + W)			
	M	N	T	e	M	N	T	e	M	N	T	e
20	124,8	693,6	20,7	0,180	663	770,7	93,4	0,860	124,8	847,7	20,7	0,147
17,5	178,6	728,8	22,3	0,245	912,8	809,8	106,1	1,127	178,6	890,7	22,3	0,200
15	236,1	759	23,8	0,311	1192,4	843,4	117,3	1,414	236,1	927,7	23,8	0,254
12,5	297,3	789,2	25,2	0,377	1497,7	876,9	126,8	1,708	297,3	964,6	25,2	0,308
10	362,1	824,4	26,6	0,439	1824,8	916	134,6	1,992	362,1	1007,6	26,6	0,359
7,5	430,1	854,6	27,9	0,503	2169,6	949,6	140,9	2,285	430,1	1044,6	27,9	0,412
5	501,4	889,8	29,1	0,563	2528,1	988,7	145,6	2,557	501,4	1087,6	29,1	0,461
2,5	575,6	920	30,3	0,626	2896,2	1022,3	148,6	2,833	575,6	1124,5	30,2	0,512
0,0	652,5	950,2	31,3	0,687	3270,1	1055,8	150,1	3,097	652,5	1161,4	31,3	0,562
-1	730,7	962,4	31,3	0,759	3418,6	1069,3	150,2	3,197	730,7	1176,2	31,3	0,621

cuve pleine

sollicitations du premier genre

tableau 4

COTE Z (m)	G+P+V				G+V				G+1,2P			
	M	N	T	e	M	N	T	e	M	N	T	e
20	70,1	2276,7	11,6	0,031	70,1	2232,2	11,6	0,031	0	2285,6	0	0
17,5	100,3	2315,8	12,5	0,043	100,3	2269,2	12,5	0,044	"	2325,1	"	"
15	132,6	2349,4	13,4	0,056	132,6	2297,8	13,4	0,058	"	2359,7	"	"
12,5	167	2382,9	14,2	0,070	167	2336,4	14,2	0,071	"	2392,2	"	"
10	203,3	2422	14,9	0,084	203,3	2373,4	14,9	0,086	"	2433,7	"	"
7,5	241,6	2455,6	15,7	0,098	241,6	2407	15,7	0,100	"	2465,3	"	"
5	281,6	2494,7	16,4	0,113	281,6	2444	16,4	0,115	"	2504,8	"	"
2,5	323,3	2528,3	17	0,128	323,3	2477,6	17	0,130	"	2538,4	"	"
0,0	366,5	2561,8	17,6	0,143	366,5	2511,2	17,6	0,146	"	2572	"	"
-1	384,2	2575,3	17,6	0,149	384,2	2524,6	17,6	0,152	"	2585,4	"	"



cuve pleine

sollicitations du second genretableau 5

COTE:Z (m)	0,9G + 0,9P + 1,1W				G + P + S				1,1(G + P + W)			
	M	N	T	e	M	N	T	e	M	N	T	e
20	134,9	2049	22,4	0,066	1503,8	2276,7	211,9	0,066	134,9	2504,3	22,4	0,054
17,5	193	2084,2	24,1	0,093	2070,3	2315,8	240,7	0,894	193	2547,3	24,1	0,076
15	255,2	2114,4	25,7	0,121	2704,3	2349,3	265,9	1,151	255,2	2584,3	25,7	0,099
12,5	321,4	2144,6	27,2	0,145	3396,8	2382,9	287,5	1,425	321,4	2621,2	27,2	0,123
10	391,4	2179,8	28,7	0,179	4138,6	2422	305,4	1,709	391,4	2664,2	28,7	0,147
7,5	465	2210	30,2	0,210	4920,6	2455,6	319,6	2,004	465,1	2701,1	30,2	0,172
5	542,1	2245,2	31,5	0,241	5733,6	2494,7	330,2	2,298	542,1	2744,1	31,5	0,197
2,5	622,4	2275,4	32,7	0,273	6568,5	2528,3	337,1	2,598	622,4	2781,1	32,7	0,224
0,0	705,6	2305,6	33,9	0,306	7416,2	2561,8	340,4	2,895	705,6	2818	33,9	0,250
-1	739,5	2317,7	33,9	0,319	7756,7	2575,2	340,7	3,012	739,5	2832,8	33,9	0,261



cuve vide

COTE Z (cm)	0,8G + S			
	M	N	T	e
20	663	581	93,4	1,141
17,5	912,8	610,6	106,1	1,495
15	1192,4	633,5	117,3	1,882
12,5	1497,7	664,3	126,8	2,254
10	1824,8	689,9	134,6	2,852
7,5	2169,6	720,8	140,9	3,010
5	2528,1	750,4	145,6	3,369
2,5	2896,2	777,3	148,6	3,726
0,0	3270,1	804,1	150,1	4,066
-1	3418,6	814,9	150,2	4,195

cuve pleine

sollicitations du second genre

COTE Z (cm)	0,8G + S			
	M	N	T	e
20	1503,8	1785,8	211,9	0,842
17,5	2070,3	1815,4	240,7	1,140
15	2704,3	1838,2	265,9	1,471
12,5	3396,8	1869,1	287,5	1,817
10	4138,6	1898,7	305,4	2,179
7,5	4920,6	1925,6	319,6	2,555
5	5733,6	1955,2	330,2	2,932
2,5	6568,5	1982,1	337,1	3,314
0,0	7416,2	2008,9	340,4	3,691
-1	7756,7	2019,7	340,7	3,841

tableau 6

Remarque : Les résultats des différentes combinaisons sont exposés dans ~~l'annexe~~

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

$$e1 = \frac{Dm}{4} = \frac{5,70}{4} = 1,425$$

Sous les sollicitations du 1er genre (cuve vide ou pleine). La section sur toute la hauteur de la tour est entièrement comprimée (car  $e < e1$  ~~Ve~~ Voir tableaux 1 et 4).

Les contraintes de compression dans le béton étant inférieure à la contrainte de compression admissible  $\bar{\sigma}_b$  du béton (voir tableau 7) donc sous les sollicitations du 1er genre la tour sera ferraillée d'un pourcentage minimale d'acier d'après les prescriptions du cahier des charges applicable à la construction des cheminées en B-A (Annales ITBP Art.71) soit

$$S_{en\ vertical} : \Sigma (Wl + We) = 0,25 \%$$

$$S_{en\ Horizontal} : \Sigma (Wl + We) = 0,25 \%$$

L'effet le plus défavorable est obtenu sous les sollicitations du 2ème genre, néanmoins on a préféré, en ce qui concerne les sollicitations du 1er genre indique le pourcentage minimal d'acier qu'il aurait fallu adopté dans le cas où ces mêmes sollicitations auraient été prépondérantes sur celles du 2ème genre (avec bien sûr pour les sollicitations du 1er genre - section entièrement comprimée et ( $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b$ )).

Donc les valeurs  $\Sigma (Wl + We)$  données ci-dessous sont données seulement à titre indicatif.

On signale que dans le cas des sollicitations du 1er genre (section entièrement comprimée, la contrainte maximale dans le béton est calculée d'après la formule utilisée pour les matériaux homogènes.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{N}{A} = \frac{M}{I} \cdot v$$

Où  $v$  et  $I$  sont respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section annulaire de béton homogénéisé

$$\frac{I}{v} = \pi R m^2 h_0, \quad A = 2\pi R m \cdot e$$

Le tableau 7 de ~~l'annexe~~ donne les contraintes  $\bar{\sigma}_b$  ainsi calculées.

Pour les sollicitations du 2ème genre données par :

$$G + P + S \quad I H$$

$$0,8G + S \quad I H$$

Et dans les deux cas envisagés (cuve vide et cuve pleine), la section transversale de la tour n'est plus entièrement comprimée sur la hauteur de la tour, mais en regardant les tableaux (2,3,5,6), on constate que :



pour la presque totalité des sections considérées, l'excentricité e de la force verticale soit du noyau central ( $e_1 = 1,425$ ), ce qui fait que la section est partiellement comprimée (ou partiellement-tendue).

Donc c'est cette sollicitation du 2ème genre qui est déterminante pour le ferrailage de la tour de support.

Le ferrailage sera calculé pour les deux cas (cuve vide et cuve pleine) et par la suite on adoptera calculé dans le cas de la cuve pleine puisque c'est ce dernier cas qui est déterminant.

Le calcul sera fait d'après MARIUS DIVER - calcul pratique des tours en B-A).

Le principe est le suivant :

On calcul :  $a = \frac{M}{N} \cdot R_m$

avec :

M = Moment fléchissant d'ensemble

N = Effort normal

$R_m$  = Rayon moyen du fût.

a = Excentricité relatif ( $a = \frac{e}{R_m}$ )

On se donne  $\sum W = W_e + W_l =$

pourcentage total d'acier

On tire du tableau C-7 cas de charge A (Sollicitation d'ensemble). Sens vertical

$\rho$

b

s

Il en résulte :

$$\sigma'_{b_m} = \frac{N \cdot b}{R_m \cdot h_0}$$

$$\tau_{a_m} = N \cdot s \cdot \tau'_{b_m}$$

ou  $\tau'_{a_m}$  = Contrainte de compression max de béton.

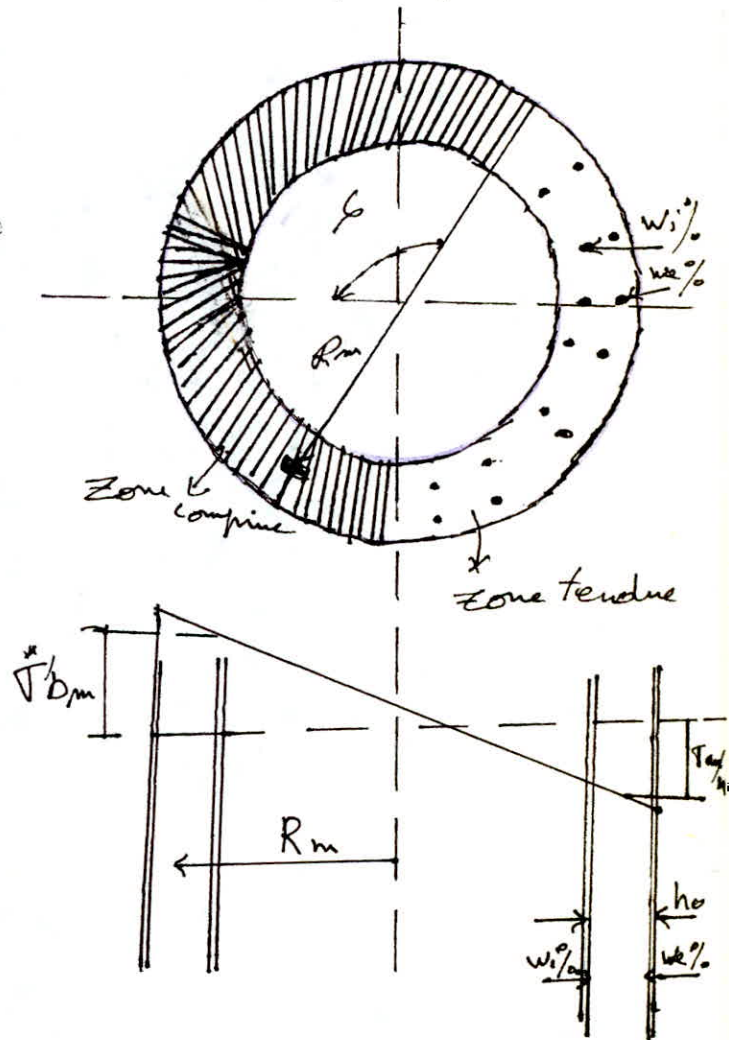
$\tau'_{a_m}$  = Contrainte de traction max dans l'acier vertical

$$N = 15.$$

$h_0 = 0,30m$  épaisseur de la section transversale de la tour

Le ferrailage de la tour - Armature dans le sens vertical est donnée par le tableau 11 d'après l'effet le plus défavorable des sollicitations d'ensemble (obtenu auparavant

G+P+ **SIH** ou  $0,8G + \text{SIH}$  dans le cas de la cuve pleine.





SOLLICITATIONS DU PREMIER GENRE      TABLAU (7)

Côte (Z)	Caractéristiques de la section		CUVE VIDE						CUVE PLEINE					
	$\Omega$ (cm <sup>4</sup> )	$I/\sigma$ (cm <sup>6</sup> )	G+P+V		G + V		G + 1,2 P		G + P + V		G + V		G + 1,2 P	
			$\sigma_{b1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b1}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ Kg/cm <sup>2</sup>
20,00	5,372.10 <sup>4</sup>	7,655.10 <sup>6</sup>	15,19	13,49	14,37	12,67	14,51	14,51	43,29	41,47	41,56	40,64	42,55	42,55
17,50	/	/	16,28	13,86	15,42	13	15,25	15,25	44,42	41,80	43,55	42,24	43,28	43,28
15,00	/	/	17,30	14,10	16,34	13,14	15,89	15,89	45,46	42,00	44,51	42,77	43,92	43,92
12,50	/	/	18,34	14,30	17,48	13,44	16,50	16,50	46,54	42,18	45,67	43,49	44,53	44,53
10,00	/	/	19,52	14,58	18,61	13,69	17,27	17,27	47,74	42,42	46,84	44,18	45,30	45,30
7,50	/	/	20,47	14,89	19,56	13,89	17,86	17,86	48,86	42,55	47,96	44,81	45,89	45,89
5,00	/	/	21,80	15,00	20,86	14,06	18,59	18,59	50,10	42,74	49,17	45,49	46,63	46,63
2,50	/	/	22,93	15,13	21,99	14,19	19,22	19,22	51,28	42,84	50,34	46,12	47,25	47,25
0,00	/	/	24,08	15,22	23,14	14,28	19,84	19,84	52,48	42,90	51,53	46,75	47,88	47,88
-1,00	/	/	24,54	15,26	23,60	14,32	20,09	20,09	52,96	42,92	52,01	46,99	48,13	48,13

## SOLLICITATIONS DU DEUXIEME GENRE

TABLEAU (8)

Côte (Z)	Caractéristiques de la section		CUVE VIDE				CUVE PLEINE			
	$\Omega$ (cm <sup>2</sup> )	I/S (cm <sup>3</sup> )	1,1G+1,1P+1,1W		0,9G+0,9P+1,1W		1,1G+1,1P+1,1W		0,9G+0,9P+1,1W	
			$\sigma'_{b1}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b2}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b1}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b2}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b1}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b2}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b1}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{b2}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
20,00	53,72 · 10 <sup>4</sup>	7,655 · 10 <sup>6</sup>	17,41	14,15	14,54	11,28	48,38	44,86	39,90	36,38
17,50	/	/	18,91	14,25	14,90	11,24	49,94	44,90	41,32	36,28
15,00	/	/	20,35	14,18	17,21	11,05	51,44	44,77	42,69	36,02
12,50	/	/	21,84	14,07	18,57	10,81	52,99	44,59	44,12	35,72
10,00	/	/	23,49	14,03	20,08	10,62	54,72	44,50	45,69	35,47
7,50	/	/	25,06	13,82	21,53	10,29	56,36	44,20	47,48	35,33
5,00	/	/	26,79	13,69	23,11	10,01	58,16	44	48,87	34,71
2,50	/	/	28,45	13,41	24,65	9,61	59,90	43,64	50,49	34,23
0,00	/	/	30,14	13,10	26,21	9,17	61,67	43,24	52,14	33,70
-1,00	/	/	31,44	12,34	27,46	8,36	62,39	43,07	52,80	33,48



TABLEAU (9)

Côte (z)	CUVE VIDE								CUVE VIDE							
	G + P + S <sub>ih</sub>								0,8 G + S <sub>ih</sub>							
	e(m)	α	Σw(%)	b	γ°	S	G' <sub>6m</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	G <sub>am</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	e(m)	a	Σw(%)	b	γ°	S	G' <sub>6m</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	G <sub>am</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )
20,00	0,86	/	0,25	/	/	/	/	/	1,141	/	0,25	/	/	/	/	/
17,50	1,127	/	0,25	/	/	/	/	/	1,495	0,524	0,25	0,315	160	0,031	22,49	10,46
15,00	1,414	/	0,25	/	/	/	/	/	1,882	0,660	0,25	0,371	123	0,299	27,49	123,28
12,50	1,708	0,599	0,25	0,344	137	0,156	35,28	82,56	2,254	0,791	0,25	0,457	99	0,755	35,54	402,56
10,00	1,992	0,699	0,25	0,396	113	0,418	42,42	266	2,852	1	0,25	0,642	71	1,819	48,05	1311
7,50	2,285	0,802	0,25	0,467	97	0,822	51,87	639,51	3,010	1,056	0,25	0,687	73	2,062	57,91	1791,30
5,00	2,557	0,897	0,25	0,714	85	1,260	82,56	1560,45	3,369	1,182	0,25	0,796	66	2,644	69,86	2770,75
2,50	2,833	0,994	0,25	0,629	77	1,765	75,20	1991,05	3,726	1,307	0,25	0,904	57	3,11	82,07	3828,8
0,00	3,097	1,087	0,25	0,702	71	2,160	86,69	2808,70	4,066	1,427	0,3	0,952	59	3,12	89,53	4190
-1,00	3,197	1,122	0,25	0,743	63	2,360	92,92	3289,34	4,195	1,472	0,35	0,940	59	2,95	89,59	3964,30



### Exemple de calcul de Ae et Ai.

La section A d'acier correspondant au pourcentage totale d'acier  $\sum W = W_e + W_l$  est calculée à partir de l'expression

$$A = \frac{\sum W \cdot 2\pi R_m \cdot h_0}{100}$$

Si  $W = W_e + W_l = 0,125 + 0,125 = 0,25 \%$

Le rayon moyen :  $R_m = 2,85 \text{ m}$ .

L'épaisseur  $h_0 = 30 \text{ cm}$ .

$$A = \frac{0,25 \cdot 2\pi \cdot 285,30}{100} = 134,30 \text{ cm}^2$$

d'où  $A_i = A_e = 67,15 \text{ cm}^2$ .

### Ferraillage dans le sens transversal (Cercer)

D'après M. DIVER - calcul pratique des tours en B-A L'effort tranchant produit des cisaillements

$$= H \cdot (b \cdot z) \approx H (1,6 D_m \cdot h_0)$$

On a considéré que  $Z = 0,8 D_m$  et la longueur de la section soumise au cisaillement  $b = 2 h_0$  ( $h_0 =$  épaisseur de la section annulaire et  $D_m$  son diamètre moyen).

Les cisaillements fissurent le béton à  $45^\circ$ , l'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à  $45^\circ$  et les armatures transversales, il en résulte une traction  $\sigma_{am} = \frac{100 H}{1,6 D_m W h_0}$

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

L'effort tranchant le plus important dans notre cas est due au séisme, dans le cas de la cuve pleine (solicitation d'ensemble du 2ème genre à  $G + P + S_{I H}$ ), le ferraillage en cercer se fera donc en conséquence.

Soit  $H = T = 340,73 \text{ tonnes}$ .

Dans le cas des sollicitations du 2ème genre l'effort tranchant est majoré de 1,925 Coefficient et cela d'après d'où :  $1,925 \times 340,73 = 655,90 \text{ tonnes}$ .

On prendra  $\sum W = W_e + W_l = 0,3\% = 0,3\% = 0,6\%$ .

La contrainte de traction dans le cercer est alors :

$$\sigma_{am} = \frac{100 \times 655,90 \times 10^3}{1,6 \cdot 570 \times 0,6 \times 30} = 3995,49 < \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

La section d'acier nécessaire est :

$$A = W \times h_0 = 0,6 \times 30 = 18 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_i = A_e = \frac{1,8}{2} = 9 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prendra donc sur toute la hauteur de la tour (2X5) T 12 / ml de hauteur (espacement  $\% = 20 \text{ cm}$ ).

Vérification de la tour aux effets secondaires ( $M^t$  d'ovalisation)

Les moments d'ovalisation sont donnés dans le tableau (page chapitre ), parmi les sections étudiées de la tour, la plus sollicitée est celle située à 20,00 m.

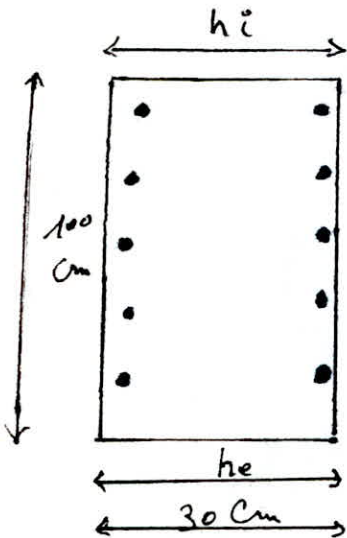
Les moments  $y$  sont :

- Vent normal :  
 $M_{oi} = 187,63 \text{ daN.m}$   
 $M_{oe} = 163,42 \text{ daN.m}$

- Vent extrême :  
 $M_{oi} = 328,36 \text{ daN.m}$   
 $M_{oe} = 285,99 \text{ daN.m}$

Puisque seul l'effet du vent qui donne ces moments, les vérifications seront faites seulement pour le vent extrême.

Les calculs précédents ont montré qu'on aurait 5T12/mL sur la fibre extérieure et 5T12/mL sur la fibre intérieure



$$M_{oe} = 285,99 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 150 = 225 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_e = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{15 \times 225 + 42000} = 0,445$$

$$M_r = \frac{1}{2} \frac{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} b \alpha (1 - \frac{\alpha}{3}) h_e$$

$$= \frac{1}{2} \times 225 \times 100 \times 0,445 (1 - \frac{0,445}{3}) \times 26$$

$$= 2882231 \text{ Kg cm} = 28822,31 \text{ daN.m}$$

$M_r > M_{oe} \Rightarrow$  pas d'acier comprimé.

La section d'acier tendu nécessaire (cercer)

$$A_{nec} = M / Z \bar{\sigma}_a = M / \frac{7}{8} h_e \bar{\sigma}_a, Z \frac{7}{8} h_e$$

$$A_{nec} = \frac{28599}{\frac{7}{8} \cdot 26 \times 4200} = 0,30 \text{ cm}^2.$$

On voit donc que  $A_{nec} \ll 5T12$

$$M_{oi} = 328,36 \text{ daN.m}$$

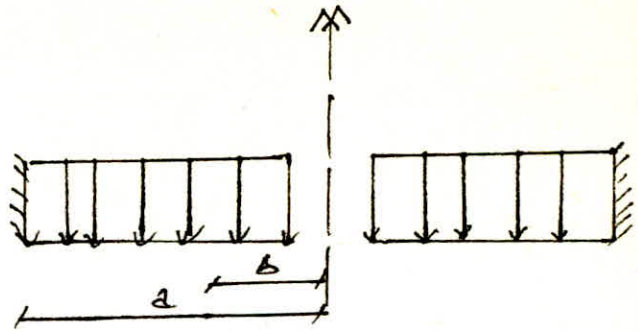
$$A_{nec} = \frac{32836}{\frac{7}{8} \times 26 \times 4200} = 0,34 \text{ cm}^2 \ll 5T12.$$

Donc les aciers circulaires de la tour sont très suffisants pour reprendre les moments d'ovalisation..

Calcul des dalles de repos

$a = 2,7 \text{ m}$

$b = 1,7 \text{ m}$



On a une plaque circulaire encastree dans la tour sur son pourtour et chargee uniformement et comportant une ouverture au centre de 1,7 m de rayon.

La plaque sera soumise a son poids propre et a une surcharge d'exploitation estime a 150 Kg/m<sup>2</sup>.

Poids propre :  $0,1 \times 2,5 = 0,25 \text{ t/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $\frac{1,2 \times 1,5}{1} = 0,18 \text{ t/ml}$

$q = 0,43 \text{ t / ml}$

Les efforts seront calcules a l'aide de tables de BARES pour les dalles circulaires.

Les formules sont :

- Effort tranchant :  $T_r = - \frac{qa}{2} (\rho - B^2 \frac{1}{\rho})$

- Moment radial :  $M_r = \frac{qa^2}{16} - (1+\mu)(1-K) + 4B^2(3+\mu)\rho^2 - (1-\mu) K \frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu) B^2 \log \rho$

- Moment tangentiel :  $M_\rho = \frac{qa^2}{16} [(1+\mu)(1-\rho) + 4\mu B^2(1+3\mu)\rho - (1-\mu)\rho - \frac{1}{\rho^2} + 4(1+\mu)B^2 \log \rho]$

$K = \frac{(1-\mu) B^2 + (1+\mu) (1+4B^2 \log B) \cdot B^2}{(1-\mu) + (1+\mu)}$

$\rho$  = r/a distance relative du pt etudie.

a = rayon du bord exterieur de la dalle.

b = rayon de l'ouverture de la dalle.

B = b/a : grandeur relative de l'ouverture de la dalle.

$\mu$  : coeff. de poisson ( = 0,15 pour le B.A.).

$B = \frac{b}{a} = \frac{1,7}{2,7} = 0,6296$

$K = \frac{(1-0,15)(0,6296)^2 + (1+0,15)(1+4(0,6296^2) \cdot 0,6296)}{(1-0,15) + (1+0,15)(0,6296)^2}$

K = 0,34014

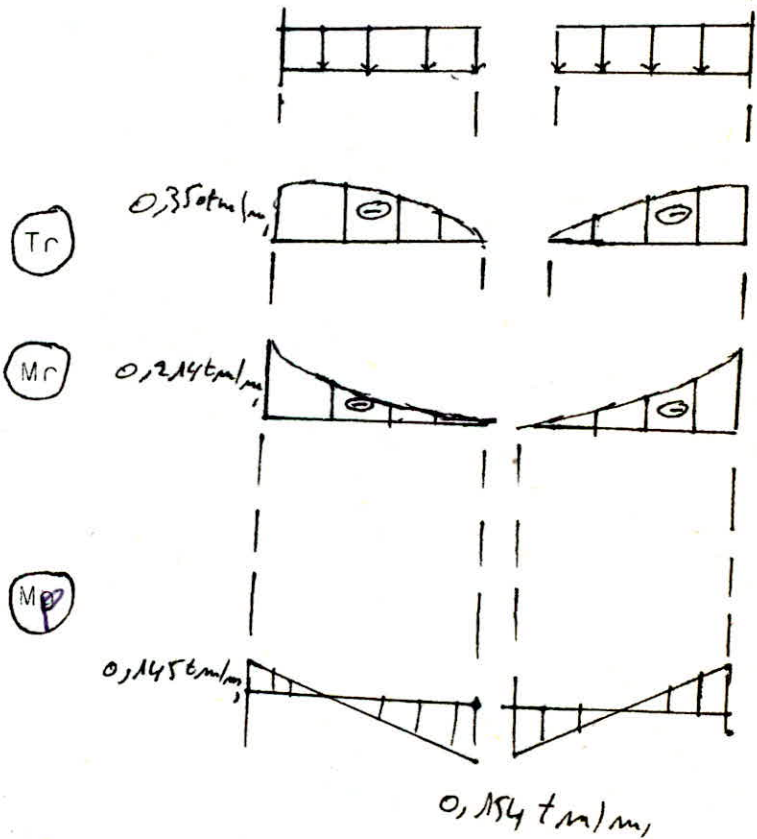


r (m)	Tr (t/mL)	Mr (t.m/mL)	Mg (t.m/mL)
r = B=1,7	0	3,37 0	0,154
r = a=2,7	- 0,350	- 0,214	- 0,145

Les efforts trouvés  
(Tr, Mr et  $M_p$ ) étant  
très faibles, on adopte  
un ferrailage minimum  
de 0,25%.

$$A = 0,25 \times 10 = 2,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{mL}}$$

soit 5T8/mL  
(A=2,51 cm<sup>2</sup>/mL)



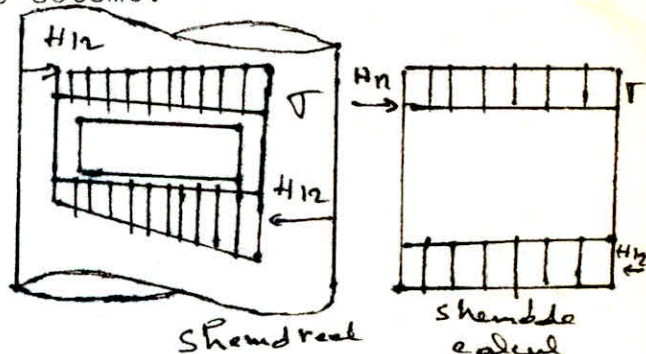
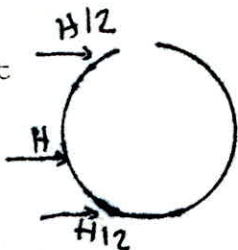
## ETUDE AU NIVEAU DES OUVERTURES :

Autour des ouvertures des voiles, il est conseillé de prévoir un renfort qui doit participer à la transmission du moment fléchissant  $M$  et de la charge permanente  $N$  produisant des contraintes dans la section du fût non percé au dessous de l'ouverture, ainsi que de l'effort tranchant  $H$  évalué dans la même section.

Nous considérons successivement deux hypothèses non superposables concernant la direction du vent ou du séisme.

### Hypothèse "a"

On considère le renfort comme un cadre fermé devant équilibrer les efforts horizontaux.



On devra s'assurer que les éléments verticaux et horizontaux du cadre sont capables de résister au moment fléchissant et à l'effort tranchant.

Le moment agissant sur chaque poteau du cadre :  $M = H' \cdot d/2$ .

$$H' = H/4 \quad \text{où } n = (V \sqrt{R_e^2 - b^2} - b \sqrt{R_e^2 - r^2}) R_e^2$$

$R_e = 3 \text{ cm}$  (rayon extérieur du fût).

$b = L/2 = 0,9/2 = 0,45 \text{ m}$   $L$  : Longueur de l'ouverture

$r = 2,7 \text{ m}$  (rayon intérieur du fût).

donc :  $n = 0,824$  et  $H' = 0,303 \cdot H$ .

$$M_f = H' \cdot d/2 = 0,303 \cdot H \cdot 2,2/2 \Rightarrow M_f = H/3.$$

Le ferrailage vertical qui borde l'ouverture :  $A_1 =$

$$z_1 = 2/3L \quad \text{avec } L = 2 \sqrt{R_e^2 - r^2} = 2,61 \text{ m.}$$

$$\text{Donc } \underline{A_1 = H/5,22.}$$

$$A_1 = \max \begin{cases} H \text{ (vent)} = 17,59^t, \sigma_a = 1219 \text{ kg/cm}^2 \text{ (HA20)} \Rightarrow A'_1 = 2,76 \text{ cm}^2 \\ H \text{ (séisme)} = 340,73^t, \sigma_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A''_1 = 15,54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $\underline{A_1 = 6\text{HA20}}$  disposées en bordure sur une largeur de  $0,15 L = 39 \text{ cm}$  de part et d'autre de l'ouverture (en 2 nappes) et sur le reste de la largeur ( $0,85 L = 2,22 \text{ m}$ ) on met le maximum entre :

\*  $1,5 A_1 = 23,31 \text{ cm}^2$

\* Le ferrailage courant vertical majoré de 20% ( Sur  $0,85L$  ) :  
 $0,35.261. 1,2 \times 0,9. 30/100 = 71,88 \text{ cm}^2$

Soit 24HA20 (en 2 nappes) sur 2,22 m.

Hypothèse "b"  
 =====

Le linteau est soumis  
 à une compression

$\rho = \begin{cases} T_{bm} & (\text{vent}) = 50,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ T_{bm} & (\text{séisme}) = 1,64,71 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$

Donc la charge sur la poutre-paroi est :

(pho)  $\begin{cases} (\text{vent}) = 151,5 \text{ t/m.} \\ (\text{séisme}) = 494,13 \text{ t/m.} \end{cases}$

$M_o = (\text{pho}) \frac{L^2}{8} = \begin{cases} \text{SP1 (vent)} : 15,34 \text{ t.m.} \\ \text{SP2 (séisme)} : 50,03 \text{ t.m.} \end{cases}$

Le ferrailage  $A_2 = M_o / \bar{\sigma} \cdot a \cdot z_2 = \begin{cases} \text{SP1 (HA20)} = 18,24 \text{ cm}^2 \\ \text{SP2} = 19,85 \text{ cm}^2. \end{cases}$

Soit 8HA20 disposées sur une hauteur de  $0,15L = 16 \text{ cm}$ .  
 en 2 nappes dont une nappe prolongée sur la circonférence du fût.  
 et sur le reste de la hauteur ( $0,85L = 76,5 \text{ cm}$ ).

On dispose le maximum entre :

\*  $1,5 A_2 = 30 \text{ cm}^2$

\* Le ferrailage courant horizontal (sur  $0,85 L$ ) :

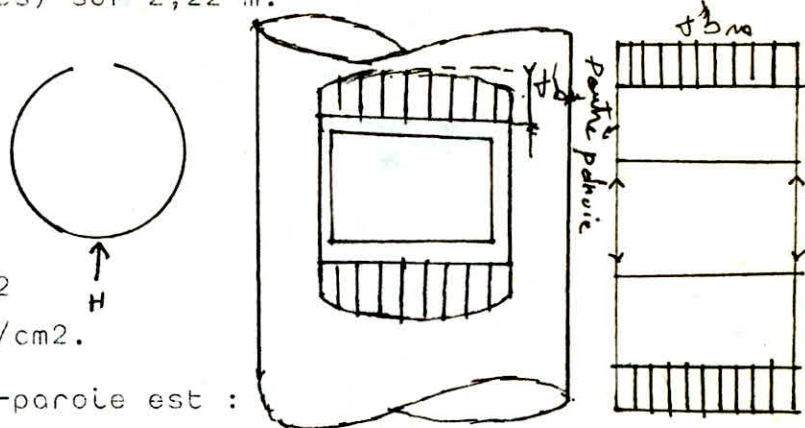
$0,85 \times 90 \times 0,4 \times 30 / 100 = 9,18 \text{ cm}^2$

Soit 10HA20 sur une hauteur de 76 cm (en 2 nappes)

La longueur de ces armatures :  $d + 4 L_d =$

$L_d = \phi / 4 \cdot \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_s = 0,5 \times 1219 / 18 = 33,9 \text{ cm}$  soit 40 cm.

$d + 4 L_d = 2,2 + 4 \times 0,4 = 3,8 \text{ m.}$





La poutre-paroi est soumise à des contraintes de cisaillements  $\tau$ .

$$T_{\max} = (\rho h) \cdot \frac{L}{2} = 222,36 \text{ t.}$$

$$\tau_{\max} = T_{\max} / b \cdot z = 4,8 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillements tolérable =

$$\bar{\tau} = 5 \tau_b = 5 \times 6,25 = 31,25 \text{ Kg/cm}^2$$

2ème genre :  $1,5 \times 31,25 = 46,87 \text{ Kg/cm}^2$ .

Le cisaillement est donc vérifié.

Graph M.

# **FONIDATION**

## Fondation

### Etude du sol :

Le rapport du sol de notre ouvrage a identifié les couches représentées sur le schéma jusqu'à une profondeur (-20,00 m). Les caractéristiques physiques et mécaniques de notre sol sont identifiés jusqu'à une profondeur (-8,00m). Pour le calcul de la résistance du sol, 3 essais pénétrométriques statiques ont été établis

PS1, PS2, PS3.

à la profondeur (-3,50m)

PS1 = 59b, PS2 = 40b, PS3 = 376

PSm =  $\frac{59+40+37}{3} = 45,33 \text{ b.}$

$$a = \frac{PSm}{10} = \frac{45,33}{10}$$

$$\sigma_a = 4,5b.$$

### Dimensionnement du Radier

#### a) Epaisseur du radier ht

Se détermine par la conditions de non poinçonnement

$$\frac{1,5Q}{Pc \cdot ht} = \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$$Pc = Pc_1 + Pc_2$$

$$\left. \begin{aligned} Pc_1 &= (Dm + ht) \\ Pc_2 &= (Dm - ht) \end{aligned} \right\} Pc = 2\pi Dm.$$

$$\frac{1,5 Q}{2 Dm ht} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \Rightarrow ht \geq \frac{1,5 P Q}{2 \cdot 1,2 \cdot \pi Dm \cdot \bar{\sigma}_b}$$

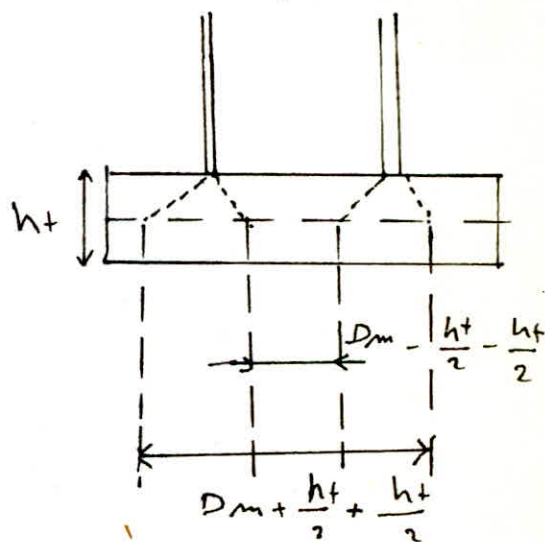
$$Q = G + 1,2P \text{ (cuve pleine)} = 2585,39 \text{ t.}$$

$$Dm = 5,70 \text{ m.}$$

$$b = 6,25 \text{ b}$$

$$ht = \frac{1,5 \cdot 2585,39 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,2 \cdot \pi \cdot 570 \cdot 6,25} = 144,4 \text{ cm.}$$

Profondeur (m)	Stratigraphie	$\gamma_h$	$\varphi$	C
0,00				
-1,20	terre végétale			
-2,50	Argile cailloute	2,17	9,5	0,4
-3,00	Argile compacté	2,04	12,4	0,9
-11,00	Argile Sableur			
-13,00	Sabl-Arg. cailloutés			
-17,00	Argile Compacté			
-18,40	Argile Sableur			
-20,00	Argile caillouté			

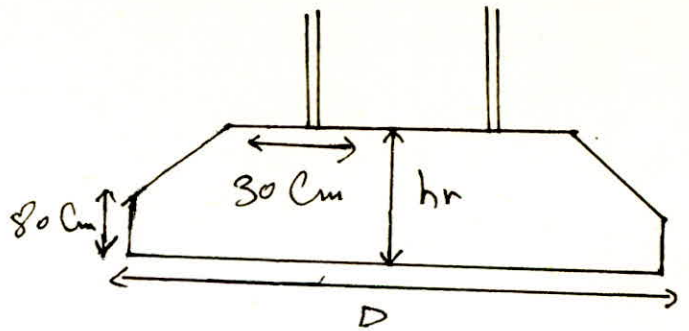




Diamètre du radier D

Le diamètre du radier doit vérifier :

$$\sigma_{min} \geq 0$$



$$\min = \frac{(N_o + N_{fene} + N_{be}) 4}{\pi D^2} - \frac{(M_o + T_o h_t) 32}{\pi D^3}$$

1er approche :  $h_t = 1,50 \text{ m} \Rightarrow D = 17,50 \text{ m}$ .

On vérifie le cisaillement :

au niveau du voile  $T_{max} = 312,34 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{100 \cdot 0,85} = \frac{312,34 \cdot 10^3}{100 \times 0,85 \times 145} = 25,34 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b =$$

$$3,5 = 21,87 \text{ Kg/m}^2.$$

2ème approche :  $h_t = 2 \text{ m} \Rightarrow D = 16,75 \text{ m}$ .

$$T_{max} = 328,67 \text{ t} \Rightarrow \tau_b = \frac{328,67 \cdot 10^3}{100 \times 0,85 \times 195} = 19,82 \text{ Kg} < \bar{\tau}_b$$

Avec ces dimensions le radier n'est plus rigide et les formules de la RDM ne sont pas applicables.

3ème approche :  $h_t = 2,50 \text{ m} \Rightarrow D = 16 \text{ m}$ , avec ces dimensions le radier est rigide : on prend donc  $h_t = \underline{2,50 / D = 16 \text{ m}}$

Calcul de la capacité portante du sol :

avec la formule de TERZAGHI.

$$\sigma_a = \frac{\gamma_n \cdot D + 0,6 \gamma_n R_N \delta + \gamma_n D (N_q - 1) + 1,3 C N_c}{F}$$

Le radier repose sur l'argile compacté  $\gamma = 12,5$   $\left\{ \begin{array}{l} N = 1,56 \\ N_q = 3,11 \\ N_c = 9,04 \end{array} \right.$

$$\sigma_a = \frac{2,07 \cdot 3,50 + 0,6 \cdot 2,05 \cdot 8 \cdot 1,56 + 2,07 \cdot 3,50 (3,11 - 1) + 1,3 \cdot 9 \cdot 9,04}{3}$$

$$\sigma_a = 5,23 \text{ b}$$

On a travaillé avec  $\sigma_a = 4,5 \text{ b} < 5,23 \text{ b}$ , on est donc dans la sécurité.

2. Vérification des contraintes dans le sol :

$$N_{\text{Béton}} + N_{\text{terre}} = 6,22 \cdot 16^2 + 13,09 = 1605,41 \text{ tonnes}$$

Aire en contact du sol :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 16^2}{4} = 201,06 \text{ m}^2$$

Module de réinertance

$$W = \frac{D^3}{32} = \frac{16^3}{32} = 402,12 \text{ m}^3$$

Les contraintes sont données par :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_o + N_{\text{terre}} + N_{\text{Béton}}}{S} + \frac{(M_o + T_{\text{oh}})}{W}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N_o + N_{\text{terre}} + N_{\text{Béton}}}{S} - \frac{(M_o + T_{\text{oh}})}{W}$$

Combinaison du 1er genre :

Comb.	G + V	G+P+V	G+1,2P
$\sigma_{\text{max}}$	1,40	1,43	1,33
$\sigma_{\text{min}}$	1,21	1,23	1,33

CUVE VIDE

Com	G+V	G+P+V	G+1,2P
$\sigma_{\text{max}}$	2,16	2,18	2,08
$\sigma_{\text{min}}$	1,95	1,97	2,08

CUVE PLEINE

Combinaison du 2ème genre :

CUVE PLEINE

Comb	1,1G+1,1P+1,1W	0,9+0,9P+1,1W	G+P+ S I H	0,8G + S I H
$\sigma_{\text{max}}$	2,49	2,08	4,22	3,78
$\sigma_{\text{min}}$	2,08	1,67	- 0,06	- 0,5

CUVE VIDE

Comb	1,1G+1,1P+1,1W	0,9G+0,9P+1,1W	G+P+S I H	0,8G+S I H
$\sigma_{\text{max}}$	1,66	1,40	2,27	2,00
$\sigma_{\text{min}}$	1,26	1,00	0,39	0,10





#### 4. Vérification du renversement

Pour le moment de renversement, on doit ajouter au moment ( $M_0$ ) au niveau de la base du fût

Les moments suivants :

- Moment due à P - 6
- Moment d'ensoleillement

\* Moment d'ensoleillement

$$MS = G C_s' \text{ avec } C_s = f_s \left(\frac{z}{z}\right)^2$$

G : Poids de l'ouvrage

$$f_s : \text{flèche au sommet} = \frac{z \cdot OS}{2}$$

$$OS : \text{Rotation due à l'ensoleillement} = \frac{\mu \cdot T \cdot z}{D_e}$$

T : Différence de température =  $30^\circ$

z = Hauteur totale = 34,15m.

$\mu$  = Module de dilatation linéaire =  $10^5$

$D_e$  = Diamètre extérieur de la tour 6 m.

$$OS = \frac{\mu \cdot T \cdot z}{D_e} = \frac{10^5 \cdot 30 \cdot 34,15}{6} = 1,707 \cdot 10^3 \text{ rad.}$$

$$f_s = \frac{z}{2} = \frac{34,15 \cdot 1,707 \cdot 10^3}{2} = 2,947 \cdot 10^2 \text{ m.}$$

$$\text{Calcul de } z : z = \frac{\sum p_i B_i}{\sum p_i}$$

$$\text{Cuve vide } z = \frac{\sum p_i B_i}{\sum p_i} = 23,92 \text{ m}$$

$$z = 34,15 \text{ m}$$

$$CS = 1,43 \cdot 10^2 \text{ m.}$$

$$\text{d'ou } MS = C \cdot CS = 1008,24 \cdot 1,43 \cdot 10^2 = 14,42 \text{ tm.}$$

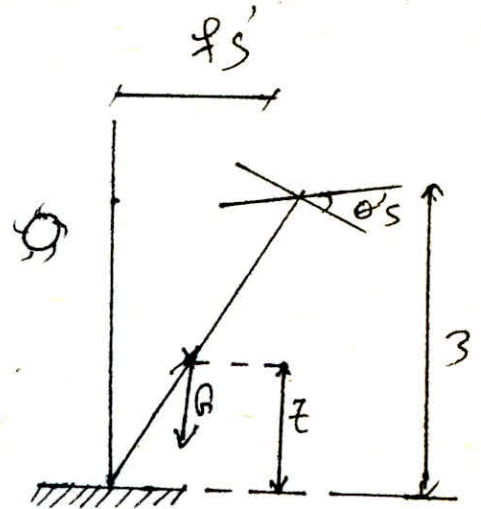
$$\text{Cuve pleine } \left. \begin{array}{l} z = 25,673 \\ z = 34,15 \text{ m} \end{array} \right\} CS = 1,647 \cdot 10^2 \text{ m.}$$

$$\text{d'ou } MS = C \cdot CS = 2514,23 \times 1,647 \times 10^2 = 41,41 \text{ t m}$$

Calcul du moment dû à P - 6

Déplacement de la cuve :

$$\delta_1 = \frac{FH^3}{3EI} + \frac{11 PH^3}{60 EI}$$



Cuve vide :  $F = 67,25t$ ,  $H = 28,16m$ ,  $P = \rho \times \frac{21}{2} = 3,89 \times \frac{21}{2}$

$$\int 1V = 7,2 \cdot 10^3 \text{ m.}$$

Cuve pleine :  $F = 211,88t$ ,  $H = 27,59m$ ,  $P = \frac{21}{2} \times 12,27$

$$\int 1p = 21,5 \cdot 10^3 \text{ m.}$$

Déplacement du milieu du fût :

$$\int 2 = \frac{5FH^3}{48EI} \times \frac{121}{1920} \frac{PH^3}{EI}$$

Cuve vide :  $F = 67,26t$ ,  $H = 28,16m$ ,  $P = 40,90t$

$$\int 2V = 2,27 \cdot 10^3 \text{ m.}$$

Cuve pleine :  $F = 211,88t$ ,  $H = 27,59m$ ,  $P = 128,83t$

$$\int 2p = 6,75 \cdot 10^3 \text{ m.}$$

Moment P - S

Cuve vide :  $M_{pv} = 726,21 \times 7,2 \cdot 10^3 + 282,03 \times 2,27 \cdot 10^3 = 5,9 \text{ tm}$

Cuve pleine :  $M_{pp} = 2232,20 \times 21,5 \cdot 10^3 + 282,03 \times 6,75 \cdot 10^3 = 49,91 \text{ tm.}$

Combinaison : G + P + IH (cuve pleine)

$$\left. \begin{array}{l} N = 4081,66 \text{ t} \\ M = 8699,90 \text{ t} \end{array} \right\} \frac{ND}{2M} = \frac{4081,66 \cdot 16}{2 \cdot 8699,90} = 3,75 > F_3 = 2$$

Combinaison 0,8G + SIH (cuve pleine)

$$\left. \begin{array}{l} N = 3224,80 \text{ t} \\ M = 8699,90 \text{ tm} \end{array} \right\} \frac{ND}{2M} = \frac{3224,80 \cdot 16}{2 \cdot 8699,90} = 2,96$$

5. Vérification du glissement :

La force résultante FH doit être inférieure à la force de frottement sol - béton, donc il faut vérifier que :

$$\frac{FH}{FV} < f.$$

FH : résultantes des forces horizontales

FV : résultantes des forces verticales

f : coefficient de frottement (sol-béton) = 0,7

$\frac{FH}{FV} = \frac{340,73}{4031} = 0,084 \ll f$  Le glissement est vérifié.

FV 4031

6. Calcul des tassements :

Les caractéristiques mécaniques de notre sol ne suffisent pas pour un calcul de tassement exact, seule la couche assise de notre radier (argile compacte) qui est connue.

On suppose que cette couche est limitée jusqu'à (-13,00m) car la couche intermédiaire présente des comportements semblables à cette couche.

Le calcul se fait par la méthode oedométrique.

$$DH = \frac{H C_c}{1+e_0} \log \left( 1 + \frac{D\sigma}{\sigma} \right)$$

avec  $\begin{cases} \sigma = \sigma_c & \text{si } \sigma_c > \sigma_1 \text{ sol sur consolidé} \\ \sigma = \sigma_1 & \text{si } \sigma_c < \sigma_1 \text{ sol sous consolidé.} \end{cases}$

$C_c$  : Indice de compression = 0,12

$e_0$  = indice des <sup>vides</sup> initial = 6,5%

$D\sigma$  = Accroissement de pression due au changement

$D\sigma = K_d$ .

$K_d$  = Coefficient d'influence (tiré des abaques de BOUSSINESA)

$\rho$  = Densité de chargement =  $\frac{G}{S} = \frac{4031}{201,06} = 20,05 \text{ t/m}^2 = 2b$ .

$\sigma_c$  = Pression de consolidation

$H$  = Hauteur de la couche = 9,50 m.

$\sigma_1$  = Pression due au poids des terres.

On a  $\frac{Z}{R} = \frac{4,75}{8} = 0,59 \rightarrow K = 0,870$

$\Rightarrow D\sigma = 0,870 \times 2 = 1,74 b$ .

$\sigma_1 = \gamma h \cdot D = 9,50 \times 2,05 = 19,47 \text{ t/m}^2 = 1,95 b$ .

On a  $\sigma_c > \sigma_1 \Rightarrow DH = \frac{950 \times 0,12}{1+0,065} \log \left( 1 + \frac{1,74}{9,5} \right) = 7,82 \text{ cm}$ .

$$DH = 7,82 \text{ cm}$$

On peut admettre ce tassement, car notre ouvrage est rigide et ne provoque aucun désordre dans la structure.



Calcul de la plaque de fondation  
=====

Notre radier sera assimilé à une plaque fonctionnant comme un plancher renversé s'appuyant sur la voile circulaire du fût et chargé par la contrainte du sol.

Charge à prendre en compte

$$\frac{\sigma_{\max} (2^{\text{ème}} \text{ genre})}{\sigma_{\max} (1^{\text{er}} \text{ genre})} = \frac{4,22}{2,18} = \frac{1,93}{2,18} > \frac{\sigma_a (2^{\text{ème}} \text{ genre})}{\sigma_a (1^{\text{er}} \text{ genre})} = 1,5$$

Donc, on ne tiendra compte que des sollicitations du 2ème genre uniquement.

Donc le radier est chargé par une charge trapezoidale :

$$\begin{aligned} \sigma(1) &= \sigma_1 - \sigma_r \\ \sigma(2) &= \sigma_2 - \sigma_r \end{aligned} \quad \text{avec } \sigma_r = \frac{P_r}{S} = \frac{1605,41}{201,06} = 7,98 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_r = 0,8 b.$$

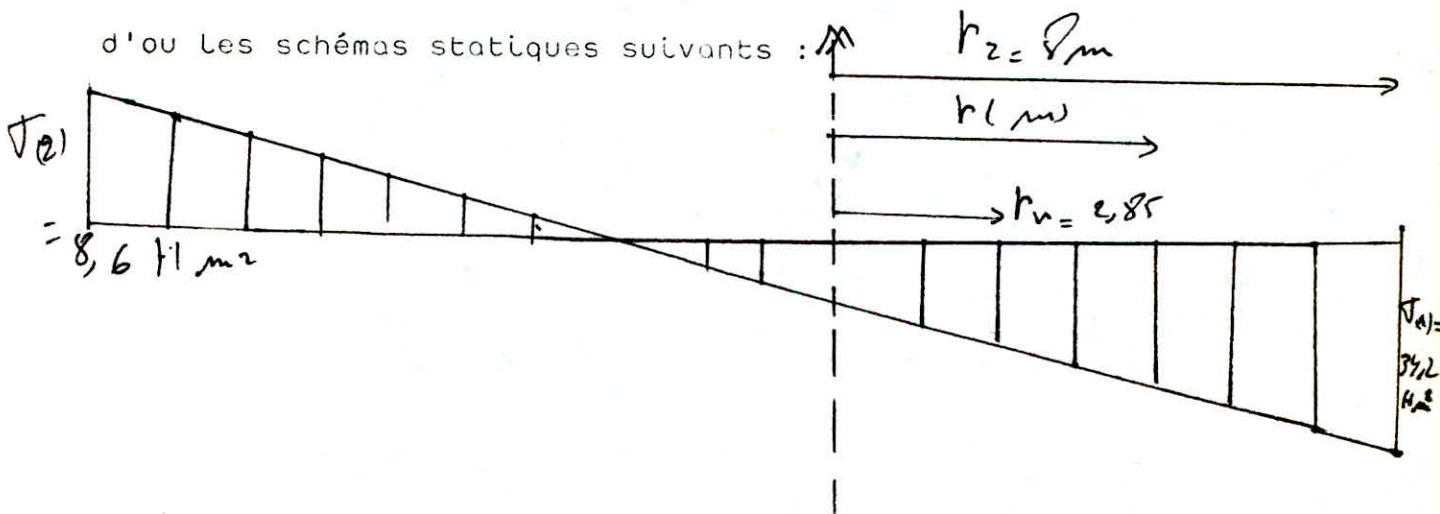
$P_r$  : étant le poids du radier

$S$  : sa surface.

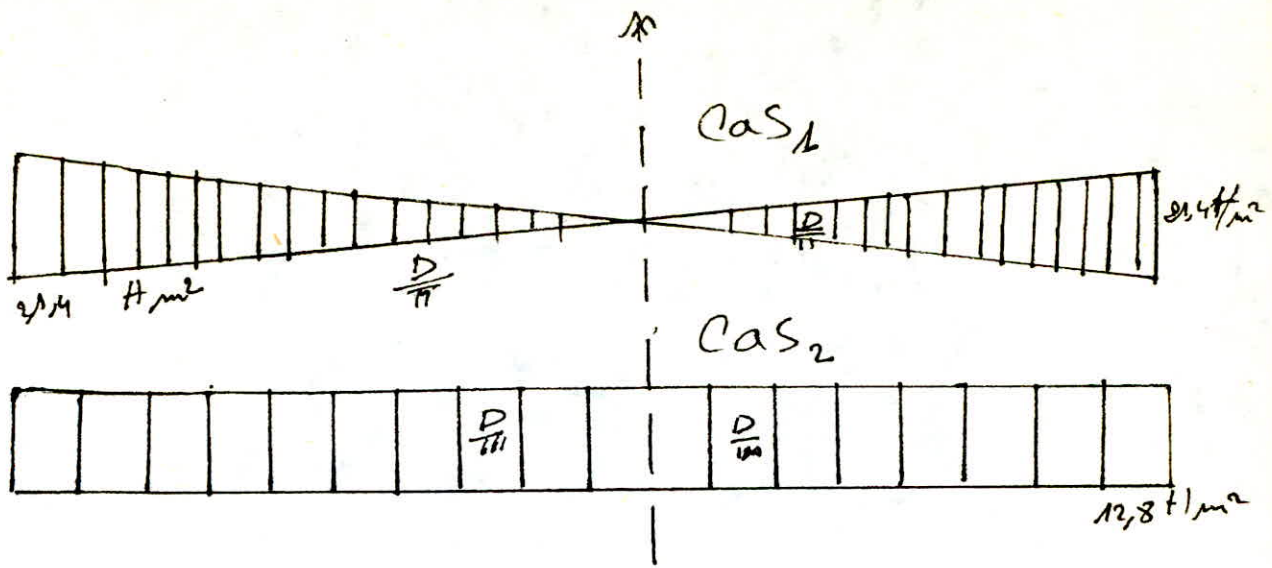
d'où  $\sigma(1) = 4,22 - 0,8 = 3,42 b$

$\sigma(2) = -0,06 - 0,8 = -0,86 b.$

d'où les schémas statiques suivants :



On décompose ce cas de charge en un chargement triangulaire anti-symétrique et en un chargement uniforme et cela comme suit :



Calcul des efforts :

Les efforts dans la plaque s'obtiennent par superposition des cas (1) et (2), les efforts sont calculés à l'aide des graphes donnant :

$$\frac{T_2 r e}{N}, \frac{M r 1 r e}{M \cos \theta}, \frac{M r e}{N}, \frac{M t 1 r e}{M \cos \theta}, \frac{M t e}{N}$$

et  $\frac{T 1 r e^2}{M \cos \theta}$  en fonction  $r/r e$

avec  $M r$  : moment radial

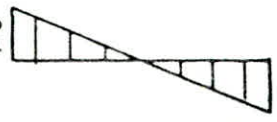
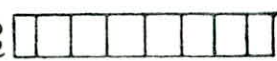
$m t$  : moment tangential

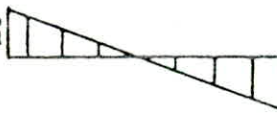
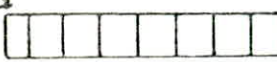
$T$  : effort tranchant.

$$M = \frac{\pi}{4} r e^3 p_1 = \frac{\pi}{4} .83 \times 21,4 = 8605,45 \text{ t m}$$

$$N = \pi r e^2 p_2 = \pi .8^2 .12,3 = 2573,59 \text{ r.}$$

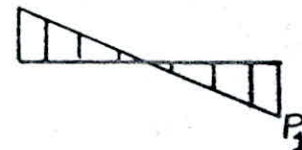
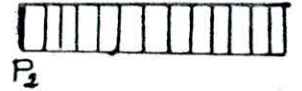
$r/r_2$	0	0,1	0,2	0,3	0,36	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$r$ (m)	0	0,80	1,60	2,40	2,85	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00

moment radial	$P_1$ 	$\frac{M_{r1} \cdot r_2}{M \cdot \cos \theta}$	0	-0,0857	-0,1643	-0,2393	-0,250	-0,200	-0,1214	-0,0821	-0,0607	-0,0321	-0,0107	0	
		$M_{r1}$	0	-92,2	-176,7	-257,4	-268,9	-215,1	-130,6	-88,3	-65,3	-34,5	-11,5	0	
	$P_2$ 	$\frac{M_{r2}}{N}$	-0,0643	-0,0663	-0,06	0,0728	-0,0743	-0,0543	-0,0171	-0,0057	-0,0014	0	0	0	
		$M_{r2}$	-165,5	-170,6	-176,5	-191,2	-191,2	-139,7	-44	-14,7	-3,6	0	0	0	
		$M_r = M_{r1} + M_{r2}$	$M_r$	-165,5	-262,8	-353,3	-448,6	-460,1	-354,9	-174,6	-103	-68,9	-34,5	-11,5	0

moment tangential	$P_1$ 	$\frac{M_{t1} \cdot r_2}{M \cdot \cos \theta}$	0	-0,0385	-0,0808	-0,1192	-0,1327	-0,125	-0,1038	-0,0788	-0,0423	-0,0308	-0,0231	-0,0214	
		$M_{t1}$	0	-41,4	-86,9	-128,2	-142,7	-134,5	-111,6	-84,8	-45,5	-33,1	-24,8	-23	
	$P_2$ 	$\frac{M_{t2}}{N}$	-0,0643	-0,0671	-0,0686	-0,0688	0,0691	-0,0628	-0,0557	-0,0486	-0,0471	-0,040	-0,0357	-0,0314	
		$M_{t2}$	-165,5	-172,7	-176,5	-177,1	-177,8	-161,6	-143,3	-125,1	-121,2	-102,9	-91,9	-80,8	
		$M_t = M_{t1} + M_{t2}$	$M_t$	-165,5	-214,1	-263,5	-305,3	-320,6	-296,1	-255	-209,8	-166,7	-136,1	-116,7	-103,8

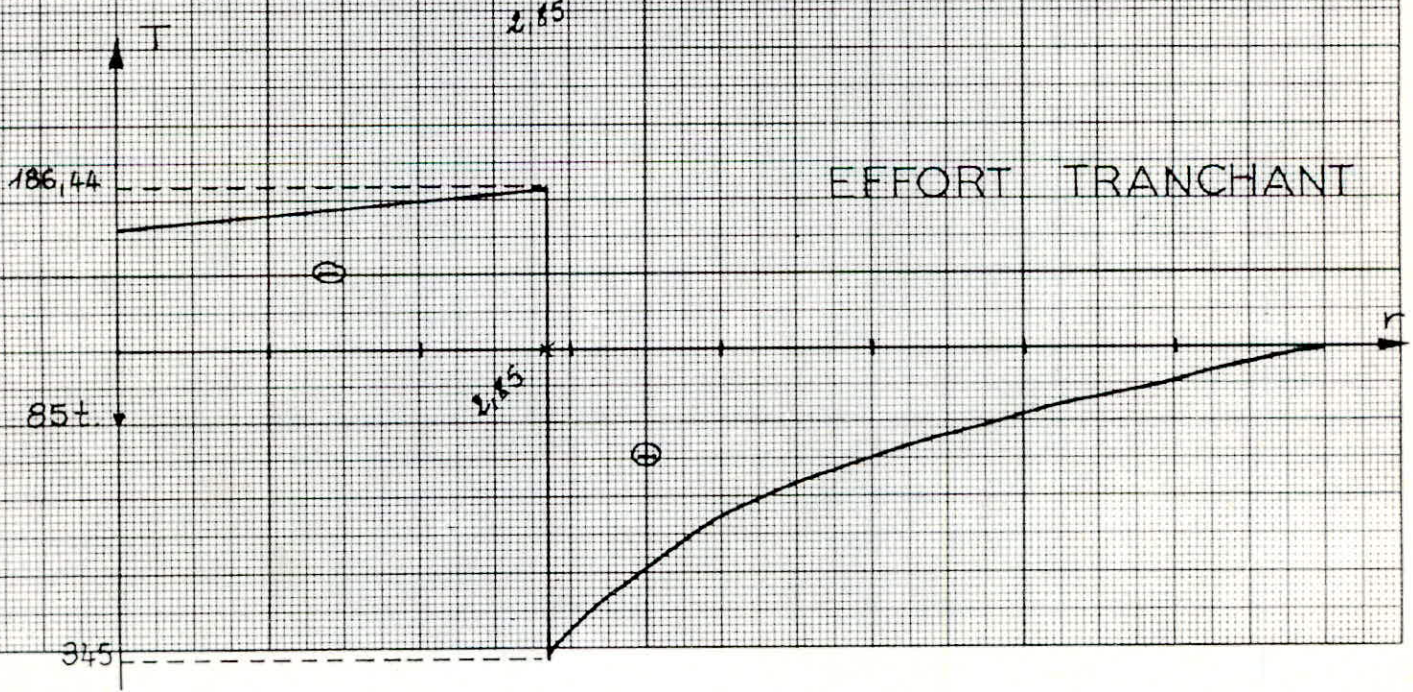
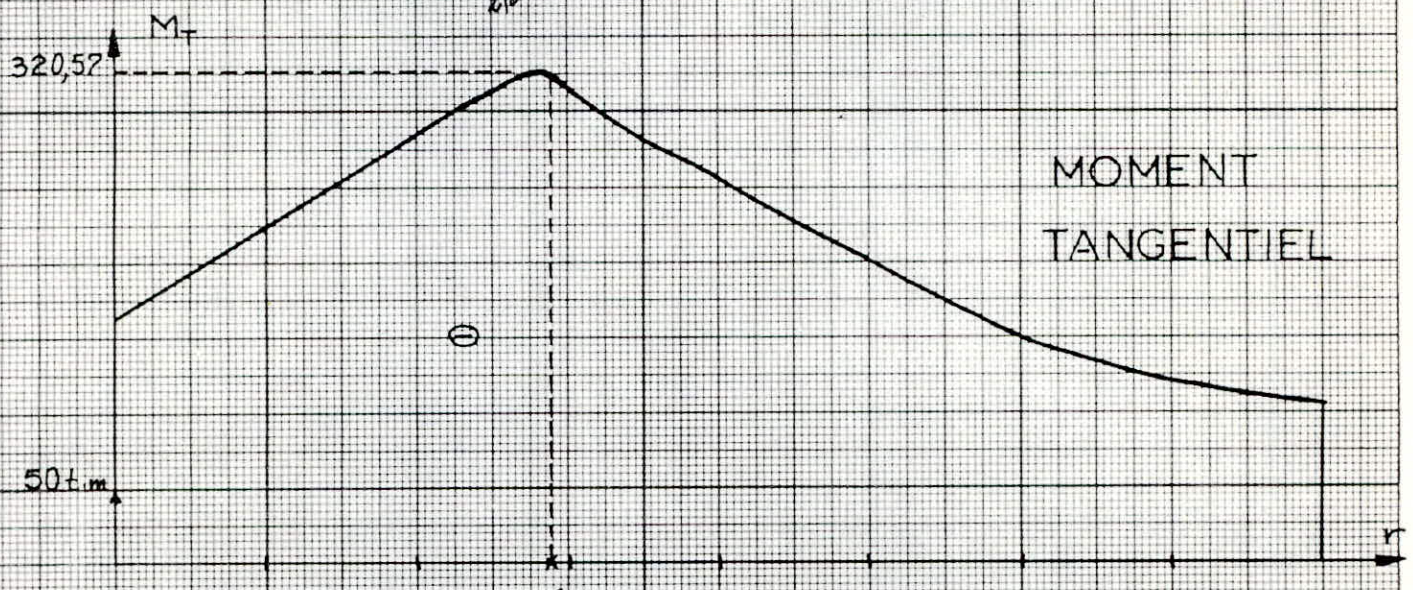
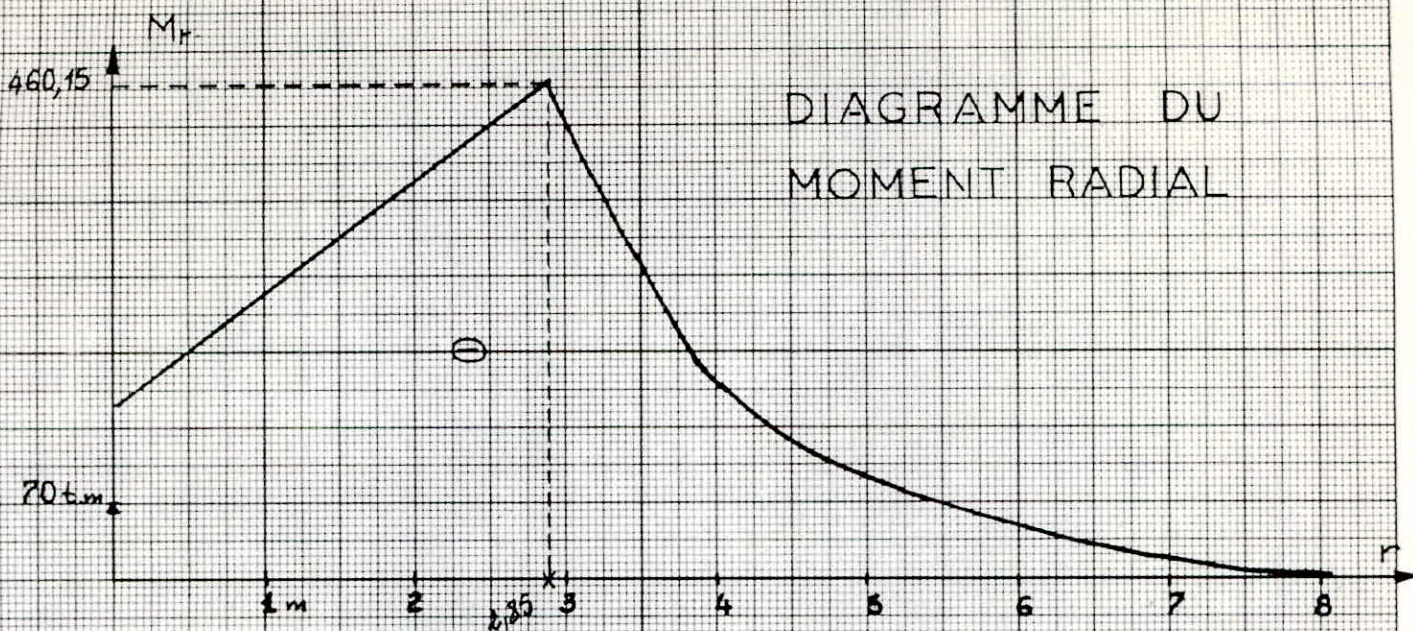


$r/r_e$	0	0,1	0,2	0,3	0,36	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$r$ (m)	0	0,80	1,60	2,40	2,85	3,20	4,0	4,80	5,60	6,40	7,20	8,0

effort tranchant		$\frac{T_1 \cdot r_e^2}{M \cos \theta}$	-1,000	-1,0714	-1,1286	-1,178	$\frac{-1,2500}{1,643}$	1,3214	0,8214	0,5714	0,3928	0,25	0,1428	0
		$T_1$	-134,5	-144	-151,7	-158,4	$\frac{-168,1}{220,9}$	177,7	110,4	76,8	52,8	33,6	19,2	0
		$\frac{T_2 \cdot r_e}{N}$	0	-0,0143	0,0286	-0,05	$\frac{-0,0571}{0,3857}$	0,3286	0,2428	0,1786	0,1286	0,0786	0,0357	0
		$T_2$	0	-4,6	-9,2	-16,1	$\frac{-18,4}{124,1}$	105,7	78,1	57,4	41,4	25,3	11,5	0
	$T = T_1 + T_2$	$T$	-134,5	-148,7	-160,9	-174,5	$\frac{-186,4}{345}$	283,4	188,5	134,4	94,2	58,9	30,7	0

Baleau récapitulatif	Moment radial: $M_r$	-165,5	-262,8	-353,3	-448,6	-460,1	-354,9	-174,6	-103	-68,9	-34,5	-11,5	0
	Moment tangentiel: $M_t$	-165,5	-214,1	-263,5	-305,3	-320,6	-296,1	-255	-209,8	-166,7	-136,1	-116,7	-103,8
	Effort tranchant: $T$	-134,5	-148,7	-160,9	-174,5	$\frac{-186,4}{345}$	283,4	188,5	134,3	94,2	58,9	30,7	0







## Calcul du ferrailage

=====

### Les armatures radiales

Le moment radial maximum :  $M_r^{\max} = - 460,15 \text{ t.m/mL}$ .

On a  $h_0 = ht-d = 250 - 5 = 245 \text{ cm}$

$$= 0,85 h = 0,85 \cdot 245 = 208,25 \text{ cm}$$

d'ou Les armatures radiales :  $A_r = \frac{M_r}{\sigma_a \cdot z} = \frac{460,15 \cdot 10^3}{4000 \cdot 208,25} = 55,24 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

12HA 25/mL

On prend  $\Rightarrow A_r = 58,90 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

### Les armatures tangentiels (cercer)

Le moment tangential maximum :  $M_t^{\max} = - 320,57 \text{ t/mL}$

On a :  $h = hc-d = 250 - (5 + 2,5) = 242,5 \text{ cm}$

$$z = 0,85 h = 0,85 \cdot 242,5 = 206,12 \text{ cm}$$

d'ou Les armatures tangentiels :  $A_r = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot z} = \frac{320,57 \cdot 10^3}{4000 \cdot 206,12} = 38,88 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

d'ou  $A_r = 8HA25/\text{mL}$   $A_r = 39,27 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

Vu l'encombrement des armatures radiales et tangentiels au centre la plaque, on les remplacera par des armatures en quadrillages

avec  $M_x = M_y = M_x^{\max} = 460,15 \text{ t.m/mL}$ .

d'ou  $A_x = A_y = \frac{M_x}{\sigma_a \cdot z} = \frac{460,15 \cdot 10^3}{4000 \cdot 206,12} = 55,81 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

On prend alors  $A_x = A_y = 12HA25/\text{mL} = 58,90 \text{ cm}^2/\text{mL}$

On disposera également à la partie supérieure du radier, des armatures de construction d'un aurront pour rôle de s'opposer :

- Au retrait vue la masse importante de béton
- de servir de support aux barres longitudinales de la tour
- d'équilibrer d'éventuels efforts de traction

On prend  $A_r = 5HA16/\text{mL} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .

$A_r = 5HA14/\text{mL} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{mL}$ .



## Vérification

### Contraintes

- Dans le sens radial :

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 460,15 \cdot 10^5}{4000 \cdot 100 \cdot (242)^2} = 0,0287$$

$$\rightarrow \begin{cases} K = 53,2 \\ \varepsilon = 0,9267 \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{M_r}{A_r \cdot \varepsilon \cdot H} = \frac{460,15 \cdot 10^5}{58,90 \cdot 0,9267 \cdot 245} = 3441 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{53,20} = 75,20 \text{ Kg/cm}^2$$

- Dans le sens tangentiel

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 320,57 \cdot 10^5}{4000 \cdot 100 \cdot (342,5)^2} = 0,0204$$

$$\rightarrow \begin{cases} K = 65,0 \\ \varepsilon = 0,9375 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M_r}{K} = \frac{320,57 \cdot 10^5}{39,27 \cdot 0,9375 \cdot (242,5)} = 3591 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{65,0} = 61,5 \text{ Kg/cm}^2$$

### L'effort tranchant

$$T_{\max} = 345 \text{ t/mL.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{345 \cdot 10^3}{100 \cdot 208,25} = 16,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 16,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b + 3,5 \bar{\sigma}'_b = 21,8 \text{ Kg/cm}^2$$

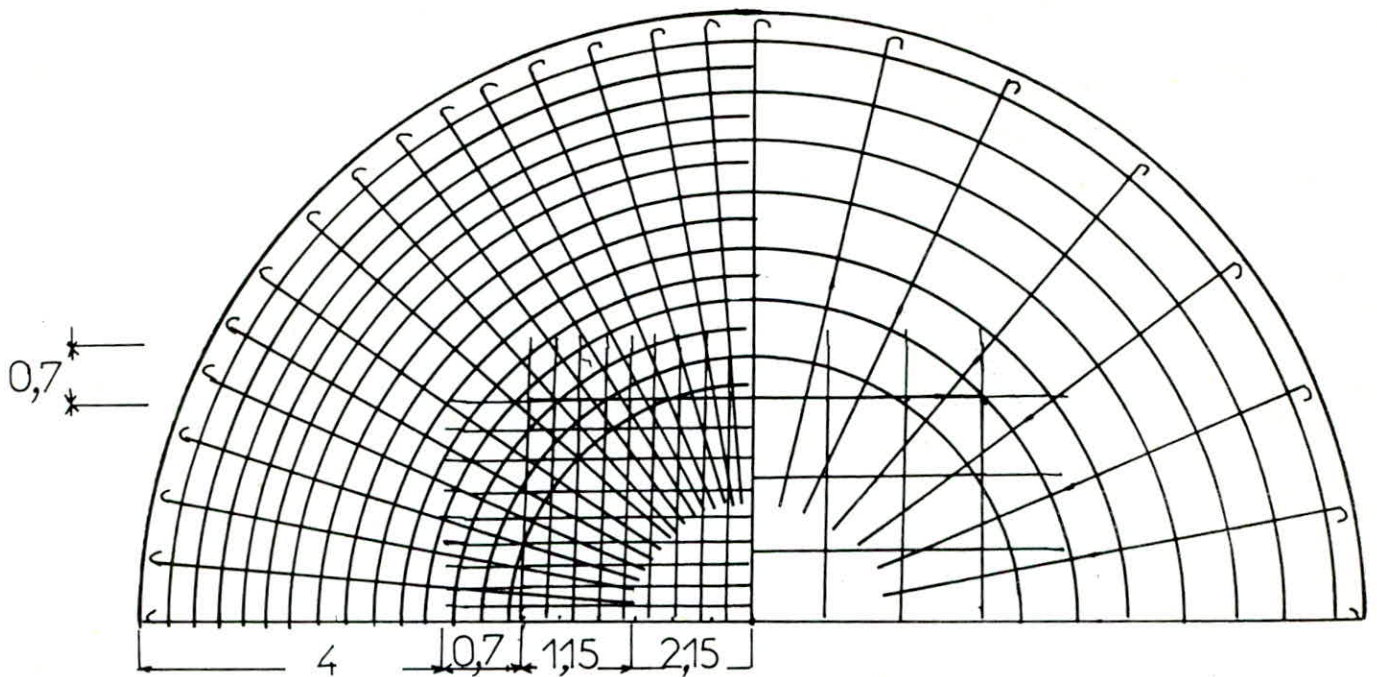
L'effort tranchant est vérifié.

### Entraînement des armatures radiales :

$$\bar{\sigma}'_d = \frac{T}{p \cdot z} \quad \text{on a } 12\text{HA}25 \Rightarrow \bar{\sigma}'_d \cdot p = 94,25 \text{ cm. } \bar{\sigma}'_d = \frac{345}{34,25 \cdot 208,25} = 17,8 \text{ Kg/cm}^2$$

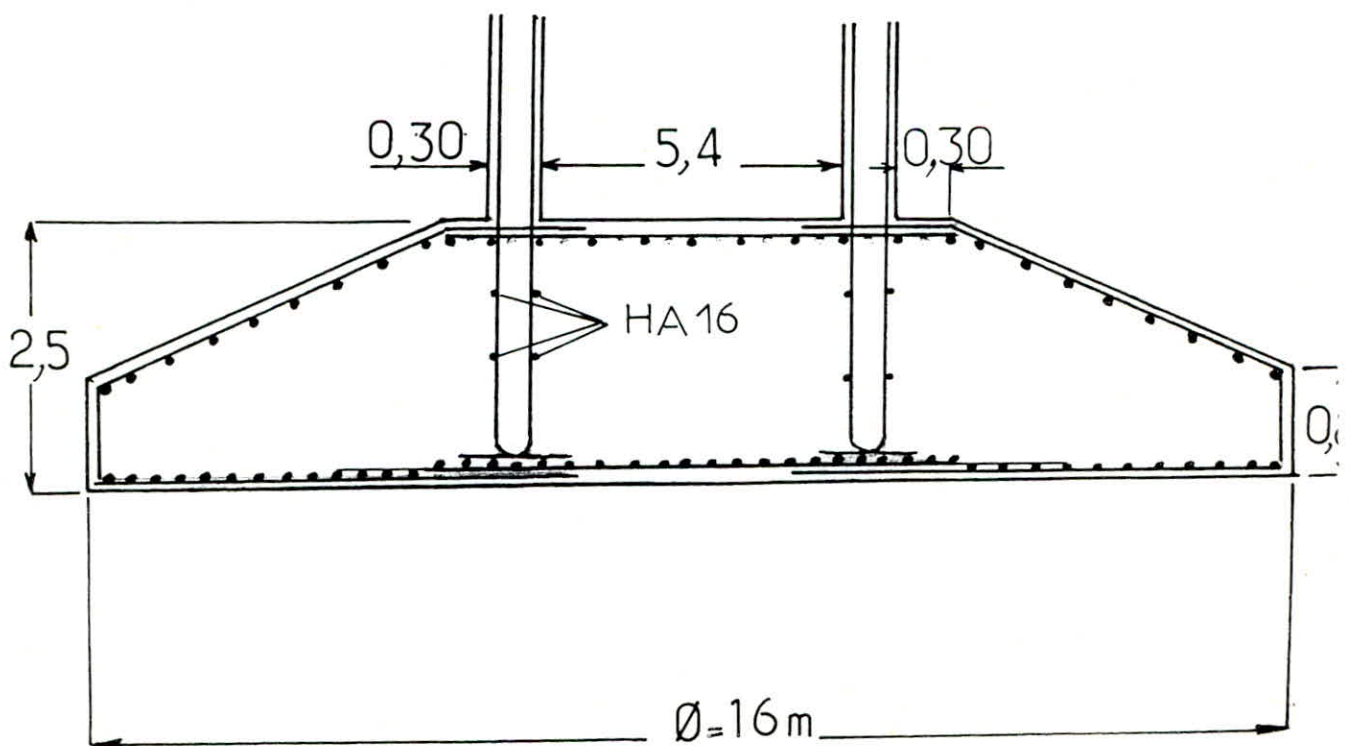
$$\bar{\sigma}'_d = 2,5 \varphi_d \cdot \bar{\sigma}'_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 6,25 = 23,44 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiés.}$$

# FERRAILLAGE DE LA FONDATION



cercles: inf : 8HA25/ml  
 armat. radiales : inf : 12HA25/ml  
 quadrillage 12HA25/ml

sup : 5HA14/ml  
 sup : 5HA16/ml  
 quadrillage 5HA16/ml



ce schéma n'est pas à l'échelle

## Conclusion

Après avoir mené cette étude, on a constaté deux éléments essentiels :

- \* Le phénomène hydrodynamique a des effets non négligeables sur la structure et il faut le prendre en compte dans les calculs surtout pour les réservoirs ou châteaux d'eau de grande capacité. Il est souhaitable de faire une étude plus poussée sur des modèles réduits afin de déterminer les limites de cet effet.
- \* Nos calculs ont abouti à une fondation de 2,5 m de hauteur et de 16 m de diamètre, ce qui, à notre avis, est énorme et pas économique. On propose les solutions suivantes :
  - Construire 2 châteaux d'eau côte à côte de 750 m<sup>3</sup> chacun.
  - Prendre comme fondation, une fondation caisson si cette dernière s'avère économique.



## BIBLIOGRAPHIE

- 1 : Traité de B.A. tome 6 (A. GUERRIN)
- 2 : Théorie des plaques et coques (TIMOSHENKO)
- 3 : Calcul des plaques (R. BARES)
- 4 : Calcul pratique des réservoirs en zone sismiques  
(V. DAVIDOVICI et HADDADI - ANNALES I.T.B.T.P.  
N° 409 NOV. 1982).
- 5 : Constructions industrielles en BA (O - MIRSU R. FRIEDRICH)
- 6 : Eléments de statique des coques (A. PFLUGER)
- 7 : Calculs pratiques des tours en BA (M. DIVER)
- 8 : Cours de BA Tome II. Calcul des ouvrages (M. BELAZOUGHI)
- 9 : Fondations et ouvrages en terres (G. PHILLI PPNAT)
- 10 : Calcul et vérifications des ouvrages en BA (P. CHARRON).

## REGLEMENTS

- 1 : CCBA - 68
- 2 : RPA - 83
- 3 : N.V - 65

