

UNIVERSITE D'ALGER

19/78

A ex

Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU CYLINDRIQUE

Proposé par :
KRAFTSIK RUDOLF

Etudié par :
Abdelkader MESSAD

Promotion 1978

UNIVERSITE D'ALGER

Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU CYLINDRIQUE

Proposé par :
KRAFTSIK RUDOLF

Etudié par :
Abdelkader MESSAD

Promotion 1978

Remerciements

Que tous mes professeurs trouvent
ici mes vifs remerciements et ma
profonde gratitude, en particulier
Monsieur KRAFTSIK RUDOLF pour
ses conseils -

-A la mémoire de mon père

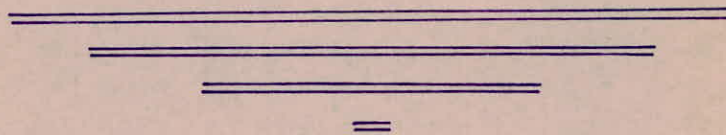
-A ma mère

-A mes frères et soeurs

-A tout ceux qui m'ont aidé durant mes
études

-A mes amis

JE DEDIE CE TRAVAIL



SUJET

chateau d'eau en béton armé
surelevé

capacité: 1000 m³

implantation à alger

côte minimale d'alimentation: 15 m

taux de travail du sol: 2 bars

Proposé par :

R. KRAFTSIK

Etudié par :

A. MESSAD

Table des matières

		Pages
chapitre I	Généralités .	1
chapitre II	caracteristiques géometrique du réservoir	7
chapitre III	Caracteristiques des matériaux	10
chapitre IV	Calcul de la coupole supérieure	12
chapitre V	Calcul de la ceinture supérieure	17
chapitre VI	Calcul de la cuve cylindrique	20
chapitre VII	Ceinture inférieure	35
chapitre VIII	Partie tronconique	38
chapitre IX	cheminée	44
chapitre X	coupole de fond .	46
chapitre XI	ceinture de base	49
chapitre XII	Support	54
chapitre XIII	Passerelle	62
chapitre XIV	Fondation	65
	BIBLIOGRAPHIE	68

I/GENERALITES

1.1 définition d'un réservoir

On définit un réservoir comme étant une enveloppe contenant un liquide (généralement de l'eau)

1.2 Classification des réservoirs

1.2.1 position par rapport au sol: relativement à leurs positions par rapport au sol, il y a trois types de réservoirs

. Les réservoirs surélevés; les réservoirs sur sol; les réservoirs enterrés ou semi-enterrés

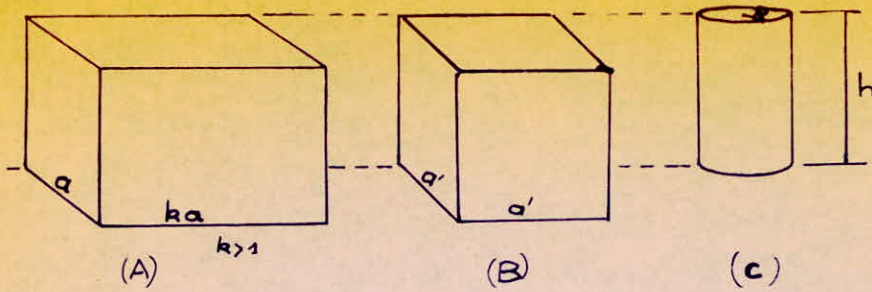
Si on a à choisir entre ces trois types de réservoirs, on a souvent intérêt à prendre le troisième type (c'est à dire le réservoir enterré) pour les causes suivantes:

- Pas de problème de séisme
- Pas besoin d'isolation thermique dans les parois
- entretien facile
- facilité d'exécution .

Mais on n'a pas toujours ce choix; pour une nécessité d'alimentation à un certain niveau, on est obligé de surélever les réservoirs .

1.2.2. Forme en plan. La forme en plan d'un réservoir peut être quelconque, cependant la forme circulaire est la moins coûteuse pour les raisons suivantes:

à volume et hauteur donnés, donc à surface S donnée le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux



$$V_A = V_B = V_C = a^2 h = ka^2 h = \pi R^2 h$$

$$a^2 = ka^2 = \pi R^2 \Rightarrow \begin{cases} a' = R\sqrt{\pi} \\ a = R\sqrt{\frac{\pi}{k}} \end{cases}$$

Soient P_1, P_2, P_3 Les périmètres respectifs des Figures A, B, C.

$$\begin{cases} P_1 = 2a(1+k) = \frac{2(1+k)}{\sqrt{k}} \sqrt{\pi} R \\ P_2 = 4a' = 4R\sqrt{\pi} \\ P_3 = 2\pi R \end{cases}$$

Pour comparer ces trois résultats il suffit de comparer $\alpha_i = \frac{P_i}{R\sqrt{\pi}}$

$$i = 1, 2, 3. \quad \begin{cases} \alpha_1 = \frac{2(1+k)}{k} \\ \alpha_2 = 4 \\ \alpha_3 = 2\sqrt{\pi} = 3,545 \end{cases}$$

Pour α_1 on a $k > 1$ (par hypothèse)

$$(1 - \sqrt{k})^2 \geq 0 \Rightarrow 1 - 2\sqrt{k} + k \geq 0$$

$$1 + k \geq 2\sqrt{k} \Rightarrow \frac{1+k}{\sqrt{k}} \geq 2 \Rightarrow \alpha_1 \geq 4.$$

donc le développement de la paroi le plus faible est celui du cercle, Cependant la considération d'encombrement est quel que fois prépondérante et la nécessité de loger le volume maximal dans la surface disponible est alors déterminante. Aussi parfois des conditions esthétiques conduisent au choix de la forme.

1.2.3 Mode de construction

Un réservoir peut être construit en béton armé, béton pré-contraint ou en acier

1.2.4 Capacité : on classe aussi les réservoirs selon leurs capacités. Elles seront déterminées selon le besoin.

1.2.4 mode de fermeture

Il y a les réservoirs couverts, et les réservoirs non couverts (bassins)

Les réservoirs d'eau potable doivent être couverts.

1.3 Règles imposées par l'hygiène

Un réservoir doit être étanche et construit avec un matériau étanche qui ne soit pas susceptible d'altérer l'eau.

- Il doit être à l'abri de toute contamination d'eau superficielle (ruissellement, eau de pluie, égouts...).

Il faut prévoir une aération afin de renouveler fréquemment l'air contenu dans le réservoir

- Un réservoir doit avoir une bonne isolation thermique et doit être aménagé de telle sorte qu'il n'y ait pas de stagnation d'eau afin d'éviter le développement de micro-organismes.

- L'eau doit être à l'abri de la lumière du jour pour éviter la formation d'algues.

1.4. Exploitation et entretien

Pour éviter la mise en pression de la coupole supérieure lors du débordement, il faudra prévoir un trop plein. Cette conduite pourra être reliée à celle du vidange.

Pour nettoyer le réservoir, il est nécessaire (pour des réservoirs surelevés) d'aménager dans l'axe de la cuve une cheminée verticale. On utilise pour l'ascension une échelle - l'accès par l'extérieur de la cuve est difficile et dangereux.

1.5 revêtement, isolation, étanchéité.

Pour les réservoirs dont la capacité dépasse 800m^3 l'expérience montre que l'inertie thermique de la masse d'eau d'une part, et de la masse du béton d'autre part sont telles que les variations de températures à l'intérieur du réservoir sont relativement faibles (celles de l'extérieur pouvant varier davantage) dans notre cas $V = 1000\text{m}^3 > 800\text{m}^3$.

1.5.1 Revêtement intérieur

On réalise un enduit au mortier de ciment de 20 cm d'épaisseur dosé à $600\text{kg}/\text{m}^3$ exécuté en deux couches. La première couche formant de grossissage et le deuxième, enduit proprement dit, avec incorporation de 1,5 % de sica.

1.5.2 Revêtement extérieur.

même chose que pour le revêtement intérieur, sauf que le mortier de ciment peut être dosé à $450\text{kg}/\text{m}^3$.

1.5.3 Étanchéité

L'étanchéité est obtenue dans la masse même du béton, sauf dans les endroits où sont placées les tuyauteries. (on en parlera par la suite)

1.6 Ouvrages secondaires

1.6.1 accès : pour l'ascension on utilise une échelle métallique placée à l'intérieur de la paroi cylindrique. L'accès à la cuve et à la couverture se fait par l'intérieur (l'accès par l'extérieur étant difficile et dangereux). C'est pour cette raison qu'on avait prévu une cheminée verticale, traversant la cuve, de 10 cm d'épaisseur et de diamètre intérieur 1,20 m.

On préfère une échelle métallique car elle est moins coûteuse relativement à celle en béton armé ou à un escalier.

une porte métallique est prévue au niveau du sol, les dimensions seront 0,80m x 2,00m. Une poutre sera réalisée sur la partie supérieure de l'ouverture. De même un ferrailage supplémentaire sera prévu sur les bordures.

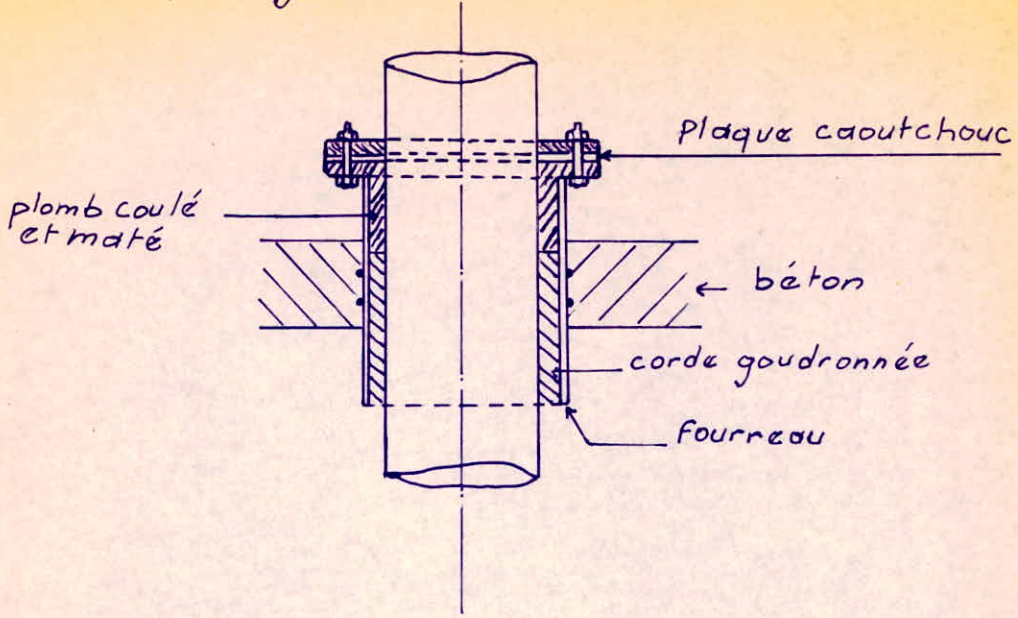
1.6.2 Eclairage

Une ouverture doit être réalisée au dessus de la porte (esthétique), les dimensions seront 0,20 x 7,5m.

1.6.3 distribution et refoulement

Les problèmes d'étanchéité se posent aux endroits où les tuyauteries traversent le béton, pour remédier à cela on prévoit des fourreaux lors du bétonnage, on y introduit les tubulures et on remplit le vide par du plomb.

Pour éviter tout désaxement, on doit prévoir un fourreau de diamètre plus grand.



II CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

DU RESERVOIR

On a vu que la forme la plus convenable pour un réservoir est la forme cylindrique.

notons par S la section totale du réservoir, on peut écrire : $S = 2\pi R h + 2\pi R^2$

la capacité du réservoir étant connue ($V = 1000 \text{ m}^3$)

si on suppose qu'on a affaire à un cylindre parfait, on aura :

$$S = 2\pi R h + 2\pi R^2$$

$$V = \pi R^2 h \Rightarrow h = \frac{V}{\pi R^2}$$

$$S = 2\pi R \frac{V}{\pi R^2} + 2\pi R^2 = \frac{2V}{R} + 2\pi R^2$$

Pour minimiser S il faut : $\frac{dS}{dR} = 0 = -\frac{2V}{R^2} + 4\pi R$

$$\Rightarrow R = \sqrt[3]{\frac{V}{2\pi}} = 5,42 \Rightarrow D = 10,84 \text{ m}$$

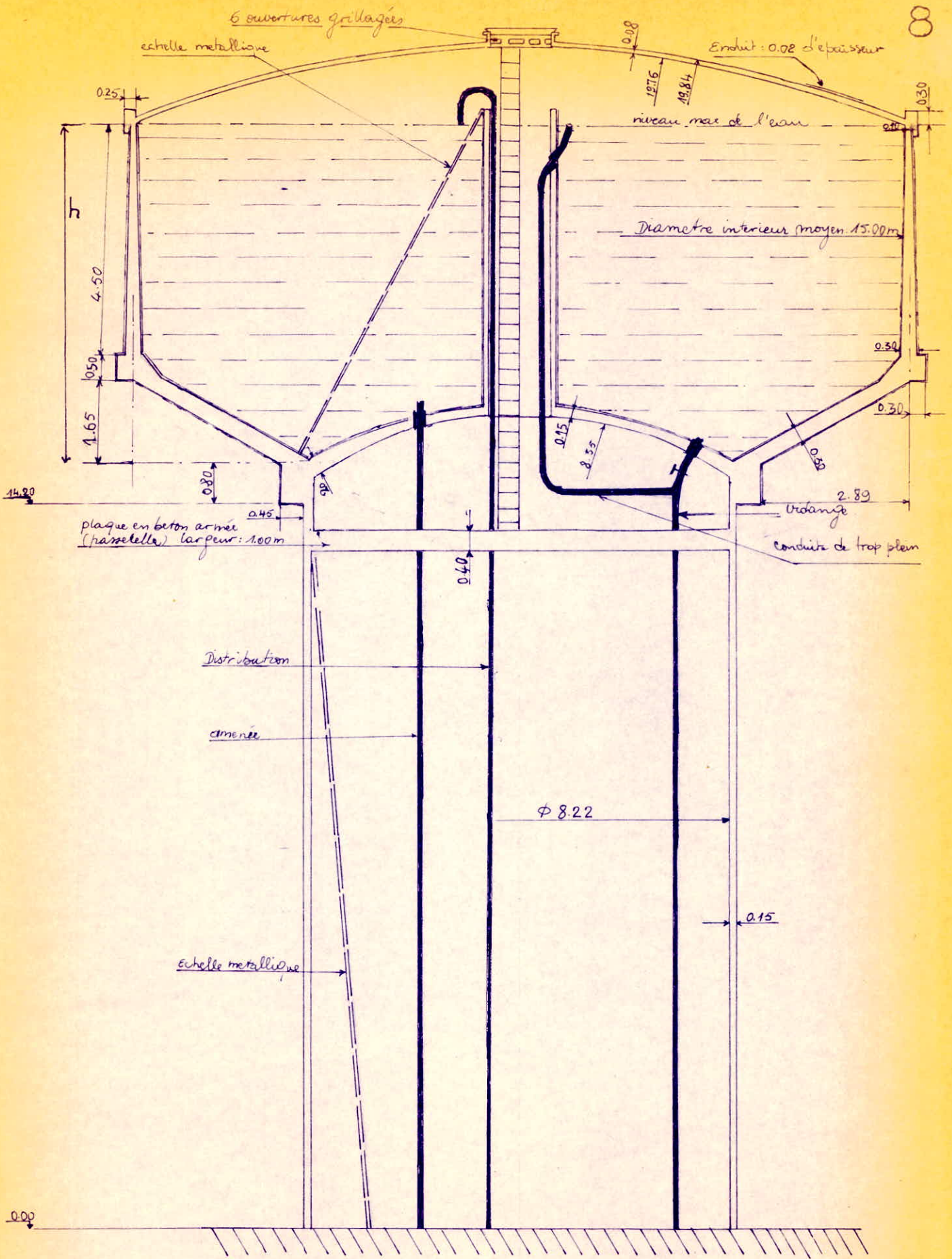
$$H = \frac{V}{\pi R^2} = 10,83 \text{ m}$$

vu les approximations qu'on a faites, ces résultats vont nous donner un ordre de grandeur. On remarque que la hauteur est très importante, et cela va être une source de grandes variations de pression dans les canalisations d'eau, on est contraint alors à limiter la hauteur.

Des formules empiriques permettent de dimensionner a priori un réservoir de volume V (m^3)

diamètre intérieur de la cuve : $d = 1,405 \sqrt[3]{V} = 14,1 \text{ m}$

prenons $d = 15 \text{ m}$ (diamètre intérieur brut)



Connaissant le volume V et le diamètre intérieur d ,
déterminant la hauteur h . (voir schéma)

Volume de la partie cylindrique

$$V_1 = \pi (7,5 - 0,02)^2 \cdot h = 175,77 h \quad (\text{m}^3)$$

Volumes qu'on doit retrancher dus à l'existence de:

- Coupole inférieure.

$$R: \text{ rayon de courbure} \quad R = 8,35 + 0,15 = 8,50 \text{ m.}$$

En tenant compte des 2cm d'enduit on aura: $R' = 8,52 \text{ m}$

Soit D la corde intercepter par l'arc de la coupole

$$D = 15,2 - 2 \times 2,89 - \frac{0,3}{\sin \alpha} = 8,21 \text{ m.}$$

α étant l'angle que fait la partie tronconique avec l'horizontale

$$\alpha = \arctg \frac{1,65}{2,89} = 29,74^\circ.$$

$$R' = \frac{(\frac{D}{2})^2 + f'^2}{2f'} \Rightarrow f' = 1,05 \text{ m.} \quad (\text{flèche de la coupole})$$

$$V_2 = \pi f' (3R' - f') \frac{1}{3} = \pi 1,05^2 (3 \cdot 8,52 - 1,05) \cdot \frac{1}{3} = 38,55 \text{ m}^3$$

- Partie tronconique

$$V_3 = \frac{\pi (7,5^2 - 4,41^2) (7,5 - 4,41) \tan \alpha}{2} = 102 \text{ m}^3$$

- cheminée

$$V_4 = \pi (0,7 + 0,02)^2 (h - f') = 1,63 h - 2.$$

$$V = V_1 - V_2 - V_3 - V_4 = 174,14 h - 138,55 = 1000 \Rightarrow h = 6,54 \text{ m.}$$

on prend $h = 6,65 \text{ m}$

$$\text{le volume utile sera: } V = 174,14 \times 6,65 - 138,55 = 1019 \text{ m}^3.$$

III CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1 Béton.

- dosage : 350 kg/m^3 avec ciment CPA 325
- contrôle strict
- Contrainte nominale de compression $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte nominale de traction $\sigma_{28} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$
- contraintes admissibles :

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

α : fonction de la classe du ciment $\Rightarrow \alpha = 1$.

β : fonction du contrôle $\Rightarrow \beta = 1$.

γ : fonction de l'épaisseur minimale h_m de l'élément, et de la grosseur du granulats utilisé $h_m > 4C_g \Rightarrow \gamma = 1$.

$$\alpha = \beta = \gamma = 1 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \delta \varepsilon \sigma'_{28}$$

* Compression simple

$$\delta = 0,3, \varepsilon = 1 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 0,3 \cdot 275 = 82,5 \text{ kg/cm}^2$$

* traction (contrainte de référence)

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

$$\alpha = \beta = \gamma = 1 \quad (\text{comme en compression simple})$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,026$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,026 \cdot 275 = 7,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{28} = 23,6 \text{ kg/cm}^2$
$\bar{\sigma}'_b = 82,5 \text{ kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 7,7 \text{ kg/cm}^2$

3.2 Acier

On utilisera: des aciers doux $F_e E24$ ($\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

. des aciers forts

$$\begin{cases} F_e E40B & \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ F_e E40A & \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left(\bar{\sigma}_{a_1} = \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right)$$

$$\text{avec: } \sigma_1 = \frac{K \eta \omega_f}{\phi(1+10\omega_f)}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi}} K \bar{\sigma}_b$$

ϕ est le diamètre de la plus grande barre tendue (en mm)

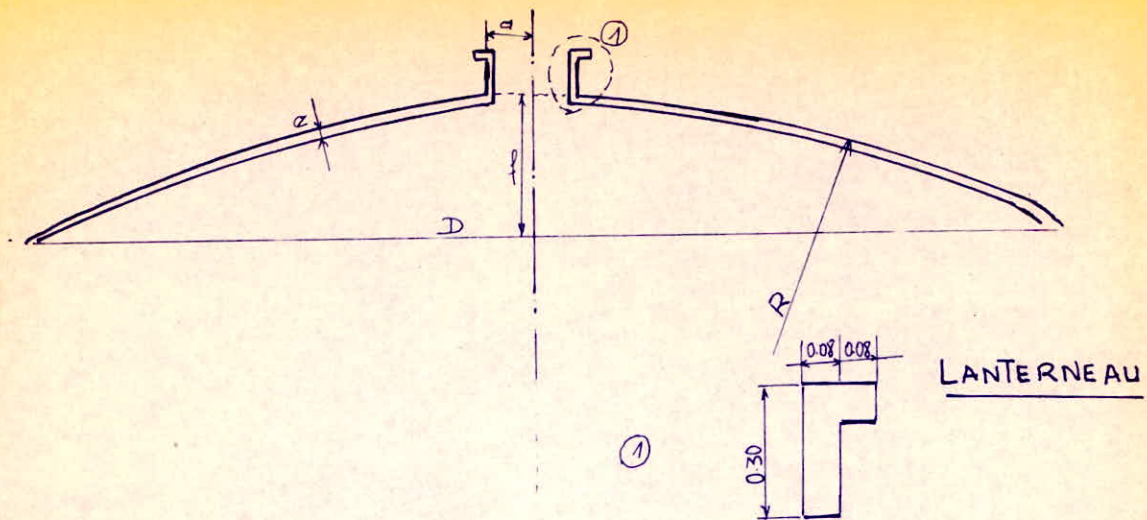
η : coefficient de fissuration des barres

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible de traction du béton: $\bar{\sigma}_b = 7,7 \text{ kg/cm}^2$.

K : coefficient qui dépend de la nature de la fissuration

$\omega_f = \frac{A}{B}$; A : section d'acier, B : section de béton.

IV CALCUL DE LA COUPOLE SUPERIEURE



$$a = 0,08 \text{ m}$$

$$D = 15,3 \text{ m}$$

$$r = \frac{D}{2} = 7,63 \text{ m}$$

$$f = \frac{D}{10} = 1,53 \text{ m}$$

$$a = 0,6 \text{ m}$$

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} = 19,84 \text{ m}$$

Volume du lanterneau :

$$V_l = \pi (0,68^2 - 0,6^2) \cdot 0,3 + \pi (0,76^2 - 0,68^2) \cdot 0,08 = 0,125 \text{ m}^3$$

Volume de l'ouverture de la coupole :

soit f' la flèche de cette partie

$$R - f' = \sqrt{R^2 - a^2} \Rightarrow f' = 0,01 \text{ m}$$

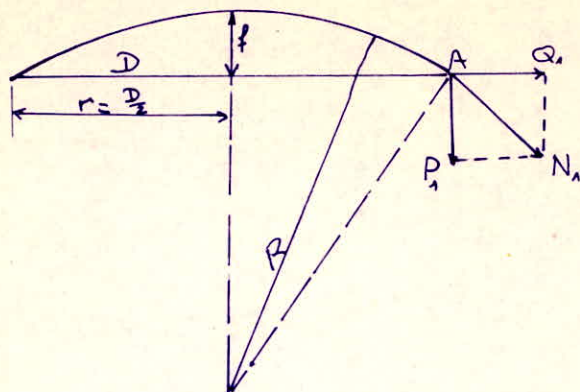
$$V_o = 2\pi R f' a = 0,1 \text{ m}^3$$

on remarque que le volume du lanterneau est presque le même que celui de la partie enlevée de la coupole, il en est de même pour le poids.

on suppose alors qu'on a affaire à une coupole complète (l'ouverture sera couverte par une trappe métallique de poids négligeable).

à cause du surabaissment de la coupole, on peut admettre que la ligne des pressions est confondue avec la ligne moyenne.

Dans ces conditions, il n'existe pas de moment fléchissant et la résultante des forces extérieures est portée par la tangente à la méridienne.



Si p est la charge par mètre carré (poids propre + surcharge) le poids total est: $P = p \cdot S$, (S : Surface de la coupole)

$$P = 2\pi R f \cdot p$$

soit par mètre linéaire

$$P_1 = \frac{2\pi R f p}{2\pi \frac{D}{2}} = \frac{2 \left(\frac{r^2 + f^2}{2f} \right) \cdot f p}{D} = \frac{(r^2 + f^2) p}{D}$$

Puisque on a admis que la ligne des pressions est confondue avec la ligne moyenne, la force de compression N_1 est sur la tangente en A à l'arc du cercle.

d'après les relations des triangles semblables on a:

$$\frac{Q_1}{P_1} = \frac{R-f}{r} \Rightarrow Q_1 = \frac{R-f}{r} P_1$$

$$N_1 = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2} = P_1 \sqrt{1 + \left(\frac{R-f}{r} \right)^2}$$

calcul de P_1

poids propre de la coupole: $2500 \times 0,08 = 200 \text{ kg/m}^2$

enduit

40 kg/m²

surcharge :

- vent : à cause du surabaissement de la coupole, le vent a un effet négligeable sur elle.

- neige : (région d'Alger)

Pression normale $P_n = 20 \text{ kg/m}^2$.

Pression extrême $P_e = 1,75 P_n = 35 \text{ kg/m}^2$.

$$\mu = 200 + 40 + 35 = 275 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = \frac{(r^2 + f^2) \mu}{D} = \frac{7,63^2 + 1,53^2}{15,30} \cdot 275 = 1091 \text{ kg/m.l.}$$

$$N_1 = P_1 \sqrt{1 + \left(\frac{R-f}{r}\right)^2} = 1091 \sqrt{1 + \left(\frac{19,84 - 1,53}{7,63}\right)^2} = 2837 \text{ kg/m.l.}$$

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b = \frac{N_1}{100e} = \frac{2837}{100 \cdot 8} = 3,55 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{P}{100e} = \frac{1091}{100 \cdot 8} = 1,36 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes de compression et de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles

Théoriquement on pourrait réduire la section du béton, pratiquement c'est impossible car on doit réaliser un enrobage correct des aciers.

On peut alors se contenter de l'approximation qu'on a faite pour le calcul. c'est à dire le fait qu'on a supposé que la ligne des pressions est confondue avec la ligne moyenne.

Pour atténuer les effets du retrait dans le béton et résister aux moments fléchissants dus aux efforts dissymétriques, on doit placer un minimum d'armature.

0,3% pour les coupôles faiblement chargées.

$$A = 0,3 \cdot e = 2,4 \text{ cm}^2$$

soit 8T6/m.l suivant les méridiens

les armatures placées suivant les parallèles servent d'armatures de répartition. Leur section sera comprise entre le tiers et la moitié de celle des armatures disposées suivant les méridiens, on prévoit au moins 5/m.l.

Finalament on aura:

8T6/m.l suivant les méridiens
5T6/m.l suivant les parallèles

Dès que l'écartement des armatures méridiennes devient faible, on doit arrêter une barre sur deux. L'écartement est proportionnel au rayon on arrête la première moitié des barres à $\frac{r}{2}$ du centre de la coupole.

s_0 étant la longueur d'ancrage.

$$r_1 = \frac{7,65}{2} - s_0 \times 0,006 = 3,525 \text{ m.}$$

on prend $r_1 = 3,5 \text{ m.}$

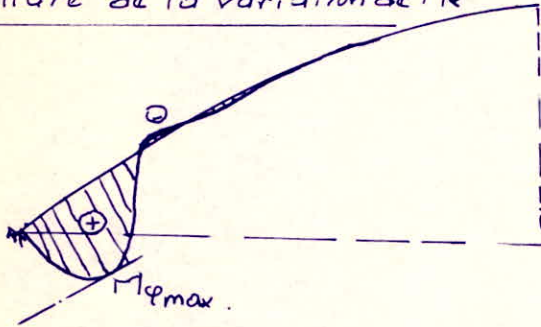
La deuxième moitié sera arrêtée à:

$$r_2 = \frac{7,65}{2} - s_0 \times 0,006 = 1,6 \text{ m.}$$

La supposition faite pour la coupole est douteuse à l'extrémité de cette dernière car il y a des moments fléchissants qui peuvent

ne pas être équilibrée par les aciers prévus.
pour atténuer ces efforts on se contente d'épaissir
la coupole jusqu'à atteindre 12cm à l'extrémité,
et on dispose un ferrailage supplémentaire suivant
les méridiens de $5\phi 10$ par mètre sur une
longueur de 2m.

allure de la variation de M_e



V ceinture supérieure.

Elle reçoit par mètre de développement Q_1 ,
et éventuellement la poussée de l'eau sur une
hauteur de 20 cm.

$$Q_1 = \frac{R-f}{r} P_1$$

$$P_1 = 1091 \text{ kg/m.l (calculé dans le chap IV)}$$

$$Q_1 = \frac{19,84 - 1,53}{7,63} \cdot 1091 = 2619 \text{ kg/m.l}$$

La pression exercée par l'eau en un point de la
ceinture est égale à $\gamma \cdot h$.

γ : poids volumique de l'eau.

h : distance du point \bar{a} la surface libre de l'eau

$$Q_2 = 0,20^2 \times 1200 \times \frac{1}{2} = 24 \text{ kg/m.l (après majoration)}$$

la ceinture sera soumise à :

$$Q = Q_1 + Q_2 = 2619 + 24 = 2643 \text{ kg/m.l}$$

Effort de traction

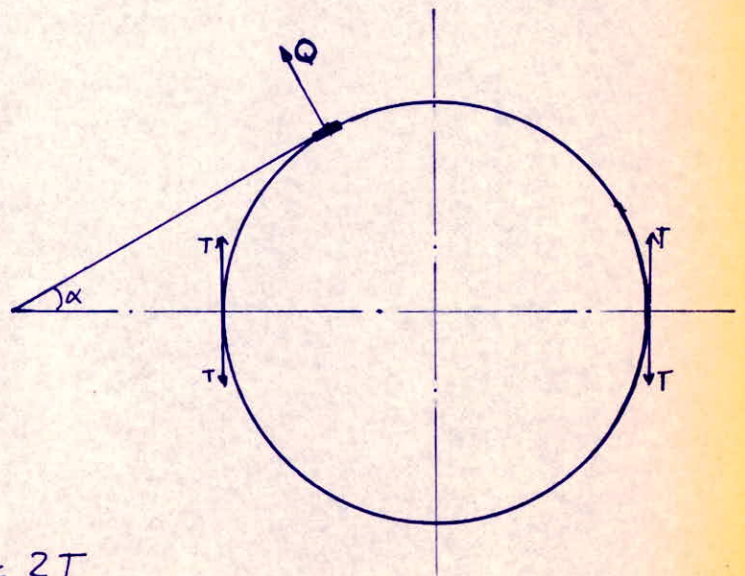
Soit un élément ds
soumis à l'effort Q

$$Q \left\{ \begin{array}{l} Q ds \sin \alpha \\ Q ds \cos \alpha \end{array} \right.$$

Pour l'ensemble des
éléments on aura :

$$\sum Q ds \cos \alpha = 2Qr = 2T$$

$$\sum Q ds \sin \alpha = 0$$



La deuxième égalité est due au fait que pour chaque élément ds , pour lequel on a $\sigma ds \sin \alpha$, correspond un élément symétrique par rapport à oy , pour lequel on a $-\sigma ds \sin \alpha$.

Alors la force qui tend à enlever la partie supérieure de la partie inférieure du cercle est:

$$T = Qr = 2643 \times 7,63 = 20166 \text{ kg}$$

$$\text{section d'armature : } A = \frac{T}{\sigma_a}$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \sigma_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \sigma_{a2} = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

on utilise les aciers tors $E E40B$ - ce qui nous donne $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

$$\sigma_{a1} = \frac{2}{3} 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (adhérence améliorée)}$$

$$k = 50000 \text{ (fissuration très préjudiciable)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{16} 50000 \cdot 7,7} = 1489 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $\sigma_a = \sigma_2$, on calcule la section d'armature et on vérifie si $\sigma_2 > \sigma_1$.

$$A = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{20166}{1489} = 13,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 8T16 \text{ (16,08 cm}^2\text{)}$$

$$\omega_f = \frac{A}{B} = \frac{16,08}{25,50} = 12,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{500000 \times 1,6 \times 9,0128}{16(1 + 9,0128)} = 631,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 < \sigma_2$$

condition de non fragilité :

il faut vérifier que $\frac{3\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_{en}} < \omega_f$.

$$\frac{3 \cdot 7,7}{4000} = 5,7 \cdot 10^{-3} < \omega_f = 12,8 \cdot 10^{-3}$$

les armatures de répartition seront constituées par des cadres de 6mm de diamètre à raison de 5 par mètre linéaire.

VI ETUDE DE LA CUVE (partie cylindrique)

Pour le prédimensionnement Fonlladosa a donné la formule suivante : $e_{max} = 0,207d^2$

e_{max} : épaisseur maximale de la paroi à la base (en cm)

d : diamètre intérieur de la cuve

$$d = 15m \Rightarrow e_{max} = 45cm.$$

Prenons initialement $e = 30cm$.

A la partie supérieure de la cuve la pression hydrostatique diminue, de même pour les efforts, alors une telle épaisseur n'est pas nécessaire d'être uniforme.

On pourra se contenter a priori d'une épaisseur $e' = 10cm$ à la partie supérieure, et la faire varier linéairement jusqu'à atteindre à la base 30cm.

Dans le cas où la paroi est à épaisseur variable la résolution s'effectue par l'intégration de l'équation

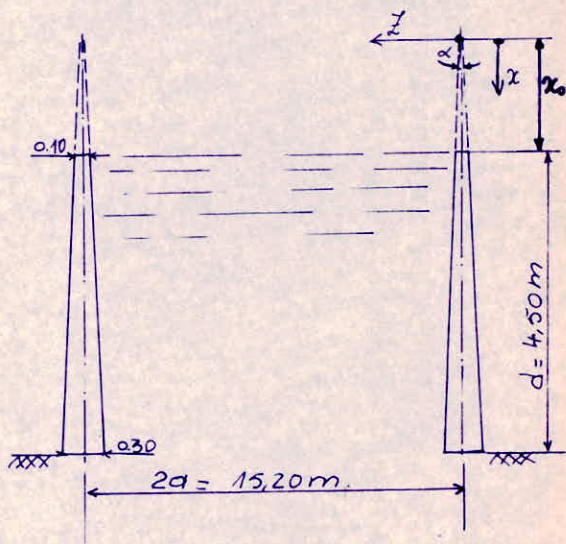
$$\frac{d^2}{dx^2} \left(D \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + \frac{Eh}{a^2} w = \frac{f}{2} \quad (1)$$

E : module de young.

D : rigidité à la flexion de la coque

w : Valeur de la flèche ; h : épaisseur de la paroi

h est une fonction linéaire de x , l'angle α étant très petit $\Rightarrow h = \alpha x$



$$D = \frac{E\alpha^3}{12(1-\nu^2)} x^3 \quad \nu: \text{coefficient de poisson.}$$

L'équation (1) devient :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(x^3 \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + \frac{12(1-\nu^2)}{\alpha^2 a^2} x w = - \frac{12(1-\nu^2) \gamma (x-x_0)}{E\alpha^3} \quad (2)$$

la solution particulière de cette équation est :

$$w_1 = - \frac{\gamma a^2}{E\alpha} \frac{x-x_0}{x}$$

$$N_{\varphi_1} = - \frac{Eh}{a} w_1 = \frac{E\alpha x \gamma a^2}{a E\alpha x} \gamma a (x-x_0)$$

la solution particulière w_1 représente l'allongement radial d'une coque à extrémité libre et soumise à une pression interne $\gamma(x-x_0)$

(γ : poids volumique de l'eau. $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$)

le moment correspondant est :

$$M_{x_1} = - \frac{\gamma \alpha^2 a^2 x_0}{6(1-\nu^2)}$$

Pour obtenir l'équation complète de (2) il faut ajouter la solution particulière à la solution de l'équation homogène

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(x^3 \frac{d^2 w}{dx^2} \right) + \frac{12(1-\nu^2)}{\alpha^2 a^2} x w = 0$$

les solutions de cette équation sont: (TIMOSHENKO, théorie des plaques et coques)

$$w = \frac{1}{\sqrt{x}} \left[C_1 \psi_1'(2\rho\sqrt{x}) + C_2 \psi_2'(2\rho\sqrt{x}) + C_3 \psi_3'(2\rho\sqrt{x}) + C_4 \psi_4'(2\rho\sqrt{x}) \right], \quad (3)$$

$$\text{avec } \rho^4 = \frac{12(1-\nu^2)}{\alpha^2 a^2}$$

si on note par $\varphi = 2\rho\sqrt{x}$, on obtient les expressions

$$N_{\varphi_2} = - \frac{Eh}{a} w = - \frac{E\alpha}{a} \sqrt{x} \left[C_1 \psi_1'(\varphi) + C_2 \psi_2'(\varphi) + C_3 \psi_3'(\varphi) + C_4 \psi_4'(\varphi) \right]; \quad (\alpha)$$

$$\frac{dw}{dx} = \frac{1}{2x\sqrt{x}} \left\{ C_1 \left[\varphi \psi_2(\varphi) - 2\psi_1'(\varphi) \right] - C_2 \left[\varphi \psi_1(\varphi) + 2\psi_2'(\varphi) \right] + C_3 \left[\varphi \psi_4(\varphi) - 2\psi_3'(\varphi) \right] - C_4 \left[\varphi \psi_3(\varphi) + 2\psi_4'(\varphi) \right] \right\}; \quad (\beta)$$

$$M_{x_2} = -D \frac{d^2 w}{dx^2} = - \frac{E\alpha}{48(1-\nu^2)} \sqrt{x} \left\{ C_1 \left[\varphi^2 \psi_2'(\varphi) - 4(\varphi) \psi_2(\varphi) + 8\psi_1'(\varphi) \right] - C_2 \left[\varphi^2 \psi_1'(\varphi) - 4(\varphi) \psi_1(\varphi) - 8\psi_2'(\varphi) \right] + C_3 \left[\varphi^2 \psi_4'(\varphi) - 4(\varphi) \psi_4(\varphi) + 8\psi_3'(\varphi) \right] - C_4 \left[\varphi^2 \psi_3'(\varphi) - 4(\varphi) \psi_3(\varphi) - 8\psi_4'(\varphi) \right] \right\}; \quad (\gamma)$$

$$Q_x = \frac{dM_x}{dx} = \frac{E\alpha^3 \rho^2}{24(1-\nu^2)} \sqrt{x} \left\{ C_1 [\varphi \psi_1(\varphi) + 2\psi_2'(\varphi)] + C_2 [\varphi \psi_2(\varphi) - 2\psi_1'(\varphi)] + C_3 [\varphi \psi_3(\varphi) + 2\psi_4'(\varphi)] + C_4 [\varphi \psi_4(\varphi) - 2\psi_3'(\varphi)] \right\} \quad (5)$$

Les valeurs numériques des fonctions $\psi_i(\varphi)$, $i=1, \dots, 4$ sont extraites du tableau de TIMOSHENKO "Théorie des plaques et coques" (p. 491). De même pour les dérivées premières de ces fonctions.

Si $\varphi > 6$, les fonctions asymptotiques nous permettent de déterminer $\psi_i(\varphi)$ et $\psi_i'(\varphi)$ ($i=1, \dots, 4$).

Les constantes C_1, \dots, C_4 seront déterminées par les conditions aux extrémités.

signification des fonctions précédentes:

N_φ : Forces de membrane, par unité de largeur, d'une section axiale

w : flèche

$\frac{dw}{dx}$: pente de la flèche.

M_x : Moment de flexion par unité de longueur

Q_x : Force de cisaillement, parallèle à l'axe des x , par unité de longueur.

Détermination des constantes C_1, C_2, C_3, C_4 .

$$\frac{d+x_0}{x_0} = \frac{0,30}{0,10} = 3 \Rightarrow x_0 = \frac{d}{2} = 2,25 \text{ m.}$$

$$d+x_0 = 6,75 \text{ m.}$$

$$\tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{0,15}{6,75} \Rightarrow \alpha = 0,0444 \text{ rad.}$$

$$\rho = \left(\frac{12(1-\nu^2)}{\alpha^2 a^2} \right)^{1/4} = \left(\frac{12(1-0,15^2)}{0,0444^2 \times 7,6^2} \right)^{1/4} = 3,186$$

$$(2\rho\sqrt{x})_{x=x_0+d} = 16,55 \quad ; \quad (2\rho\sqrt{x})_{x=x_0} = 9,56.$$

Pour ces valeurs importantes de l'argument les fonctions

les fonctions ψ_i et ψ'_i ($i=1, \dots, 4$) peuvent être remplacées par les expressions asymptotiques.

$$\begin{cases} \psi_1(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) \\ \psi_2(\xi) = -\frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi'_1(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right) \\ \psi'_2(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\xi}} e^{\xi/\sqrt{2}} \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi_3(\xi) = \sqrt{\frac{2}{\pi\xi}} e^{-\xi/\sqrt{2}} \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right) \\ \psi_4(\xi) = -\sqrt{\frac{2}{\pi\xi}} e^{-\xi/\sqrt{2}} \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} + \frac{\pi}{8}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi'_3(\xi) = -\sqrt{\frac{2}{\pi\xi}} e^{-\xi/\sqrt{2}} \sin\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) \\ \psi'_4(\xi) = \sqrt{\frac{2}{\pi\xi}} e^{-\xi/\sqrt{2}} \cos\left(\frac{\xi}{\sqrt{2}} - \frac{\pi}{8}\right) \end{cases}$$

Considérons la longueur de la coque comme très grande, les constantes c_3 et c_4 sont nulles et l'on détermine c_1 et c_2 de façon à ce que la flèche et la pente à l'extrémité inférieure soient nulles.

Solution particulière:

$$(w_1)_{x=x_0+d} = -\frac{\gamma a^2}{E\alpha} \frac{d}{d+x_0}$$

$$\left(\frac{dw_1}{dx}\right)_{(x=x_0+d)} = -\frac{\gamma a^2}{E\alpha} \frac{x_0}{x_0+d}$$

En ajoutant les solutions particulières aux solutions de l'équation homogène on aura:

$$\frac{1}{\sqrt{x_0+d}} \left[c_1 \psi'_1\left(\frac{x_0}{\sqrt{2}}\right) + c_2 \psi'_2\left(\frac{x_0}{\sqrt{2}}\right) \right]_{x=x_0+d} = \frac{\gamma a^2}{E\alpha} \frac{d}{(x_0+d)^2}$$

$$\frac{1}{2(x_0+d)\sqrt{x_0+d}} \left\{ [2\rho\sqrt{x_0+d}\psi_2(\varphi) - 2\psi_1'(\varphi)] - C_2[2\rho\sqrt{x_0+d}\psi_1(\varphi) + 2\psi_2'(\varphi)] \right\}_{x=x_0+d} =$$

$$= \frac{\gamma\alpha^2}{E\alpha} \frac{x_0}{(x_0+d)^2}$$

ce qui donne

$$\begin{cases} C_1 + 0,509C_2 = 9,477 \times \frac{1}{E\alpha} \\ C_2 + 0,4316C_1 = -0,6048 \times \frac{1}{E\alpha} \end{cases}$$

la solution de ces deux équations est:

$$\boxed{\begin{aligned} C_2 &= 9,432 \frac{1}{E\alpha} \\ C_1 &= 4,676 \frac{1}{E\alpha} \end{aligned}}$$

Tableau donnant les valeurs des moments fléchissants sous la pression hydrostatique

x	$\frac{\alpha^2}{48(1-\nu^2)} \sqrt{x}$	$C_1[\varphi^2\psi_2 - 4\varphi\psi_2 + 8\psi']$	$C_2[\varphi^2\psi_1' - 4\varphi\psi_1 - 8\psi_2']$	M_{x_2}	$M_x = M_{x_1} + M_{x_2}$ (kg.m/m.l)
2,25	$63 \cdot 10^{-6}$	$-0,032 \cdot 10^6$	$0,0283 \cdot 10^6$	3,79	-39,89
2,50	$66,43 \cdot 10^{-6}$	$-9,017 \cdot 10^6$	$0,0014 \cdot 10^6$	1,22	-42,46
3,00	$72,77 \cdot 10^{-6}$	$-0,106 \cdot 10^6$	$-0,143 \cdot 10^6$	-2,69	-46,37
3,50	$78,57 \cdot 10^{-6}$	$-0,10 \cdot 10^6$	$-0,512 \cdot 10^6$	-32,37	-76,05
4,00	$84,03 \cdot 10^{-6}$	$0,107 \cdot 10^6$	$-1,093 \cdot 10^6$	-100,8	-144,5
4,50	$89,07 \cdot 10^{-6}$	$0,700 \cdot 10^6$	$-1588 \cdot 10^6$	-203,8	-247,5
5,00	$93,95 \cdot 10^{-6}$	$1,830 \cdot 10^6$	$-1,276 \cdot 10^6$	-291,8	-335,5
5,25	$96,26 \cdot 10^{-6}$	$2,569 \cdot 10^6$	$-0,492 \cdot 10^6$	-294,7	-338,4
5,50	$98,53 \cdot 10^{-6}$	$3,404 \cdot 10^6$	$1,026 \cdot 10^6$	-234,3	-278,0
5,75	$100,7 \cdot 10^{-6}$	$4,204 \cdot 10^6$	$2,826 \cdot 10^6$	-138,7	-182,4
6,00	$102,9 \cdot 10^{-6}$	$4,854 \cdot 10^6$	$7,026 \cdot 10^6$	223,5	179,8
6,25	$105 \cdot 10^{-6}$	$5,172 \cdot 10^6$	$11,56 \cdot 10^6$	671,8	628,1
6,50	$107,1 \cdot 10^{-6}$	$4,918 \cdot 10^6$	$17,41 \cdot 10^6$	1338	1294
6,60	$107,94 \cdot 10^{-6}$	$4,574 \cdot 10^6$	$20,27 \cdot 10^6$	1758	1714
6,70	$108,7 \cdot 10^{-6}$	$4,098 \cdot 10^6$	$23,10 \cdot 10^6$	2065	2021
6,75	$109,2 \cdot 10^{-6}$	$3,792 \cdot 10^6$	$24,58 \cdot 10^6$	2269	2225

Diagramme du moment flechissant de la poutre sous la pression hydrostatique 26

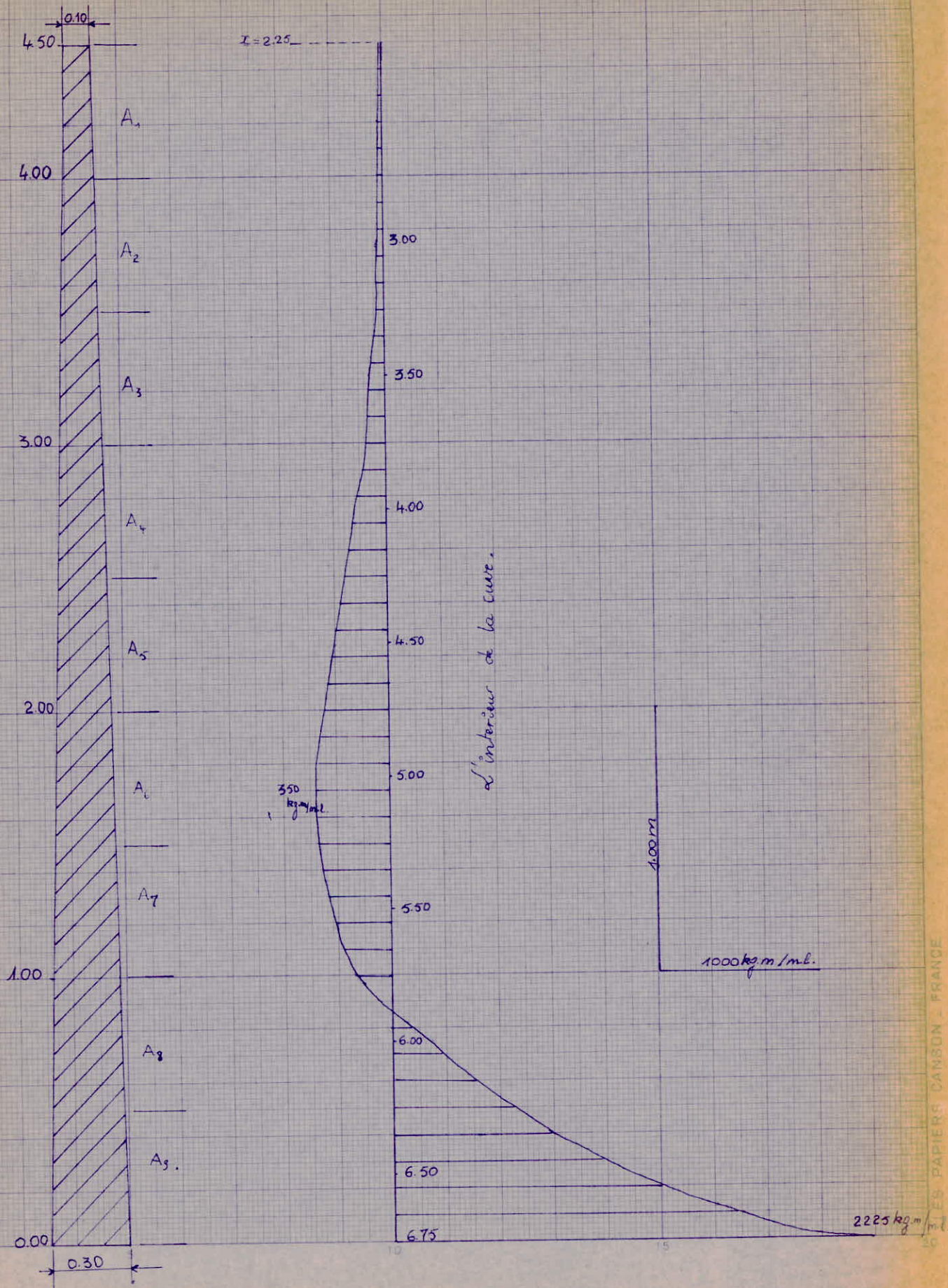


Tableau donnant les contraintes de déformation

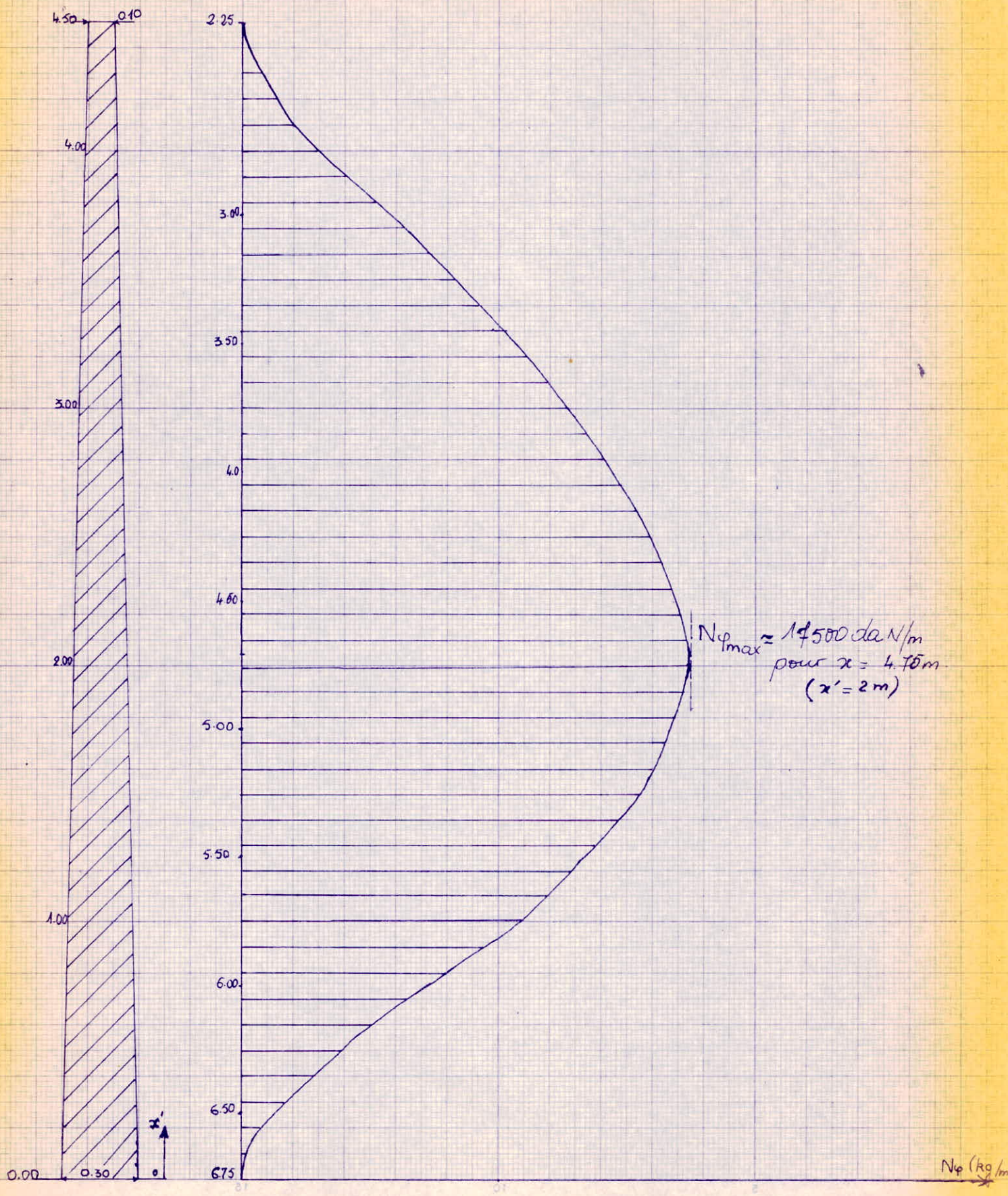
N_{cp} dans les cerces sous la pression hydrostatique.

x	N_{c_2}	N_{c_1}	$N_{cp} = N_{c_1} + N_{c_2}$ (kg/ml).
2,25	91,6	0	91,6
2,50	80,7	1900	1980
3,00	697,7	5700	6398
3,50	1194	9500	10694
4,00	1177	13300	14477
4,50	-272,3	17100	16828
5,00	-4251	20900	16650
5,25	-7355	22800	15445
5,50	-11402	24700	13298
5,75	-15715	26600	10885
6,00	-21230	28500	7250
6,25	-26440	30400	3960
6,50	-30985	32300	1317
6,60	-32550	33060	510
6,70	-33740	33820	80
6,75	-34200	34200	0

$$N_{c_1} = \gamma a (x - x_0)$$

$$N_{c_2} = -\frac{E\alpha}{a} \sqrt{x} [C_1 \psi_1(\varphi) + C_2 \psi_2(\varphi)]$$

Diagramme des efforts dans les cerces.

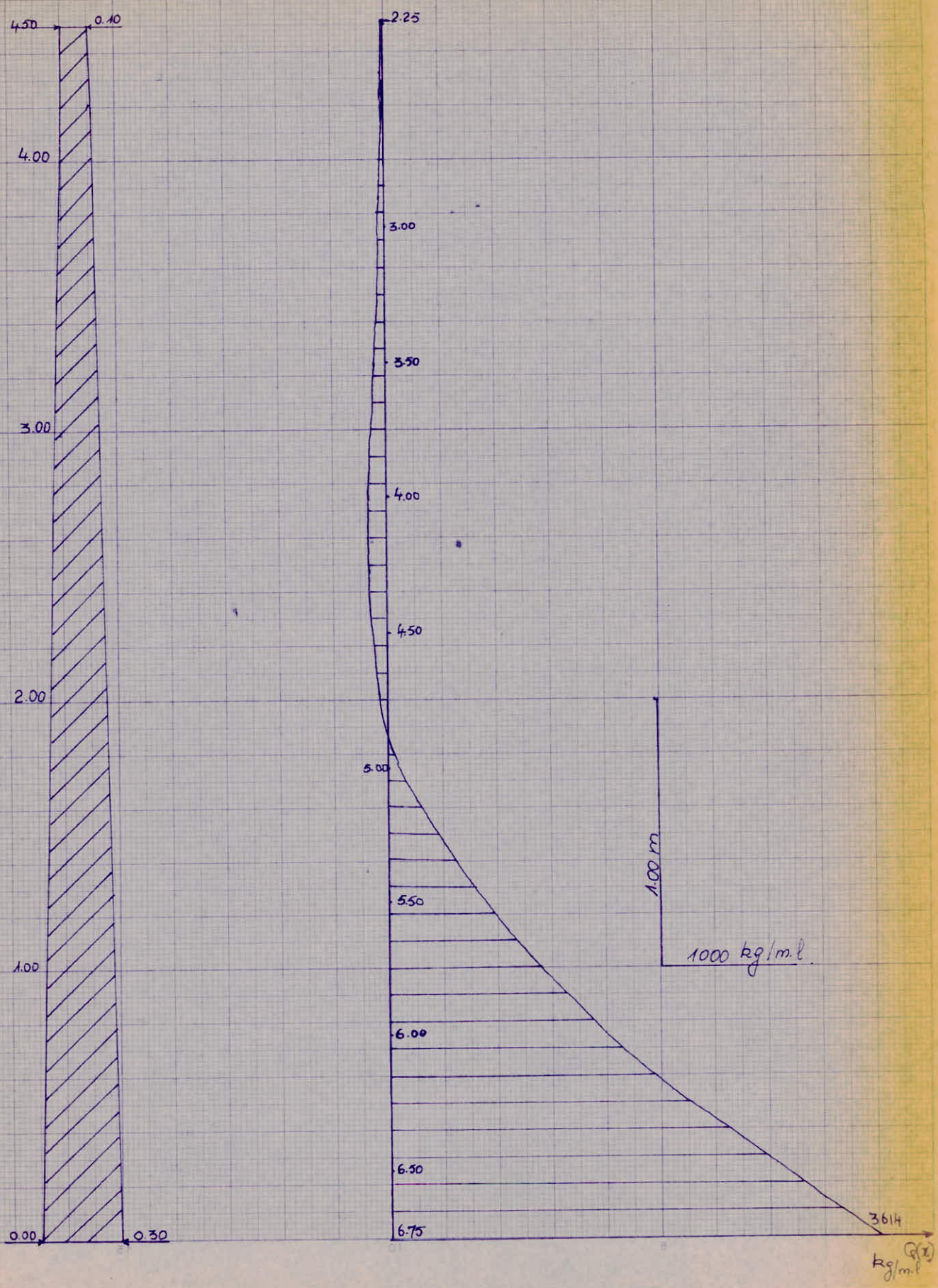


N_{ϕ} (kg/m)

Tableau donnant les valeurs de l'effort tranchant Q_x sous la pression de l'eau.

x	\sqrt{x}	$\xi = 2e\sqrt{x}$	$e^{\xi/\sqrt{2}}$	$\psi_1(\xi)$	$\psi_2(\xi)$	$\psi_1'(\xi)$	$\psi_2'(\xi)$	$C_1[\xi\psi_2 + 2\psi_1']$	$C_2[\xi\psi_2 - 2\psi_1']$	Q_x (kg/ml)
2,25	1,50	9,558	851,2	110,08	-9,17	78,84	-84,81	889,4	-2182	-1,66
2,50	1,581	10,07	1237	140,4	-66,91	51,97	-66,91	1280	-7335	-8,16
3,00	1,732	11,03	2439	126,7	-264,2	-97,18	-276,4	844,7	-25652	-36,66
3,50	1,870	11,91	4544	-91,44	-517,3	-430,5	-301,1	-1691	-49990	-82,44
4,00	2,00	12,74	8173	-630,5	-669,9	-913,2	-21,49	-8075	-62189	-120
4,50	2,12	13,51	14097	-1476	-399,7	-1326	760,9	-18419	-25918	-80,16
5,00	2,236	14,25	23772	-2428	642,9	-1263	2158	-30283	110234	152,5
5,25	2,291	14,59	30233	-2772	1512	-891,3	3029	-34385	224884	372,2
5,50	2,345	14,94	38722	-2933	2715	-154,6	3994	-35831	385498	699,4
5,75	2,398	15,28	49264	-2770	4194	726,9	4924	-32477	590298	1141
6,00	2,449	15,60	61951	-2182	5843	2688	5676	-22687	809027	1642
6,25	2,50	15,93	77980	-964,6	7734,6	4787	6150	-3066	1071835	2278
6,50	2,549	16,24	97092	913	9567	7411	6120	27067	1325630	2940
6,60	2,563	16,37	106440	1950	10311	8672	5911	43743	1428448	3228
6,70	2,588	16,49	115866	3057	10964	9914	5591	61592	1518253	3488
6,75	2,598	16,55	120888	3663	11266	10556	5377	71377	1559489	3614
x	\sqrt{x}	$\xi = 2e\sqrt{x}$	$e^{\xi/\sqrt{2}}$	$\psi_1(\xi)$	$\psi_2(\xi)$	$\psi_1'(\xi)$	$\psi_2'(\xi)$	$C_1[\xi\psi_2 + 2\psi_1']$	$C_2[\xi\psi_2 - 2\psi_1']$	Q_x

Diagramme de l'effort tranchant de la paroi sous la pression hydrostatique



Effort de compression à la base de la paroi cylindrique:

Coupoles avec surcharge: $P_1 = 1091 \text{ kg/m.l.}$ (chap IV)

Ceinture supérieure avec enduit:

$$P_2 = 0,52 \times 0,27 \times 2500 = 594 \text{ kg/m.l.}$$

à la partie supérieure de la paroi on a:

$$1091 + 594 = 1685 \text{ kg/m.l.}$$

Pour simplifier les calculs on considère que l'enduit à la même masse volumique que le béton. En tenant compte alors de son épaisseur on aura à la base un effort de compression

$$N = 1685 + \frac{0,12 + 0,32}{2} \times 4,5 \times 2500 = 4160 \text{ kg/m.l.}$$

Moment d'encastrement à la base après pondération:

$$M_0 = 2225 \times 1,2 = 2670 \text{ kg.m/m.l.}$$

Moment négatif maximal:

$$M = 350 \times 1,2 = 420 \text{ kg.m/m.l.}$$

il agit à une distance de la base égale à 1 m

ce qui correspond à $h_f = 22,24 \text{ cm}$. $h = 1744 \text{ cm}$, $\bar{z} = \frac{7}{8} h = 17 \text{ cm}$.

Etude du ferrailage.

à l'encastrement:

$$M_0 = 2670 \text{ kg.m/m.l.}$$

$$N = 4160 \text{ kg.m/m.l.}$$

$$h_f = 30 \text{ cm}, \quad h = 27 \text{ cm}, \quad \bar{z} = \frac{7}{8} h = 23,6 \text{ cm}.$$

$$\sigma'_b = \frac{4160}{100 \cdot 30} = 1,39 \text{ kg/cm}^2.$$

L'effort de compression à la base est insignifiant

calcul de $\bar{\sigma}_a$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\sigma_a = \frac{2}{3}\sigma_{en}; \max(\sigma_1, \sigma_2)\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta\omega_f}{\phi(1+10\omega_f)} + 300\eta$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{K\eta\sigma_b}{\phi}} + 300\eta$$

Pour les significations de K, η, ω_f, ϕ , ils sont définis au chap III.

Le terme 300η est dû au fait que le phénomène de gonflement du béton intervient d'une manière favorable en réduisant l'ouverture des fissures.

Si $\phi_{max} = \phi_{20}$ on aura :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1811 \text{ kg/cm}^2$$

prenons pour armatures :

côté intérieur: ϕ_{12} tous les 12,5cm ($A = 9,04 \text{ cm}^2$)

côté extérieur: ϕ_{10} tous les 10cm ($A = 7,9 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_a = \frac{M}{I A} = \frac{267000}{28 \times 9,04} = 1055 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

point de moment nul: $x \approx 5,9 \text{ m}$ ce qui correspond à une distance de 0,85m de la base.

A 1,50m de la base on arrête une barre sur deux de calles du côté intérieur, calles qui restent serviront comme armatures de construction pour les cercles

Moment négatif max :

$$M = 420 \text{ kg.m/m.l} \quad I = 17 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{42000}{17 \times 7,9} = 313 \text{ kg/cm}^2.$$

Cercles

$$A_1 = \frac{2500 \times 1,2}{1811} \times 0,5 = 0,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{8300 \times 1,2}{1811} \times 0,5 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \frac{12700 \times 1,2}{1811} \times 0,50 = 4,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_4 = \frac{16000 \times 1,2 \times 0,5}{1811} = 5,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_5 = A_6 = \frac{17500 \times 1,2}{1811} \times 0,5 = 5,79 \text{ cm}^2.$$

$$A_7 = A_8 = \frac{16000 \times 1,2}{1811} \times 0,5 = 5,13 \text{ cm}^2$$

$$A_9 = \frac{4000 \times 1,2}{1811} \times 0,5 = 1,32 \text{ cm}^2.$$

condition de non fragilité

$$\omega_f \geq \frac{3\sigma_b}{\sigma_{cm}} = \frac{3 \cdot 7,7}{4120} = 0,0056.$$

$$\omega_f = \frac{A}{B}.$$

cette condition nous donne des limites minimales sur A_i ($i = 1, \dots, 9$)

	épaisseur moyenne	SECTION ^B du béton	Valeurs min de A _i (cm ²)	Valeurs définitives de A _i (cm ²)
A ₁	11,11	555,5	3,08	3,08
A ₂	13,33	666,5	3,75	3,75
A ₃	15,56	778	4,36	4,36
A ₄	17,78	889	4,98	5,3
A ₅	20,0	1000	5,6	5,79
A ₆	22,22	1111	6,22	6,22
A ₇	24,44	1222	6,84	6,84
A ₈	26,67	1333,5	7,47	7,47
A ₉	28,89	1444,5	8,09	8,09

On prend

$$A_1 = A_2 = A_3 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ soit (6T10)}$$

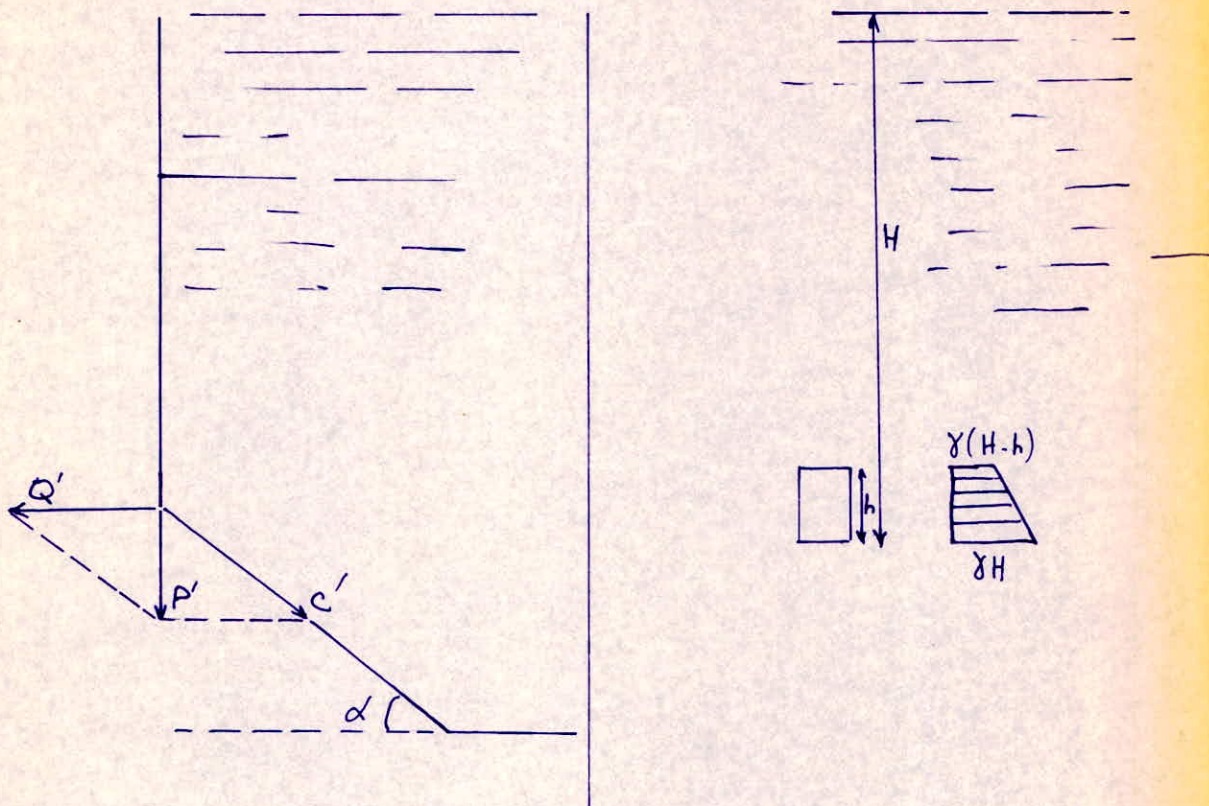
$$A_4 = A_6 = A_5 = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ soit (6T12)}$$

$$A_8 = A_7 = A_9 = 9,23 \text{ soit (6T14)}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5614}{100 \cdot 23,6} = 1,5 \text{ bars} < \bar{\tau}_b$$

VII CEINTURE INFÉRIEURE

Soit P' le poids par mètre linéaire provenant de la coupole, de la ceinture supérieure, de la paroi cylindrique et du poids propre de cette ceinture.



P' se décompose en deux forces :

$Q' = \frac{P'}{\tan \alpha}$ force horizontale
avec α : angle que fait le tronc de cône avec l'horizontale -

$C' = \frac{P'}{\sin \alpha}$: force dirigée suivant les génératrices du tronc de cône jusqu'à la ceinture d'appui -
la ceinture doit équilibrer Q' et une ^{poussée} provenant de l'eau Q'' -

Calcul de α'

la poussée en un point A est égale à γx

γ : poids volumique de l'eau.

x : distance de A à la surface libre de l'eau.

Dans notre cas, pour calculer la pression α' , il suffit de calculer la surface du trapèze ayant les dimensions indiquées sur la figure.

$$\alpha' = \frac{\gamma(H-h) + \gamma H}{2} \cdot h = \gamma \left(H - \frac{h}{2} \right) \cdot h.$$

avec majoration de 1,2 on aura :

$$\alpha' = 1200 \left(5 - \frac{0,5}{2} \right) 0,5 = 2850 \text{ kg/ml.}$$

calcul de P'

A la base de la paroi l'effort N de compression a été calculé lors du calcul de la paroi cylindrique.

$$N = 4160 \text{ kg/ml.}$$

Poids propre de la ceinture inférieure.

$$0,50 \times 0,47 \times 2500 = 607,5 \text{ kg/ml.}$$

$$\alpha' = \frac{P'}{f_p k} = \frac{4768}{f_p 29,74} = 8344 \text{ kg/ml.}$$

L'effort de traction T est de :

$$T = (\alpha' + \alpha'') r = (8344 + 2850) 7,63 = 85411 \text{ kg/ml.}$$

section d'armature : $A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_s = 1811 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{85411}{1811} = 47,16 \text{ cm}^2$$

soit 16 $\phi 20$ (50,3 cm²)

$$\omega_f = \frac{50,3}{45 \times 50} = 0,0224$$

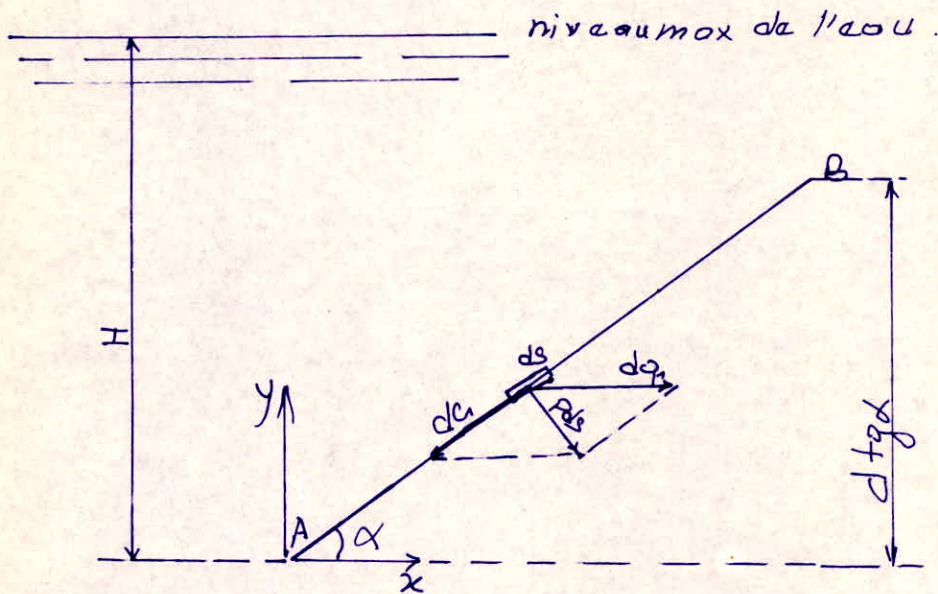
$$\sigma_a = \frac{500000 \cdot 1,6 \cdot 0,0224}{20(1+0,224)} + 300 \cdot 1,6 = 1211 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_v.$$

armatures de répartition: quatre cadres de $\phi 6$ par m.

VIII Partie tronconique

On considère un tronç de cône de dimensions ds et $1m$ suivant la parallèle, cet élément est soumis à la pression de l'eau, son poids propre et à l'effort $C' = \frac{P'}{\sin \alpha}$ où p' est l'effort par mètre linéaire provenant de la coupole, de la ceinture supérieure, de la paroi cylindrique et de la ceinture liant la partie tronconique à la paroi cylindrique

Poussée de l'eau



La poussée P appliquée à l'élément ds de coordonnées (x, y) est égale à :

$$P = \gamma(H-y) \Rightarrow P ds = \gamma(H-y) ds$$

$P ds$ se décompose en deux forces

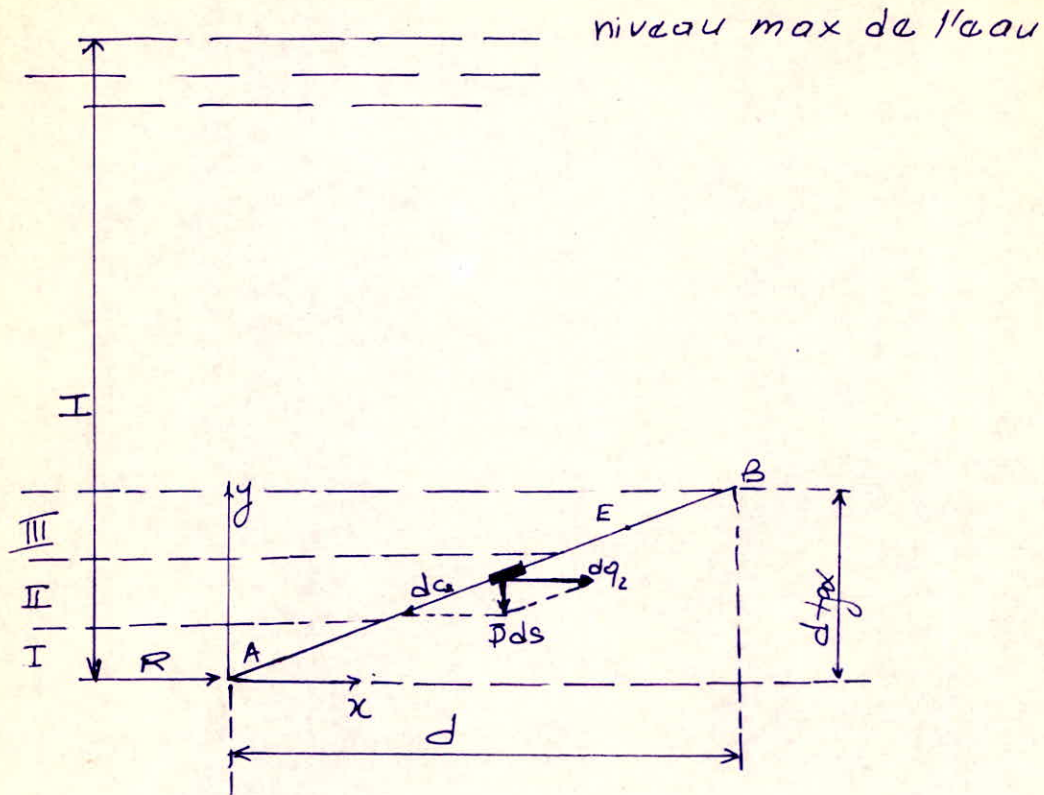
$$dc_x = \frac{P ds}{t g \alpha} = \frac{\gamma(H-y)}{t g \alpha} ds = \frac{\gamma(H-y) dy}{\sin \alpha t g \alpha}$$

dc_x : Effort de compression pour l'élément ds -

$$dq_1 = \frac{P ds}{\sin \alpha} = \frac{\gamma(H-y)}{\sin \alpha} ds = \frac{\gamma(H-y) dy}{\sin \alpha \cos \alpha}$$

dq_1 : effort par unité de longueur suivant la parallèle.

Poids propre.



Soit \bar{P} le poids par mètre carré de la paroi, pour une bande ds de longueur $1m$ on aura une force $\bar{P} ds$ verticale qui se décompose en deux efforts

$$dq_2 = \frac{\bar{P} ds}{\sin \alpha} = \frac{\bar{P} dy}{\sin^2 \alpha} \quad (\text{effort élémentaire de compression})$$

$$dq_1 = \frac{\bar{P} ds}{\cos \alpha \sin \alpha} = \frac{\bar{P} dx}{\cos \alpha \sin \alpha} \quad (\text{effort élémentaire horizontal})$$

$$dq_2 = \frac{\bar{P} dy}{\sin^2 \alpha}$$

Effort de traction dans les cercles

$$dq = dq_1 + dq_2$$

$$dq = \left(\frac{\gamma(H-h)}{\sin^2 \alpha} + \frac{\bar{P}}{\sin \alpha \tan \alpha} \right) dy$$

un tel effort provoque une traction élémentaire

$$dT = (R+z) dq.$$

$$= \left(R + \frac{y}{\tan \alpha} \right) \left(\frac{\gamma(H-y)}{\sin^2 \alpha} + \frac{\bar{P}}{\sin \alpha \tan \alpha} \right) dy.$$

La force de traction T équilibrée par les cerces de la partie tronconique aura donc pour valeur:

$$T = \int_0^{d \tan \alpha} dT$$

après intégration on trouve:

$$T = \frac{d}{\sin \alpha} \left[\left(\frac{\gamma H}{\cos \alpha} + \bar{P} \right) \left(R + \frac{d}{2} \right) - \frac{\gamma d \tan \alpha}{\cos \alpha} \left(\frac{R}{2} + \frac{d}{3} \right) \right]$$

on a l'habitude de répartir uniformément les aciers sur la longueur du tronc de cône, il est plus logique de diviser cette longueur en n parties égales et calculer l'effort de traction dans chaque partie, puis on armera en conséquence.

Dans notre cas, on se contentera de diviser la longueur du tronc de cône en trois parties égales (I, II, III); chacune d'elles a une projection suivant x de $\frac{d}{3}$.

Pour un point E quelconque sur AB (voir Fig) de coordonnées $(x, x \tan \alpha)$, l'effort de traction dans la partie inférieure au point considéré aura pour valeur

$$T_x = \frac{x}{\sin \alpha} \left[\left(\frac{\gamma H}{\cos \alpha} + \bar{P} \right) \left(R + \frac{x}{2} \right) - \frac{\gamma x \tan \alpha}{\cos \alpha} \left(\frac{R}{2} - \frac{x}{3} \right) \right]$$

Partie I on aura $T_I = T_x$ pour $x = \frac{d}{3}$

-||- II -||- -||- $T_{II} = T_x - T_I$ -||- $x = \frac{2d}{3}$

-||- III -||- -||- $T_{III} = T_x - (T_I + T_{II})$ pour $x = d$.

Application numérique -

$$d = 289$$

$$\tan \alpha = \frac{1,65}{2,89} \Rightarrow \alpha = 29,74^\circ$$

$$\gamma \text{ (après pondération)} = 1000 \times 1,2 = 1200 \text{ kg/cm}^3$$

$$\bar{P} = 0,30 \times 2500 = 750 \text{ kg/m}^2$$

$$H = 6,65 \text{ m}$$

on aura alors :

$$T_I = 96310 \text{ kg}$$

$$T_{II} = 104890 \text{ kg}$$

$$T_{III} = 113890 \text{ kg}$$

Effort de compression

$$dc = dc_1 + dc_2 = \frac{\gamma(H-y) dy}{\sin \alpha \tan \alpha} + \frac{\bar{P} dy}{\sin^2 \alpha}$$

la force élémentaire de compression dN due à la poussée de l'eau et au poids propre de l'élément ds (de longueur $R + \frac{y}{\tan \alpha}$) sur cet élément sera :

$$dN_1 = 2\pi \left(R + \frac{y}{\tan \alpha} \right) \left(\frac{\gamma(H-y)}{\sin \alpha \tan \alpha} + \frac{\bar{P}}{\sin^2 \alpha} \right) dy$$

on aura à la base

$$N_1 = \int_0^{d \tan \alpha} dN_1$$

$$N_1 = \frac{2\pi \gamma}{\sin \alpha} \left\{ \left[H \left(R + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{d}{3} \right) d \tan \alpha \right] + \frac{1}{\cos \alpha} \left(R + \frac{d}{2} \right) \right\}$$

La force de compression à la base du tronçon de cône aura pour valeur :

$$N = \frac{2\pi(R + \frac{d}{3})\rho'}{\sin\alpha} + N_2 = \frac{N_2}{\sin\alpha} + N_2$$

où N_2 est le poids transmis au tronçon de cône par la ceinture inférieure.

$$N = \frac{1}{\sin\alpha} \left\{ N_2 + 2\pi d \left[\left(\gamma H + \frac{\bar{P}}{\cos\alpha} \right) \left(R + \frac{d}{2} \right) - \gamma d \left(\frac{R}{2} + \frac{d}{3} \right) \frac{1}{\sin\alpha} \right] \right\}$$

Application numérique :

$$R = 4,71 \text{ m.}$$

$$d = 2,89 \text{ m}$$

$$\alpha = 29,74.$$

$$\rho' = 4768 \text{ kg/m.}$$

$$\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{après majoration}).$$

$$H = 6,65 \text{ m.}$$

$$\bar{P} = 750 \text{ kg}_0/\text{m}^2.$$

$$\text{on aura } N_2 = 292617 \text{ kg.}$$

$$N = 2342020.$$

Etude du ferrailage.

cercles :

$$\text{Partie I. } T_1 = 96310 \text{ kg.}$$

$$A_1 = \frac{T_1}{\sigma_a}$$

Si on utilise du $\phi 20$, on aura :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_a = 2,4 \sqrt{\frac{K_1 \sigma_b}{\phi}} + 300 \eta = 1811 \text{ kg/cm}^2.$$

prenons pour les parties I, II, III respectivement 18 $\phi 20$,

20 ϕ 20, 23 ϕ 20 soient (56,5 cm², 62,8 cm², 72,25 cm²)

$$\text{Partie I} : \sigma = \frac{T_1}{A_1} = \frac{96310}{56,5} = 1704 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Partie II} : \sigma = \frac{T_2}{A_2} = \frac{104890}{62,8} = 1670 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Partie III} : \sigma = \frac{T_3}{A_3} = \frac{113,238}{72,25} = 1567 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Armatures longitudinales

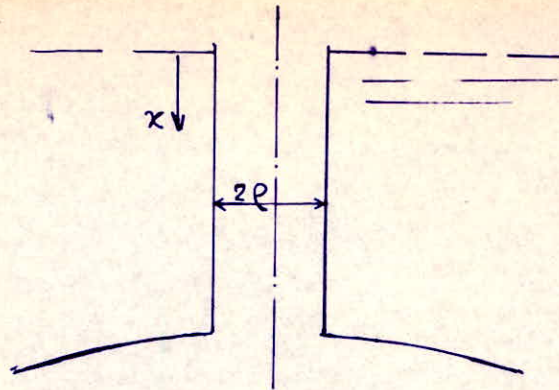
contrainte du béton:

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} = \frac{2342020}{2\pi \cdot 471,30} = 26,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les armatures de répartition seront constituées de 10 ϕ 12 par m suivant le cercle \bar{a} mi-hauteur.

IX Cheminée

La cheminée travaille à la compression.



Si nous considérons une tranche de 1m de hauteur, l'effort de compression aura pour valeur: $N' = ep$

p : pression de l'eau

ρ : rayon de la cheminée.

en un point d'abscisse x on a:

$$p_x = \gamma x$$

pour une tranche ds :

$$p_x ds = \gamma x ds = 2\pi \rho \gamma x dx$$

l'effort élémentaire de compression sera:

$$dN' = 2\pi \rho^2 \gamma x dx.$$

on prend une tranche d'un mètre sur la partie inférieure (tranche la plus sollicitée)

sur cette tranche:

$$N = \int dN = \int_{4,42}^{5,42} 2\pi \rho^2 \gamma x dx.$$

$$N = 2\pi \rho^2 \gamma \frac{x^2}{2} \Big|_{4,42}^{5,42} = \pi 0,6^2 \cdot 1200 (5,42^2 - 4,42^2) = 13355 \text{ kg.}$$

$$\sigma_b = \frac{13355}{100.10} = 13,36 \text{ kg/cm}^2$$

le béton seul résiste aux efforts, néanmoins, il faut un minimum d'armature qui agira contre le retrait et la fissuration plutôt qu'à assurer la résistance proprement dite.

la cheminée sera armée par des cercles à raison de $5\phi 10$ par mètre et des barres de répartition constituées par $5\phi 8$ par mètre.

X Coupole de fond.

Elle sera calculée en compression avec les mêmes suppositions, faites pour la coupole de couverture.

Si f est la flèche de cette coupole et R son rayon on a:

$$R = 8,5 \text{ m}$$

$$f = 1,05 \text{ m.}$$

$$e = 0,15 \text{ m (épaisseur).}$$

Surface de la coupole:

$$S = 2\pi R f = 2\pi \cdot 8,5 \times 1,05 = 65,69 \text{ m}^2$$

$$\bar{a} \text{ à déduire (cheminée): } \pi \cdot 0,6^2 = -1,13 \text{ m}^2.$$

$$S = \underline{64,56 \text{ m}^2}.$$

Poids mort de la coupole

$$2500 \times 64,56 (0,15 + 0,02) = 27438 \text{ kg.}$$

Poids mort de la cheminée:

$$2500 \times 5,72 \times 2 \times \pi \times 0,66 \times 0,12 = 7116 \text{ kg}$$

Poids d'eau sur la coupole:

En négligeant la partie sous la coupole, on aura un

cylindre de rayon. $r = (7,6 - 2,83 - \frac{0,3}{\sin \alpha}) = 4,1 \text{ m.}$

et de hauteur $h = 6,65$

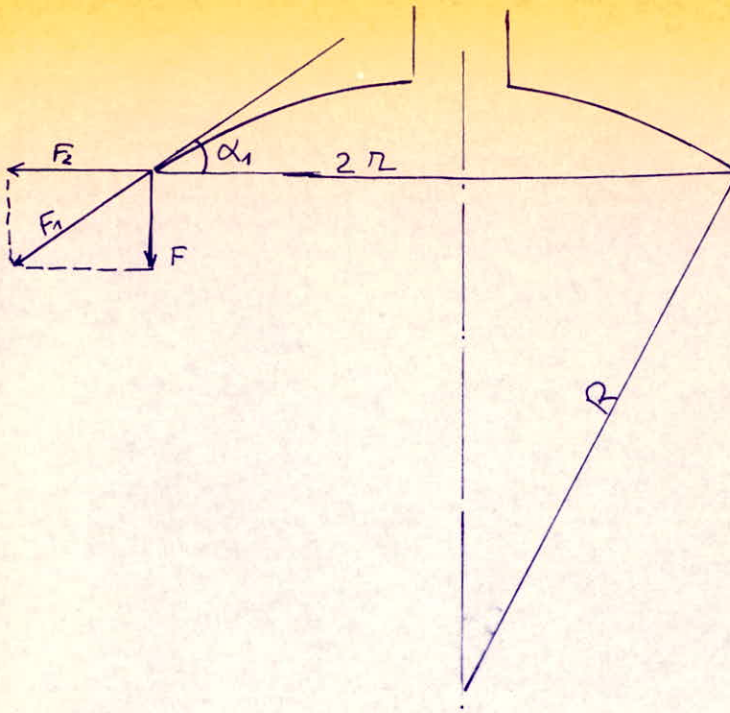
$$\text{Volume} = \pi r^2 h = 351 \text{ m}^3$$

$$\bar{a} \text{ à déduire (cheminée)} \pi \cdot 0,72^2 \times 6,65 = -10,83 \text{ m}^3.$$

$$\text{total: } 340 \text{ m}^3.$$

Compte tenu de la pondération le poids sera:

$$F = 27438 + 7116 + 40800 = 442554 \text{ kg.}$$



Angle au rebordé α_1

$$\sin \alpha_1 = \frac{r}{R} = \frac{4,1}{8,5} = 0,4823$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 28^{\circ}84'$$

L'effort de compression sera:

$$F_1 = \frac{F}{\sin \alpha} = \frac{442554}{0,4823} = 917590 \text{ kg.}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{917590}{2\pi \cdot 410 \cdot 15} = 27,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

On armera cette coupole avec la minimum d'acier.

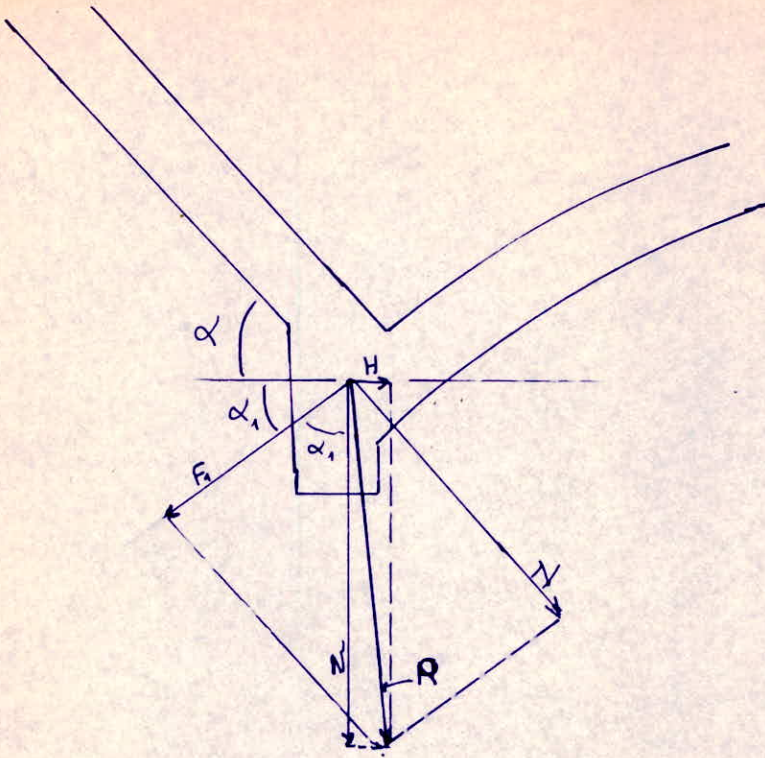
Pour les coupoles fortement chargées, la section d'acier sera: $0,6a$.

$A = 0,6 \cdot a = 0,6 \cdot 15 = 9 \text{ cm}^2$ soit 6T10 par mètre linéaire suivant les méridiens et 6T6 par mètre suivant les parallèles.

Pour les mêmes raisons, données pour la coupole supérieure on doit épaissir une partie de la coupole de fond jusqu'à atteindre 20 cm à son extrémité, et on prévoit un ferrailage supplémentaire suivant les méridiens de 5 ϕ 12 par mètre sur une longueur de 1,50 m. (Partie supérieure)

on prévoit aussi une poutre circulaire armée de 4T16 formant entre eux un carré de 15 cm de côté sur la partie liant la coupole à la cheminée et cela à cause de la discontinuité des efforts.

XI Ceinture basse de l'encobrellement.



La ceinture basse doit équilibrer l'effort N du tronc de cône et l'effort de retombé F_i de la coupole de fond. Ces deux efforts (N et F_i) ont pour résultante R que l'on décompose suivant un effort horizontal H (à équilibrer par cette ceinture) et un effort N' qui sollicite la tour en compression.

L'effort H peut être (selon l'importance relative du tronc de cône d'une part, et de la coupole de fond d'autre part) dirigé, soit vers l'extérieur et on aura un effort de traction dans la ceinture égal à HR , soit vers l'intérieur et la ceinture sera

alors comprimée, soumise à un effort H_R .

Dans un cas ou dans l'autre, la ceinture sera armée en conséquence.

Certains constructeurs considèrent que l'on ne doit pas composer les deux poussées horizontales, et ne prendre en compte que la traction due à la calotte de fond, la ceinture est considérée dans ce cas toujours tendue. Cette considération est due au fait de la constatation des fissures radiales dans le tronc de cône au voisinage de la ceinture dans les réservoirs où l'armature de la ceinture avait été calculée en admettant que l'effort de compression dû à N compense une partie ou la totalité de l'effort de traction dû à F (effort de retombé de la coupole de fond).

Cette considération laisse penser que l'effort horizontal (de compression) transmis par le tronc ^{de cône} est absorbé par les faces radiales des fuseaux dont on peut supposer qu'est constitué le tronc de cône. Il n'en n'est pas de même pour la coupole de fond dont les composantes horizontales sont des tractions, que les aciers et le béton seraient, selon ces constructeurs, insuffisants à absorber. Cela est exact dans la mesure où le béton et les aciers se révèlent insuffisants; mais s'il n'y a pas de fissures, les poussées sont

absorbées par les parallèles dans la calotte comme elles le sont dans le tronc de cône. Il y a par conséquent déformation en sens inverse, dans ce cas il serait légitime de ne considérer que la différence des deux poussées afin de se placer dans le cas où le risque est le plus grand.

Il paraît plus prudent de calculer la ceinture pour la plus grande des deux poussées.

- soit traction de la coupole de fond.

- soit différence entre la compression du tronc de cône et la traction de la coupole.

on a: $F_1 = 917590 \text{ kg}$ (calculé précédemment).

$$N = 2342020 \text{ kg}.$$

si on considère que α est l'angle formé par le tronc de cône et l'horizontale et α_1 l'angle de retombé de la coupole on aura:

$$\alpha_1 = 29,74^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{4,1}{8,5} \Rightarrow \alpha = 28,84^\circ$$

$$H_1 = F_1 \cos \alpha = 803782 \text{ kg}.$$

$$H_2 = N \cos \alpha = 2033542 \text{ kg}.$$

où H_1 est un effort horizontal dirigé vers l'extérieur.

H_2 : effort horizontal dirigé vers l'intérieur.

on constate que H_2 est nettement supérieur à H_1 .

$$H_2 - H_1 = 1229760 \text{ kg}$$

soit par mètre linéaire

$$\frac{1229760}{2\pi \cdot 4,1} = 47737 \text{ kg/m.l.}$$

l'effort de compression correspondant sera :

$$N' = 47737 \times 4,1 = 195722 \text{ kg}$$

section de la ceinture :

$$B' = 60 \times 80 = 4800 \text{ cm}^2 > \frac{N'}{1,1 \bar{\sigma}'_b} = 2170 \text{ cm}^2.$$

armatures longitudinales :

$$12 \phi 20 = 37,7 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{N'}{nA' + B'} = \frac{195722}{15 \times 37,7 + 4800} = 36,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

on doit vérifier que dans le cas du réservoir vide la ceinture travaille toujours en compression et que cet effort est inférieur à N' .

cas du réservoir vide :

$$N = \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ N_2 + 2\pi d \frac{\bar{P}}{\cos \alpha} \left(R + \frac{d}{2} \right) \right.$$

$$\text{avec : } \alpha = 29,74^\circ$$

$$N_2 = 292617 \text{ kg.}$$

$$\bar{P} = 750 \text{ kg.}$$

$$R = 4,71 \text{ m.}$$

$$d = 3,28 \text{ m.}$$

$$\text{on obtient } N = 686.525 \text{ kg,}$$

$$H_2 = N \cos \alpha = 603.616 \text{ kg.}$$

sans retrancher l'effort H_1 (due à la coupole), cet

effort est inférieur à $H_2 - H_1$ (dans le cas du réservoir plein. Reste à savoir si H_2 est plus grand que H_1 pour que l'effort sera un effort de compression (dans le cas du réservoir vide).

les efforts calculés dans la chap X (Poids mort de la coupole et poids mort de la cheminée nous donnent:

$$F = 27438 + 7116 = 34554 \text{ kg}$$

$$F_i = \frac{F}{\sin \alpha} = \frac{34554}{0,4823} = 71644 \text{ kg}$$

$$H_1 = F_i \cos \alpha_1 = 62758 \text{ kg}$$

$H_2 > H_1$ donc la ceinture travaille toujours en compression.

XII Support

Pour les grands réservoirs, avec des hauteurs importantes, les coûts des différents supports différent de peu. Le côté esthétique joue un rôle très important.

Notre réservoir repose sur une tour de diamètre intérieur 8,22m et de 0,15m d'épaisseur, cette tour travaille à la compression. Elle sera vérifiée éventuellement au renversement.

Poids propre :

A la base de la paroi cylindrique

$$N = 4160 \text{ kg/ml. (déterminé au chap VI)}$$

$$\text{Soit } 4160 \times 2\pi \times 7,6 = 29009 \text{ kg.}$$

Encobrellement :

$$0,34 \times \frac{2,89}{\cos 29,74} \cdot 2\pi \left(7,6 - \frac{2,89}{2}\right) \cdot 2500 = 109.411 \text{ kg.}$$

cheminée :

$$2500 \times 5,72 \times 2\pi \times 0,66 \times 0,12 = 7116 \text{ kg.}$$

coupole inférieure :

$$27438 \text{ kg (chap I)}$$

tour :

$$2\pi \times 4,185 \times 15,20 \times 0,15 \times 2500 = 149882 \text{ kg.}$$

Passerelle :

$$0,40 \times 8,22 \times 2500 = 8220 \text{ kg.}$$

Total : 529.726 kg .

à déduire surcharge de la neige sur la coupole supérieure :

$$35 \times 2\pi \times 19,84 \times 1,53 = 6675 \text{ kg} .$$

$$N_1 = 523.051 \text{ kg} .$$

Volume d'eau : 1019 m³ .

après pondération le poids propre sera :

$$1200 \times 1019 = 1222800 \text{ kg} .$$

d'où l'effort N_2 (surcharge) .

$$N_2 = 1222800 + 6675 = 1229475 \text{ kg} .$$

$$N = N_1 + N_2 = 1752526 \text{ kg} .$$

calcul au vent .

1) vent normal .

Région II , pression dynamique de base :

$$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 .$$

soit q_H la pression agissante à la hauteur H du sol .

$$q_H = q_{10} \quad \text{pour } 0 < H \leq 10 \text{ m} .$$

$$q_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60} \quad \text{pour } H > 10 \text{ m} .$$

hauteur total du réservoir

$$H_1 = 23,18 \text{ m} \quad (\text{par rapport au sol}) .$$

On suppose que sur chaque partie du réservoir s'exerce la pression q_H correspondante au bord

supérieur de cette partie

Si T_i : est l'effort dû au vent sur la partie i

q_{H_i} : pression du vent sur le bord supérieur de i

S_i : surface de la projection de i sur un plan vertical.

on aura :

$$T_i = q_{H_i} S_i$$

calcul de S_i

- coupole supérieure : $S_1 = \frac{2}{3} 15,64 \times 9,82 = 8,55 \text{ m}^2$.

- paroi cylindrique (avec les deux ceintures) :

$$S_2 = 15,64 \times 5,3 = 82,89 \text{ m}^2$$

- partie tronconique

$$S_3 = 0,8 \times 9,42 + \frac{9,42 + 15,2}{2} \times 1,65$$

$$S_3 = 27,85 \text{ m}^2$$

- tour

$$S_4 = 8,52 \times 14,20 = 120,98 \text{ m}^2$$

$$H_1 = 23,15 \text{ m} \Rightarrow$$

$$q_1 = 86,6 \text{ kg/m}^2$$

$$H_2 = 21,95 \text{ m}$$

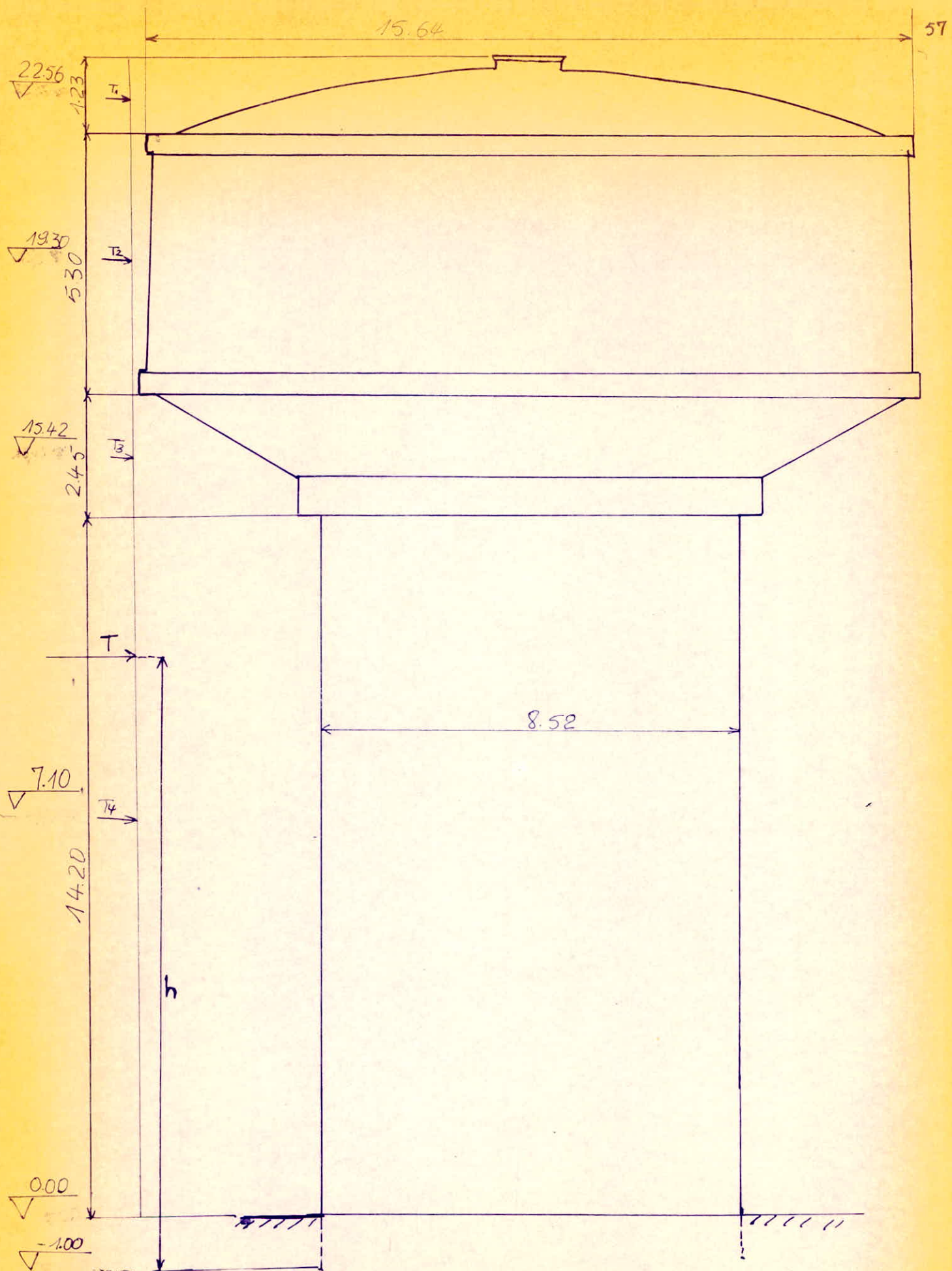
$$q_2 = 85,14 \text{ kg/m}^2$$

$$H_3 = 16,65 \text{ m}$$

$$q_3 = 79 \text{ kg/m}^2$$

$$H_4 = 14,2 \text{ m}$$

$$q_4 = 15,9 \text{ kg/m}^2$$



Parties du réservoir	i	H_i (m)	q_{H_i}	S_i	$T_i = q_{H_i} S_i$
Coupoles	1	23,18	86,6	8,55	740,4
Paroi cylindrique	2	21,95	85,14	82,89	7057
Tronc de cône	3	16,65	79	27,85	2200
tour	4	14,2	75,9	120,98	9182

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 = 19179 \text{ kg.}$$

point d'application de T par rapport à l'arase de la fondation :

$$M = \sum_{i=1}^4 T_i h_i$$

où h_i est la distance entre l'arase de la fondation et le milieu de la partie i .

$$M = 740,4 \times 23,6 + 7057 \times 20,3 + 2200 \times 15,42 + 9182 \times 8,10$$

$$M = 269029 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow h = 14,02 \text{ m.}$$

quatre cas sont possibles -

1) Réservoir vide sans vent.

$$\begin{cases} N = N_1 = 529726 \text{ kg.} \\ M = 0 \end{cases}$$

2) Réservoir vide avec vent

$$\begin{cases} N = N_1 = 529726 \text{ kg.} \\ M = 269029 \text{ kg.m.} \end{cases}$$

3) Réservoir plein sans vent

$$\begin{cases} N = N_1 + N_2 = 1229475 \text{ kg} \\ M = 0 \end{cases}$$

4) Réservoir plein avec vent.

$$\begin{cases} N = N_1 + N_2 = 1229475 \text{ kg} \\ M = 269029 \text{ kg} \end{cases}$$

Les quatre cas doivent être envisagés sous le rapport contraintes et stabilité.

A) Contraintes.

C'est le cas 4 qui donne la contrainte maximale.

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{Mx}{I}$$

avec $S = \pi D e + nA$.

$$I = \frac{\pi D^3 e}{4} + nA \frac{D^2}{4}$$

où D : diamètre moyen.

e : épaisseur

A : section d'acier verticale répartie sur le pourtour.

selon le règlement de la chambre syndicale, le pourcentage minimal d'acier vertical est de 0,26%, il doit être la même horizontalement à 10% près.

$$e = 15 \text{ cm}$$

acier vertical par mètre:

$$A = 0,26 \times 15 = 3,9 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \times 4T8/m.l. \quad (4,02 \text{ cm}^2)$$

On utilise horizontalement le même ferrillage.

sur le pourtour on a :

$$A = 4,185 \cdot 2\pi \cdot 4,02 = 106 \text{ cm}^2$$

$$S = \pi \cdot 837 \cdot 15 + 15 \times 106 = 41060 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi \cdot 837^3 \cdot 15}{4} + \frac{15 \times 106 \times 837^2}{4} = 7,19 \cdot 10^9$$

$$\sigma = \frac{1229475}{41060} + \frac{26902900 \times 426}{7,19 \cdot 10^9} = 31,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

B) stabilité .

On doit vérifier que la résultante de N et T passe dans le noyau central, c'est à dire à moins de $\frac{D}{8}$ du centre de la tour, pour que le vent n'introduise aucun effort de traction sur le pourtour.

le cas 2 est le cas le plus défavorable .
excentricité :

$$e = \frac{M}{N_n} = \frac{269026}{529726} = 0,51 \text{ m}$$

le noyau central a pour rayon :

$$e_0 = \frac{D}{8} = \frac{8,52}{8} = 1,065 \text{ m}$$

$e < e_0 \Rightarrow$ la stabilité est alors assurée.

2) Vent extrême .

La valeur de l'effort normal reste la même, par contre celle du moment doit être multipliée par le coefficient 1,75

on aura les valeurs suivantes .

Réservoir plein avec vent :

$$M = 470800 \text{ kg.m.}$$

$$N = 1229475 \text{ kg.}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = 32,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Réservoir vide avec vent :

$$M = 470800 \text{ kg.m.}$$

$$N = N_1 = 529726 \text{ kg}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{470800}{529726} = 0,89 \text{ m} < e_0.$$

Influence du séisme :

pour une sismicité moyenne :

$$\text{Effort horizontal } F = 2\sigma P.$$

$$\text{avec } \sigma = 0,7\sigma_1\sigma_2\sigma_3.$$

$$\sigma_1 = 0,1 + 0,02(H - 10)$$

$$\sigma_2 = 1,00$$

$$\sigma_3 = 1,25$$

$$\text{Poids de la cuve pleine} = (N - (\text{Poids de la tour} + \text{Passerelle})).$$

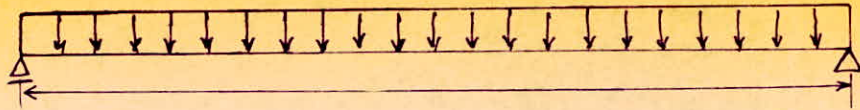
$$P = 1752526 - (149882 + 8220) = 1594424 \text{ kg.}$$

$$F = 2\sigma P = 2 \cdot 0,7(0,1 + 0,02)(23,18 - 10)1,25 \times 1594424 = 4413016 \text{ kg}$$

$F \approx 4400 \text{ t}$, comparé à celui du vent (environ 20t)

l'effort F est beaucoup plus grand.

le château d'eau ne résiste pas au séisme.

PASSERELLE.

La portée de cette passerelle est de 8,22 m.

pour une poutre, afin de limiter la flèche on peut prendre $a = \frac{L}{15} = \frac{8,22}{15} = 0,54 \text{ m}$.

par contre, la largeur de la passerelle est de 1,00 m, on peut la considérer comme étant une dalle appuyée sur deux côtés; la fissuration n'étant pas préjudiciable, on peut alors prendre $e = 40 \text{ cm}$.

on peut considérer que cette passerelle est appuyée simplement, on ne peut pas réaliser un encastrement car l'épaisseur de la passerelle (40 cm) est plus importante que celle de la tour sur laquelle elle repose (15 cm).

Le moment qui apparaît aux extrémités pourra être équilibré par des armatures supérieures servant aussi comme armatures de construction.

- Poids propre : $2500 \times 1,00 \times 0,40 = 1000 \text{ kg/m.l.}$

- Surcharge : 300 kg/m.l.

$G + 1,2 P = \underline{\hspace{10em}} 1360 \text{ kg/m.l.}$

Moment isostatique $M = \frac{qL^2}{8} = \frac{1360(8,22)^2}{8} = 11486 \text{ kg.m.}$

$M_{rb} = K_m b h^2$

$$b = 1,00 \text{ m}, h = h_t - 3 = 37 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{28} = 0,6 \times 275 = 160 \text{ bars. } (165 \text{ kg/cm}^2)$$

le tableau 4.11 (aide mémoire B.A) nous donne

pour $\sigma_a = 1440 \text{ bars}$

$$K_n^* = 39,39$$

$$M_{rb} = 39,39 \times 100 \times 37^2 = 5392491 \text{ kg.cm} = 53925 \text{ kg.m} > M.$$

on n'a pas besoin d'acier comprimé.

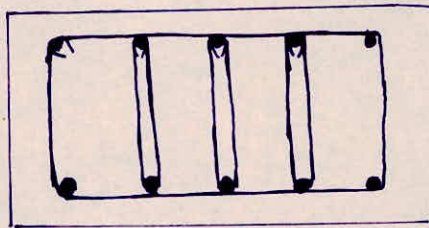
soit 10T20 sur la partie inférieure: $(31,4 \text{ cm}^2)$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot z} = \frac{148600}{31,4 \times 0,87 \times 37} = 1163 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a.$$

La partie supérieure sera armée de 10T10

$$z_b = \frac{T}{b \bar{z}} = \frac{1360 \times 4,11}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 37} = 1,73 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \sigma_b.$$

armatures transversales.



Elles sont composées d'un cadre et de trois étriers ($\phi 8$)

écartement t :

$$t \leq z = \frac{7}{8} h = 32,4 \text{ cm}.$$

$$\bar{E} = \max(t_1, t_2)$$

$$t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \right) = \left(1 - 0,3 \frac{1,59}{7,5} \right) 37 = 29,15 \text{ cm}.$$

$$t_2 = 0,2 h = 7,4 \text{ cm. } \Rightarrow \bar{E} = t_1 = 29,15 \text{ cm}$$

$$t \leq \min(t_r, \bar{E}).$$

$$t_r = \frac{A_e \bar{\sigma}_{at} Z}{T}$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$$

$$\begin{aligned} \rho_{at} &= \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{Z_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \\ &= \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{1,59}{9 \times 7,5}\right) = 0,97 \end{aligned}$$

$$\sigma_{at} = 0,97 \cdot \sigma_{en}$$

$$\sigma_{en} = 2160 \text{ bars} \quad (\text{acier doux, } F_e E22)$$

$$\sigma_{at} = 2095 \text{ bars}$$

$$t_r = \frac{8 \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 2095 \cdot \frac{7}{8} \cdot 40}{1360 \times 4,11} = 48,7 \text{ cm}$$

on prend $t = 25 \text{ cm}$.

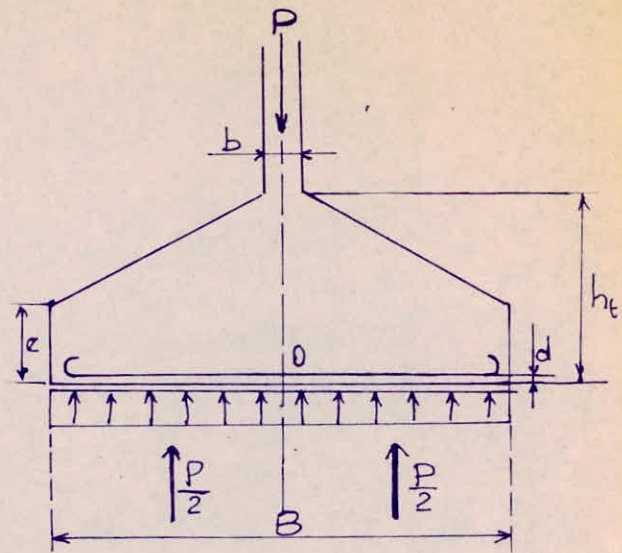
XIV FONDATION

Pour une tour en voile mince, la semelle continue est le type le moins coûteux - le calcul peut se faire pour une tranche de un mètre comme celui d'une semelle continue rectiligne.

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible on devra avoir

$$B \geq \frac{P}{100 \bar{\sigma}_s}$$

B : Largeur de la semelle
(en cm)



P : charge à transmettre au sol par mètre linéaire

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol ($\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$)

la charge du réservoir plein est :

$$N = 1229475 \text{ kg} \quad (\text{chap XII})$$

$$\text{Soit } P = \frac{1229475}{2\pi \cdot 4,18} = 46813 \text{ kg/m.l.}$$

$$\text{Prenons } B = 2,60 \text{ m} > \frac{46813}{200} = 234 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq d + \frac{B-b}{4} = 3 + \frac{260-15}{4} = 64,25$$

$$\text{Prenons } h_t = 65 \text{ cm}$$

pour la hauteur e au bord libre: $e \geq 6\phi + 6$

ϕ : diamètre des armatures en cm.

e est également exprimé en cm.

pour $\phi \leq 20\text{mm} \Rightarrow e \geq 18\text{cm}$.

Soit $e = 20\text{cm}$.

on coule la semelle sur un béton de propreté de 6cm d'épaisseur.

on admet que la réaction du sol sous la semelle est verticale et uniforme (puisque la relation $h_t > d + \frac{B-b}{4}$ est vérifiée).

Le moment par rapport \bar{a} (\circ) est :

$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{B}{4} - \frac{P}{2} \cdot \frac{b}{4} = \frac{P(B-b)}{8}$$

L'effort dans les armatures est égal \bar{a} :

$$F = \frac{P(B-b)}{8(h_t-d)}$$

et la section d'aciers nécessaire pour équilibrer cet effort :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{P(B-b)}{8(h_t-d)\bar{\sigma}_a}$$

si on prend $8\phi 16/\text{m.l.}$ on aura :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{P(B-b)}{8A(h_t-d)} = \frac{46831(260-15)}{8 \times 16,08(65-3)} = 1438 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour les $\phi 16$, avec $k = 10^6$ et $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$

$\bar{\sigma}_2 = 1644 \text{ kg/cm}^2$ - La contrainte adoptée de 1436 kg/cm^2 est donc admissible, compte tenu des risques de fissuration.

. Pour les armatures de répartition, on prend

Le $\frac{1}{4}$ des armatures longitudinales.

$$A_n = \frac{16,08}{4} = 4,02 \text{ cm}^2.$$

soit des $\phi 10$ espacés de 15 cm. ($5,2 \text{ cm}^2$).

verification:

Le cas la plus défavorable est. ("Le réservoir plein avec vent extrême").

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 470800 \\ N = 1229475 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 470800 \\ N = 1229475 \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I}$$

$$S = \pi D e + n A = \pi \times 837 \times 260 + 15 \times 2\pi \times 4,19 \times 16,08 = 690024 \text{ cm}^2.$$

$$I = \frac{\pi D^3 e}{4} + n A \frac{D^2}{4} = \frac{\pi 837^3 \cdot 260}{4} + \frac{15 \times 2\pi \times 4,19 \times 16,08 \times 837^2}{4} = 1,6 \cdot 10^{11} \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{1229475}{690024} + \frac{47080000 \times 549}{1,6 \times 10^{11}} = 1,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

BIBLIOGRAPHIE

- Traité de B.A (Tome 6) A. Guerrin .
théorie des plaques et coques S. Timoshenko
calcul et vérification des ouvrages en BA: P. Charon
aide mémoire en B.A (DUNOD)
Règles neige et vent (N.V.65)
cours de béton armé P. Bonneville
Règles C.C.B.A. 68

