

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

1/87

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

2050

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU 1500 M³

CONCEPTION ET ETUDE

5 PLANCHES

Proposé par :

D. H. W. A.

Etudié par :

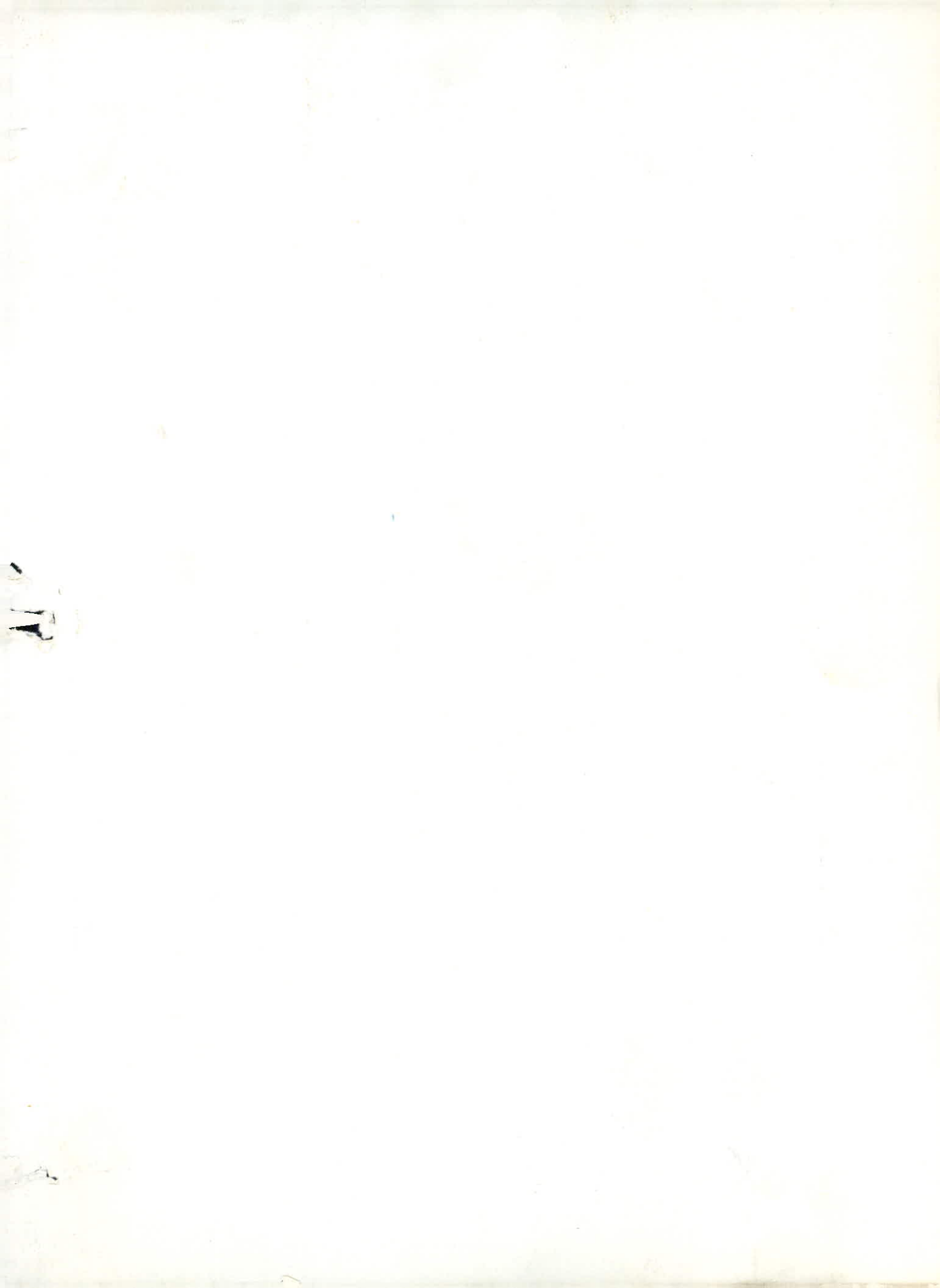
M. ABANOU

F. ZID

Dirigé par :

Mr R. BIOUD

Promotion: Janvier 1987



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CHATEAU D'EAU 1500 M³
CONCEPTION ET ETUDE

Proposé par :

D. H. W. A.

Etudié par :

M. ABANOU

F. ZID

Dirigé par :

Mr R. BLOUD

Promotion : Janvier 1987

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Nous formulons l'expression de notre profonde reconnaissance à Monsieur Redouane Bioud, notre promoteur, qui a bien voulu mettre son incomparable compétence à notre disposition en se chargeant de la direction de cette étude et nous aider avec ses conseils judicieux.

Nous tenons également à adresser nos vifs remerciements à Monsieur Nourredine Houazit (C.T.C) pour son aide si précieuse en matière de documentation.

Nous témoignons, enfin, toute notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué, de loin ou de près, à notre formation.

ABANOU MESSAOUD
ZID FAROUK

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail qui couronne mes études :

- à la mémoire de mon cher et regretté père et à ma mère pour son sacrifice consenti à mon égard.
- à mes frères Amhamed et Ali pour leur soutien moral et matériel et leurs encouragements.
- à mes sœurs et tous les membres de la famille.
- à ma future femme
- à tous mes amis en particulier Rabie et El Hadi.

Messaoud Abanou

»o«

Je dédie ce modeste travail :

- à ma très chère mère qui a enduré depuis longtemps tant de souffrance, d'angoisse et de patience pour me voir enfin atteindre mon but.
- à mon cher et défunt père que j'ai jamais vu.
- à mon unique frère Karim au Service National.
- à mes sœurs.
- à toute ma famille.
- à mes amis.
- à tous ceux qui m'ont soutenu et encouragé tout le long de mes études.

Farouk Zid



SOMMAIRE

Chapitre	Matière	Page
I	Introduction	1
II	Caractéristiques des matériaux	4
III	Avant métré	9
IV	Calcul des éléments de la cuve	13
V	Détermination de la période propre d'oscillation	30
VI	Etude au vent	36
VII	Etude au séisme	43
VIII	Etude de l'effet hydrodynamique	48
IX	Calcul de la tour	55
X	Etude de la fondation	71



CHAPITRE I :

INTRODUCTION

1. Présentation du projet étudié : Le projet que la "Direction de l'Hydraulique de la Wilaya d'Alger" nous a confié consiste à concevoir et à étudier les différents éléments d'un château d'eau qui sera implanté à Réghaia (Wilaya d'Alger). Les caractéristiques essentielles de notre château d'eau sont les suivantes :

- Capacité : 1500 m^3 .
- Hauteur totale à partir du sol : $43,4 \text{ m}$.
- Forme géométrique : Tour cylindrique constituée d'un voile plein et surmontée d'une cuve tronconique d'épaisseur variable. La tour repose sur un radier général de forme circulaire.
- Matériau utilisé : Béton armé ordinaire.
- Taux de travail du sol d'implantation : 4 bars.

Le plan de coffrage du château d'eau est représenté à la page 3

2. Importance et rôle du château d'eau : Les châteaux d'eau appartiennent à la catégorie des constructions dites "ouvrages d'art", c'est la raison pour laquelle le côté esthétique est primordial. Il est donc indispensable de concevoir une forme géométrique satisfaisante mais qui obéit aux meilleures conditions économiques. Le château d'eau est un réservoir surélevé ayant pour rôle essentiel de régulateur de la consommation en eau potable pour les agglomérations. Il sert également à emmagasiner l'eau destinée à alimenter les entreprises industrielles ainsi que les services chargés de la lutte contre l'incendie. D'où l'importance du château d'eau aussi bien pour l'embellissement du paysage que pour les besoins économiques.

3- Conditions techniques à obéir pour la construction d'un château

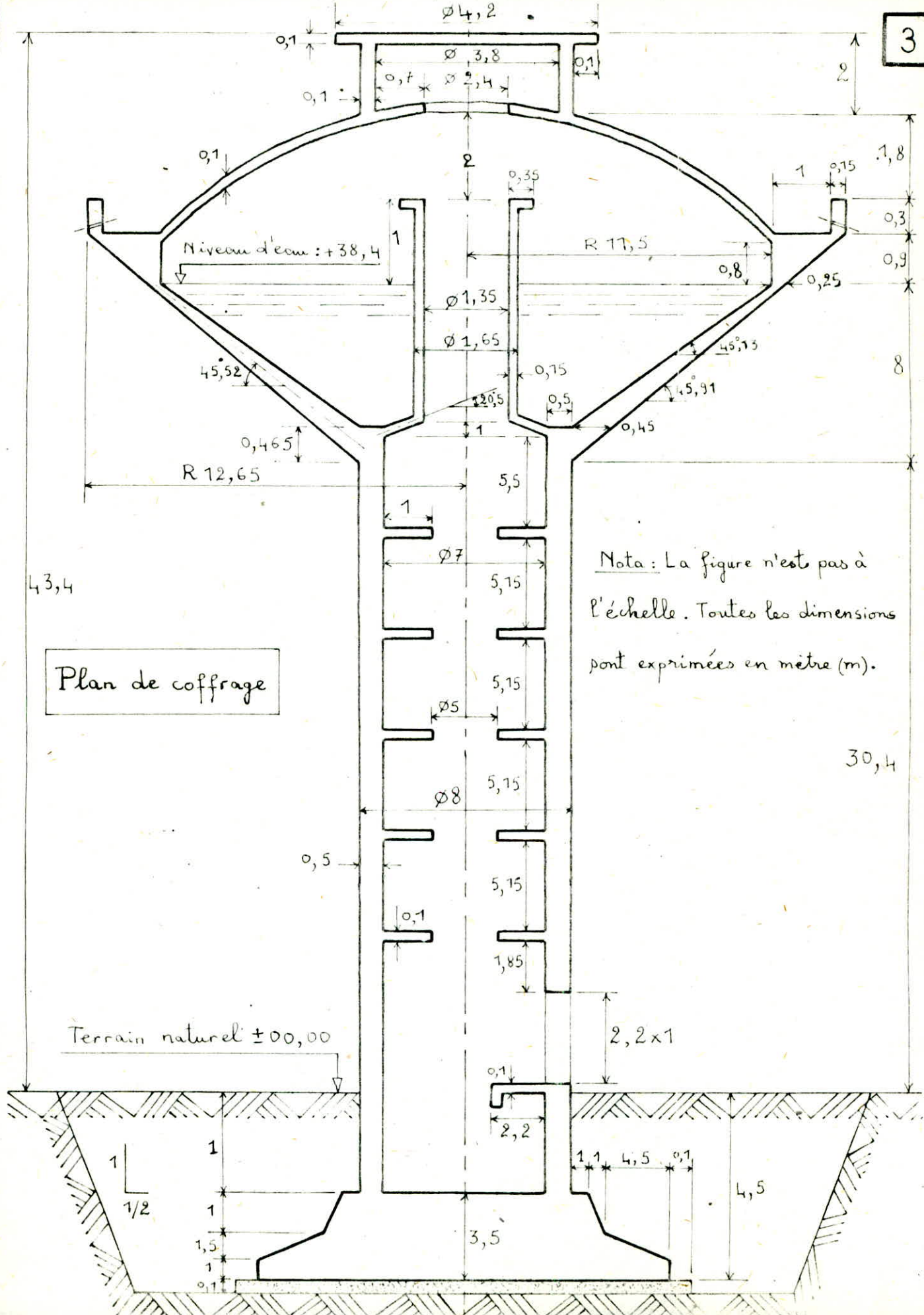
2

d'eau: Un bon château d'eau doit satisfaire à différentes exigences :

* Résistance: Tous les éléments constitutifs du château d'eau doivent équilibrer les efforts auxquels ils sont soumis.

* Étanchéité: Afin d'éviter une contamination de l'eau emmagasinée, les règles d'hygiène nous imposent des revêtements intérieurs et extérieurs. La cuve doit constituer pour le liquide qu'elle contient un volume hermétique sans fuite. Les parois doivent être parfaitement étanches, c'est-à-dire non fissurées ou fissurées dans des conditions tolérables.

* Durabilité: Le béton doit conserver ses propriétés mécaniques initiales (résistance, étanchéité, ... etc.) après un contact prolongé avec l'eau. Ceci nous amène à concevoir une cuve qui doit durer le plus longtemps possible en appliquant un revêtement intérieur de protection.



Plan de coffrage

Nota : La figure n'est pas à l'échelle. Toutes les dimensions sont exprimées en mètre (m).

Terrain naturel ±00,00

CHAPITRE II :

CARACTERISTIQUES

DES

MATERIAUX

I - Béton: Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m^3 de C.P.A 325.

On considèrera un contrôle atténué.

1 - Contrainte de compression admissible: $\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_{28}$

• σ'_{28} : résistance nominale de compression du béton à 28 jours.

$\sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$ (béton dosé à 400 kg/m^3 de C.P.A 325).

• $f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$; $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ et ε étant des coefficients sans dimension.

* α : dépend de la classe du ciment utilisé: C.P.A 325 donc $\alpha = 1$.

* β : dépend de la qualité de contrôle du béton: $\beta = \frac{5}{6}$ car le contrôle est atténué.

* γ : dépend du rapport $\frac{h_m}{4 \cdot c_g}$ (h_m : épaisseur minimale de l'élément étudié et c_g : grosseur du plus gros granulats utilisé): dans notre cas on a $\frac{h_m}{4 \cdot c_g} > 1$ donc $\gamma = 1$.

* δ : dépend de la répartition des contraintes dans la section:

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \rightarrow \text{Compression simple.} \\ 0,6 \rightarrow \text{Flexion simple et flexion composée quand l'effort normal est une traction.} \\ \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \cdot \left(1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1}\right) \end{cases} \rightarrow \text{Flexion composée quand l'effort normal est une compression.} \end{cases}$$

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

• e_1 : rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

* ε : dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section: $\varepsilon = 1$

Le calcul des contraintes donne:

Sous les sollicitations du premier genre SP1:

- Compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,0,3 \cdot 1 \cdot 300 = 75 \text{ bars.}$
- Flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 150 \text{ bars.}$

Sous les sollicitations du deuxième genre SP2:

- Compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} (SP1) = 1,5 \cdot 75 = 112,5 \text{ bars.}$
- Flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b (SP1) = 1,5 \cdot 150 = 225 \text{ bars.}$

2. Contrainte de traction de référence: $\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \sigma'_{28}$

• $\beta_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$; * α, β, γ : sont les mêmes que précédemment.

* $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ (σ'_{28} en bars) $\rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$.

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

Remarque: D'après le "Cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en béton armé - Annales de l'I.T.B.T.P N° 223-224 Juillet - Août 1966"; la contrainte admissible de traction dans le béton pour

une paroi en contact avec le liquide ne devra pas excéder la valeur définie

par: $\bar{\sigma}_b = \theta \cdot \sigma_{28}$. Soit: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- σ_{28} : résistance à la rupture par traction du béton à 28 jours ($\sigma_{28} \leq 22 \text{ bars}$).
- $\theta = 1$ dans le cas de la traction simple.

$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot 22 = 22 \text{ bars} = 22 \cdot 1,02 = 22,44 \text{ kgf/cm}^2$.

3. Contrainte de cisaillement admissible: La contrainte tangente du plan

neutre τ_b est donnée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton σ'_b .

$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6,25 = 21,88 \text{ bars.}$

$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$.

II - Acier: On utilisera les deux types d'acier suivants:

a - Aciers à haute adhérence FeE40A (T) pour lesquels:

$\sigma_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$ (la lettre T désigne l'acier Tor).

$\sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ pour $\phi > 20 \text{ mm}$

b - Aciers doux (ou ronds lisses) Fe E 24 pour lesquels:

$\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ quel que soit le diamètre ϕ .

σ_{en} : limite d'élasticité nominale de l'acier.

1 - Contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_a$:

A - Limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier:

$$\bar{\sigma}_{a1} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \text{ avec } \rho_a = \begin{cases} \frac{2}{3} & \text{pour les sollicitations SP1} \\ 1 & \text{pour les sollicitations SP2} \end{cases}$$

Selon les aciers utilisés, les valeurs de $\bar{\sigma}_{a1}$ figurent dans le tableau ci-contre (en kgf/cm^2):

B - Limite imposée par les conditions de fissuration du béton:

Sollicitations	Fe E 40 A		Fe E 24
	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$	
SP1	2800	2670	1600
SP2	4200	4000	2400

$$\bar{\sigma}_a \leq \text{Min} \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \quad (1)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \cdot \tilde{w}_f} : \text{contrainte de fissuration systématique (en bars).} \\ \sigma_2 &> \sigma_1 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_2 &= 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b} : \text{contrainte de fissuration accidentelle (en bars).} \end{aligned} \right.$$

* K: grandeur tenant compte des conséquences de la fissuration. Pour notre ouvrage la fissuration sera très préjudiciable, ce qui donne $K = 0,5 \cdot 10^6 \text{ bars} \cdot \text{mm}$.

* η : coefficient de fissuration ayant pour valeurs:

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \\ 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \end{cases}$$

* $\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton ($\bar{\sigma}_b = 6,2 \text{ bars}$).

* ϕ : le plus gros diamètre nominal des barres tendues (en mm).

* $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$: pourcentage de la fissuration.

. A: section totale des barres tendues.

. B_f : section d'enrobage des barres tendues.

En vertu de l'inégalité (1), $\bar{\sigma}_a$ prendra les valeurs suivantes (en kgf/cm^2):

\varnothing (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Rond lisse	1600	1600	1523	1362	1244	1151	1076	964	862	761
Haute adhérence	2436	2227	1926	1723	1574	1455	1361	1219	1090	963

Remarque: Les valeurs de $\bar{\sigma}_a$ trouvées ci-dessus ne sont valables que pour les éléments du château d'eau qui ne sont pas en contact avec l'eau.

Pour les éléments en présence d'eau, σ_1 et σ_2 seront augmentées de 300%.

La contrainte de traction admissible de l'acier en présence de l'eau ($\bar{\sigma}_a$) prendra alors les valeurs suivantes (en kgf/cm^2):

\varnothing (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Rond lisse	1600	1600	1600	1600	1544	1451	1376	1264	1162	1061
Haute adhérence	2800	2707	2406	2203	2054	1935	1841	1700	1570	1443

2 - Contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_a$:

* $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{en}$ ($\sigma'_{en} = \sigma_{en}$) ; Mais pour les pièces soumises à la compression simple et ferrées avec des aciers tels que $\sigma'_{en} < 3300$ bars cette formule devient :

* $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{en} \cdot \frac{\sigma'_{en}}{3340}$; d'où :

. Aciers à haute adhérence : $\bar{\sigma}'_a = \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour } \varnothing \leq 20 \text{ mm.} \\ \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour } \varnothing > 20 \text{ mm.} \end{cases}$

. Aciers ronds lisses : $\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 \cdot \frac{2400}{3340} = 1150 \text{ kgf/cm}^2$.

3 - Contrainte d'adhérence admissible pour l'ancrage des armatures en

barres $\bar{\tau}_d$: Cette contrainte est donnée par l'expression : $\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$.

• Ψ_d : coefficient de scellement défini par:

$$\Psi_d = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,5 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

$$\bar{\epsilon}_d = \begin{cases} 1,25 \cdot 1^2 \cdot 6,25 = 7,8 & \text{bars pour l'acier doux.} \\ 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 6,25 = 17,58 & \text{bars pour l'acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

4- Recouvrement des barres droites: Afin d'assurer la transmission des efforts par adhérence, on est souvent conduits à faire recouvrir les barres en les faisant chevaucher sur une longueur suffisante l_r telle que:

$$* l_r = l_d \text{ si } c < 5 \cdot \emptyset$$

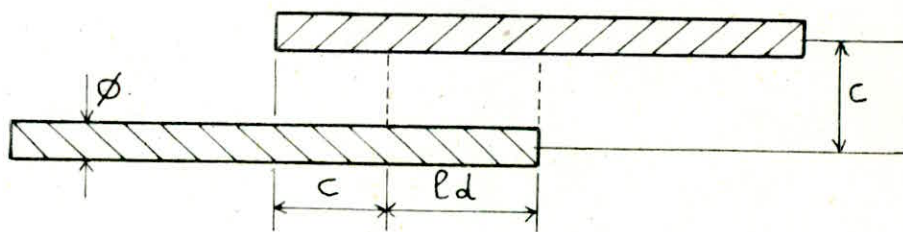
$$* l_r = l_d + c \text{ si } c \geq 5 \cdot \emptyset$$

• c : distance entre axes des barres à recouvrir.

• l_d : longueur de scellement droit telle que:

$$l_d = \begin{cases} \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\epsilon}_d} & \text{pour une barre soumise à la traction.} \\ \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\epsilon}_d} & \text{pour une barre soumise à la compression. } (\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{en}). \end{cases}$$

• \emptyset : plus gros diamètre nominal des barres recouvertes.



CHAPITRE III :

AVANT METRE

1 - Détermination du volume utile d'eau :

- Volume du tronc de cône

$$ABCD: V_1 = \frac{h_1}{3} \cdot \pi \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)$$

$$\rightarrow V_1 = 1532,76 \text{ m}^3$$

- Volume du tronc de cône $h_1 = 7,535 \text{ m}$

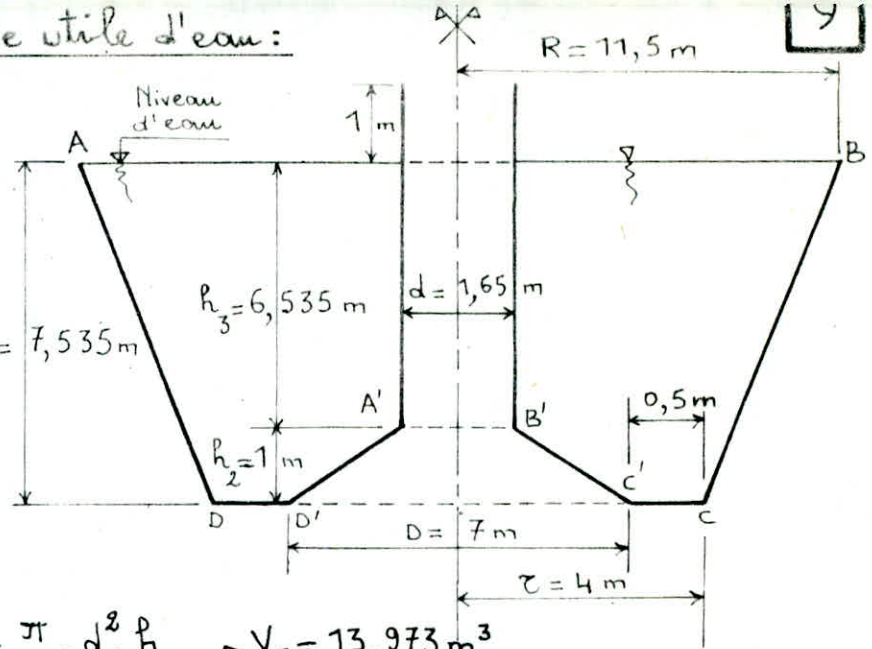
A'B'C'D':

$$V_2 = \frac{h_2}{3} \cdot \pi \cdot \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 + \left(\frac{d}{2} \right)^2 + \frac{D}{2} \cdot \frac{d}{2} \right]$$

$$\rightarrow V_2 = 16,565 \text{ m}^3$$

- Volume de la cheminée: $V_3 = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot h_3 \rightarrow V_3 = 13,973 \text{ m}^3$

$$\rightarrow \text{Volume utile d'eau dans la cuve: } V = V_1 - (V_2 + V_3) \rightarrow \boxed{V = 1502,22 \text{ m}^3}$$



2 - Détermination du poids total de l'ouvrage (sans les fondations):

Le poids volumique du béton est $\rho_b = 2,5 \text{ t/m}^3$.

a - Poids du lanterneau (P_1):

• Dalle circulaire: Béton: $P_d^* = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot e \cdot \rho_b = \frac{\pi}{4} \cdot 4,2^2 \cdot 0,1 \cdot 2,5 = 3,46 \text{ t}$

{ Étanchéité + enduit: $0,05 \text{ t/m}^2 \rightarrow \frac{\pi}{4} \cdot 4,2^2 \cdot 0,05 = 0,693 \text{ t}$

{ Surcharge d'exploitation: $1,2 \cdot 0,1 \text{ t/m}^2 \rightarrow \frac{\pi}{4} \cdot 4,2^2 \cdot 1,2 \cdot 0,1 = 1,663 \text{ t}$

} $\rightarrow P_d^{**} = 2,356 \text{ t}$

d'où le poids de la dalle: $P_d = P_d^* + P_d^{**} = 3,46 + 2,356 = 5,816 \text{ t}$

• Voile circulaire: $P_v = (\phi_{\text{ext}}^2 - \phi_{\text{int}}^2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot \rho_b = (4^2 - 3,8^2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 1,9 \cdot 2,5 = 5,82 \text{ t}$

$P_1 = P_d + P_v = 5,816 + 5,82 = 11,636 \text{ t} \rightarrow \underline{P_1 = 11,636 \text{ t}}$

b - Poids de l'acrotère (P_2): $V_2 = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{\text{ext}}^2 - \phi_{\text{int}}^2) \cdot h = \frac{\pi}{4} \cdot (23,9^2 - 23,6^2) \cdot 0,3 = 3,358 \text{ m}^3$

$P_2 = V_2 \cdot \rho_b = 3,358 \cdot 2,5 = 8,4 \text{ t} \rightarrow \underline{P_2 = 8,4 \text{ t}}$

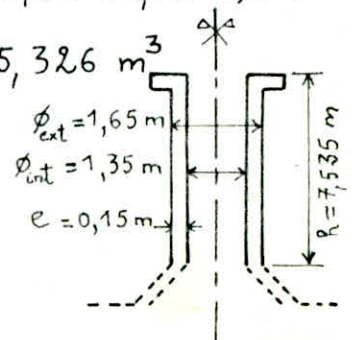
c - Poids de la cheminée (P_3): Béton: $P_3^* = V_3 \cdot \rho_b = 5,326 \cdot 2,5 = 13,315 \text{ t}$

avec $V_3 = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{\text{ext}}^2 - \phi_{\text{int}}^2) \cdot h = \frac{\pi}{4} \cdot (1,65^2 - 1,35^2) \cdot 7,535 = 5,326 \text{ m}^3$

Étanchéité: $0,05 \text{ t/m}^2 \rightarrow S = \pi \cdot d \cdot h = \pi \cdot 1,65 \cdot 7,535 = 39,06 \text{ m}^2$

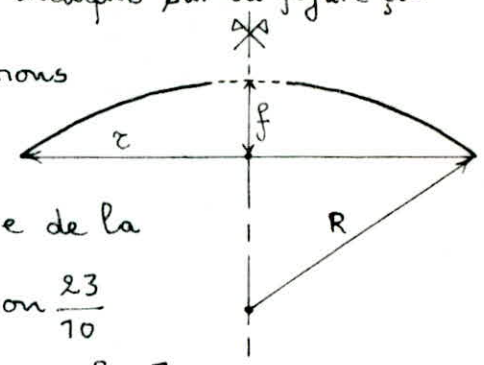
$P_3^{**} = 0,05 \cdot 39,06 = 1,953 \text{ t}$

$P_3 = P_3^* + P_3^{**} = 13,315 + 1,953 = 15,268 \text{ t} \rightarrow \underline{P_3 = 15,268 \text{ t}}$



d - Poids de la coupole de couverture (P_4): La coupole sphérique est 10

caractérisée par les paramètres f , r et R comme indiqué sur la figure suivante. La condition d'équilibre de la membrane nous permet de calculer ces paramètres. La condition



de coffrage est: $f \geq \frac{l}{6}$ ou $\frac{l}{10}$ l étant l'ouverture de la

coupole: $l = 2.r = 2.11,5 = 23 \text{ m}$ d'où: $f \geq \frac{23}{6}$ ou $\frac{23}{10}$

c'est-à-dire: $f \geq 3,83 \text{ m}$ ou $2,3 \text{ m}$. On se fixera $f = 3 \text{ m}$.

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2.f} = \frac{11,5^2 + 3^2}{2.3} = 23,54 \text{ m}$$

Surface totale de la coupole: $S_1 = 2.\pi.R.f = 2.\pi.23,54.3 = 443,72 \text{ m}^2$

Surface de l'ouverture sur la coupole: $S_2 = \frac{\pi}{4}.\phi^2 = \frac{\pi}{4}.2,4^2 = 4,524 \text{ m}^2$

Surface effective de la coupole: $S = S_1 - S_2 = 443,72 - 4,524 = 439,196 \text{ m}^2$

Le poids du béton seul: $P_4^* = S.e.\rho_b = 439,196.0,1.2,5 = 109,8 \text{ t}$

Étanchéité multicouche: $0,1 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0,1.439,196 = 43,92 \text{ t}$

Isolation thermique: $0,02 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0,02.439,196 = 8,784 \text{ t}$

Surcharge d'exploitation: $1,2.0,1 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1,2.0,1.439,196 = 52,704 \text{ t}$

$P_4 = P_4^* + P_4^{**} = 109,8 + 105,408 = 215,208 \text{ t} \rightarrow \underline{P_4 = 215,208 \text{ t}}$

$P_4^{**} = 105,408 \text{ t}$

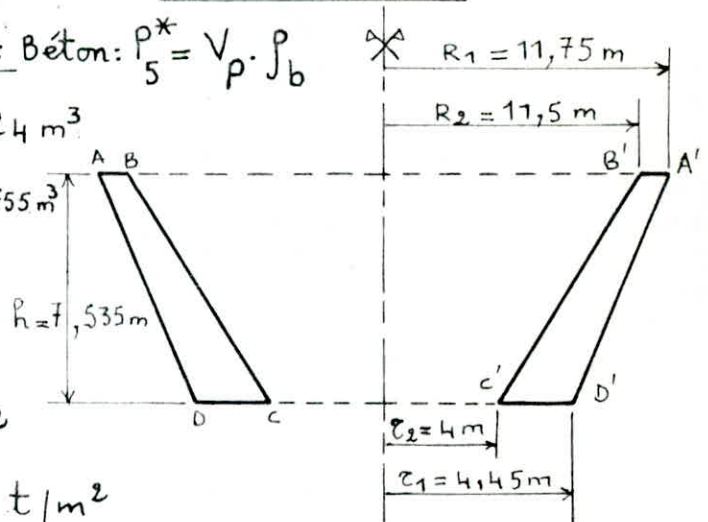
e - Poids de la paroi de la cuve (P_5): Béton: $P_5^* = V.\rho_b$

$$V_{AOD'A'} = \frac{\pi}{3}.h.(R_1^2 + r_1^2 + r_1.R_1) \rightarrow V_{AOD'A'} = 1658,24 \text{ m}^3$$

$$V_{BCC'B'} = \frac{\pi}{3}.h.(R_2^2 + r_2^2 + r_2.R_2) \rightarrow V_{BCC'B'} = 1532,755 \text{ m}^3$$

$$V_p = V_{(ABCO + A'B'C'D')}_{AOD'A'} - V_{BCC'B'} = 125,485 \text{ m}^3$$

$$P_5^* = 125,485.2,5 = 313,713 \text{ t}$$



Étanchéité: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Enduit étanche: } 0,05 \text{ t/m}^2 \\ \text{Isolation thermique: } 0,02 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$

Surface de la cuve (surface en contact avec l'eau): $S = \sqrt{2}.\pi.h.(R_2 + r_2) \rightarrow S = 518,895 \text{ m}^2$

$0,05.518,895 = 25,945 \text{ t}$ et $0,02.518,895 = 10,378 \text{ t} \rightarrow P_5^{**} = 25,945 + 10,378 = 36,323 \text{ t}$

$P_5 = P_5' + P_5^{**} = 313,713 + 36,323 = 350,036 \text{ t} \rightarrow P_5 = 350,036 \text{ t}$

f - Poids du cône de fond (P_6): Béton: $P_6^* = V_{(ABCD+A'B'C'D')} \cdot \rho_b$

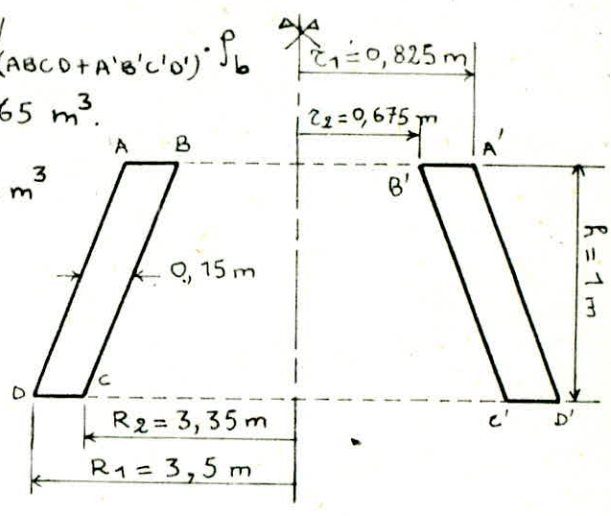
$V_{ADD'A'} = \frac{\pi}{3} \cdot h \cdot (R_1^2 + r_1^2 + r_1 \cdot R_1) \rightarrow V_{ADD'A'} = 16,565 \text{ m}^3$

$V_{BCC'B'} = \frac{\pi}{3} \cdot h \cdot (R_2^2 + r_2^2 + r_2 \cdot R_2) \rightarrow V_{BCC'B'} = 14,6 \text{ m}^3$

$V_{(ABCD+A'B'C'D')} = V_{ADD'A'} - V_{BCC'B'} = 1,965 \text{ m}^3$

$P_6^* = 1,965 \cdot 2,5 = 4,9125 \text{ t}$

Étanchéité: $\begin{cases} \text{Enduit étanche: } 0,05 \text{ t/m}^2 \\ \text{Isolation thermique: } 0,02 \text{ t/m}^2 \end{cases}$



Surface du tronc de cône (surface en contact avec l'eau): $S = \sqrt{2} \cdot \pi \cdot h \cdot (R_2 + r_2) \rightarrow S = 17,883 \text{ m}^2$

$0,05 \cdot 17,883 = 0,894 \text{ t}$ et $0,02 \cdot 17,883 = 0,358 \text{ t} \rightarrow P_6^{**} = 0,894 + 0,358 = 1,252 \text{ t}$

$P_6 = P_6^* + P_6^{**} = 4,9125 + 1,252 = 6,165 \text{ t} \rightarrow P_6 = 6,165 \text{ t}$

g - Poids de la ceinture supérieure (P_7):

$V_{ABCD} = \pi \cdot (R_2^2 - R_1^2) \cdot h \rightarrow V_{ABCD} = 16,434 \text{ m}^3$

$V_{BEC} = \frac{1}{2} \cdot V_{BEFC} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (R_3^2 - R_2^2) \cdot h \rightarrow V_{BEC} = 6,701 \text{ m}^3$

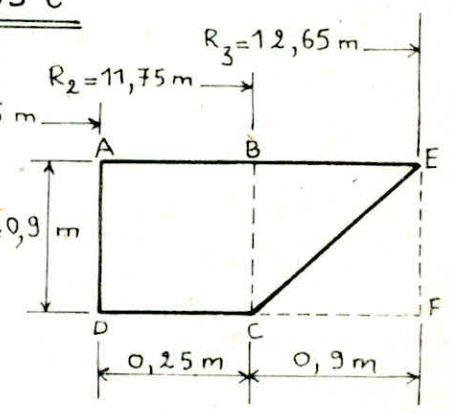
$V_{ABECD} = V_{ABCD} + V_{BEC} = 16,434 + 6,701 = 23,135 \text{ m}^3$

Béton: $P_7^* = V_{ABECD} \cdot \rho_b = 23,135 \cdot 2,5 = 57,838 \text{ t}$

Étanchéité: $0,07 \text{ t/m}^2$ (Enduit étanche et isolation thermique).

$S = \pi \cdot (R_3^2 - R_1^2) \rightarrow S = 33,15 \text{ m}^2 \rightarrow P_7^{**} = 0,07 \cdot 33,15 = 2,32 \text{ t}$

$P_7 = P_7^* + P_7^{**} = 57,838 + 2,32 = 60,158 \text{ t} \rightarrow P_7 = 60,158 \text{ t}$



h - Poids de la ceinture inférieure (P_8):

$V_{BCFG} = \pi \cdot (R_3^2 - R_2^2) \cdot h \rightarrow V_{BCFG} = 5,478 \text{ m}^3$

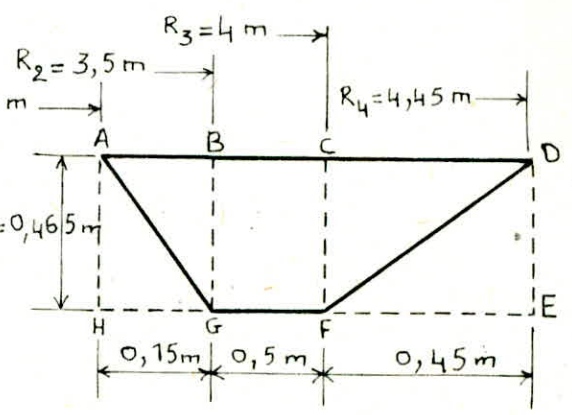
$V_{ABG} = \frac{1}{2} \cdot V_{ABGH} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (R_2^2 - R_1^2) \cdot h \rightarrow V_{ABG} = 0,75 \text{ m}^3$

$V_{CDF} = \frac{1}{2} \cdot V_{CDEF} = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (R_4^2 - R_3^2) \cdot h \rightarrow V_{CDF} = 2,777 \text{ m}^3$

$V_{ABCDFG} = V_{BCFG} + V_{ABG} + V_{CDF} = 9,005 \text{ m}^3$

Béton: $P_8^* = V_{ABCDFG} \cdot \rho_b = 9,005 \cdot 2,5 = 22,513 \text{ t}$

Étanchéité: $0,07 \text{ t/m}^2$; $S = \pi \cdot (R_3^2 - R_2^2) \rightarrow S = 11,781 \text{ m}^2 \rightarrow P_8^{**} = 0,07 \cdot 11,781 = 0,825 \text{ t}$



$$P_8 = P_8^* + P_8^{**} = 22,513 + 0,825 = 23,338 \text{ t} \rightarrow \underline{P_8 = 23,338 \text{ t}}$$

i - Poids de la tour (P₉): La tour comprend le fût et 5 dalles de repos.

• Poids du fût : $P_9^* = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_1^2 - \phi_2^2) \cdot h \cdot \rho_b \rightarrow P_9^* = 924,806 \text{ t}$.

• Poids des 5 dalles : $P_9^{**} = 5 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_2^2 - \phi_3^2) \cdot e \cdot \rho_b \rightarrow P_9^{**} = 23,562 \text{ t}$

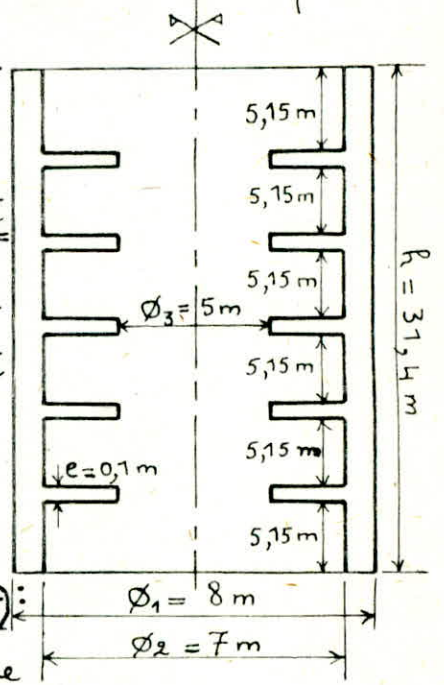
$$P_9 = P_9^* + P_9^{**} = 924,806 + 23,562 = 948,368 \text{ t} \rightarrow \underline{P_9 = 948,368 \text{ t}}$$

j - Poids des escaliers et des différents accessoires (P₁₀):

0,02 + 0,02 = 0,04 t/m². On considère les escaliers et les autres accessoires répartis sur les dalles de repos.

$$P_{10} = 5 \cdot 0,04 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (7^2 - 5^2) = 3,77 \text{ t} \rightarrow \underline{P_{10} = 3,77 \text{ t}}$$

k - Poids total du château d'eau (fondation non comprise):



Le poids total de l'ouvrage au niveau de la base de

la tour sera : $P = \sum_{i=1}^{i=10} P_i = 11,636 + 8,4 + 15,268 + \dots + 3,77 = 1642,347 \text{ t}$.

On distingue les deux cas : $\begin{cases} \text{Cuve vide : } P_v = 1642,347 \text{ t} \\ \text{Cuve pleine : } P_p = 1642,347 + 1502,22 = 3144,567 \text{ t} \end{cases}$

Nota: En tenant compte des différentes ouvertures dont le poids total a été estimé à 4t, le résultat final devient: $\underline{P_v = 1638,347 \text{ t}}$ $\underline{P_p = 3140,567 \text{ t}}$

CHAPITRE IV :

CALCUL DES

ELEMENTS

DE LA CUVE

1. Calcul du lanterneau:

a - Dalle de couverture:

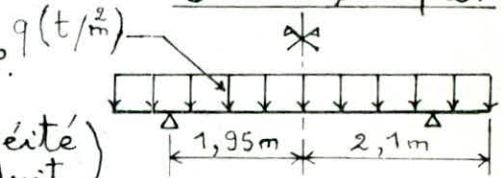
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Diamètre: } \phi = 4,2 \text{ m} \\ \text{Épaisseur: } e = 0,1 \text{ m} \end{array} \right.$$

13

Cette dalle est une plaque circulaire uniformément chargée et appuyée sur la circonférence moyenne du voile.

Schéma statique:

Valeur de q: On considère la combinaison $G+1,2.P$.



* G : Charge permanente (poids propre + étanchéité et enduit)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poids propre: } 0,1 \cdot 2,5 = 0,25 \text{ t/m}^2 \\ \text{Étanchéité et enduit: } 0,05 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow G = 0,25 + 0,05 = 0,3 \text{ t/m}^2$$

* P : Surcharge (neige)

Pour la région d'Alger:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Surcharge normale de neige: } P_{n0} = 35 \text{ kg/m}^2 = 0,035 \text{ t/m}^2 \\ \text{Surcharge extrême de neige: } P'_{n0} = 60 \text{ kg/m}^2 = 0,06 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$q = G + 1,2.P = 0,3 + 1,2 \cdot 0,035 = 0,342 \text{ t/m}^2.$$

Calcul des moments fléchissants: On calcule les moments suivant les formules données dans le livre « Tables pour le calcul des dalles et des parois » par R. Bareš.

* Calcul du moment radial M_r : • Pour $0 \leq r \leq a$:

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

• Pour $a \leq r \leq b$:

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

* Calcul du moment tangentiel M_φ : • Pour $0 \leq r \leq a$:

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

• Pour $a \leq r \leq b$:

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

* Application numérique: $e = \frac{r}{a} = \frac{r}{1,95}$ et $\mu = 0,15$: coefficient de Poisson pour le B.A

$q = 0,342 \text{ t/m}^2$ et $\beta = \frac{b}{a} = \frac{2,1}{1,95} = 1,077$.

On résume les résultats numériques dans le tableau suivant :

r (m)	$e = \frac{r}{1,95}$	M_r (t.m/ml)	M_y (t.m/ml)
0	0	+0,243	+0,243
1,95	1	-0,013	+0,125
2,1	1,077	0	+0,116

Férrailage :

Pour le ferrailage,

on utilisera

méthode de Pierre Charon. Le diamètre des barres est fixé à $\phi = 8 \text{ mm}$ (Acier Tor).

- $h_t = 10 \text{ cm}$ • $b = 100 \text{ cm}$ • $\bar{\sigma}_a = 1926 \text{ kgf/cm}^2$
- $\bar{\sigma}'_b = 150 \text{ bars} = 150 \cdot 1,02 = 153 \text{ kgf/cm}^2$
- $d = 2 \text{ cm}$: enrobage des barres.

1- Armatures radiales : $h = h_t - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

• Armatures inférieures : $M_{r \max} = 0,243 \text{ t.m/ml}$. h_t

$$\mu = \frac{n \cdot M_{r \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,243 \cdot 10^5}{1926 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0296 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9257 \\ k = 52,3 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1926}{52,3} = 36,83 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifiée.}$$

Section d'acier : $A_{inf}^r = \frac{M_{r \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{inf}^r = 6 \text{ T } 8 / \text{ml} (3,07 \text{ cm}^2/\text{ml}).$

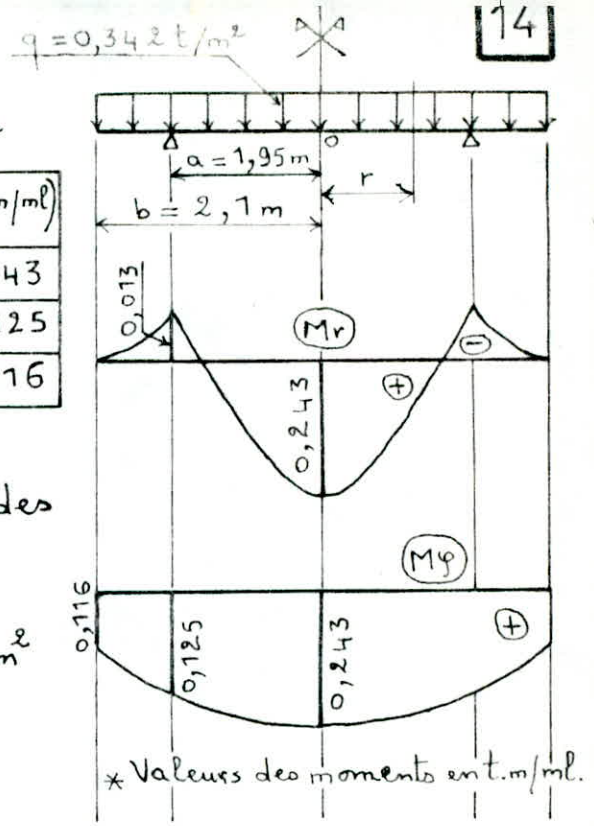
• Armatures supérieures : $M_{r \max} = 0,013 \text{ t.m/ml}$

$$\mu = \frac{n \cdot M_{r \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,013 \cdot 10^5}{1926 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0016 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9815 \\ k = 255 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1926}{255} = 7,55 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifiée.}$$

Section d'acier : $A_{sup}^r = \frac{M_{r \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,09 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{sup}^r = 6 \text{ T } 8 / \text{ml}.$

2- Armatures tangentielles (cerces) : Ces armatures circulaires sont



* Valeurs des moments en t.m/ml.

placées au dessus des armatures radiales inférieures.

$M_{y_{max}} = 0,243 \text{ t.m/ml}$ et $h = h_t - d - 0,8 = 10 - 2 - 0,8 = 7,2 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{n \cdot M_{y_{max}}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,243 \cdot 10^5}{1926 \cdot 100 \cdot 7,2^2} = 0,0365 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9183 \\ K = 46,2 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1926}{46,2} = 41,69 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b = 153 \text{ kgf/cm}^2 \text{ . Vérifiée.}$$

Section d'acier : $A_{inf}^y = \frac{M_{y_{max}}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,91 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \underline{\underline{A_{inf}^y = 6T8/\text{ml}}}$.

Nota : Afin de faciliter la mise en oeuvre, on a disposé dans la partie inférieure et supérieure de la dalle un quadrillage de barres T8.

b - Voile circulaire (support de la dalle) : On néglige l'effet du vent sur cet élément cylindrique, le voile est alors uniformément comprimé sous les charges et surcharges suivantes :

- Poids de la dalle y compris étanchéité et enduit : 5,816 t
 - Surcharge pondérée (neige) : $0,035 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 4,2^2 \cdot 1,2 = 0,582 \text{ t}$
 - Poids propre du voile : 5,82 t
- } Total = 12,218 t

Ferraillage : Contrainte de compression maximale dans le béton :

$$\sigma'_{b_0 \text{ max}} = \frac{N}{S} = \frac{12,218 \cdot 10^3}{\frac{\pi}{4} \cdot (4^2 - 3,8^2) \cdot 10^4} = 0,997 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b_0} = 75 \cdot 1,02 = 76,5 \text{ kgf/cm}^2$$

En principe le béton suffit à lui même pour reprendre l'effort de compression

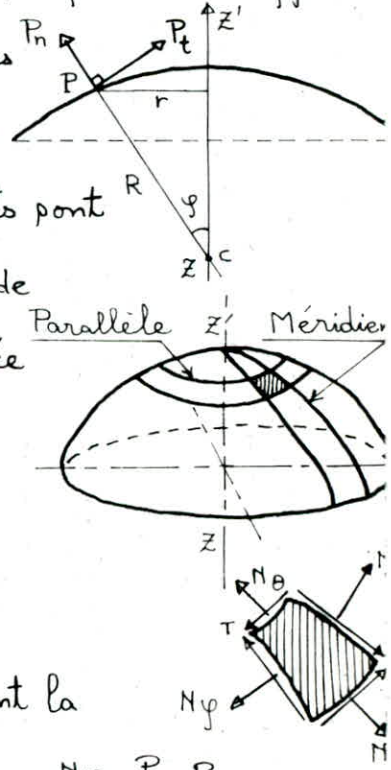
Cependant on adoptera une section d'acier égale à 0,3% de la section du

béton : $A = 0,3 \cdot e = 0,3 \cdot 10 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Soit :
- Aciers verticaux : 6T8/ml en 2 nappes.
 - Cerces : 6T8/ml en 2 nappes.

2 - Calcul de la coupole de couverture : Le calcul de la coupole (voile de révolution) se fera d'après la théorie de l'équilibre de membrane exposée dans les livres "Théorie des plaques et coques" par Timoshenko et "Cours de voiles".

minces» par André Coin. Résumé de la méthode: Soit P un point quelconque de la surface de révolution d'axe $z z'$; la figure ci-dessous représente une coupe suivant le plan méridien passant par P. On désigne par R le r_0 de la sphère et par r le rayon de la parallèle passant par P. En chaque po d'une parallèle agissent une pression P_n normale à la surface et un effort F tangent au méridien. On calcule les tensions normales N_θ et N_φ , respectivement efforts normaux par unité de longueur de méridien et de parallèle. Les cisaillements sont nuls par suite de la symétrie. Soit Q la résultante de la charge totale qui agit sur la partie de coque située au-dessus de la parallèle passant par le point P.



• L'équation d'équilibre de translation verticale donne :

$$2 \cdot \pi \cdot R \cdot N_\varphi \cdot \sin^2 \varphi + Q = 0 \Rightarrow N_\varphi = \frac{-Q}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \varphi} \quad (1)$$

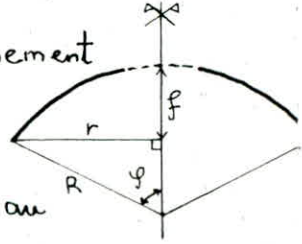
• L'équation d'équilibre de translation du point P suivant la normale en ce point donne :

$$\frac{N_\varphi}{R} + \frac{N_\theta}{R} + P_n = 0 \Rightarrow N_\theta = -N_\varphi - P_n \cdot R$$

$$\rightarrow N_\theta = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot R \cdot \sin^2 \varphi} - P_n \cdot R \quad (2)$$

Calcul: La coupole de couverture est une coupole sphérique ayant les paramètres suivants : - épaisseur constante : $e = 0,1 \text{ m}$. - rayon de courbure $R = 23,54 \text{ m}$. - flèche : $f = 3 \text{ m}$. - ouverture : $2 \cdot r = 23 \text{ m}$. - surface de l'ouverture : $S_2 = 4,524 \text{ m}^2$. - Surface effective : $S = 439,196 \text{ m}^2$.

Les charges à prendre en compte: En raison du surbaissément de la coupole ($f = 3 \text{ m} \ll r = 11,5 \text{ m}$), on peut considérer que le vent n'a pas de prise sur elle. La coupole est donc soumise au système de charges suivantes :



A - Poids mort et surcharges (Neige):

- poids propre y compris étanchéité et isolation : $0,37 \text{ t/m}^2$.

- Surcharges pondérées : $0,12 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Total} : p = 0,37 + 0,12 = 0,49 \text{ t/m}^2$ 1/

p : charge verticale uniformément répartie sur la surface de la coupole.

B - Charge répartie par mètre linéaire de circonférence : On note P , la charge distribuée le long du pourtour moyen sur lequel s'appuie le lanterneau.

Cette charge provient de : - poids de la dalle circulaire : $5,816 \text{ t}$ - poids du voile circulaire : $5,82 \text{ t}$ - surcharges pondérées : $1,663 \text{ t} \rightarrow \text{Total} = 13,3 \text{ t}$.

La charge $13,3 \text{ t}$ est répartie uniformément sur une circonférence de rayon moyen $r^* = 1,95 \text{ m}$ d'où : $P = \frac{13,3}{2 \cdot \pi \cdot 1,95} = 1,0855 \text{ t/ml}$.

Calcul des angles φ_0 et φ_1 : φ_0 et φ_1 sont les angles comptés de l'axe de révolution jusqu'au, respectivement, bord supérieur de la coupole et bord inférieur de celle-ci. Pour superposer les efforts on a envisagé les deux cas suivants :

Cas A : $\text{tg } \varphi_1 = \frac{r}{R - f} = \frac{11,5}{23,54 - 3} = 0,55988 \Rightarrow \varphi_1 = 29,2437^\circ$

$\sin \varphi_0 = \frac{r'}{R} = \frac{1,2}{23,54} = 0,05098 \Rightarrow \varphi_0 = 2,9222^\circ$

Cas B : $\sin \varphi_0 = \frac{r^*}{R} = \frac{1,95}{23,54} = 0,08284 \Rightarrow \varphi_0 = 4,75^\circ$

Expressions de N_φ et N_θ :

Cas A : $P_n = p \cdot \cos \varphi$ et

$Q = 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) \cdot p$; A partir des équations (1) et (2) on a donc :

$N_\varphi = -p \cdot R \cdot \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi}$ et $N_\theta = -p \cdot R \cdot \left(\cos \varphi - \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right)$

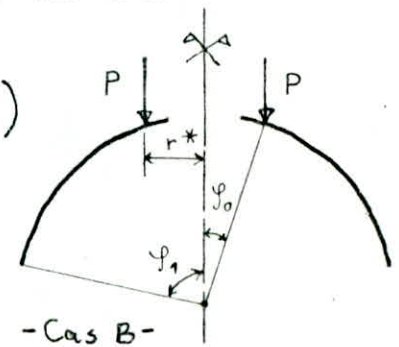
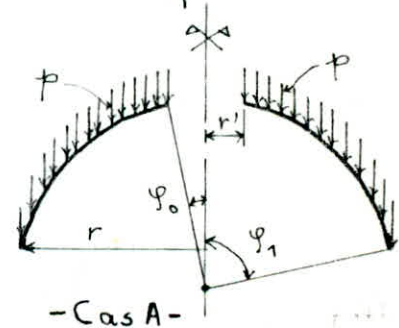
Cas B : $P_n = 0$ et $Q = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot P \cdot \sin \varphi_0$ d'où :

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

Valeurs de N_φ et N_θ au bord inférieur ($\varphi = \varphi_1$) :

En remplaçant dans les expressions ci-dessus on obtient les résultats ci-contre.

	$N_\varphi \text{ (t/ml)}$	$N_\theta \text{ (t/ml)}$
Cas A	-6,1	-3,9639
Cas B	-0,3766	+0,3766
Cas (A+B)	-6,4766	-3,5873



Signification des signes :

"+" : Traction

"-" : Compression

Contrainte de compression maximale dans le béton (σ'_b):

$$\sigma'_b = \frac{N\psi}{100.e} = \frac{6,4766 \cdot 10^3}{100 \cdot 10} = 6,48 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b0} = 76,5 \text{ kgf/cm}^2.$$

Contrainte de cisaillement du béton (τ_b): La composante verticale de $N\psi$

aux retombées est : $V = N\psi \cdot \sin \psi_1 = 6,4766 \cdot 0,4885 = 3,164 \text{ t/ml}$.

$$\tau_b = \frac{V}{100.e} = \frac{3,164 \cdot 10^3}{100 \cdot 10} = 3,16 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\tau}_b = 21,88 \cdot 1,02 = 22,32 \text{ kgf/cm}^2.$$

D'après ces vérifications on constate que le béton suffit à lui même pour reprendre tous les efforts. Néanmoins on mettra des armatures destinées à résister aux effets de température et de retrait ainsi qu'aux effets dissymétriques. La coupole de couverture est considérée comme étant faiblement chargée : le « Cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en béton armé établi en 1966 » préconise le

ferraillage suivant : - Méridiennes : $A' = 0,3 \cdot e = 0,3 \cdot 10 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Cerces : $\frac{1}{3} \cdot A' \leq A'' \leq \frac{1}{2} \cdot A'$; On prendra $A'' = \frac{1}{2} \cdot A' = \frac{1}{2} \cdot 3 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

soit : Méridiennes : 6T10/ml et Cerces : 6T10/ml

Le ferraillage est renforcé au voisinage de l'appui sur une distance de 2m.

On disposera donc sur cette distance (pouvant les méridiennes) :

Face supérieure : 6T6/ml et Face inférieure : 6T6/ml

3 - Calcul de l'acrotère : On néglige l'effet du vent sur cet élément.

Le poids propre est $P = 8,4 \text{ t}$. On note p la charge répartie uniformément sur la circonférence moyenne de l'acrotère :

$$p = \frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R_m} = \frac{8,4}{2 \cdot \pi \cdot 11,875} = 0,1126 \text{ t/ml}.$$
 D'où la contrainte de compression

du béton : $\sigma'_b = \frac{p}{100.e} = \frac{0,1126 \cdot 10^3}{100 \cdot 15} = 0,08 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b0} = 76,5 \text{ kgf/cm}^2.$

σ'_b est très faible d'où un ferraillage forfaitaire :

Cerces : 6T10/ml et Aiers verticaux : 6T10/ml

4- Calcul de la ceinture supérieure: Celle ci équilibre la composante horizontale de la poussée de la coupole de couverture (Q_1) et la poussée du poids de l'eau au cas où cette dernière atteint un niveau supérieur (Q_2): $Q_1 = N_y \cdot \cos \varphi_1 + N_y \cdot \sin \varphi_1 \cdot \tan 44,48^\circ$ et $Q_2 = \tilde{w} \cdot \frac{H^2}{2}$

$Q_1 = 6,4766 \cdot 0,8725 + 6,4766 \cdot 0,4885 \cdot 0,982 = 8,758 \text{ t/ml}$

$Q_2 = 1,2 \cdot \frac{0,8^2}{2} = 0,384 \text{ t/ml}$ avec $\tilde{w} = 1,2 \cdot 1 = 1,2 \text{ t/m}^3$

(Le poids volumique de l'eau doit être majoré de 20% car il s'agit d'une surcharge variable). L'effort

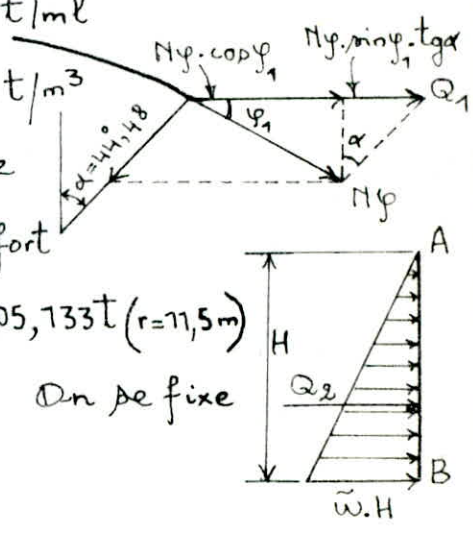
de traction dans la ceinture est: $F = (Q_1 + Q_2) \cdot r = 105,133 \text{ t}$ ($r = 11,5 \text{ m}$)

Férrailage: La section d'acier est: $A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a}$. On se fixe

des barres T 25 $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 1570 \text{ kgf/cm}^2$.

$A = \frac{105,133 \cdot 10^3}{1570} = 66,96 \text{ cm}^2$

Soit: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Cercles: } 14 \text{ T } 25 \text{ (68,72 cm}^2\text{)} \\ \text{Cadres et étriers: } 5 \text{ cadres } \varnothing 10 \text{/ml} + 5 \times 5 \text{ étriers } \varnothing 8 \text{/ml.} \end{array} \right.$



Vérification de la contrainte de traction du béton (σ_b):

On doit prendre la section du béton homogénéisée ($B + n \cdot A$).

$B = 0,25 \cdot 0,9 + \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ m}^2 = 6300 \text{ cm}^2$

$\sigma_b = \frac{F}{B + n \cdot A} = \frac{105,133 \cdot 10^3}{6300 + 15 \cdot 68,72} = 14,34 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 22 \cdot 1,02 = 22,44 \text{ kgf/cm}^2$

5- Calcul de la cheminée: Les caractéristiques de notre cheminée

- sont: - hauteur d'eau à la base: 6,535 m. - rayon extérieur: 0,825 m.
- rayon intérieur: 0,675 m. - épaisseur: 0,15 m. La cheminée est

soumise à la compression sous l'effet de la poussée de l'eau soit:

$p = \tilde{w} \cdot h = 1,2 \cdot 6,535 = 7,842 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ A cette pression correspond la

poussée: $Q = 7,842 \text{ t/ml} \rightarrow$ L'effort de compression résultant est:

$H = Q \cdot r = 7,842 \cdot 0,825 = 6,47 \text{ t}$

Contrainte de compression dans le béton:

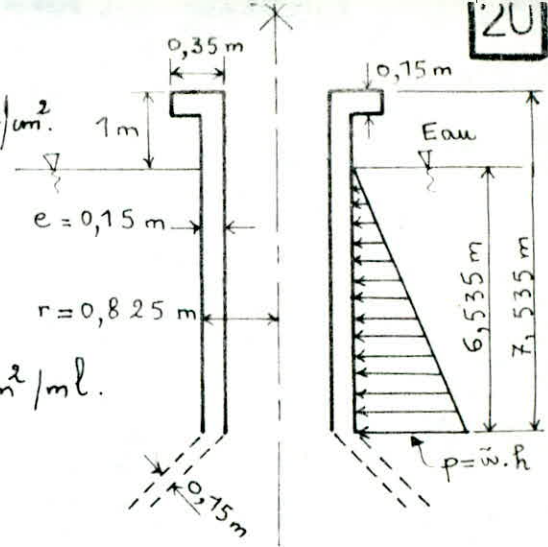
$$\sigma'_b = \frac{H}{100 \cdot e} = \frac{6,47 \cdot 10^3}{100 \cdot 15} = 4,31 \text{ kgf/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_{b_0} = 76,5 \text{ kgf/cm}^2$$

Donc le ferrailage est forfaitaire.

Cercles: $A' = 0,3 \cdot 15 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures verticales: $A'' = \frac{1}{2} \cdot A' = \frac{1}{2} \cdot 4,5 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Cercles: } 2 \times 6 \text{ T } 8 / \text{ml} \\ \text{Armatures verticales: } 2 \times 6 \text{ T } 8 / \text{ml} \end{array} \right.$



Ces armatures sont destinées plutôt à combattre le retrait et à empêcher la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

6 - Calcul de la paroi de la cuve: La paroi de la cuve est tronconique dont la génératrice moyenne est inclinée de $45^\circ,52$. L'épaisseur varie de 45 cm à 25 cm de bas en haut. Théorie et méthode de calcul: Considérons

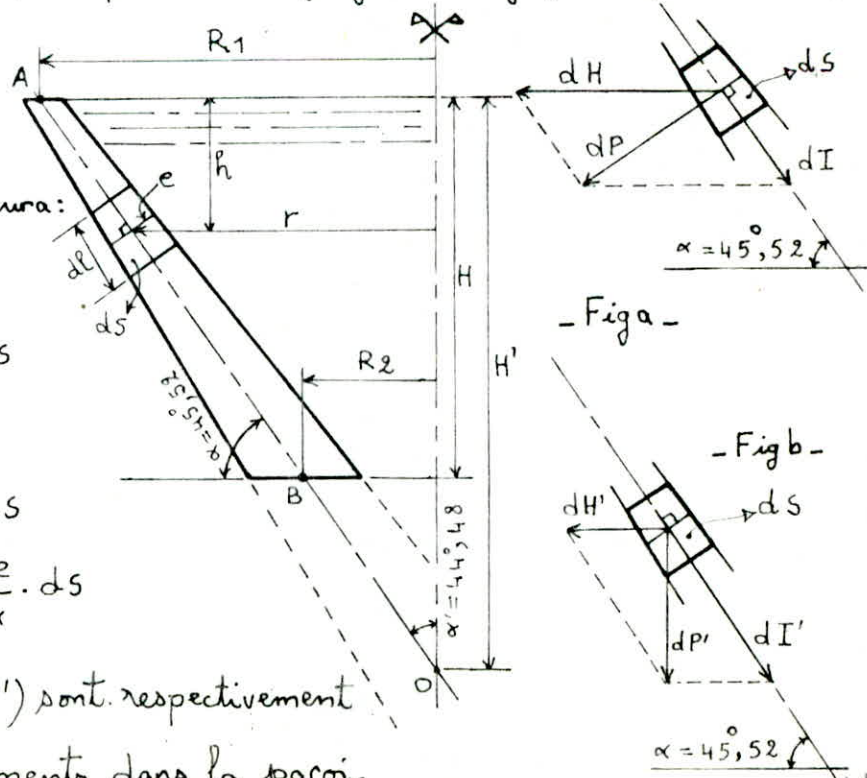
un petit élément ds , de rayon moyen r et d'épaisseur moyenne e . Cet élément est surmonté au centre d'une hauteur d'eau h . L'élément considéré est sollicité par la pression dP et son poids dP' (Fig a et Fig b). Si on note:

$\delta = 1,2 \text{ t/m}^3$: poids volumique de l'eau et $\Delta = 2,5 \text{ t/m}^3$: poids volumique du béton armé, on aura:

$$dP = \delta \cdot h \cdot ds \rightarrow \begin{cases} dH = \frac{\delta \cdot h}{\sin \alpha} \cdot ds \\ dI = \frac{\delta \cdot h}{\text{tg} \alpha} \cdot ds \end{cases}$$

$$dP' = \Delta \cdot e \cdot ds \rightarrow \begin{cases} dH' = \frac{\Delta \cdot e}{\text{tg} \alpha} \cdot ds \\ dI' = \frac{\Delta \cdot e}{\sin \alpha} \cdot ds \end{cases}$$

Les efforts (dI, dI') et (dH, dH') sont respectivement des compressions et des cisaillements dans la paroi.



a - Effort tranchant: Les efforts dH et dH' engendrent une composante tangente $dT = (dH + dH') \cdot r$

$$dT = \left(\frac{\delta \cdot h}{\sin \alpha} + \frac{\Delta \cdot e}{\operatorname{tg} \alpha} \right) \cdot r \cdot ds = \frac{r}{\sin \alpha} \cdot (\delta \cdot h + \Delta \cdot e \cdot \cos \alpha) \cdot ds \quad (*)$$

L'effort T dû à l'eau est nul aux deux points $A (h=0)$ et $O (r=0)$; il est maximum entre ces deux points en un point C . Cet effort T est:

$$T_{eau} = \frac{r \cdot \delta \cdot h}{\sin \alpha} = \frac{H' - h}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{\delta \cdot h}{\sin \alpha} \quad \text{On constate que } T_{eau} \text{ est maximum}$$

quand sa dérivée est nulle, c'est-à-dire pour $h = \frac{H'}{2}$. Ce point C peut donc selon la valeur de H , être entre A et B ou entre O et B . La part de T due au poids propre et étanchéité est nulle en O et maximale en A . Compte tenu de ceci et parce que l'effet de l'eau est généralement prépondérant, on voit que le maximum de l'effort de traction global T se produit un peu au dessus de $\frac{H'}{2}$. En tenant compte de l'étanchéité ($0,07 \text{ t/m}^2$) la

formule $(*)$ devient: $dT = \left(\frac{\delta \cdot h}{\sin \alpha} + \frac{0,07}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{\Delta \cdot e}{\operatorname{tg} \alpha} \right) \cdot r \cdot ds \quad (**)$

$$H' = \frac{R_1}{\operatorname{tg} \alpha'} = \frac{11,625}{0,982} = 11,838 \text{ m} \quad ; \quad ds = \frac{dr}{\sin \alpha'} = \frac{dr}{0,7006} = 1,427 \cdot dr \quad ;$$

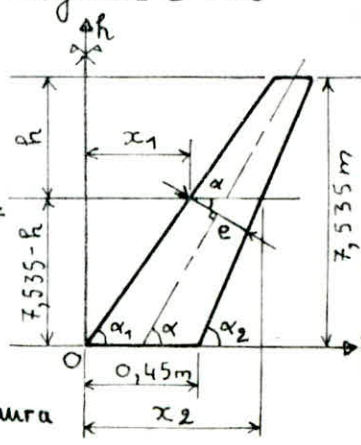
$$h = H' - \frac{r}{\operatorname{tg} \alpha'} = 11,838 - \frac{r}{0,982} = 11,838 - 1,0183 \cdot r \rightarrow \text{En remplaçant } h, ds,$$

Δ et δ par leurs valeurs, la formule $(**)$ s'écrit:

$$dT = (28,51 - 2,444 \cdot r + 3,503 \cdot e) \cdot r \cdot dr \quad \text{L'épaisseur moyenne } e \text{ est}$$

calculée de la manière suivante: $e = (x_2 - x_1) \cdot \cos \alpha$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 = 45^\circ,13; \alpha_2 = 45^\circ,91; \alpha = 45^\circ,52 \\ x_1 = \frac{7,535 - h}{\operatorname{tg} \alpha_1}; \quad x_2 = \frac{7,535 - h}{\operatorname{tg} \alpha_2} + 0,45 \end{aligned} \right\} \rightarrow e = 0,174 + 0,0188 \cdot h$$



On découpe la paroi en tranche de 1m de hauteur \Rightarrow

$$dr = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = 0,982 \text{ m. La première tranche à partir du haut aura}$$

$$\text{une hauteur de } 0,535 \text{ m} \Rightarrow dr = \frac{0,535}{\operatorname{tg} \alpha} = 0,525 \text{ m.}$$

On calculera donc l'effort de traction T dans chaque tranche à partir

de l'expression : $T = (3,503 \cdot e + 28,51 - 2,444 \cdot r) \cdot r \cdot dr$

• e : épaisseur moyenne de la tranche considérée. • r : rayon moyen de la tranche considérée. • dr : la variation du rayon. Le ferrailage

de chaque tranche est calculé avec l'expression suivante : $A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a}$.

Contrainte de traction du béton : $\sigma_b = \frac{T}{B + n \cdot A} = \frac{T}{100 \cdot e + 15 \cdot A}$.

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 22,44 \text{ kgf/cm}^2$ (Voir remarque à la page 5).

Tous les résultats de calcul ainsi que le ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tranche	R	r	e	T	Ø	$\bar{\sigma}_a$	A calculée	A réelle	2x n T Ø	σ_b
N° de m à m	(m)	(m)	(m)	(tonnes)	(mm)	(kgf/cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(kgf/cm ²)
1 0 / 0,535	0,2675	11,36	0,179	8,19	12	2054	3,99	18,08	2x8T12	3,97
2 0,535 / 1,535	1,035	10,61	0,1934	33,93	12	2054	16,52	18,08	2x8T12	15,39
3 1,535 / 2,535	2,035	9,63	0,2122	54,07	12	2054	26,32	29,38	2x13T12	21,1
4 2,535 / 3,535	3,035	8,64	0,231	69,6	14	1935	35,97	55,44	2x18T14	22,15
5 3,535 / 4,535	4,035	7,66	0,25	80,22	16	1841	43,57	72,36	2x18T16	22,37
6 4,535 / 5,535	5,035	6,68	0,2686	86,1	16	1841	46,77	80,4	2x20T16	22,12
7 5,535 / 6,535	6,035	5,7	0,2874	87,24	16	1841	47,39	80,4	2x20T16	21,38
8 6,535 / 7,535	7,035	4,72	0,3062	83,65	14	1935	43,23	49,28	2x16T14	22,01

b - Effort normal: Cet effort normal (en bas de chaque tranche) provient des composantes inclinées de dP, dP' et dP'' (étanchéité) soit:

$dN = (dI + dI' + dI'') \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot ds = \left[\frac{\delta \cdot h}{\text{tg} \alpha} + \frac{\Delta \cdot e}{\text{sin} \alpha} + \frac{0,07}{\text{sin} \alpha} \right] \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \cdot ds$

$\alpha = 45^\circ, 52$; $ds = 1,427 \cdot dr$; $h = 11,838 - 1,0183 \cdot r$ d'où:

$N = (125,96 - 10,76 \cdot r + 31,416 \cdot e) \cdot r \cdot dr$. En prenant les mêmes tranches

que précédemment, l'expression ci-dessus permet de calculer l'effort normal N

en bas de chaque tranche. Il faut signaler que la première tranche reçoit, en plus de l'effort N , l'effort transmis par la ceinture, l'acrotère et la coupole de couverture. Soit : $N_{01} = \frac{P_{ceinture}}{cos\alpha} = \frac{60,158}{0,7007} = 85,854 t$;

$N_{02} = \frac{P_{acrotère}}{cos\alpha} = \frac{8,4}{0,7007} = 11,988 t$; $N_{03} = \frac{N_{coupole}}{cos\alpha} = \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot M_{y_1} \cdot \sin \gamma_1}{cos\alpha}$

$N_{03} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 11,625 \cdot 6,4766 \cdot 0,4885}{0,7007} = 329,8 t \rightarrow N_0 = N_{01} + N_{02} + N_{03} = 427,642 t$

D'après le « Cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en béton armé » la section d'acier de répartition est : $A' = \frac{1}{4} \cdot A$

A : section réelle trouvée précédemment avec l'effort tranchant T .

$\sigma'_b = \frac{\sum N}{S}$: contrainte de compression du béton dans chaque anneau.

Il faut vérifier que : $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo} = 76,5 \text{ kgf/cm}^2$.

$S = 2 \cdot \pi \cdot r_i \cdot \frac{e_i}{cos\alpha}$: section transversale de la paroi de la cuve à la cote considérée $\rightarrow S = 2 \cdot \pi \cdot r_i \cdot \frac{e_i}{0,7007} = 8,967 \cdot r_i \cdot e_i$. L'effort N calculé avec son expression est à ajouter à celui des tranches supérieures pour obtenir l'effort total $\sum N$ en bas de chaque tranche. Tous les résultats de calcul ainsi que le ferrailage figurent dans le tableau ci-dessous :

Tranche	r	e	N	$\sum N$	S	σ'_b	A'calculée	A'réelle	2x nT ϕ
N° de...à...m	(m)	(m)	(tonnes)	(tonnes)	(m ²)	(kgf/cm ²)	(cm ² /ml)	(cm ² /ml)	/ml
1 0 0,535	11,36	0,179	55,76	483,4	18,234	2,65	4,52	9,42	2x6T10
2 0,535 1,535	10,61	0,1934	186,21	669,61	18,4	3,64	4,52	9,42	2x6T10
3 1,535 2,535	9,63	0,2122	274,31	943,92	18,324	5,15	7,35	9,42	2x6T10
4 2,535 3,535	8,64	0,231	341,5	1285,42	17,896	7,18	13,86	14,12	2x9T10
5 3,535 4,535	7,66	0,25	386,58	1672	17,172	9,73	18,09	18,84	2x12T10
6 4,535 5,535	6,68	0,2686	410,13	2082,13	16,089	12,94	20,1	20,41	2x13T10
7 5,535 6,535	5,7	0,2874	412,29	2494,42	14,69	16,98	20,1	20,41	2x13T10
8 6,535 7,535	4,72	0,3062	393,02	2887,44	12,96	22,28	12,32	12,56	2x8T10

Exemple de disposition des armatures dans la paroi de la cuve: 24

Pour les anneaux (tranches) 6 et 7 on a: $A(\text{cerces}) = 80,4 \text{ cm}^2$ (40T16) pour chaque tranche et $A'(\text{répartition}) = 20,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (26T10/ml) pour chaque tranche. Le ferrailage sera disposé comme suit:

1- Cerces (armatures principales):

Nappe intérieure: 20T16 (1) ; Nappe extérieure: 20T16 (1')

2- Barres verticales (armatures de répartition):

Nappe intérieure: 13T10/ml (2) ; Nappe extérieure: 13T10/ml (2').

D'où: $\begin{cases} (1) + (2) \text{ forment un quadrillage intérieur.} \\ (1') + (2') \text{ forment un quadrillage extérieur.} \end{cases}$

Vérification de la partie inférieure de la paroi de la cuve:

Maintenant on suppose que la partie inférieure de la paroi est encastree dans le fond de la cuve et dans la tour de support. (Dans les calculs précédents on a négligé l'influence de cet encastrement). Pour le calcul des moments dans la partie inférieure de la paroi on applique la méthode « Hangan - Soare » qui suppose un encastrement non pas parfait mais un encastrement élastique. Cette méthode est conçue pour les cuves à épaisseur constante mais reste valable pour les cuves à épaisseur variable en donnant des résultats approchés (A. Guerrin VI).

Moment à l'encastrement inférieur: $M_0 = K \cdot (1,2 \cdot \bar{w}) \cdot h^3$.

K: coefficient donné par l'abaque en fonction de $\frac{e}{e'}$ et de $\beta \cdot h$

(A. Guerrin. Tome 6. Page 229)

$e = 0,45 \text{ m}$: épaisseur de la paroi au niveau du fond.

$e' = 0,15 \text{ m}$: épaisseur du cône de fond.

$h = 7,535 \text{ m}$: hauteur maximale de l'eau.

$$\beta = \frac{\sqrt{3 \cdot (1 - \nu^2)}}{\sqrt{R \cdot e}} \quad (\text{A. Guerrin. T.6. P.211}).$$

$\nu = 0,15$: coefficient de Poisson pour le béton armé et $R = 4,225 \text{ m}$:

rayon moyen de la paroi au niveau du fond $\rightarrow \beta = \frac{\sqrt{3 \cdot (1 - 0,15^2)}}{\sqrt{4,225 \cdot 0,45}} = 0,949$.

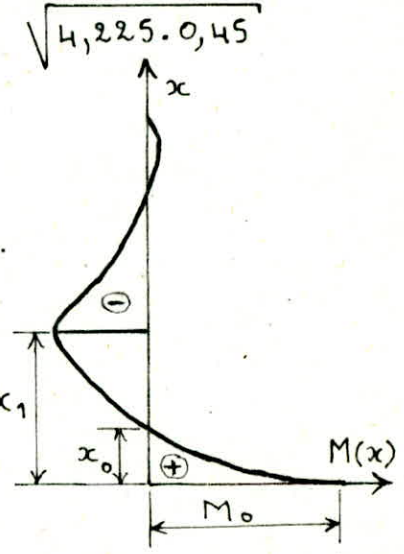
$$\left. \begin{aligned} \beta \cdot h &= 0,949 \cdot 7,535 = 7,151 \text{ m} \\ \frac{e}{e'} &= \frac{0,45}{0,15} = 3 \end{aligned} \right\} \rightarrow K = 0,0015$$

$$M_0 = 0,0015 \cdot 1,2 \cdot 1000 \cdot 7,535^3 = 770,056 \text{ kg.m/ml.}$$

Ferraillage: • A l'encastrement: $h_t = 45 \text{ cm}$.

• Enrobage: $d = 3 \text{ cm} \rightarrow h = h_t - d = 45 - 3 = 42 \text{ cm}$.

• Bras de levier: $z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 42 = 36,75 \text{ cm}$



La section d'acier: $A = \frac{M_0}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$; On se fixe des T12 $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 2054 \text{ kgf/cm}^2$.

$$A = \frac{770,056 \cdot 10^2}{36,75 \cdot 2054} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \ll 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Donc les armatures}$$

de répartition sont largement suffisantes (8T10/ml/nappe)

Abscisse du moment fléchissant nul: $x_0 = K_0 \cdot h$ avec

$$K_0 = 0,0236 \text{ (Abaque. A. Guerrin. T.6. P.230)} \rightarrow x_0 = 0,0236 \cdot 7,535 = 0,178 \text{ m}$$

Moment fléchissant négatif maximal: $M' = -K' \cdot (1,2 \cdot \bar{w}) \cdot h^3$.

$$K' = 0,00275 \text{ (Abaque. A. Guerrin. T.6. P.232)} \rightarrow M' = -1411,77 \text{ kg.m/ml.}$$

Abscisse du moment négatif maximal: $x_1 = K_1 \cdot h$ avec

$$K_1 = 0,1325 \text{ (Abaque. A. Guerrin. T.6. P.231)} \rightarrow x_1 = 0,1325 \cdot 7,535 = 0,998 \text{ m.}$$

L'épaisseur de la paroi en x_1 est $e_1 = 29,69 \text{ cm}$ d'où: $h_t = 29,69 \text{ cm}$

$$\rightarrow h = 26,69 \text{ cm} \rightarrow z_1 = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 26,69 = 23,35 \text{ cm}$$

Section d'acier en x_1 : $A = \frac{M'}{z_1 \cdot \bar{\sigma}_a}$; On se fixe des T12 $\rightarrow \bar{\sigma}_a = 2054 \text{ kgf/cm}^2$

$$A = \frac{1411,77 \cdot 10^2}{23,35 \cdot 2054} = 2,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \ll 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc les aiers de répartition $2 \times 8T10/ml$ l'emportent également. 26

Abaisse de l'effort maximal suivant les cerces: $x_2 = K_2 \cdot h$ avec

$$K_2 = 0,26 \text{ (Abaque. A. Guerrin. T. 6. P. 233)} \rightarrow x_2 = 0,26 \cdot 7,535 = 1,9591 \text{ m}$$

L'épaisseur en x_2 : $e_2 = 27,88 \text{ cm}$; Rayon moyen en x_2 : $r_2 = 6,15 \text{ m}$

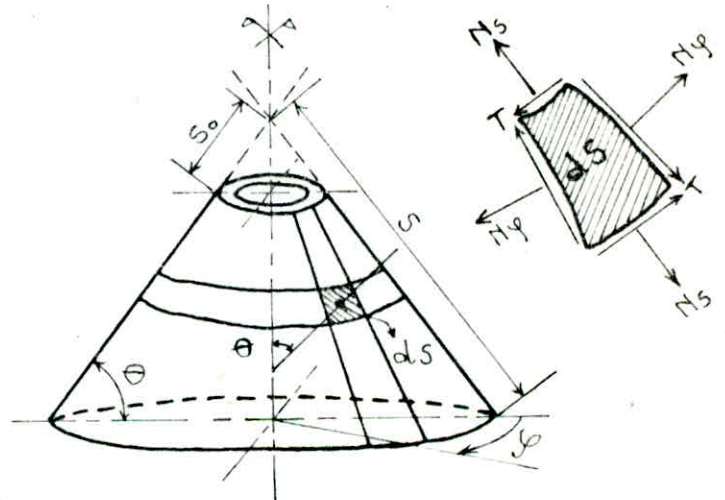
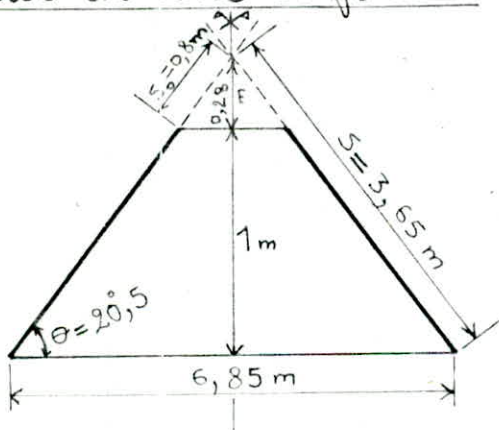
T est calculé comme précédemment pour une tranche de 1m de hauteur.

$$T = (3,503 \cdot e_2 + 28,51 - 2,444 \cdot r_2) \cdot r_2 \cdot dr = 87,3 \text{ t} \quad (dr = 0,982 \text{ m})$$

On remarque que cet effort T est supérieur à l'effort évalué précédemment (83,65t). Dans le tableau donnant T, il faut donc remplacer la dernière ligne (Tranche N°8) par la suivante:

8	6,535 7,535	7,035	4,72	0,3062	87,3	16	1841	47,42	56,28	2x14T16	22,35
---	----------------	-------	------	--------	------	----	------	-------	-------	---------	-------

F - Calcul du cône de fond:

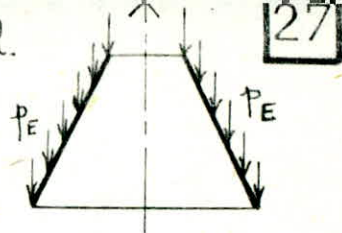


On calcule notre tronc de cône d'après la méthode exposée dans le livre «Elementary statics of shells» par Alf Pflüger. On considère un élément du tronc de cône ds . Sous les différentes charges, cet élément est soumis à un effort N_s suivant la direction méridienne et à un effort N_y suivant le plan parallèle à la base. Les charges à considérer pour le calcul pont: le poids propre, la pression de l'eau et le poids transmis par la cheminée. On procède par superposition de ces trois effets. Cas A: Poids propre:

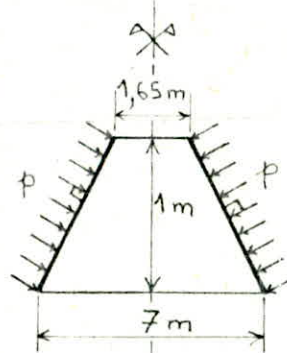
$$\left. \begin{array}{l} \text{Poids du cône (béton seul): } 0,15 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/m}^2 \\ \text{Étanchéité et isolation: } 0,07 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Total: } p_E = 0,445 \text{ t/m}^2$$

$$N_s = -p_E \cdot \frac{s^2 - s_0^2}{2 \cdot s} \cdot \frac{1}{\sin \theta} = -0,445 \cdot \frac{3,65^2 - 0,8^2}{2 \cdot 3,65} \cdot \frac{1}{\sin 20,5} = -2,207 \text{ t/ml.}$$

$$N_y = -p_E \cdot s \cdot \frac{\cos^2 \theta}{\sin \theta} = -0,445 \cdot 3,65 \cdot \frac{\cos^2 20,5}{\sin 20,5} = -4,069 \text{ t/ml.}$$



Cas B: Pression de l'eau: $P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$ (force de pression résultante)



$$P_x = w \cdot h_g \cdot S_{\text{projetée}} = 1,2 \cdot \left[6,535 + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot 7 + 1,65}{7 + 1,65} \right) \right] \cdot \frac{7 + 1,65}{2} \cdot 1$$

$$P_x = 37,04665 \text{ t}$$

$$V_1 = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (3,5^2 - 0,825^2) \cdot 6,535 = 118,7614 \text{ m}^3$$

$$V_2' = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot R^2 \cdot h = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot 3,5^2 \cdot 1 = 19,2422 \text{ m}^3$$

$$V_2'' = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot \frac{1}{3} \cdot (3,5^2 + 0,825^2 + 3 \cdot 3,5 \cdot 0,825) = 8,28235 \text{ m}^3$$

$$V_2 = V_2' - V_2'' = 10,96 \text{ m}^3 \rightarrow V = V_1 + V_2 = 118,7614 + 10,96 = 129,7214 \text{ m}^3$$

$$P_y = w \cdot V = 155,6657 \text{ t} \rightarrow \text{d'où: } P = 160,013 \text{ t}$$

$$\text{Surface du tronc de cône: } S = \pi \cdot 3,5 \cdot 3,7366 - \pi \cdot 0,825 \cdot 0,8811 = 38,8024 \text{ m}^2$$

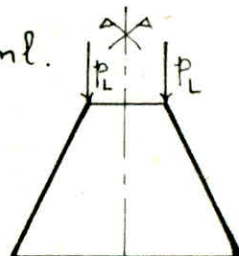
$$\frac{S}{2} = 19,4012 \text{ m}^2 \rightarrow \frac{P}{S/2} = p = 8,2476 \text{ t/m}^2: \text{ pression uniformément répartie sur la surface du tronc de cône.}$$

$$N_s = -p \cdot \frac{s^2 - s_0^2}{2 \cdot s} \cdot \cotg \theta = -8,2476 \cdot \frac{3,65^2 - 0,8^2}{2 \cdot 3,65} \cdot \cotg 20,5 = -38,324 \text{ t/ml.}$$

$$N_y = -p \cdot s \cdot \cotg \theta = -8,2476 \cdot 3,65 \cdot \cotg 20,5 = -80,516 \text{ t/ml}$$

Cas C: Poids transmis par la cheminée: La charge provenant de la cheminée ($P_{ch} = 15,268 \text{ t}$) sera répartie par mètre linéaire sur la circonférence moyenne du tronc de cône: $p_L = \frac{15,268}{2 \cdot \pi \cdot 0,75} = 3,24 \text{ t/ml.}$

$$N_s = -p_L \cdot \frac{s_0}{s} \cdot \frac{1}{\sin \theta} = -3,24 \cdot \frac{0,8}{3,65} \cdot \frac{1}{\sin 20,5} = -2,028 \text{ t/ml}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous:

	Cas A	Cas B	Cas C	Cas (A+B+C)
N_y (t/ml)	-4,069	-80,516	0	-84,585
N_s (t/ml)	-2,207	-38,324	-2,028	-42,559

* Le signe "-" signifie une compression.

Il faut noter que les efforts N_y et N_s ont été calculés là où ils sont les plus importants c'est-à-dire à la base inférieure du tronc de cône.

Contrainte maximale de compression du béton:

$$\sigma'_b = \frac{N_y}{100 \cdot e} = \frac{84,585 \cdot 10^3}{100 \cdot 15} = 56,39 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 76,5 \text{ kgf/cm}^2.$$

Donc le béton seul suffit à reprendre cet effort de compression.

Néanmoins on mettra des armatures destinées à résister aux effets de retrait et aux effets dissymétriques. Puisque le cône de fond est fortement chargé, la section d'acier suivant les plans méridiens sera de 0,5% de celle du béton, soit: $0,5 \cdot e = 0,5 \cdot 15 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

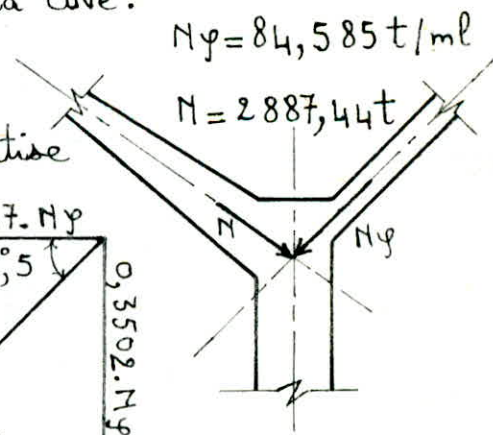
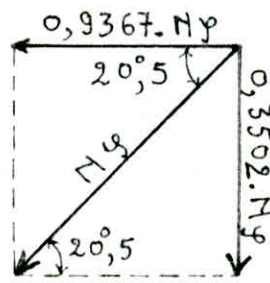
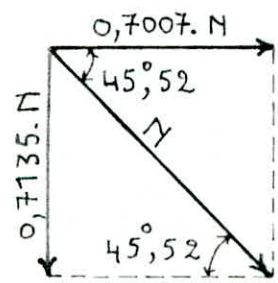
On prendra la même chose pour les armatures en cerces.

Méridiennes: 2 x 6 T12/ml (13,56 cm²/ml) et Cerces: 2 x 6 T12/ml

8 - Calcul de la ceinture inférieure: La ceinture inférieure est soumise à l'effort N_y transmis par le cône de fond et à l'effort normal N transmis par le dernier anneau de la paroi de la cuve.

La décomposition de N_y et de N en deux composantes verticale et horizontale se schématise comme suit:

L'effort N se répartit sur une circonférence de



rayon moyen $r = 3,75 \text{ m} \rightarrow N/\text{ml} = \frac{2887,44}{2 \cdot \pi \cdot 3,75} = 122,547 \text{ t/ml}$.

La ceinture reçoit donc un effort de compression:

$$H = (0,7007 \cdot N - 0,9367 \cdot N_y) \cdot r = (0,7007 \cdot 122,547 - 0,9367 \cdot 84,585) \cdot 3,75 = 24,89 \text{ t}$$

La surface de la ceinture est:

$$B = \frac{1}{2} \cdot 0,465 \cdot 0,15 + 0,5 \cdot 0,465 + \frac{1}{2} \cdot 0,45 \cdot 0,465 = 0,372 \text{ m}^2 = 3720 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section d'acier : } A = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{H}{\sigma'_0} - B \right) = \frac{1}{15} \cdot \left(\frac{24,89 \cdot 10^3}{76,5} - 3720 \right) < 0 \rightarrow A = 0 \quad \boxed{29}$$

Le béton seul peut résister à l'effort H. Cependant on adoptera une section d'acier égale à 1% de la section du béton, c'est-à-dire :

$$A = \frac{1}{100} \cdot 3720 = 37,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{\text{Cercles : 12 T20 (37,69 cm}^2\text{)}}$$

Cadres : 5 cadres \varnothing 10/ml

CHAPITRE V :

DETERMINATION

DE LA PERIODE

PROPRE

D'OSCILLATION

Evaluation de la période du mode fondamental: On se propose de déterminer la période de vibration de la structure avec deux méthodes différentes: 1- Première méthode: D'après Marius Diver, l'ouvrage est assimilé à une masse concentrée (Cuve) reposant sur un support (Tour) de masse non négligeable et d'inertie constante. La période T s'écrit:

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

• h: hauteur du support comptée de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante. • I: moment d'inertie de la section transversale du support: $I = \frac{\pi}{64} \cdot (\phi_{ext}^4 - \phi_{int}^4) = \frac{\pi}{64} \cdot (8^4 - 7^4) = 83,203 \text{ m}^4$.

• E: module d'élasticité longitudinale du béton:
 $E = 21000 \cdot \sqrt{\sigma_{23}} = 21000 \cdot \sqrt{306} = 367\,350 \text{ kgf/cm}^2$.

• P: poids de la masse concentrée (voir tableau ci-dessous).

Cuve vide $\rightarrow P_v = 690,209 \text{ t}$ et Cuve pleine $\rightarrow P_p = 2492,873 \text{ t}$

Pour évaluer P_p , le poids de l'eau a été pondéré.

• p: poids du support par unité de hauteur.

$$p = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) \cdot \rho_b = \frac{\pi}{4} \cdot (8^2 - 7^2) \cdot 2,5 = 29,45 \text{ t/ml}$$

• g = 9,81 m/s²: accélération de la pesanteur.

Détermination de la position du centre de gravité de la masse oscillante:

(voir tableau à la page suivante). Pour calculer la hauteur Z_G du centre de gravité de la masse oscillante, on a considéré la structure renversée de $\frac{\pi}{2}$. Ainsi on a calculé les moments statiques des forces $P_i \rightarrow Z_G = \frac{\sum_i P_i \cdot Z_i}{\sum_i P_i}$. On envisage les deux cas suivants:

Cuve vide $\rightarrow Z_{Gv} = 37,146 \text{ m}$ (i: 1 \rightarrow 9) et Cuve pleine $\rightarrow Z_{Gp} = 31,52 \text{ m}$ (i: 1 \rightarrow 10)

D'où les hauteurs comptées à partir de l'encastrement:

$$h_v = Z_{G_v} + 1 = 38,146 \text{ m}$$

$$h_p = Z_{G_p} + 1 = 32,52 \text{ m}$$

i	Désignation	Poids (t)	Z _i (m) (à partir du sol)
1	Dalle circulaire	5,816	43,35
2	Voile support de la dalle	5,82	42,35
3	Coupoles supérieure	215,208	40,408
4	Acrotère	8,4	39,45
5	Ceinture supérieure	60,158	38,893
6	Cuve tronconique	350,036	35,198
7	Cône de fond	6,165	31,262
8	Cheminée	15,268	35,633
9	Ceinture inférieure	23,338	30,66
10	Eau	1502,22	35,24

• Valeurs de P':

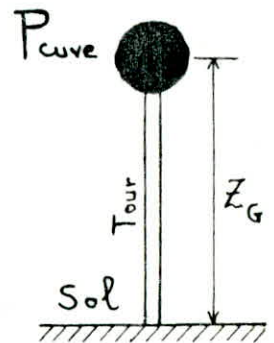
$$P'_v = 690,209 + \frac{33}{140} \cdot 29,45 \cdot 38,146 = 955,01 \text{ t}$$

$$P'_p = 2492,873 + \frac{33}{140} \cdot 29,45 \cdot 32,52 = 2718,62 \text{ t}$$

• Valeurs de T:

$$T_v = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{955,01 \cdot 10^3 \cdot 38,146^3}{9,81 \cdot 3 \cdot 367350 \cdot 10^4 \cdot 83,203}} = 0,48 \text{ s}$$

$$T_p = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{2718,62 \cdot 10^3 \cdot 32,52^3}{9,81 \cdot 3 \cdot 367350 \cdot 10^4 \cdot 83,203}} = 0,64 \text{ s}$$

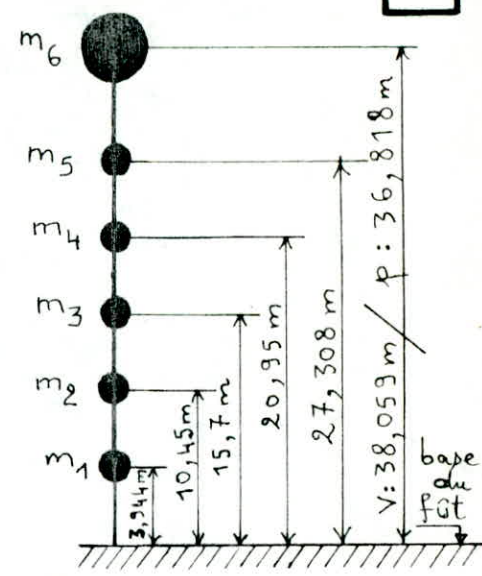
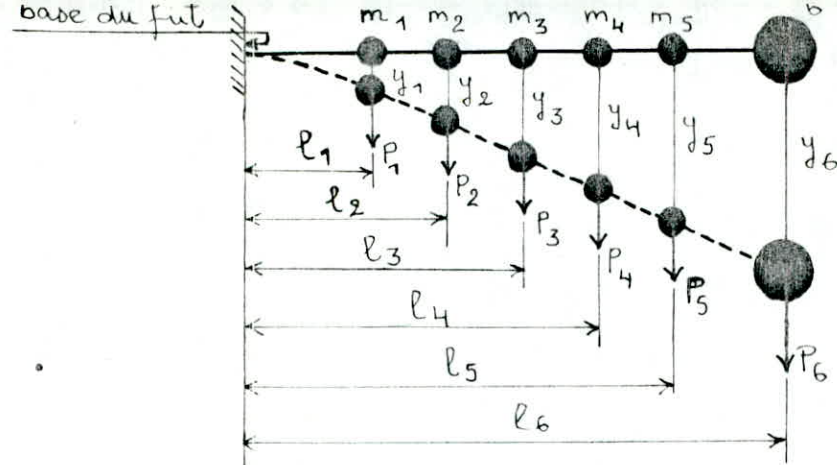


D'où: Cuve vide: T_v = 0,48 s et Cuve pleine: T_p = 0,64 s

2 - Deuxième méthode: (Méthode de Rayleigh). Schéma de calcul:

On modélise notre structure sous la forme de six masses concentrées: masse de la cuve (vide et pleine) plus une partie du fût, ensuite masse de chaque dalle de repos plus la partie du fût lui revenant. En imaginant la structure retournée à 90° dans le champ de la pesanteur, celle-ci est sollicitée par les forces P_i = m_i · g agissant dans la direction du degré de liberté. Soient y₁, y₂, y₃, y₄, y₅ et y₆ les déplacements statiques résultants (flèches). La période T est alors donnée par:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=6} P_i \cdot y_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{i=6} P_i \cdot y_i}}$$



Le déplacement en "i" dû à une force unitaire appliquée en "j" est :

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_{ij} &= \frac{1}{E.I} \cdot \left[\frac{l_i^2}{2} \cdot \left(l_j - \frac{l_i}{3} \right) \right] = \frac{\Delta_{ij}}{E.I} \quad \text{si } j \geq i \\ \delta_{ij} &= \delta_{ji} \quad \text{si } j < i \end{aligned} \right. \quad \text{Autrement dit :}$$

$$\Delta_{ij} = \begin{cases} \frac{l_i^2}{2} \cdot \left(l_j - \frac{l_i}{3} \right) & \text{si } j \geq i \\ \Delta_{ji} & \text{si } j < i \end{cases}$$

On en déduit les déplacements dus aux forces P_i :

$$y_i = \frac{\sum_{j=1}^{j=6} P_j \cdot \Delta_{ij}}{E.I}$$

Calcul des masses concentrées et de leurs positions :

- $P_1 = 4,712 + 29,45 \cdot 7,825 = 235,158 \text{ t} \rightarrow l_1 = 3,944 \text{ m}$
- $P_2 = 4,712 + 29,45 \cdot 5,25 = 159,325 \text{ t} \rightarrow l_2 = 10,45 \text{ m}$
- $P_3 = 4,712 + 29,45 \cdot 5,25 = 159,325 \text{ t} \rightarrow l_3 = 15,7 \text{ m}$
- $P_4 = 4,712 + 29,45 \cdot 5,25 = 159,325 \text{ t} \rightarrow l_4 = 20,95 \text{ m}$
- $P_5 = 4,712 + 29,45 \cdot 7,525 = 226,323 \text{ t} \rightarrow l_5 = 27,308 \text{ m}$
- $P_{6 \text{ vide}} = 690,209 + 29,45 \cdot 0,3 = 699,044 \text{ t} \rightarrow l_{6v} = 38,059 \text{ m}$
- $P_{6 \text{ pleine}} = 699,044 + 1502,22 = 2201,264 \text{ t} \rightarrow l_{6p} = 36,818 \text{ m}$

a - Cuve vide : Le tableau suivant regroupe les valeurs de Δ_{ij} : Voir page 33.

Les six déplacements y_i sont : $y_1 = 0,0995 \text{ cm}$; $y_2 = 0,639 \text{ cm}$; $y_3 = 1,34 \text{ cm}$;
 $y_4 = 2,216 \text{ cm}$; $y_5 = 3,437 \text{ cm}$; $y_6 = 5,722 \text{ cm} \rightarrow T_v = 0,44 \mu$

b - Cuve pleine : $y_1 = 0,2088 \text{ cm}$; $y_2 = 1,3479 \text{ cm}$; $y_3 = 2,835 \text{ cm}$; $y_4 = 4,6885 \text{ cm}$;

$y_5 = 7,2487 \text{ cm} ; y_6 = 9,4715 \text{ cm} \rightarrow T_p = 0,6 \text{ s}$

Cuve vide

Cuve pleine

i \ j	1	2	3	4	5	6
1	20,45	71,05	111,88	152,72	202,16	286,46
2	71,05	380,39	667,05	953,7	1300,85	1892,62
3	111,88	667,05	1289,96	1937	2720,59	4056,32
4	152,72	953,7	1937	3065	4460,27	6838,68
5	202,16	1300,85	2720,59	4460,27	6788,1	10829,79
6	286,46	1892,62	4056,32	6838,68	10829,79	18502,3

i \ j	1	2	3	4	5	6
1	20,45	71,05	111,88	152,72	202,16	242,7
2	71,05	380,39	667,05	953,7	1300,85	1585,44
3	111,88	667,05	1289,96	1937	2720,59	3362,94
4	152,72	953,7	1937	3065	4460,27	5604,05
5	202,16	1300,85	2720,59	4460,27	6788,1	8731,47
6	242,7	1585,44	3362,94	5604,05	8731,47	11463,84

Cuve vide : $T_v = 0,44 \text{ s}$ et Cuve pleine : $T_p = 0,6 \text{ s}$

Nota : D'après M^r Crainic, le coefficient de participation modale du 1^{er} mode η^i est donné par l'expression suivante :

$$\eta^i = \frac{\left(\sum_{j=1}^{j=6} m_j \cdot y_j^{(i)} \right)^2}{\sum_{j=1}^{j=6} m_j \cdot \sum_{j=1}^{j=6} m_j \cdot y_j^{2(i)}} \rightarrow \begin{cases} \text{A vide : } \eta_v = 81,07\% \\ \text{A plein : } \eta_p = 85,18\% \end{cases}$$

Ce coefficient η^i est supérieur à 80%, donc le 2^{ème} mode est peu influent. Les deux méthodes donnent des valeurs de T assez proches. On retient finalement les périodes les plus défavorables, soit :

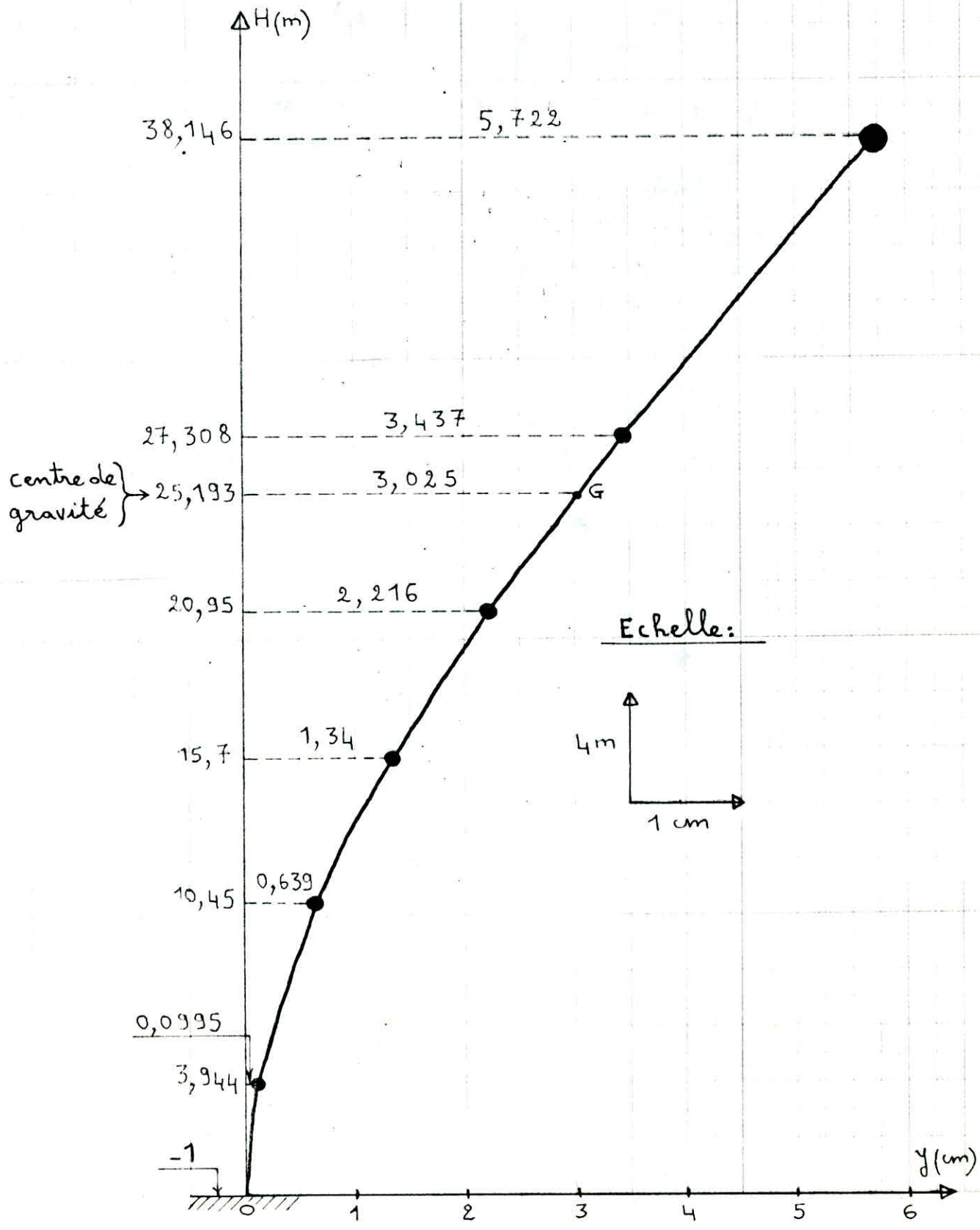
Cuve vide : $T_v = 0,44 \text{ s}$ et Cuve pleine : $T_p = 0,6 \text{ s}$

Les coefficients de réponse ξ correspondant à ces périodes sont donnés dans N.V. 65 - Page 83. Fig. R-III-3 :

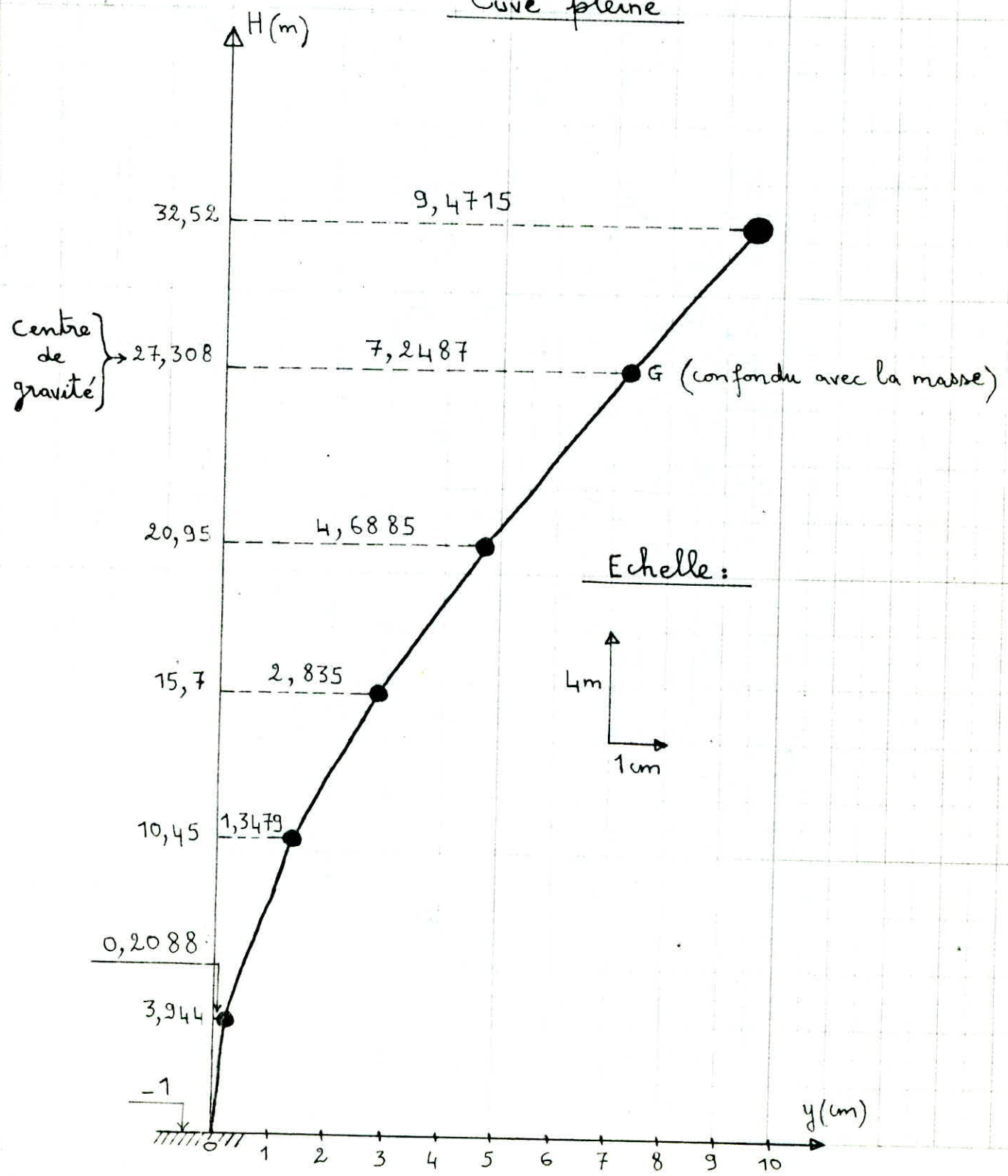
$T_v = 0,44 \text{ s} \rightarrow \xi_v = 0,4$ et $T_p = 0,6 \text{ s} \rightarrow \xi_p = 0,56$

Déformée du 1^{er} mode

Cuve vide



Déformée du 1^{er} mode
Cuve pleine



CHAPITRE VI :

ETUDE AU VENT

Sous les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, la tour est uniformément comprimée. Sous les surcharges du vent et séisme, elle sera soumise à des moments de flexion et à des efforts tranchants.

Etude au vent (D'après les règles Neige et Vent 1965): On considère les deux effets du vent suivants: * action d'ensemble * actions locales dans certaines sections. (Pour le vent on distinguera entre les deux cas suivants: - Vent en service normal - Vent en service extrême.)

I - Action d'ensemble du vent: L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction. Cette résultante peut se décomposer suivant: - une direction parallèle à celle du vent: traînée qui produit un effet d'entraînement et de renversement notée (T) .
- une direction perpendiculaire à celle du vent: dérive qui produit un effet de soulèvement et éventuellement de renversement notée (L) .

a) Calcul de la traînée: La force de traînée T s'écrit sous la forme:

$$T = c_t \cdot \beta \cdot s \cdot q \cdot D_e$$

* $c_t = \gamma_0 \cdot c_{t_0}$: coefficient global de traînée dépendant de l'élançement de la tour et de la rugosité de sa surface. Il est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale de la structure.

{ $c_{t_0} = 0,55$: car on a un cylindre rugueux à base circulaire sans nervure.
 γ_0 : est fonction de l'élançement de la construction caractérisé par le rapport de dimension $\lambda = \frac{h^2}{s_t}$.

{ $h = 43,4 \text{ m}$: hauteur totale du château d'eau à partir du sol.
 $s_t = 434,545 \text{ m}^2$: surface du maître-couple (1) } $\rightarrow \lambda = 4,335$

\rightarrow N.V. 65. Page 141. fig R-III-10. Catégorie V: $\gamma_0 = 1,043$

$$(1) s_t = 0,1 \cdot 4,2 + 1,9 \cdot 4 + \frac{2}{3} \cdot (2,9,5) \cdot 2,7 + 0,3 \cdot 23,9 + \frac{8+23,9}{2} \cdot 8,9 + 8 \cdot 30,4 = 434,545 \text{ m}^2$$

$\tau = 1,043 \cdot 0,55 = 0,573.$

* $\beta = \theta \cdot (1 + \gamma \cdot \tau)$: coefficient de majoration dynamique, dépend de la période propre de vibration de la construction et des effets de la résonance provoqués par les oscillations.

• θ : coefficient global dépendant du type de construction. On a une construction à base circulaire $\rightarrow \theta = 1$

• γ : coefficient de réponse déterminé en fonction de la période propre de vibration de la structure: A vide: $\gamma_v = 0,4$; A plein: $\gamma_p = 0,56.$

• τ : coefficient de pulsation évalué en fonction du niveau pris en considération (N. V 65. Page 83. Fig R-III-4).

* δ : coefficient de réduction des pressions dynamiques tenant compte de l'effet des dimensions. Il est fonction de la hauteur de la construction à partir du sol: $H = 43,4 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,835.$

* D_e : diamètre extérieur de la structure à la côte considérée.

* $q = k_s \cdot q_H$: pression du vent.

• $k_s = 1,3$: coefficient de site (Alger: région II et site exposé).

• q_H : pression dynamique de base à la hauteur h :

$q_H = 2,5 \cdot q_{10} \cdot \frac{h+18}{h+60} = 175 \cdot \frac{h+18}{h+60}$ avec $q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$: pression dynamique de base à 10 m de hauteur

$\rightarrow T = 0,573 \cdot \beta \cdot 0,835 \cdot 1,3 \cdot q_H \cdot D_e = \underline{\underline{0,622 \cdot \beta \cdot D_e \cdot q_H}}$

Le tableau ci-dessous regroupe tous les résultats numériques avec les notations suivantes:

• L'indice "v": Cuve vide.

• L'indice "p": Cuve pleine.

• L'indice "n": Service normal $\rightarrow q_n = k_s \cdot q_H = 1,3 \cdot q_H.$

• L'indice "e": Service extrême $\rightarrow q_e = 1,75 \cdot q_n.$

Z(m)	ζ_t	τ	ξ_v	γ_p	β_v	β_p	δ	k_p	q_H (kg/m ²)	q_n (kg/m ²)	q_e (kg/m ²)	D_e (m)	T_{vH} (kg/ml)	T_{ve} (kg/ml)	T_{pH} (kg/ml)	T_{pe} (kg/ml)
±00,00	0,573	0,36	0,4	0,56	1,144	1,201	0,835	1,3	52,5	68,25	119,44	8	298,86	523	313,75	549,06
+4	0,573	0,36	0,4	0,56	1,144	1,201	0,835	1,3	60,75	78,19	136,83	8	342,4	599,21	359,46	629,07
+8	0,573	0,36	0,4	0,56	1,144	1,201	0,835	1,3	66,91	86,98	152,21	8	380,89	666,55	399,86	699,76
+12	0,573	0,356	0,4	0,56	1,142	1,199	0,835	1,3	72,91	94,78	165,86	8	414,32	725,05	435	761,24
+16	0,573	0,349	0,4	0,56	1,139	1,195	0,835	1,3	78,29	101,78	178,11	8	443,72	776,51	465,54	814,65
+20	0,573	0,345	0,4	0,56	1,138	1,193	0,835	1,3	83,12	108,05	189,09	8	470,68	823,69	493,43	863,5
+24	0,573	0,339	0,4	0,56	1,135	1,19	0,835	1,3	87,5	113,75	199,06	8	494,18	864,81	518,12	906,72
+28	0,573	0,333	0,4	0,56	1,133	1,186	0,835	1,3	91,48	118,92	208,11	8	515,74	902,54	539,86	944,7
+30,4	0,573	0,329	0,4	0,56	1,132	1,184	0,835	1,3	93,69	121,8	213,15	8	527,55	923,21	551,98	965,96
+32	0,573	0,327	0,4	0,56	1,131	1,183	0,835	1,3	95,11	123,64	216,37	11,1	742,68	1299,69	776,82	1359,4
+36	0,573	0,321	0,4	0,56	1,128	1,18	0,835	1,3	98,44	127,97	223,95	18,85	1301,91	2278,35	1361,93	2383,3
+39,6	0,573	0,315	0,4	0,56	1,126	1,176	0,835	1,3	101,5	131,95	230,91	23,9	1699	2973,24	1774,44	3105,2
+43,4	0,573	0,31	0,4	0,56	1,124	1,173	0,835	1,3	103,98	135,17	236,55	4,2	305,32	534,31	318,63	557,6

b) Calcul de la dérive: La valeur maximale de la force de dérive est

donnée à chaque niveau par l'expression suivante: $L = \delta' \cdot c_L \cdot \beta' \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{h}$.

- $\delta' = 0,8$: coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimension.
- $c_L = 0,2$: coefficient de dérive.
- $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$: coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement.
 - $\Delta = 0,3$: décrement logarithmique d'amortissement pour le béton armé $\rightarrow \beta' = \frac{\pi}{0,3} = 10,47$.
- $q_{cr} = \frac{v_{cr}^2}{16}$: pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance.
- d : largeur du maître-couple.
- H : cote du niveau considéré comptée à partir du sol.
- $h = 44,4$ m: hauteur totale de la construction comptée à partir de l'encastrement.

Détermination de la vitesse critique: La théorie de Karman montre que

la période des tourbillons est donnée par (formule applicable aux tubes circulaires): $T_k = \frac{d}{S \cdot V}$ avec: * V : vitesse du fluide (vent). * $d = 8$ m:

largeur du maître couple. * S : nombre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité du fluide ($S = 0,2$ pour cylindre rugueux [catégorie V]).

La résonance se produit quand la période des rafales du vent est égale à la période propre de vibration de la structure, c'est-à-dire:

$$T_k = T \Rightarrow V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} \rightarrow \begin{cases} \text{Cuve vide: } T_v = 0,44 \text{ s} \rightarrow V_{cr} = \frac{8}{0,2 \cdot 0,44} = 90,91 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.} \\ \text{Cuve pleine: } T_p = 0,6 \text{ s} \rightarrow V_{cr} = \frac{8}{0,2 \cdot 0,6} = 66,66 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.} \end{cases}$$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. On a donc admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s,

il est inutile de faire un calcul à la résonance (N.V.65. Page 281. 40)

Annexe 8). Les efforts tranchants et les moments fléchissants engendrés par l'action d'ensemble du vent sont regroupés dans le tableau ci-dessous avec les notations suivantes: • S. N = Service normal ; • S. E = Service extrême avec $S. E = 1,75. S. N.$

Côte Z (m)	CUVE VIDE		CUVE PLEINE	
	T (t)		M (t.m)	
	S. N	S. E	S. N	S. E
+43,4	0	0	0	0
+39,6	3,8	6,65	7,22	12,63
+36	9,2	16,1	30,62	53,58
+32	13,29	23,26	75,6	132,3
+30,4	14,81	25,98	109,32	191,31
+28	16,06	28,1	146,36	256,13
+24	18,08	31,64	214,64	375,62
+20	20,01	35,02	290,82	508,93
+16	21,84	38,22	374,52	655,41
+12	23,55	41,21	465,3	814,27
+8	25,14	44	562,68	984,69
+4	26,58	46,51	666,12	1165,71
±0,00	27,86	48,75	775	1356,25
-1	27,86	48,75	802,86	1405

Exemples de calcul de M et T: — Cuve vide: Service normal.

• $Z = 43,4 \text{ m}$; $T = 0$ et $M = 0$: le vent n'a pas de prise sur le sommet du château d'eau.

• $Z = 39,6 \text{ m}$; $T = \frac{305,32 + 1699}{2} \cdot 3,8 + 0 = 3,8 \cdot 10^3 \text{ kg} = 3,8 \text{ t.}$

$M = \frac{3,8 + 0}{2} \cdot 3,8 + 0 = 7,22 \text{ t.m}$

• $Z = 36 \text{ m}$; $T = \frac{1699 + 1301,91}{2} \cdot 3,6 + 3,8 \cdot 10^3 = 9,2 \cdot 10^3 \text{ kg} = 9,2 \text{ t}$

$M = \frac{9,2 + 3,8}{2} \cdot 3,6 + 7,22 = 30,62 \text{ t.m.}$

Au dessous du niveau $\pm 00,00$ m T reste constant.

II - Action locale du vent: Chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent p et des cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la paroi. Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovalisation qui s'expriment comme suit: $M_{oi} = K_i \cdot \delta_0 \cdot q_n \cdot D_m^2$: moment d'ovalisation intérieur.

$$M_{oe} = K_e \cdot \delta_0 \cdot q_n \cdot D_m^2$$
 : moment d'ovalisation extérieur.

$$D_m = \frac{D_e + D_i}{2}$$
 : diamètre moyen.

K_i et K_e : coefficients donnés par Marius Diver - Page 22 - tels que:

$$K_i = 0,062$$
 (face au vent - fibres intérieures tendues $\alpha = 90^\circ$)

$$K_e = 0,054$$
 (face latérale - fibres extérieures tendues $\alpha = 0^\circ$)

δ_0 : coefficient de dimension donné par N. V. 65. Page 63. Fig. R-III-2.

(Pour déterminer δ_0 , il faut considérer D_m comme étant la plus grande dimension de la surface totale offerte au vent). Les moments d'ovalisation

sont rangés dans le tableau suivant. Les notations y sont: M.O.N: moment d'ovalisation normal et M.O.E: moment d'ovalisation extrême.

Cote Z (m)	K _i	K _e	δ ₀	q _n (kg/m ²)	D _m (m)	z D _m (m ²)	M. O. N		M. O. E	
							Moi (kg.m/ml)	Moe (kg.m/ml)	Moi (kg.m/ml)	Moe (kg.m/ml)
±00,00	0,062	0,054	0,845	68,25	7,5	56,25	201,13	175,17	351,97	306,56
+4	0,062	0,054	0,845	78,19	7,5	56,25	230,42	200,69	403,23	351,2
+8	0,062	0,054	0,845	86,98	7,5	56,25	256,32	223,25	448,57	390,69
+12	0,062	0,054	0,845	94,78	7,5	56,25	279,31	243,27	488,79	425,72
+16	0,062	0,054	0,845	101,78	7,5	56,25	299,94	261,24	524,89	457,16
+20	0,062	0,054	0,845	108,05	7,5	56,25	318,41	277,33	557,23	485,33
+24	0,062	0,054	0,845	113,75	7,5	56,25	335,21	291,96	586,62	510,93
+28	0,062	0,054	0,845	118,92	7,5	56,25	350,45	305,23	613,29	534,15
+30,4	0,062	0,054	0,845	121,8	7,5	56,25	358,93	312,62	628,13	547,08
+32	0,062	0,054	0,836	123,64	10,67	113,85	729,6	635,46	1276,81	1112,06
+36	0,062	0,054	0,825	127,97	18,52	342,99	2245,1	1955,4	3928,92	3421,96
+39,6	0,062	0,054	0,814	131,95	23,75	564,06	3756,22	3271,54	6573,38	5725,2
+43,4	0,062	0,054	0,907	135,17	4,2	17,64	134,08	116,78	234,65	204,37

CHAPITRE VII :

ETUDE AU SEISME

généralités et principe de calcul: Notre ouvrage sera implanté dans 40

une zone de moyenne sismicité (Alger: zone II). La construction est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans la structure et même la ruine totale. Donc l'ouvrage doit être conçu de manière à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales auxquelles il est soumis. L'étude consiste en la vérification, pour les sollicitations d'ensemble, de la résistance et de la stabilité de la structure afin de justifier par le calcul la sécurité de la construction vis-à-vis des efforts sismiques. L'évaluation des sollicitations d'origine sismique se fait par application à la construction d'un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le calcul sera fait selon les Règles Parasismiques Algériennes 1981 (R.P.A.81).

Calcul de la force sismique V: Dans notre cas, les charges sont axiales symétriques, le couple de torsion n'existe pas de même que pour l'action sismique verticale. La seule force sismique horizontale totale agissant sur la structure s'exprime par: $V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$.

— A: coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique: $\left. \begin{array}{l} \text{Château d'eau - Groupe d'usage: 1} \\ \text{Zone: II} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0,25$.

— D: facteur d'amplification dynamique moyen, sa valeur sera déterminée d'après le type de sol de fondation en fonction de la période T de la structure.

On a un sol ferme $\rightarrow D = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,3}{T}}$

d'où: $\left\{ \begin{array}{l} \text{Cuve vide: } T_v = 0,44 \text{ s} \rightarrow D = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,3}{0,44}} = 1,651 \\ \text{Cuve pleine: } T_p = 0,6 \text{ s} \rightarrow D = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,3}{0,6}} = 1,414 \end{array} \right.$

— B : facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements. Notre château d'eau est une structure voile porteur (fût) $\rightarrow B = \frac{1}{3}$.

— Q : facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée, dépend 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. $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$ où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q ($P_q = 0$ si le critère est observé et $P_q = 0,1$ sinon). Les valeurs de pénalité P_q figurent dans le tableau ci-contre :

q	Critère	Valeur P_q
1	Conditions minimales des files portuses.	0,1
2	Surabondance en plan.	0,1
3	Symétrie en plan.	0
4	Régularité en élévation.	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6	Contrôle de la qualité de la construction.	0

$Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0 = 1,2$

— W : poids total de la structure (fondation non comprise) :

$W_{vide} = 1638,347 t$

$W_{pleine} = 3140,567 t$

La force V sera donc :

$V_{vide} = 0,25 \cdot 1,651 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2 \cdot 1638,347 = 270,49 t \rightarrow \underline{V_{vide} = 270,49 t}$

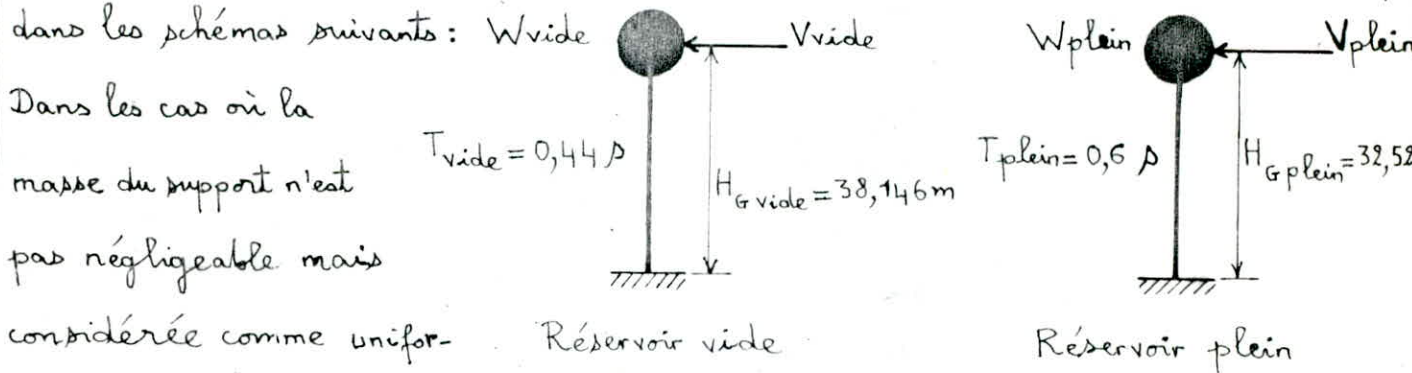
$V_{pleine} = 0,25 \cdot 1,474 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2 \cdot 3140,567 = 444,07 t \rightarrow \underline{V_{pleine} = 444,07 t}$

Remarque : La force V_{pleine} 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 phénomène sera étudié dans le chapitre VIII "Effet hydrodynamique". L'effort sismique de dimensionnement sera pris le plus défavorable entre les deux cas : * Sans tenir compte de l'effet hydrodynamique. * En tenant compte de l'effet hydrodynamique.

Distribution de la charge sismique en élévation et principe de modélisation :

Pour les châteaux d'eau, que l'on modélise par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve, la force sismique évaluée précédemment est donc appliquée à cette masse en son centre de gravité comme indiqué dans les schémas suivants:

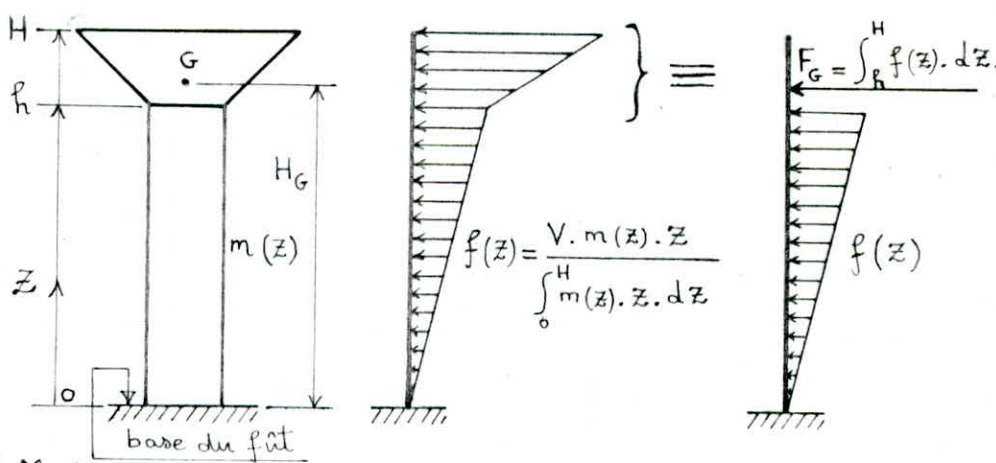


Dans les cas où la masse du support n'est pas négligeable mais considérée comme uniformément répartie, la distribution préconisée de la force sismique de calcul sera la suivante:

$$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz} \quad \text{où : } * f(z) : \text{ densité de la force horizontale à la cote } z.$$

* $m(z)$: loi de répartition de la masse.
 * z : cote au point du support considéré à partir de l'encastrement du système.

- $h = 31,4 \text{ m}$: hauteur de la tour.
- $H = 44,4 \text{ m}$: hauteur totale du château d'eau.
- H_G : hauteur du centre de gravité de la cuve.



Les moments fléchissants $M(x)$ et les efforts tranchants $T(x)$ seront donnés par les expressions suivantes dans les deux cas envisagés (cuve vide: $H_G = 38,146 \text{ m}$ et cuve pleine: $H_G = 32,52 \text{ m}$):

x (m)	CUVE VIDE	CUVE PLEINE
$M(x) (\text{t.m})$	$-0,0325 \cdot x^3 + 270,481 \cdot x - 8663,1$	$-0,0228 \cdot x^3 + 444,06 \cdot x - 13659,41$
$T(x) (\text{t})$	$-0,0975 \cdot x^2 + 270,481$	$-0,0684 \cdot x^2 + 444,06$

D'où le tableau donnant M et T:

Nota: 1. Prendre $x = Z + 1$

2. Le détail de calcul des expressions $M(x)$ et $T(x)$ viendra ci-après.

Calcul des efforts tranchants et moments

fléchissants:

A - Cuve vide:

Côte Z(m)	CUVE VIDE		CUVE PLEINE	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
+30,4	174,35	1176,17	376,62	421,79
+28	188,48	1611,79	386,53	1337,74
+24	209,54	2408,89	401,31	2914,16
+20	227,48	3283,98	413,89	4545,3
+16	242,3	4224,59	424,29	6222,4
+12	254	5218,25	432,5	7936,72
+8	262,58	6252,46	438,52	9679,49
+4	268,04	7314,76	442,35	11441,96
±00,00	270,38	8392,65	443,99	13275,37
-1	270,48	8663,1	444,06	13659,41

$M_{cuve} = 690,209t$; $M_{fat} = 29,45 t/ml$. $m(z)$ est définie par:

$$m(z).z = \begin{cases} 29,45.z & \text{pour } 0 \leq z \leq h = 31,4m \\ 690,209t & \text{pour } h = 31,4m < z \leq H = 44,4m \end{cases}$$

$$\int_0^{H=44,4m} m(z).z.dz = \int_0^{h=31,4m} 29,45.z.dz + 690,209.38,146 = 29,45 \cdot \frac{1}{2} \cdot [z^2]_0^{31,4m} + 26328,712 = 40846,973 t.m$$

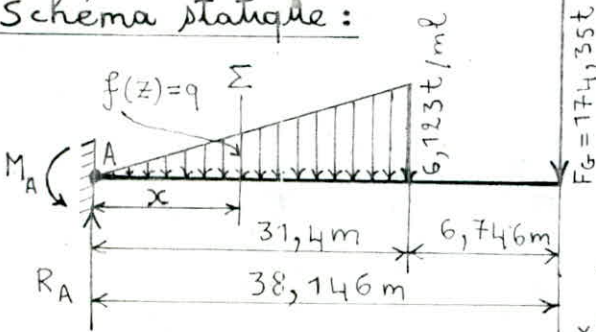
* Calcul de $f(z)$ jusqu'à la côte $z = h = 31,4m$:

$$f(z) = \frac{V.m(z).z}{\int_0^H m(z).z.dz} = \frac{270,49.29,45.z}{40846,973} = 0,195.z \quad [z \text{ en m} \rightarrow f(z) \text{ en t/ml}]$$

* Calcul de la force F_G appliquée au centre de gravité de la cuve:

$$F_G = \int_h^H f(z).dz = \frac{V.M_{cuve}.Hg}{\int_0^H m(z).z.dz} = \frac{270,49.690,209.38,146}{40846,973} = 174,35t$$

Schéma statique:



$$R_A = \frac{1}{2} \cdot 31,4 \cdot 6,123 + 174,35 = 270,481t$$

$$M_A = 174,35 \cdot 38,146 + \frac{1}{2} \cdot 31,4 \cdot 6,123 \cdot \frac{2}{3} \cdot 31,4 = 8663,1 t.m$$

Calcul de $M(x)$ et $T(x)$: Pour: $0 \leq x \leq 31,4m$

$$* M(x) = -\frac{1}{2} \cdot x \cdot 0,195 \cdot x \cdot \frac{1}{3} \cdot x + R_A \cdot x - M_A$$

$$M(x) = -0,0325 \cdot x^3 + 270,481 \cdot x - 8663,1 \quad [x \text{ en m} \rightarrow M \text{ en t.m}]$$

* $T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -0,0975 \cdot x^2 + 270,481$ [x en m \rightarrow T en t].

B - Cuve pleine : $M_{cuve} = 2492,873$ t ; $M_{fat} = 29,45$ t/ml.

$\int_0^{H=44,4m} m(z) \cdot z \cdot dz = \int_0^{h=31,4m} 29,45 \cdot z \cdot dz + 2492,873 \cdot 32,52 = 95586,491$ t.m

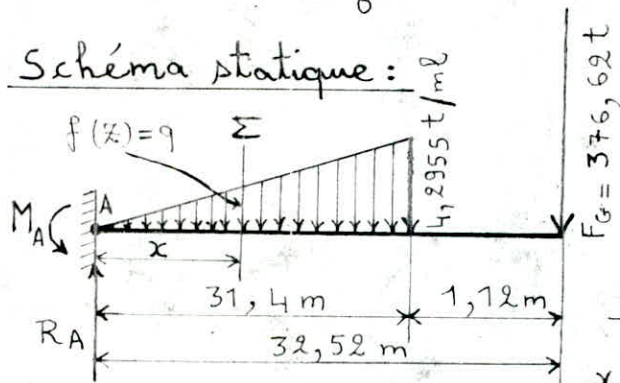
* Calcul de $f(z)$ jusqu'à la cote $z = h = 31,4$ m.

$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz} = \frac{444,07 \cdot 29,45 \cdot z}{95586,491} = 0,1368 \cdot z$ [z en m \rightarrow f(z) en t/ml]

* Calcul de la force F_G appliquée au centre de gravité de la cuve :

$F_G = \frac{\int_h^H f(z) \cdot dz}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz} = \frac{V \cdot M_{cuve} \cdot H_G}{95586,491} = \frac{444,07 \cdot 2492,873 \cdot 32,52}{95586,491} = 376,62$ t.

Schéma statique :



$R_A = \frac{1}{2} \cdot 31,4 \cdot 4,2955 + 376,62 = 444,06$ t

$M_A = 376,62 \cdot 32,52$

$+ \frac{1}{2} \cdot 31,4 \cdot 4,2955 \cdot \frac{2}{3} \cdot 31,4 = 13659,41$ t.m

Calcul de $M(x)$ et $T(x)$: Pour : $0 \leq x \leq 31,4$ m

* $M(x) = -\frac{1}{2} \cdot x \cdot 0,1368 \cdot x \cdot \frac{1}{3} \cdot x + R_A \cdot x - M_A$

$M(x) = -0,0228 \cdot x^3 + 444,06 \cdot x - 13659,41$ [x en m \rightarrow M en t.m]

* $T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -0,0684 \cdot x^2 + 444,06$ [x en m \rightarrow T en t].

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE L'EFFET

HYDRODYNAMIQUE

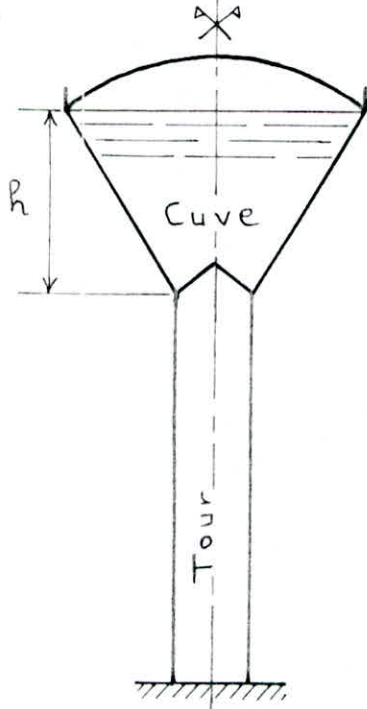
Introduction: Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'ya pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique, l'eau se comporte comme une masse rigidement liée à la cuve. Par contre dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation de vagues en surface. Si les vibrations de l'eau oscillante et celles de la structure sont en phase, cette dernière sera soumise à des efforts supérieurs à ceux trouvés sous l'hypothèse que l'eau et la cuve font un même corps.

Hypothèses de base: 1 - Liquide incompressible. 2 - La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide sera négligée.

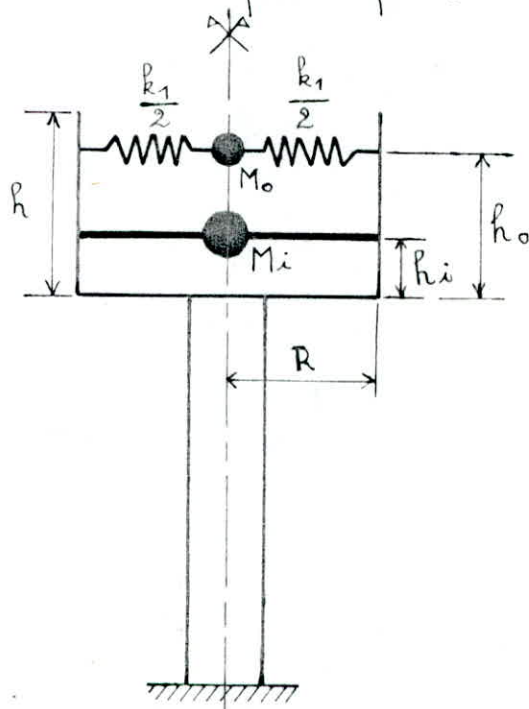
Méthode approchée de calcul d'après Houzner: Cette méthode aboutit à des expressions relativement simples. Dans sa modélisation, Houzner décompose l'action du liquide en deux types: (a) Une action passive provoquant des efforts d'impulsion. (b) Une action active provoquant des efforts d'oscillation - 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 obtenu 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'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par deux ressorts de raideurs $\frac{k_1}{2}$ à un niveau h_o , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse.

active du fluide. Dans le modèle adopté pour le château d'eau, la masse M_0 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 au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel k_0 .

Application de la méthode: Soit le château d'eau en béton armé représenté par la figure ci-dessous. Pour simplifier les calculs, on admettra que la cuve réelle peut être remplacée par une cuve cylindrique



Château d'eau.



Equivalent mécanique.



Modélisation.

Le rayon R du réservoir circulaire équivalent est :

$$R = \sqrt{\frac{V}{\pi \cdot h}} = \sqrt{\frac{1502,22}{\pi \cdot 7,535}} = 7,966 \text{ m} \rightarrow \text{Taux de remplissage: } \frac{h}{R} = \frac{7,535}{7,966} = 0,946 < 1,5$$

donc on a une cuve peu profonde. La méthode de Houzner est applicable.

$$\text{Poids de l'eau: } M_e = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \cdot h \cdot g = 1000 \cdot \pi \cdot 7,966^2 \cdot 7,535 \cdot 9,81 = 1473,61 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

$$\text{Poids du réservoir vide: } M_r = 690,209 \cdot 10^3 \cdot 9,81 = 677,1 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$\text{Poids de la tour: } M_t = 948,368 \cdot 10^3 \cdot 9,81 = 930,35 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

$$\text{Masse passive: } M_i = M_e \cdot \frac{th(\sqrt{3} \cdot R/h)}{\sqrt{3} \cdot R/h} + M_r + \frac{1}{2} \cdot M_t = 1906,74 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$\text{Point d'application de } M_i: h_i = \frac{3}{5} \cdot h = \frac{3}{5} \cdot 7,535 = 2,825 \text{ m.}$$

$$\text{Masse active: } M_o = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{h} \cdot \text{th} \left(1,84 \cdot \frac{h}{R} \right) = 465,825 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

Point d'application de M_o :

$$h_o = h \cdot \left(1 - \frac{\text{ch} \left[1,84 \cdot \frac{h}{R} \right] - 1}{1,84 \cdot \frac{h}{R} \cdot \text{ph} \left[1,84 \cdot \frac{h}{R} \right]} \right) = 4,5 \text{ m}$$

Pulsation ω_o de la masse oscillante:

$$\omega_o^2 = 1,84 \cdot \frac{g}{R} \cdot \text{th} \left[1,84 \cdot \frac{h}{R} \right] = 2,13 \text{ (rad/p)}^2$$

$$\rightarrow \omega_o = 1,46 \text{ rad/p} \rightarrow \text{La fréquence: } f = \frac{\omega_o}{2 \cdot \pi} = \frac{1,46}{2 \cdot \pi} = 0,232 \text{ Hertz.}$$

Calcul des raideurs k_1 et k_o :

— Raideur de la tige reliant les deux masses M_o et M_i : $k_1 = m_1 \cdot \omega_o^2 = \frac{M_o}{g} \cdot \omega_o^2 = 101,142 \cdot 10^4 \text{ N/m}$

— Raideur du support (tour): $k_o = \frac{P}{P'} \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I}{l^3}$

• P : poids de la masse concentrée:

$$P = M_e + M_r = (1473,61 + 677,1) \cdot 10^4 = 2150,71 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

$$\bullet P' = P + \frac{33}{140} \cdot M_t = \left(2150,71 + \frac{33}{140} \cdot 930,35 \right) \cdot 10^4 = 2370 \cdot 10^4 \text{ N.}$$

• E : module d'élasticité longitudinale du béton: $E = 367350,981 \cdot 10^4 = 369,37 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$

• I : moment d'inertie de la section transversale du support: $I = 83,203 \text{ m}^4$

• l : hauteur de la tour: $l = 31,4 \text{ m} \rightarrow k_o = 2,636 \cdot 10^8 \text{ N/m}$

Calcul des pulsations propres (ω_I et ω_{II}) des deux modes principaux de

vibration (I^{er} et II^{ème} mode):

$$\omega_{I,II}^2 = 0,5 \cdot \left[\frac{k_{oo}}{m_o} + \frac{k_{11}}{m_1} \mp \sqrt{\left(\frac{k_{oo}}{m_o} - \frac{k_{11}}{m_1} \right)^2 + 4 \cdot \frac{k_{o1} \cdot k_{1o}}{m_o \cdot m_1}} \right]$$

$$k_{11} = k_1 = 101,142 \cdot 10^4 \text{ N/m} ; k_{o1} = k_{1o} = -k_1 = -101,142 \cdot 10^4 \text{ N/m} ;$$

$$k_{oo} = k_o + k_1 = 26467,142 \cdot 10^4 \text{ N/m} ; m_1 = \frac{M_o}{g} = 47,485 \cdot 10^4 \text{ kg} ; m_o = \frac{M_i}{g} = 194,367 \cdot 10^4 \text{ kg.}$$

$$\rightarrow \omega_I^2 = 2,122 \text{ (rd/p)}^2 \Rightarrow \omega_I = 1,457 \text{ rd/p} \text{ et } \omega_{II}^2 = 136,148 \text{ (rd/p)}^2 \Rightarrow \omega_{II} = 11,668 \text{ rd/s.}$$

$$\rightarrow T_I = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_I} = \frac{2 \cdot \pi}{1,457} = 4,31 \text{ p} \text{ et } T_{II} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_{II}} = \frac{2 \cdot \pi}{11,668} = 0,54 \text{ p}$$

I^{er} mode: $\omega_I = 1,457 \text{ rd/p} \rightarrow T_I = 4,31 \text{ p}$ et II^{ème} mode: $\omega_{II} = 11,668 \text{ rd/p} \rightarrow T_{II} = 0,54 \text{ p}$.

Calcul des taux d'amplitude ϕ_{oI} et ϕ_{oII} :

$$\phi_{oI} = \frac{-k_{o1}/m_o}{k_{oo}/m_o - \omega_I^2} = 3,883 \cdot 10^{-3} \quad \text{et} \quad \phi_{oII} = \frac{-k_{o1}/m_o}{k_{oo}/m_o - \omega_{II}^2} = -65,834.$$

Calcul des facteurs de contribution K_I et K_{II} :

$$K_I = \frac{m_o \cdot \phi_{oI} + m_1}{m_o \cdot \phi_{oI}^2 + m_1} = 1,0158 \quad \text{et} \quad K_{II} = \frac{m_o \cdot \phi_{oII} + m_1}{m_o \cdot \phi_{oII}^2 + m_1} = -0,0151.$$

Calcul des déplacements \bar{X}_1 et \bar{X}_o :

Premier mode: Période: $T_I = 4,31s$
 Amortissement: $\xi = 0,5\%$ } → La vitesse spectrale: $S_{vI} = 0,873 \text{ m/A}$.

$$\bar{X}_{1I} = \frac{K_I \cdot S_{vI}}{\omega_I} = 0,6087 \text{ m} \quad \text{et} \quad \bar{X}_{oI} = \phi_{oI} \cdot \bar{X}_{1I} = 2,3636 \cdot 10^{-3} \text{ m}.$$

Deuxième mode: Période: $T_{II} = 0,54s$
 Amortissement: $\xi = 2\%$ } → La vitesse spectrale: $S_{vII} = 0,605 \text{ m/A}$.

$$\bar{X}_{1II} = \frac{K_{II} \cdot S_{vII}}{\omega_{II}} = -7,8295 \cdot 10^{-4} \text{ m} \quad \text{et} \quad \bar{X}_{oII} = \phi_{oII} \cdot \bar{X}_{1II} = 515,4473 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$$

Calcul des forces horizontales P_1 et P_o :

Premier mode: $P_{1I} = k_{11} \cdot \bar{X}_{1I} + k_{1o} \cdot \bar{X}_{oI} = 61,326 \cdot 10^4 \text{ N} = \underline{\underline{62,514 \text{ t}}}$

$$P_{oI} = k_{o1} \cdot \bar{X}_{1I} + k_{oo} \cdot \bar{X}_{oI} = 0,978 \cdot 10^4 \text{ N} = \underline{\underline{0,997 \text{ t}}}$$

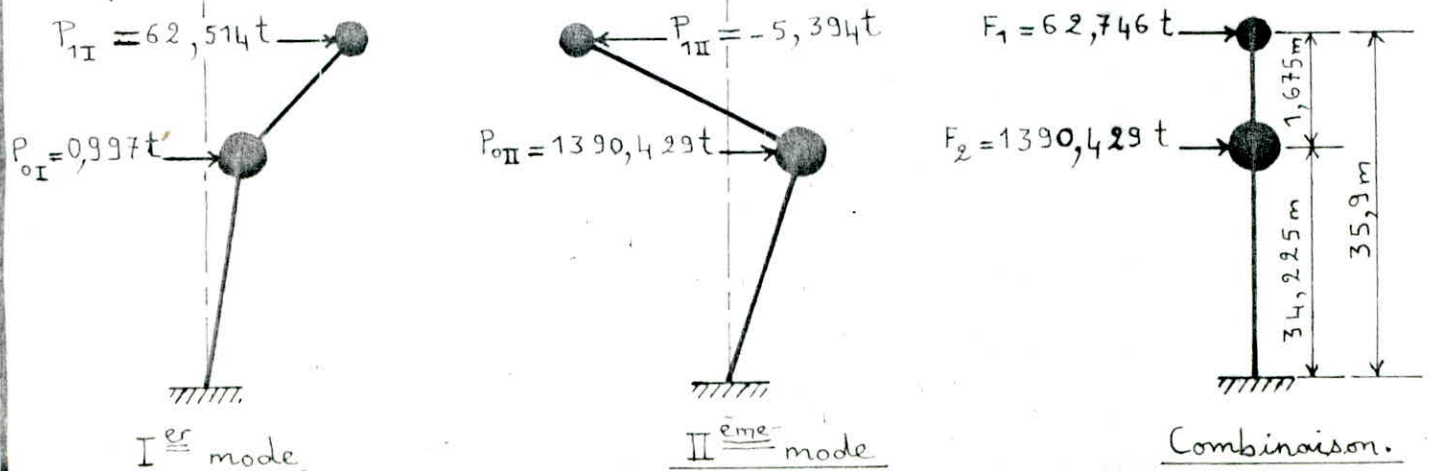
Deuxième mode: $P_{1II} = k_{11} \cdot \bar{X}_{1II} + k_{1o} \cdot \bar{X}_{oII} = -5,292 \cdot 10^4 \text{ N} = \underline{\underline{-5,394 \text{ t}}}$.

$$P_{oII} = k_{o1} \cdot \bar{X}_{1II} + k_{oo} \cdot \bar{X}_{oII} = 1364,011 \cdot 10^4 \text{ N} = \underline{\underline{1390,429 \text{ t}}}$$

Combinaison des deux modes I et II: La combinaison des deux modes est

obtenue par superposition quadratique des forces du I^{er} et II^{ème} mode.

$$F_1 = \sqrt{P_{1I}^2 + P_{1II}^2} = 62,746 \text{ t} \quad \text{et} \quad F_2 = \sqrt{P_{oI}^2 + P_{oII}^2} = 1390,429 \text{ t}$$



Effort tranchant à la base de la tour: $T_1 = F_1 + F_2 = 1453,175 \text{ t}$. 52

La force réglementaire est: $F_{\text{rég.}} = \frac{1}{3} \cdot T_1 = \frac{1}{3} \cdot 1453,175 = 484,391 \text{ t}$

Distribution de la charge hydrodynamique en élévation: La charge due à l'effet hydrodynamique sera répartie de la même façon que la charge sismique sauf qu'il faut remplacer dans l'expression de $f(z)$, V par $F_{\text{rég.}}$. L'effort tranchant T et le moment fléchissant M sont alors donnés par les expressions suivantes: $M(x) = -0,02487 \cdot x^3 + 484,379 \cdot x - 14899,663$ [x en m $\rightarrow M$ en t.m.]

$$T(x) = -0,07461 \cdot x^2 + 484,379 \quad [x \text{ en m} \rightarrow T \text{ en t}]$$

D'où le tableau donnant M et T :

Z (m)	T (t)	M (t.m)
+30,4	410,82	460,12
+28	421,63	1459,22
+24	437,75	3178,78
+20	451,47	4958,02
+16	462,81	6787,4
+12	471,77	8657,37
+8	478,33	10558,38
+4	482,51	12480,87
±00,00	484,3	14415,31
-1	484,38	14899,66

Remarque: On rappelle que dans l'étude sismique faite sans tenir compte de l'effet hydrodynamique on avait trouvé à la base de la tour: $T = 444,06 \text{ t}$ et $M = 13659,41 \text{ t.m}$. D'où l'on a une erreur relative rapportée au calcul sans l'effet hydrodynamique:

$$\text{Effort tranchant: } \frac{T' - T}{T} = \frac{484,38 - 444,06}{444,06} = 9,08\%$$

$$\text{Moment fléchissant: } \frac{M' - M}{M} = \frac{14899,66 - 13659,41}{13659,41} = 9,08\%$$

Conclusion: On voit que les efforts engendrés par l'action hydrodynamique sont plus importants que ceux évalués par l'étude sismique en négligeant l'effet hydrodynamique de l'eau. En effet on a une majoration de l'ordre de 9% des efforts M et T . Nous retenons finalement ces valeurs pour le calcul de la tour.

Calcul de la hauteur maximale des vagues: Les déplacements verticaux des vagues sont donnés par: $d_{\text{max I, II}} = \frac{0,408 \cdot R}{\left(\frac{g}{\omega_0 \cdot \theta_{0 \text{ I, II}} \cdot R} - 1 \right) \cdot \text{th} \left(1,84 \cdot \frac{h}{R} \right)}$.

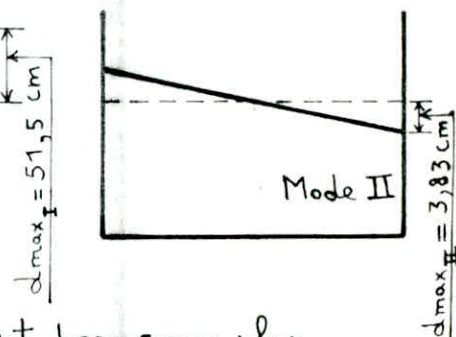
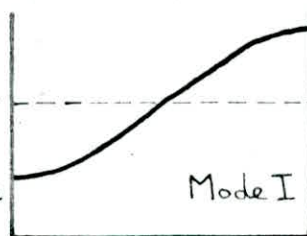
$$\theta_{0, I, II} = 1,53 \cdot \frac{\bar{X}_{1, I, II} - \bar{X}_{0, I, II}}{R} \cdot \text{th}(1,84 \cdot h/R) \rightarrow \theta_{0, I} = 0,1095 \text{ et } \theta_{0, II} = -9,45 \cdot 10^{-3} \quad \boxed{53}$$

$\rightarrow d_{\max, I} = 0,515 \text{ m}$ et $d_{\max, II} = -0,0383 \text{ m}$. Donc le déplacement maximal correspondant à la combinaison des deux modes sera :

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max, I}^2 + d_{\max, II}^2} = 0,516 \text{ m} \rightarrow \underline{\underline{d_{\max} = 51,6 \text{ cm}}}$$

La vague n'arrivera pas à la coupole du réservoir car la hauteur libre prévue est $80 \text{ cm} > 51,6 \text{ cm}$. Il n'ya pas de risque de "décollement" du plafond ni de déversement d'eau par la cheminée (hauteur libre de cheminée = $100 \text{ cm} > 51,6 \text{ cm}$).

On remarque que la contribution du deuxième mode, en ce qui concerne la hauteur des vagues, est négligeable



devant celle du mode I, alors que sa contribution est beaucoup plus importante que celle du mode I quand il s'agit des sollicitations dynamques.

Conclusion globale sur l'étude hydrodynamique : L'analyse dynamique faisant intervenir les effets des lois de l'hydrodynamique nous montre que l'on ne peut pas négliger l'effet de vagues. Si l'on ne prévoit pas une hauteur libre suffisante pour amortir l'effet de vague calculé, la coupole de la cuve risque d'être endommagée par les mouvements de l'eau. En outre, les résultats de cette analyse sont légèrement supérieurs à ceux de l'étude sismique où la totalité du fluide est traitée comme une seule masse inerte rigidement liée à la cuve. Finalement l'action hydrodynamique et son effet du second ordre vont engendrer sur la structure portante (fût) des efforts supplémentaires non négligeables d'où une augmentation du taux de travail du béton et de l'acier.

Nota: Les parois tronconiques du réservoir ont l'avantage de diminuer les vagues ainsi que la cheminée qui joue le rôle de brise-vagues. Ceci nous met du côté de la sécurité car tous les efforts sismiques déterminés en tenant compte de l'effet hydrodynamique sont un peu surestimés en supposant notre cuve cylindrique sans obstacles à l'intérieur pour amortir la propagation des vagues en surface.

CHAPITRE IX :

CALCUL

DE LA TOUR

Introduction: L'objet de la présente étude est l'évaluation des contraintes maximales dans le béton et l'acier, σ'_b et σ_a engendrées par les charges extérieures. La tour est soumise à deux types de sollicitations:

- Les sollicitations d'ensemble.
- Les sollicitations locales.

a) Sollicitations d'ensemble: Elles représentent les sollicitations agissant sur la structure considérée comme une console « encastrée dans le sol ». Ces sollicitations sont: le moment fléchissant M , l'effort tranchant T et l'effort normal N qui donnent naissance à des contraintes dans le béton et l'acier.

b) Sollicitations locales: Ces sollicitations produisent uniquement des flexions locales. Elles sont dues aux moments d'ovalisation et aux moments d'ensablement. Une vérification de la tour à ces effets secondaires est nécessaire.

Combinaison des efforts:

I - Sollicitations d'ensemble: D'après Marius Diver « Calcul pratique des tours en béton armé » et conformément aux règles C.C.B.A. 68 on considère les combinaisons suivantes:

1 - Sollicitations pondérées du 1^{er} genre: On a trois sollicitations à prendre en compte: • $S_1^1 = G + P + V$; • $S_1^2 = G + V$; • $S_1^3 = G + 1,2 \cdot P$

Vérifications: i - $\sigma'_{bm} (S_1^1, S_1^3) \leq 0,3 \cdot \sigma'_{28} = 0,3 \cdot 306 = 91,8 \text{ kgf/cm}^2$

$$ii - \sigma_a (S_1^2) \leq \text{Min} \begin{cases} \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} \\ \sigma_2 \text{ (contrainte de fissuration accidentelle)} \end{cases}$$

2 - Sollicitations pondérées du 2^{ème} genre: On a quatre sollicitations à prendre en compte: • $S_2^1 = 1,1 \cdot (G + P + W)$;

• $S_2^2 = 0,9 \cdot (G + P) + 1,1 \cdot W$; • $S_2^3 = G + P + S_{IR}$; • $S_2^4 = 0,8 \cdot G + S_{IR}$.

Vérifications: i - La contrainte du béton dans le sens vertical doit 56

$$\text{vérifier: } \left. \begin{array}{l} \sigma'_b (S_2^1) \\ \sigma'_b (S_2^3) \end{array} \right\} \leq 1,5 \cdot (0,3 \cdot \sigma'_{28}) = 1,5 \cdot (0,3 \cdot 306) = 137,7 \text{ kgf/cm}^2.$$

ii - La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit

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

Remarque:

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 et cheminées en béton armé admettent les contraintes suivantes:

- Béton: - Sollicitations du 1^{er} genre: $0,4 \cdot \sigma'_{28} = 0,4 \cdot 306 = 122,4 \text{ kgf/cm}^2$.
- Sollicitations du 2^{ème} genre: $0,6 \cdot \sigma'_{28} = 0,6 \cdot 306 = 183,6 \text{ kgf/cm}^2$.
- Acier: - Sollicitations du 1^{er} genre: $0,67 \cdot \sigma_{en}$ (en fissuration préjudiciable)
- Sollicitations du 2^{ème} genre: σ_{en} .

Notation: * G: Charge permanente (poids propre). ; * P: Surcharge d'exploitation ($P = 43,7 \text{ t}$) ; * V: Effort dû au vent normal ; * W: Effort dû au vent extrême ; * S_{IR} : Effort dû à l'action horizontale du séisme.

Les tableaux 1, 2, 3 et 4 regroupent toutes les valeurs numériques des efforts M, N et T issues des différentes combinaisons ainsi que l'excentricité $e = \frac{M}{N}$.

Sollicitations du premier genre.

Tableau 1: Cuve Vide.

Tableau 3: Cuve Pleine.

Cote Z (m)	G + P + V				G + V				G + 1, 2, P			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)
+30,4	109,32	733,91	14,81	0,149	109,32	690,21	14,81	0,158	0	742,65	0	0
+28	146,36	806,39	16,06	0,181	146,36	762,69	16,06	0,192	0	815,13	0	0
+24	214,64	927,19	18,08	0,231	214,64	883,49	18,08	0,243	0	935,93	0	0
+20	290,82	1047,99	20,01	0,277	290,82	1004,29	20,01	0,289	0	1056,73	0	0
+16	374,52	1168,79	21,84	0,32	374,52	1125,09	21,84	0,333	0	1177,53	0	0
+12	465,3	1289,59	23,55	0,36	465,3	1245,89	23,55	0,373	0	1298,33	0	0
+8	562,68	1410,39	25,14	0,399	562,68	1366,69	25,14	0,412	0	1419,13	0	0
+4	666,12	1531,19	26,58	0,435	666,12	1487,49	26,58	0,448	0	1539,93	0	0
±00,00	775	1651,99	27,86	0,469	775	1608,29	27,86	0,482	0	1660,73	0	0
-1	802,86	1682,19	27,86	0,477	802,86	1638,49	27,86	0,49	0	1690,93	0	0
+30,4	114,18	2235,99	15,47	0,051	114,18	2192,29	15,47	0,052	0	2244,73	0	0
+28	152,88	2308,47	16,78	0,066	152,88	2264,77	16,78	0,068	0	2317,21	0	0
+24	224,22	2429,27	18,89	0,092	224,22	2385,57	18,89	0,094	0	2438,01	0	0
+20	303,82	2550,07	20,91	0,119	303,82	2506,37	20,91	0,121	0	2558,81	0	0
+16	391,3	2670,87	22,83	0,147	391,3	2627,17	22,83	0,149	0	2679,61	0	0
+12	486,22	2791,67	24,63	0,174	486,22	2747,97	24,63	0,177	0	2800,41	0	0
+8	588,08	2912,47	26,3	0,202	588,08	2868,77	26,3	0,205	0	2921,21	0	0
+4	696,32	3033,27	27,82	0,23	696,32	2989,57	27,82	0,233	0	3042,01	0	0
±00,00	810,28	3154,07	29,16	0,257	810,28	3110,37	29,16	0,261	0	3162,81	0	0
-1	839,44	3184,27	29,16	0,264	839,44	3140,57	29,16	0,267	0	3193,01	0	0

Tableau 2: Cuve Vide.

Tableau 4: Cuve Pleine.

Cote Z (m)	1,1. (G + P + W)				0,9. (G + P) + 1,1. W				G + P + S _{IR}			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)
+30,4	210,44	807,3	28,51	0,261	210,44	660,52	28,51	0,319	1176,17	733,91	174,35	1,603
+28	281,74	887,03	30,92	0,318	281,74	725,75	30,92	0,388	1611,79	806,39	188,48	1,999
+24	413,18	1019,91	34,8	0,405	413,18	834,47	34,8	0,495	2408,89	927,19	209,54	2,598
+20	559,83	1152,79	38,52	0,486	559,83	943,19	38,52	0,594	3283,98	1047,99	227,48	3,134
+16	720,95	1285,67	42,04	0,561	720,95	1051,91	42,04	0,685	4224,59	1168,79	242,3	3,614
+12	895,7	1418,55	45,33	0,631	895,7	1160,63	45,33	0,772	5218,25	1289,59	254	4,046
+8	1083,16	1551,43	48,39	0,698	1083,16	1269,35	48,39	0,853	6252,46	1410,39	262,58	4,433
+4	1282,28	1684,31	51,17	0,761	1282,28	1378,07	51,17	0,93	7314,76	1531,19	268,04	4,777
±00,00	1491,88	1817,19	53,63	0,821	1491,88	1486,79	53,63	1,003	8392,65	1651,99	270,38	5,08
-1	1545,51	1850,41	53,63	0,835	1545,51	1513,97	53,63	1,021	8663,1	1682,19	270,48	5,15
+30,4	219,79	2459,59	29,78	0,089	219,79	2012,39	29,78	0,109	460,12	2235,99	410,82	0,206
+28	294,29	2539,32	32,3	0,116	294,29	2077,63	32,3	0,142	1459,22	2308,47	421,63	0,632
+24	431,62	2672,2	36,37	0,162	431,62	2186,35	36,37	0,197	3178,78	2429,27	437,75	1,309
+20	584,85	2805,08	40,25	0,208	584,85	2295,07	40,25	0,255	4958,02	2550,07	451,47	1,944
+16	753,25	2937,96	43,95	0,256	753,25	2403,79	43,95	0,313	6787,4	2670,87	462,81	2,541
+12	935,97	3070,84	47,41	0,305	935,97	2512,51	47,41	0,373	8657,37	2791,67	471,77	3,101
+8	1132,05	3203,72	50,62	0,353	1132,05	2621,23	50,62	0,432	10558,38	2912,47	478,33	3,625
+4	1340,42	3336,6	53,55	0,402	1340,42	2729,95	53,55	0,491	12480,87	3033,27	482,51	4,115
±00,00	1559,79	3469,48	56,13	0,45	1559,79	2838,67	56,13	0,549	14415,31	3154,07	484,3	4,57
-1	1615,92	3502,7	56,13	0,461	1615,92	2865,85	56,13	0,564	14899,66	3184,27	484,38	4,619

Calcul du ferrailage:

Le noyau central d'une section annulaire de faible épaisseur est donné par un cercle concentrique à cette section. Il a pour rayon: $e_1 = \frac{D_m}{4} = \frac{7,5}{4} = 1,875 \text{ m}$.
 Sous les sollicitations d'ensemble du 1^{er} genre S_1^1, S_1^2, S_1^3 et celles du 2^{ème} genre S_2^1, S_2^2 (cuve vide et pleine), la section transversale est entièrement comprimée sur toute la hauteur de la tour (car $e < e_1 \forall Z$. Voir tableaux 1, 2, 3 et 4). La contrainte de compression maximale dans le béton

Côte Z (m)	0,8.G + S _{IR}			
	M (t.m)	N (t)	T (t)	e (m)
+30,4	1176,17	552,17	174,35	2,13
+28	1611,79	610,15	188,48	2,642
+24	2408,89	706,79	209,54	3,408
+20	3283,98	803,43	227,48	4,087
+16	4224,59	900,07	242,3	4,694
+12	5218,25	996,71	254	5,235
+8	6252,46	1093,35	262,58	5,719
+4	7314,76	1189,99	268,04	6,147
±00,00	8392,65	1286,63	270,38	6,523
-1	8663,1	1310,79	270,48	6,609
+30,4	460,12	1753,83	410,82	0,262
+28	1459,22	1811,82	421,63	0,805
+24	3178,78	1908,46	437,75	1,666
+20	4958,02	2005,1	451,47	2,473
+16	6787,4	2101,74	462,81	3,229
+12	8657,37	2198,38	471,77	3,938
+8	10558,38	2295,02	478,33	4,601
+4	12480,87	2391,66	482,51	5,218
±00,00	14415,31	2488,3	484,3	5,793
-1	14899,66	2512,46	484,38	5,93

Tableau 2: Cuve Vide
 Sollicitations du deuxième genre
 Tableau 4: Cuve Pleine

est calculée d'après la formule utilisée pour les matériaux homogènes: $\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W}$ ($\rightarrow \sigma'_{b1}$ et σ'_{b2})

- Ω : l'aire de la section annulaire homogénéisée du béton.
 $\Omega = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) = \frac{\pi}{4} \cdot (8^2 - 7^2) = 11,781 \text{ m}^2 = 11,781 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$
- W : module d'inertie de la section annulaire du béton: $W = \pi \cdot R_m^2 \cdot h$
- $R_m = \frac{R_{ext} + R_{int}}{2} = \frac{4 + 3,5}{2} = 3,75 \text{ m}$: rayon moyen du fût.

.. $h_0 = 0,5 \text{ m}$: épaisseur de la paroi de la tour.

$$W = \pi \cdot 3,75^2 \cdot 0,5 = 22,089 \text{ m}^3 = 22,089 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$$

Le tableau 5 donne les valeurs de $\sigma'_{b,m}$ ainsi calculées (en kgf/cm^2) :

On voit que les contraintes de compression dans le béton sont inférieures à la contrainte de compression admissible du béton ($\sigma'_{b,m} < \bar{\sigma}'_b = 76,5 \text{ kgf/cm}^2$) donc sous ces sollicitations la tour sera ferraiillée avec un pourcentage minimal d'acier d'après les prescriptions du cahier des charges applicable à la construction des tours et cheminées en béton armé (Annales I.T.B.T.P article 71) soit :

- Sens vertical : $\Sigma w = w_i + w_e = 0,25\%$
- Sens horizontal : $\Sigma w = w_i + w_e = 0,25\%$

w_i : pourcentage d'armatures intérieures.

w_e : pourcentage d'armatures extérieures.

Pour les sollicitations du deuxième genre S_2^3 et S_2^4 (cuve vide et pleine), la section transversale de la tour n'est plus entièrement comprimée sur toute la hauteur de la tour. En effet sous ces deux sollicitations et pour la majorité des sections considérées l'excentricité "e" de la force verticale sort du noyau central ($e > e_1$. Voir tableaux 2 et 4). Par conséquent la section est partiellement comprimée. Donc ce sont ces deux sollicitations S_2^3 et S_2^4 qu'il faut considérer pour le ferraiillage de la tour. Ce dernier s'effectuera lorsque la cuve est pleine puisque c'est le cas le plus défavorable. Pour le calcul on adoptera la méthode exposée dans le livre "Calcul pratique des tours en béton armé" par Marius Diver.

Application de la méthode :

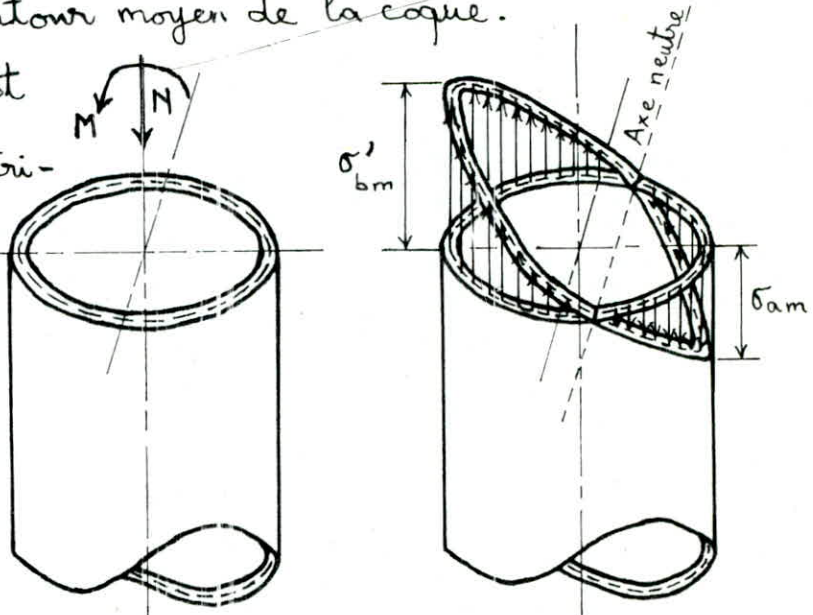
Tableau 5

Côte Z (m)	Solicitations du premier genre.										Solicitations du deuxième genre.							
	Cuve Vide					Cuve Pleine					Cuve Vide				Cuve Pleine			
	G + P + V		G + V		G + 1,2.P	G + P + V		G + V		G + 1,2.P	1,1.(G+P+W)		0,9.(G+P)+1,1.W		1,1.(G+P+W)		0,9.(G+P)+1,1.W	
	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_b	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_b	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_b	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}
+30,4	6,72	5,73	6,35	5,36	6,3	19,5	18,46	19,13	18,09	19,05	7,81	5,9	6,56	4,65	21,87	19,88	18,08	16,09
+28	7,51	6,18	7,14	5,81	6,92	20,29	18,9	19,92	18,53	19,67	8,8	6,25	7,44	4,88	22,89	20,22	18,97	16,3
+24	8,84	6,9	8,47	6,53	7,94	21,64	19,61	21,26	19,23	20,69	10,53	6,79	8,95	5,21	24,64	20,73	20,51	16,6
+20	10,21	7,58	9,84	7,21	8,97	23,02	20,27	22,65	19,9	21,72	12,32	7,25	10,54	5,47	26,46	21,16	22,13	16,83
+16	11,62	8,23	11,25	7,85	10	24,44	20,9	24,07	20,53	22,75	14,18	7,65	12,19	5,67	28,35	21,53	23,81	16,99
+12	13,05	8,84	12,68	8,47	11,02	25,9	21,5	25,53	21,12	23,77	16,1	7,99	13,91	5,8	30,3	21,83	25,56	17,09
+8	14,52	9,42	14,15	9,05	12,05	27,38	22,06	27,01	21,69	24,8	18,07	8,27	15,68	5,87	32,32	22,07	27,37	17,12
+4	16,01	9,98	15,64	9,61	13,07	28,9	22,59	28,53	22,22	25,82	20,1	8,49	17,5	5,89	34,39	22,25	29,24	17,1
±00,00	17,53	10,51	17,16	10,14	14,1	30,44	23,1	30,07	22,73	26,85	22,18	8,67	19,37	5,87	36,51	22,39	31,16	17,03
-1	17,91	10,64	17,54	10,27	14,35	30,83	23,23	30,46	22,86	27,1	22,7	8,71	19,85	5,85	37,05	22,42	31,64	17,01

a) Ferraillage dans le sens vertical (barres droites): Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour moyen de la coque.

Le principe de la méthode est le suivant: On calcule l'excentricité relative: $a = \frac{M}{N \cdot R_m} = \frac{e}{R_m}$

- M : Moment fléchissant d'ensemble;
- N : Effort normal;
- R_m : Rayon moyen du fût;
- e : Excentricité de l'effort normal.



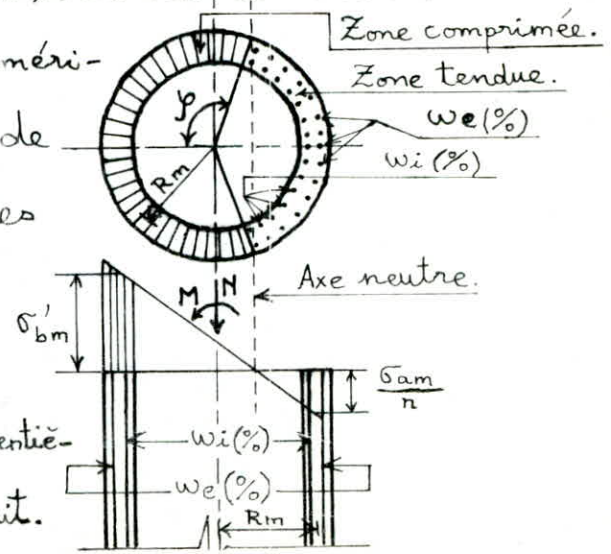
Sollicitations extérieures. Contraintes normales.

On se donne un pourcentage total d'acier: $\Sigma w = w_e + w_i$. On tire du tableau C.7 (Pages 197, 198 et 199) les coefficients b et s ainsi que l'angle γ . Il en résulte: $\sigma'_{bm} = \frac{N \cdot b}{R_m \cdot h_0}$ et $\sigma_{am} = n \cdot s \cdot \sigma'_{bm}$

- σ'_{bm} : contrainte de compression maximale du béton.
- σ_{am} : contrainte de traction maximale dans l'acier vertical.
- $n = 15$: coefficient d'équivalence acier - béton.
- $h_0 = 0,5 m$: épaisseur de la section transversale de la tour.

Le tableau 6 regroupe toutes les valeurs numériques des contraintes du béton σ'_{bm} et celles de l'acier σ_{am} (en kgf/cm^2). On remarque que les conditions: $\sigma'_{bm} \leq 137,7 kgf/cm^2$ et $\sigma_{am} \leq 4200 kgf/cm^2$ y sont vérifiées.

Les cases cochées d'une croix sont des sections entièrement comprimées dont le calcul a été déjà fait.



Cote Z (m)	Curve Vide.								Curve Pleine.								
	e(m)	a	ΣW (%)	b	ρ^2	S	σ'_{bm}	σ_{am}	e(m)	a	ΣW (%)	b	ρ^2	S	σ'_{bm}	σ_{am}	
0,8.G + SIR	+30,4	2,13	0,568	0,25	0,331	145	0,1	9,75	14,62	0,262	0,07	0,25					
	+28	2,642	0,705	0,25	0,4	113	0,439	13,02	85,71	0,805	0,215	0,25					
	+24	3,408	0,909	0,25	0,564	81	1,372	21,26	437,54	1,666	0,444	0,25					
	+20	4,087	1,09	0,25	0,697	69	2,119	29,87	949,3	2,473	0,659	0,25	0,372	123	0,295	39,78	176,03
	+16	4,694	1,252	0,25	0,853	61	2,885	40,95	1771,99	3,229	0,861	0,25	0,523	87	1,111	58,62	976,98
	+12	5,235	1,396	0,25	0,976	57	3,396	51,88	2642,87	3,938	1,05	0,25	0,667	71	1,967	78,2	2307,4
	+8	5,719	1,525	0,25	1,058	55	3,694	61,69	3418,47	4,601	1,227	0,25	0,807	63	2,665	98,78	3948,64
	+4	6,147	1,639	0,3	1,104	55,63	3,595	70,07	3778,34	5,218	1,391	0,4	0,857	64,1	2,552	109,31	4184,57
	$\pm 00,00$	6,523	1,74	0,35	1,104	57	3,396	75,76	3859,05	5,793	1,545	0,6	0,861	67,07	2,278	114,26	3904,36
	-1	6,609	1,762	0,35	1,108	57	3,396	77,46	3945,76	5,93	1,581	0,6	0,882	66,48	2,33	118,19	4730,6
G + P + SIR	+30,4	1,603	0,427	0,25						0,206	0,055	0,25					
	+28	1,999	0,533	0,25	0,318	157	0,042	13,68	8,62	0,632	0,169	0,25					
	+24	2,598	0,693	0,25	0,391	115	0,407	19,34	118,04	1,309	0,349	0,25					
	+20	3,134	0,836	0,25	0,494	91	0,967	27,61	400,5	1,944	0,518	0,25	0,313	163	0,023	42,57	14,69
	+16	3,614	0,964	0,25	0,611	75	1,7	38,09	971,22	2,541	0,678	0,25	0,383	119	0,347	54,56	283,97
	+12	4,046	1,079	0,25	0,729	67	2,285	50,14	1718,52	3,101	0,827	0,25	0,484	93	0,902	72,06	975
	+8	4,433	1,182	0,25	0,804	63	2,665	60,48	2477,59	3,625	0,967	0,25	0,613	75	1,7	95,22	2428,07
	+4	4,777	1,274	0,25	0,855	61	2,885	69,82	3021,56	4,115	1,097	0,25	0,694	69	2,119	112,27	3568,55
	$\pm 00,00$	5,08	1,355	0,25	0,914	59	3,127	80,53	3777,21	4,57	1,219	0,4	0,739	68,98	2,12	124,31	3953,13
	-1	5,15	1,373	0,25	0,917	59	3,127	82,27	3858,89	4,679	1,248	0,45	0,759	69	2,119	128,9	4097,06

Tableau G.

Le ferrailage de la tour est donné par le tableau ci-dessous, d'après l'effet le plus défavorable des sollicitations d'ensemble : $G + P + S_{\pm R}$ et $0,8 \cdot G + S_{\pm R}$.

Exemple de calcul de A_e et A_i : La section totale A d'acier correspondant au pourcentage total d'acier $\Sigma w = w_e + w_i$ est donnée par :

Côte Z (m)	w_e (%)	w_i (%)	A_e calculée (cm ²)	A_i calculée (cm ²)	$A_e = nT\phi$ adoptée	$A_i = nT\phi$ adoptée	A réelle (cm ²)
+30,4	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+28	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+24	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+20	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+16	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+12	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+8	0,125	0,125	147,26	147,26	130T12	130T12	146,9
+4	0,2	0,2	235,62	235,62	130T16	130T16	261,3
$\pm 00,00$	0,3	0,3	353,43	353,43	120T20	120T20	376,8
-1	0,3	0,3	353,43	353,43	120T20	120T20	376,8

$$A = \frac{2 \cdot \pi \cdot R_m \cdot h_0 \cdot \Sigma w}{100}$$

$$A = \frac{2 \cdot \pi \cdot 375 \cdot 50 \cdot \Sigma w}{100} = 1178,1 \cdot \Sigma w$$

Pour : $\Sigma w = 0,25\% \rightarrow A = 1178,1 \cdot 0,25 = 294,53 \text{ cm}^2$. D'où :

$$A_i = A_e = \frac{A}{2} = \frac{294,53}{2} = 147,26 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement : $l_r = 50 \cdot \phi$

ϕ (cm)	1,2	1,6	2
l_r (cm)	60	80	100

b) Ferrailage dans le sens horizontal (cerces) :

D'après Marius Diver « Calcul pratique des tours en béton armé », l'effort tranchant produit des cisaillements dans le béton :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot Z} \approx \frac{T}{(2 \cdot h_0) \cdot (0,8 \cdot D_m)} = \frac{T}{1,6 \cdot h_0 \cdot D_m}$$

- $b = 2 \cdot h_0$: Largeur de la section de béton soumise au cisaillement.
- $Z \approx 0,8 \cdot D_m$: Bras de levier du couple élastique.
- $h_0 = 0,5 \text{ m}$: Epaisseur de la paroi du fût.
- $D_m = 7,5 \text{ m}$: Diamètre moyen du fût.

Les cisaillements fissurent le béton à 45°; l'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à 45° et les armatures transversales, il en résulte une traction dans les cerces: $\sigma_{am} = \frac{100.T}{1,6.h_o.D_m.\Sigma w}$

Cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la "face latérale" de la tour. On a calculé un effort tranchant maximal à la base de la tour pour l'effet de l'action hydro-dynamique de l'eau (sollicitations d'ensemble du 2^{ème} genre: G + P + S_{IP}) soit T = 484,38 t. Le ferrailage en cerce se fera donc en conséquence. Dans le cas des sollicitations du 2^{ème} genre, l'effort tranchant T est majoré de 1,925 (Marius Diver) d'où: 1,925.T = 932,43 t.

On prendra $\Sigma w = w_e + w_i = 0,2\% + 0,2\% = 0,4\%$. La contrainte de traction dans les cerces sera alors:

$$\sigma_{am} = \frac{100.932,43.10^3}{1,6.0,5.10^2.7,5.10^2.0,4} = 3885,13 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{em} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

La section d'acier nécessaire est: $A = h_o.\Sigma w = 50.0,4 = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $\Rightarrow A_i = A_e = \frac{A}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ On prendra finalement sur toute la hauteur de la tour: 2x6T16/ml ($2 \times 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml} = 24,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$)
 Espacement: $t \approx 15 \text{ cm}$ et la longueur de recouvrement: $l_r = 50.\phi = 80 \text{ cm}$.

II - Sollicitations locales:

1 - Moment d'ovalisation M_o: Les moments d'ovalisation sont donnés dans le tableau à la page 42. Parmi les sections étudiées de la tour, la plus sollicitée est celle située à la cote + 30,4 m au dessus du sol (c'est-à-dire au pommel de la tour). Les moments y sont:

- | | |
|---|---|
| • <u>Vent normal:</u> | • <u>Vent extrême:</u> |
| $\left\{ \begin{array}{l} M_{oi} = 358,93 \text{ kg.m/ml} \\ M_{oe} = 312,62 \text{ kg.m/ml} \end{array} \right.$ | $\left\{ \begin{array}{l} M_{oi} = 628,13 \text{ kg.m/ml} \\ M_{oe} = 547,08 \text{ kg.m/ml} \end{array} \right.$ |

Vérification de la tour aux moments d'ovalisation: Puisque

seul le vent qui engendre ces moments, les vérifications seront donc faites uniquement pour le vent extrême.

$M_{oe} = 547,08 \text{ kg.m/ml}$ et $M_{oi} = 628,13 \text{ kg.m/ml}$.

$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b \text{ (SP1)} = 1,5 \cdot 150 = 225 \text{ bars} = 225 \cdot 1,02 = 229,5 \text{ kgf/cm}^2$.

$h_e = h_i = h_o - d = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$ et $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (SP2 et $\phi \leq 20 \text{ mm}$).

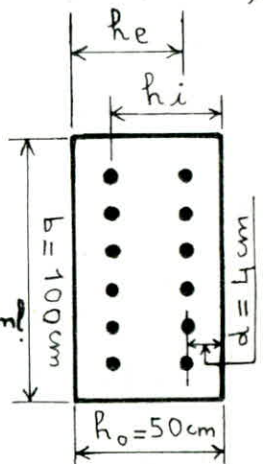
$\alpha = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 229,5}{15 \cdot 229,5 + 4200} = 0,4504$

$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \alpha \cdot (1 - \frac{\alpha}{3}) \cdot h_e^2 = 92943,78 \text{ kg.m} \gg M_{oe}$

Donc on n'a pas besoin d'aciers comprimés. La section

d'acier tendu nécessaire (cerces): $A = \frac{M_{oe}}{\frac{7}{8} \cdot \bar{\sigma}_a \cdot \frac{7}{8} \cdot h_e \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,324 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = 0,324 \text{ cm}^2/\text{ml} \ll 6 \text{ T } 16/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



De même pour M_{oi} : $M_{rb} \gg M_{oi} \rightarrow$ Pas d'aciers comprimés.

$A = \frac{M_{oi}}{\frac{7}{8} \cdot \bar{\sigma}_a \cdot \frac{7}{8} \cdot h_i \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,372 \text{ cm}^2/\text{ml} \ll 6 \text{ T } 16/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc les cerces prévues pour la tour sont largement suffisantes pour reprendre les moments d'ovalisation.

2 - Moment d'ensoleillement M_s : Etudié dans le chapitre X

"Etude de la fondation" (Page 76).

Calcul des dalles de repos: On a une plaque annulaire encastree sur son pourtour dans le fût et chargée uniformément par son poids propre et une surcharge d'exploitation estimée à 150 kg/m^2 .

Poids propre: $0,1 \cdot 2,5 = 0,25 \text{ t/m}^2$.
Surcharge d'exploitation: $1,2 \cdot 0,15 = 0,18 \text{ t/m}^2$.
Total: $q = 0,43 \text{ t/m}^2$.

D'après R. Barses "Tables pour le calcul des dalles et des parois" on a:

Effort tranchant radial: $T_r = \frac{q \cdot a}{2} \cdot (p - \beta^2 \cdot \frac{1}{p})$.

Moment fléchissant radial :

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

Moment fléchissant tangentiel :

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

Les indices r et y sont les coordonnées polaires d'un point de la dalle, l'origine se trouvant au centre de celle-ci.

- $k = \frac{(1-\mu) \cdot \beta^2 + (1+\mu) \cdot (1 + 4 \cdot \beta^2 \cdot \ln \beta)}{(1-\mu) + (1+\mu) \cdot \beta^2} \cdot \beta^2$
- $\rho = \frac{r}{a} = \frac{r}{3,5}$: distance relative du point étudié.
- $a = 3,5 \text{ m}$: rayon du bord extérieur de la dalle.
- $b = 2,5 \text{ m}$: rayon de l'ouverture de la dalle.
- $\beta = \frac{b}{a} = \frac{2,5}{3,5} = \frac{5}{7}$: grandeur relative de l'ouverture de la dalle.
- $\mu = 0,15$: coefficient de Poisson pour le béton armé.

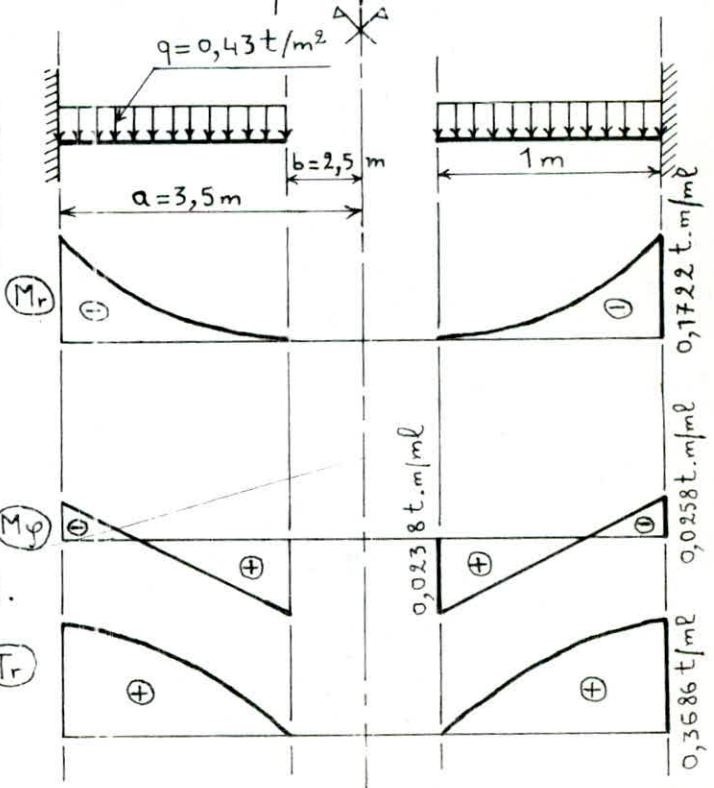
→ $k = 0,282$. On résume les résultats numériques dans le tableau suivant :

r(m)	$\rho = \frac{r}{3,5}$	T_r (t/ml)	M_r (t.m/ml)	M_y (t.m/ml)
2,5	$\frac{5}{7}$	0	0	+0,0238
3,5	1	+0,3686	-0,1722	-0,0258

Les efforts T_r , M_r et M_y trouvés étant très faibles, on adopte un ferrailage minimum égal à 0,25% de la section du béton. $A = 0,25 \cdot e = 0,25 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit : $A = 6T8/\text{ml}$ ($3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$). (T_r)

Etude au niveau des ouvertures :



La présence des ouvertures au droit des "fenêtres" ou des portes, pose des problèmes difficiles à résoudre par un calcul exact. Les méthodes exposées ci-dessous, quoique fournissant des résultats assez approximatifs, ont le mérite d'être vérifiées par la pratique courante. Nous avons deux types d'ouvertures :

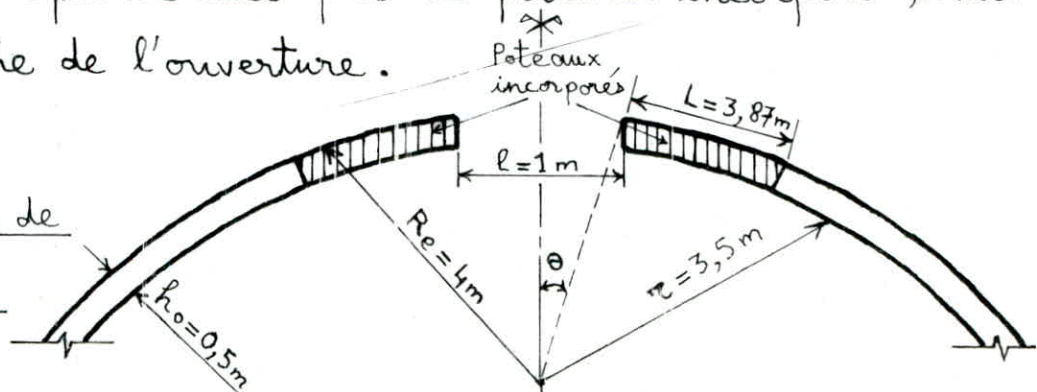
1 - Ouvertures avec renforts ; 2 - Ouvertures sans renforts.

Généralement les renforts ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage glissant ou grim pant, dans des conditions de travail difficiles et coûteuses. En conséquence, on essaie actuellement de remplacer les renforts par un raidissement de l'épaisseur de la coque au niveau de l'ouverture en y installant un cadre incorporé. Ce dernier doit participer à la transmission du moment fléchissant M et de l'effort normal N produisant des contraintes σ dans la section du fût non percé au dessus de l'ouverture, ainsi que l'effort tranchant d'ensemble H évalué dans la même section. Le cadre incorporé est constitué de deux poteaux et de deux linteaux dont les armatures viendront s'ajouter au ferrailage courant du fût.

Etude du cadre incorporé : Nous considérons successivement trois hypothèses non superposables concernant la direction de H .

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

Coupe au niveau de l'ouverture (Vue de dessus)



Sens de l'effort H

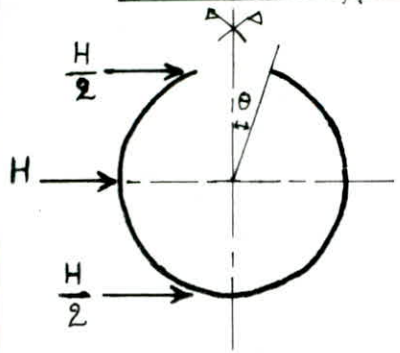


Schéma réel

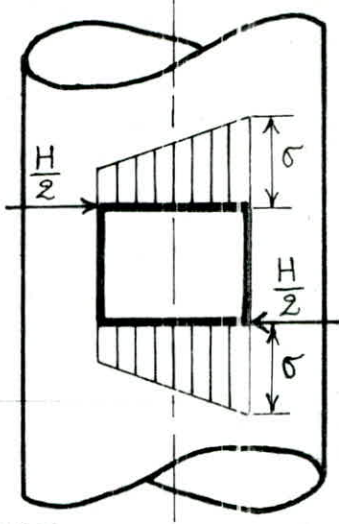
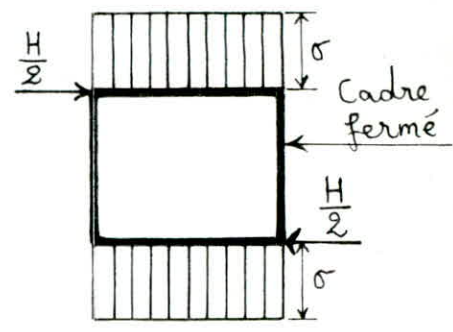


Schéma de calcul



Le poteau a une section égale à $L \cdot h_0$ avec :

$$L = 2 \cdot \sqrt{R_e^2 - r^2} = 3,87 \text{ m} = 387 \text{ cm}.$$

La force horizontale agissant sur chaque poteau est : $H' = \frac{H}{4 \cdot \lambda}$ où :

$$\lambda = \frac{r \cdot \sqrt{R_e^2 - b^2} - b \cdot \sqrt{R_e^2 - r^2}}{R_e^2} ; \quad b = \frac{l}{2} = 0,5 \text{ m} \quad (l = 1 \text{ m} : \text{largeur de l'ouverture})$$

→ $\lambda = 0,808$. L'effort tranchant est $H = 484,38 \text{ t}$ → $H' = 149,87 \text{ t}$.

* Le moment fléchissant agissant sur chaque poteau du cadre incorporé est : $M_f = H' \cdot \frac{d}{2}$ où $d = 2,2 \text{ m}$: hauteur de l'ouverture.

$M_f = 164,86 \text{ t.m}$ → On obtient le ferrailage vertical qui borde l'ouverture : $A_1 = \frac{M_f}{z_1 \cdot \bar{\sigma}_a}$ avec $z_1 \approx \frac{2}{3} \cdot L = 258 \text{ cm}$ (bras de levier).

et $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (sous SP2 et $\phi \leq 20 \text{ mm}$).

$A_1 = 15,21 \text{ cm}^2$ on note → $A_{11} = 15,21 \text{ cm}^2$. On prévoit 5T20

($15,7 \text{ cm}^2$) en bordure, sur une largeur de $0,15 \cdot L = 58 \text{ cm}$, de part et d'autre de l'ouverture et disposées en deux nappes. Par ailleurs, sur le reste de la largeur, c'est-à-dire sur $0,85 \cdot L = 329 \text{ cm}$, on répartit une section d'acier égale au maximum entre :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot A_1 = 1,5 \cdot 15,21 = 22,82 \text{ cm}^2 \\ \text{Ferrailage courant vertical augmenté de } 20\% \text{ (sur la largeur } 0,85 \cdot L) = \\ = 0,85 \cdot L \cdot \frac{h_0}{100} \cdot 1,2 \cdot \sum w = 0,85 \cdot 387 \cdot \frac{50}{100} \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 118,42 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_{12} = 38T20$ ($119,32 \text{ cm}^2$) réparties en deux nappes sur une distance de $3,29 \text{ m}$.

* Le moment fléchissant dans le linteau incorporé est $M_f = 164,86 \text{ t.m}$.
D'où le ferrailage horizontal bordant l'ouverture :

$$A_2 = \frac{M_f}{z_2 \cdot \sigma_a} \text{ avec } z_2 \approx \frac{2}{3} \cdot l = \frac{2}{3} \cdot 100 = 66,67 \text{ cm} \quad (l: \text{hauteur du linteau qui est égale à sa portée}) \rightarrow A_2 = 58,88 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\text{on note}} A_{21} = 58,88 \text{ cm}^2$$

On mettra $20T20$ ($62,8 \text{ cm}^2$) en bordure, sur une hauteur de $0,15 \cdot l = 15 \text{ cm}$ et réparties en deux nappes dont une nappe est prolongé sur la circonférence du fût. Sur le reste de la hauteur, c'est-à-dire sur $0,85 \cdot l = 85 \text{ cm}$, on dispose une section d'acier égale au maximum entre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,5 \cdot A_2 = 1,5 \cdot 58,88 = 88,32 \text{ cm}^2 \\ \bullet \text{F.érraillage courant horizontal (sur la hauteur } 0,85 \cdot l) = \\ = 0,85 \cdot l \cdot \frac{h_0}{100} \cdot \sum w = 0,85 \cdot 100 \cdot \frac{50}{100} \cdot 0,4 = 17 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_{22} = 30T20$ ($94,2 \text{ cm}^2$) réparties en deux nappes sur une hauteur de 85 cm .

Hypothèse "b" :

Sens de l'effort H

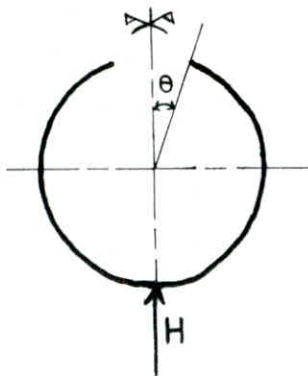


Schéma réel

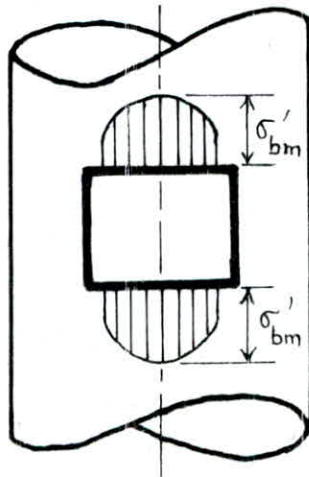
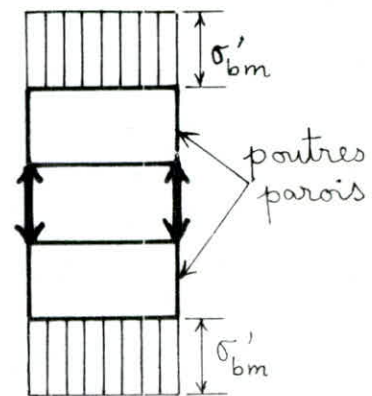


Schéma de calcul



Le linteau incorporé est soumis à une compression $p = \sigma'_{bm} = 124,31 \text{ kg/cm}^2$

La charge sur la poutre paroi sera alors : $q = p \cdot h_0 = 621,55 \text{ t/ml}$.

Le moment : $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{621,55 \cdot 1^2}{8} = 77,69 \text{ t.m}$.

Le ferrailage : $A = \frac{M_0}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{77,69 \cdot 10^5}{66,67 \cdot 4200} = 27,75 \text{ cm}^2 \ll A_s = 58,88 \text{ cm}^2$.

Donc on retient les sections trouvées dans l'hypothèse "a" soit 20T20 sur 15 cm et 30T20 sur 85 cm en deux nappes chacune.

La contrainte de cisaillement τ : $T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = 310,78 \text{ t}$

$\frac{T_{max}}{2} = 155,39 \text{ t} \rightarrow \tau = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{T_{max}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{155,39 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46} = 38,61 \text{ kgf/cm}^2$

La contrainte de cisaillement acceptable :

$\tau_a = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6,25 = 21,88 \text{ bars} = 21,88 \cdot 1,02 = 22,32 \text{ kgf/cm}^2$

La contrainte de cisaillement tolérable :

$\tau_t = 5 \cdot \bar{\sigma}_b = 5 \cdot 6,25 = 31,25 \text{ bars} = 31,25 \cdot 1,02 = 31,88 \text{ kgf/cm}^2$

Sollicitations du 2^{ème} genre : $\bar{\tau} = 1,5 \cdot 31,88 = 47,82 \text{ kgf/cm}^2$

$38,61 \text{ kgf/cm}^2 < 47,82 \text{ kgf/cm}^2$. Donc le cisaillement est vérifié.

CHAPITRE X :

ETUDE DE LA

FONDATION

Introduction: Les efforts agissant sur la superstructure sont transmis 11 à la fondation par l'intermédiaire de la tour. Le rôle des fondations est de transmettre au sol les charges et surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'exploitation, et d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque celui-ci est sollicité par des efforts extérieurs (vent et séisme).

Etude du sol: La coupe type du pont-sol peut être présentée de haut en bas comme suit:

- de 0 à 2 m: Grés à ciment calcaire consolidé.
- de 2 à 5 m: Calcaire blanc assez dur.
- de 5 à 8 m: Grés à ciment calcaire consolidé avec alvéoles de dissolution.
- de 8 à 12 m: Argile marneuse graveleuse.
- de 12 à 15 m: Grés calcaireux graveleux.

Le terrain présente de bonnes caractéristiques géotechniques. Aucune nappe d'eau n'a été décelée lors des sondages in-situ. D'après les essais pénétrométriques statiques effectués sur toute l'assiette de l'ouvrage et à une profondeur de 5 m on en déduit une contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_s = 4 \text{ bars}$. Le tassement pour ce type de sol a été estimé à l'aide de la méthode oedométrique. La couche de calcaire blanc donne un tassement instantané de 0,4 cm. Cette valeur étant très faible et l'ouvrage est rigide, le tassement n'induirait aucun désordre dans la structure.

Choix du type de fondation: Pour ce genre de construction, lourde et soumise à des moments de renversement importants et conformément à notre rapport de sol, la fondation la plus rationnelle pour ce projet

est un radier général circulaire car la structure présente un axe de révolution.

Dimensionnement du radier :

a - Epaisseur ht : L'épaisseur ht du radier se détermine par la condition de non poinçonnement (C.C.B.A. 68) : $\frac{1,5 \cdot Q}{P_c \cdot ht} \leq 1,2 \cdot \bar{\sigma}_b$

* $P_c = P_{c1} + P_{c2}$: Périmètre du contour de charge diffusée.

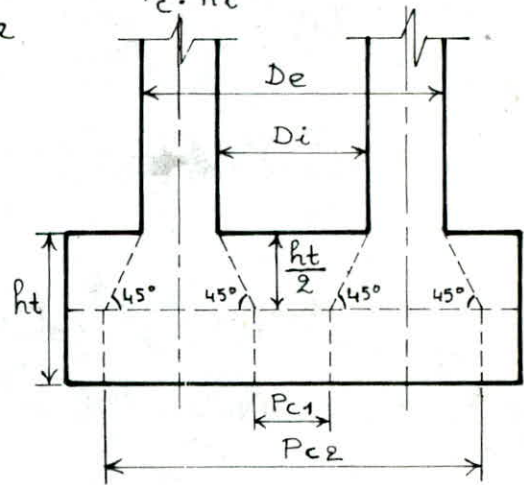
$$\left. \begin{aligned} P_{c1} &= \pi \cdot (D_i - ht) \\ P_{c2} &= \pi \cdot (D_e + ht) \end{aligned} \right\} \rightarrow P_c = \pi \cdot (D_e + D_i)$$

$$P_c = \pi \cdot (8 + 7) = 47,124 \text{ m}$$

* $Q = G + 1,2 \cdot P = 3193,01 \text{ t}$

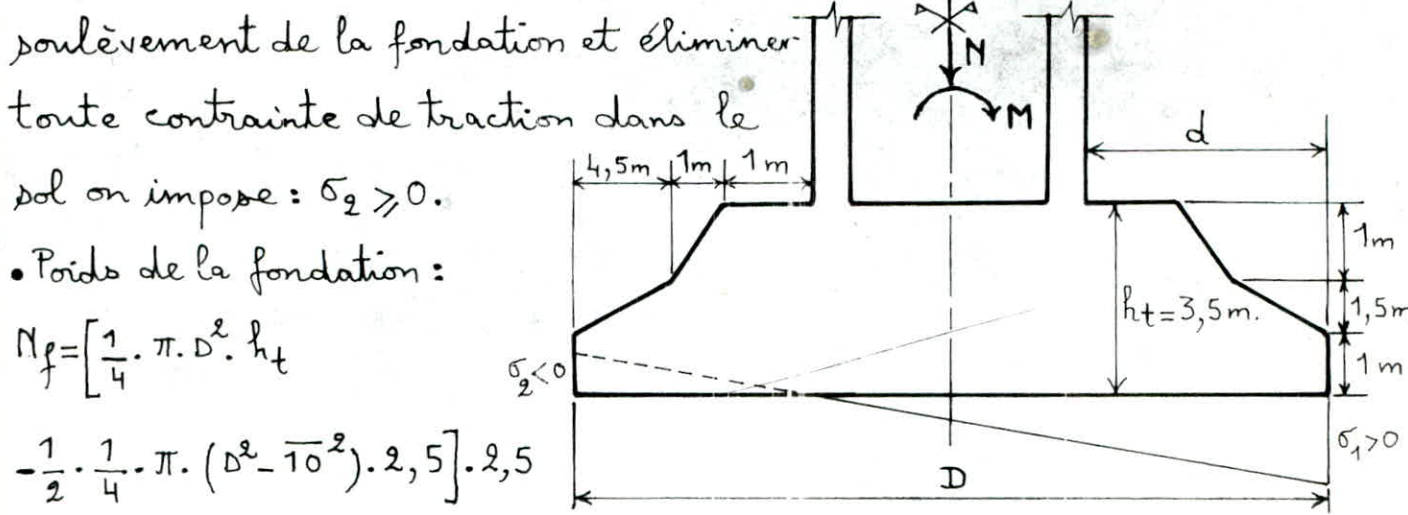
* $\bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ bars} = 6,25 \cdot 1,02 = 6,38 \text{ kgf/cm}^2$

d'où : $ht \geq \frac{1,5 \cdot Q}{1,2 \cdot P_c \cdot \bar{\sigma}_b} = 1,33 \text{ m}$



On prendra une hauteur de radier : ht = 3,5 m.

b - Diamètre du radier : Le radier est sollicité à sa base par un effort normal N et un moment fléchissant M, on obtient le diagramme des contraintes représenté ci-dessous. Afin d'éviter le soulèvement de la fondation et éliminer toute contrainte de traction dans le sol on impose : $\sigma_2 \geq 0$.



• Poids de la fondation :

$$N_f = \left[\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot ht \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D^2 - 10^2) \cdot 2,5 \right] \cdot 2,5$$

$N_f = 4,418 \cdot D^2 + 245,437$ (D en m → Nf en t)

• Poids du remblai :

$$N_z = \left[\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D^2 - 8^2) \cdot 1 + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 7^2 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D^2 - 10^2) \cdot 2,5 \right] \cdot 1,6$$

$$N_z = 2,827 \cdot D^2 - 175,929 \quad (D \text{ en m} \rightarrow N_z \text{ en t})$$

$$D'où : N = Q + N_f + N_z \rightarrow N = 7,245 \cdot D^2 + 3262,518 \quad (D \text{ en m} \rightarrow N \text{ en t})$$

$$M = M_1 + T_1 \cdot h_t = 14899,66 + 484,38 \cdot 3,5 = 16595 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\text{On a : } \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} \geq 0$$

- S : aire de la sous face de fondation : $S = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 0,7854 \cdot D^2$ (D en m \rightarrow S en m²)

- W : module d'inertie de la sous face du radier :

$$W = \frac{\pi}{32} \cdot D^3 = 0,0982 \cdot D^3 \quad (D \text{ en m} \rightarrow W \text{ en m}^3)$$

$$\rightarrow \sigma_2 = -\frac{168991,853}{D^3} + \frac{4153,957}{D^2} + 9,2246 \geq 0$$

A la limite $\sigma_2 = 0 \rightarrow D = 21 \text{ m}$.

On prendra un diamètre de radier : D = 21 m.

Vérification de la rigidité : Le radier est dit rigide si : $d \ll 2 \cdot h_t$.

$$d = \frac{21 - 8}{2} = 6,5 \text{ m} \left. \begin{array}{l} 6,5 \text{ m} < 7 \text{ m} \cdot \text{La rigidité est donc vérifiée.} \\ 2 \cdot h_t = 2 \cdot 3,5 = 7 \text{ m} \end{array} \right\} \text{Les formules de la R.D.M seront applicables.}$$

En remplaçant D par sa valeur on aura : * $N_f = 2193,775 \text{ t}$;

* $N_z = 1070,778 \text{ t}$; * $S = 346,361 \text{ m}^2$; * $W = 909,43 \text{ m}^3$.

Calcul de la capacité portante du sol avec la formule de

Prandtl : $\bar{\sigma}_s = \gamma_h \cdot D + \frac{(2 + \pi) \cdot C}{F}$

- D = 4,5 m : profondeur d'ancrage du radier.

- γ_h et C : respectivement poids spécifique humide et cohésion du massif.

- F = 3 : coefficient de sécurité, selon le rapport de sol, pour nous prémunir d'éventuelles hétérogénéités locales (Fissuration,

cavitation, poches de dissolution, etc.).

$\gamma_h = 1,55 \text{ t/m}^3$ et $C = \frac{R_c}{2} = \frac{3}{2} = 1,5$ bars où R_c est la résistance à la compression minimale.

$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{1,55 \cdot 4,5 \cdot 10^{-1}}{1,02} + \frac{(2 + \pi) \cdot 3}{3} = 5,83 \text{ bars.}$ On travaille avec

$\bar{\sigma}_s = 4 \text{ bars}$ ce qui nous met du côté de la sécurité ($\bar{\sigma}_s = 4 \cdot 1,02 = 4,08 \text{ kgf/cm}^2$)

Vérification des contraintes dans le sol:

Ces contraintes sont données par: $\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$

$\sigma_{\max, \min} = \frac{M_0 + (N_f + N_r)}{S} \pm \frac{M_0 + T_0 \cdot h_t}{W}$

$\sigma_{\max, \min} = \frac{M_0 + \alpha \cdot 3264,553 \cdot 10^3}{346,361 \cdot 10^4} \pm \frac{M_0 + T_0 \cdot 3,5 \cdot 10^2}{909,43 \cdot 10^6}$ (en kgf/cm^2).

($\alpha = 1,1 ; 1 ; 0,9$ ou $0,8$ selon la combinaison considérée). Les différentes combinaisons sont résumées dans les tableaux suivants:

Sollicitations du premier genre:

	Cuve vide			Cuve pleine		
Comb. <u>sons</u>	G+P+V	G+V	G+1,2.P	G+P+V	G+V	G+1,2.P
σ_{\max}	1,53	1,51	1,43	1,97	1,95	1,86
σ_{\min}	1,33	1,32	1,43	1,76	1,75	1,86

Sollicitations du deuxième genre:

Comb. <u>sons</u>	1,1.(G+P+W)	0,9.(G+P)+1,1.W	G+P+S _{IR}	0,8.G+S _{IR}	Cuve vide.
σ_{\max}	1,76	1,48	2,48	2,19	
σ_{\min}	1,38	1,1	0,37	0,07	
Comb. <u>sons</u>	1,1.(G+P+W)	0,9.(G+P)+1,1.W	G+P+S _{IR}	0,8.G+S _{IR}	Cuve pleine.
σ_{\max}	2,25	1,87	3,69	3,3	
σ_{\min}	1,85	1,48	0,04	-0,34	

Vérifications:

i) Pour $G+1,2.P$: $\text{Max } \sigma_s = 1,86 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 4,08 \text{ kgf/cm}^2$. O.K! 75

ii) Si $\sigma_{\min} > 0$, on a une répartition trapézoïdale des contraintes dans le pol. On doit vérifier :

$$\sigma_s = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \ll \left\{ \begin{array}{l} * 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 4,08 = 5,43 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour les sollicitations : } G+P+V ; G+V ; 1,1 \cdot (G+P+W) \text{ et } \\ 0,9 \cdot (G+P) + 1,1 \cdot W . \\ * 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 4,08 = 6,12 \text{ kgf/cm}^2 \text{ pour les sollicitations : } G+P+S_{IR} \end{array} \right.$$

Combinaisons.	$G+P+V$	$G+V$	$1,1 \cdot (G+P+W)$	$0,9 \cdot (G+P) + 1,1 \cdot W$	$G+P+S_{IR}$
σ_{\max}	1,97	1,95	2,25	1,87	3,69
σ_{\min}	1,76	1,75	1,85	1,48	0,37
$\sigma_s = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$	1,92	1,9	2,15	1,77	2,86

$\left[\begin{array}{ccc} & & \end{array} \right] < 5,43 \text{ kgf/cm}^2$
 $\left[\begin{array}{ccc} & & \end{array} \right] < 6,12 \text{ kgf/cm}^2$

Toutes les combinaisons sont vérifiées.

iii) Si $\sigma_{\min} \leq 0$, on adopte un autre schéma statique. L'équation d'équilibre s'écrit alors : $N = S = \frac{\sigma_1 \cdot A}{2}$ d'où : $\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{A}$ avec A qui est l'aire hachurée de la partie comprimée (voir Fig 1 à la page 76).

Il faut vérifier que : $\frac{3}{4} \cdot \sigma_1 \leq 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 6,12 \text{ kgf/cm}^2$.

Combinaison $0,8 \cdot G + S_{IR}$: Excentricité : $e = \frac{M}{N} = \frac{14899,66}{2512,46} = 5,93 \text{ m}$

$a = \frac{D}{2} - e = \frac{21}{2} - 5,93 = 4,57 \text{ m} \rightarrow l = 3 \cdot a = 13,71 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} A = 239,532 \text{ m}^2 \\ N = 5124,102 \text{ t} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_1 = \frac{2 \cdot 5124,102 \cdot 10^3}{239,532 \cdot 10^4} = 4,28 \text{ kgf/cm}^2$$

$\frac{3}{4} \cdot \sigma_1 = \frac{3}{4} \cdot 4,28 = 3,21 \text{ kgf/cm}^2 < 6,12 \text{ kgf/cm}^2$. Vérifiée.

* Etude du moment d'ensoleillement M_s : L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face exposée au soleil et l'autre abritée) engendre un moment local qui agit au niveau des fondations (base du fût) et influe sur la stabilité de l'ouvrage. Le

moment d'ensoleillement est donné

par: $M_s = G \cdot C_s$ où $C_s = f_s \cdot \left(\frac{z}{Z}\right)^2$.

• G : Poids total de l'ouvrage (fondation comprise)

• $f_s = Z \cdot \frac{\theta_s}{2}$: Flèche au sommet de l'ouvrage.

• $Z = 43,4$ m: Hauteur totale du château d'eau comptée à partir du sol.

• $\theta_s = \frac{\mu \cdot T \cdot Z}{D_e}$: Angle de rotation de la structure due à l'ensoleillement.

• $\mu = 10^{-5}$: Module de dilatation linéaire du béton.

• $T = 30^\circ$: Différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée.

• $D_e = 8$ m: Diamètre extérieur supposé constant sur toute la hauteur de l'ouvrage.

• z : Altitude du centre de gravité de la structure à partir du sol.

Application numérique: • $\theta_s = 1,6275 \cdot 10^{-3}$ rad \rightarrow • $f_s = 0,03532$ m.

- Cuve vide: • $z = 8,649$ m \rightarrow • $C_s = 1,4027 \cdot 10^{-3}$ m.

• $G = 1638,347 + 2193,775 = 3832,122$ t. \rightarrow $M_{sv} = 5,38$ t.m.

- Cuve pleine: • $z = 14,352$ m \rightarrow • $C_s = 3,8625 \cdot 10^{-3}$ m.

• $G = 3140,567 + 2193,775 = 5334,342$ t. \rightarrow $M_{sp} = 20,6$ t.m.

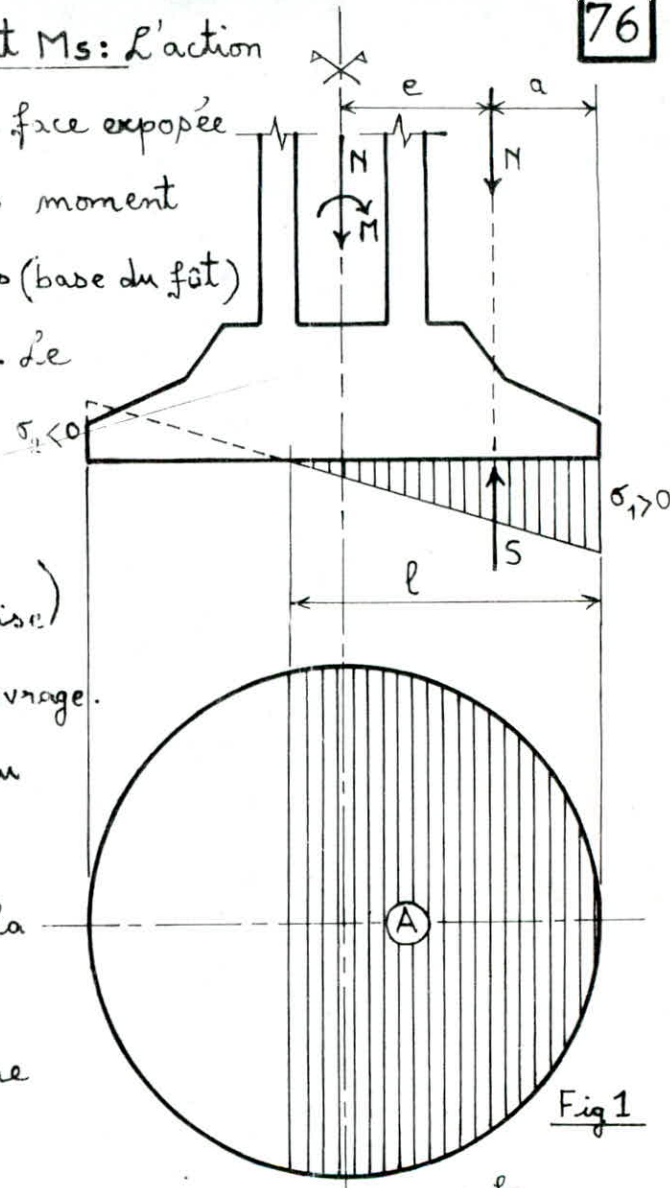
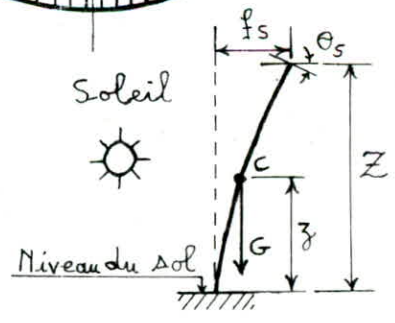


Fig 1



Vérification au renversement de l'ouvrage: Il faut vérifier

que: $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq F_p$. avec: • M_{stab} : Moment stabilisant; • M_{renv} : Moment renversant; • $F_p = 2$: Coefficient de sécurité.

Calcul du moment stabilisant: $M_{stab} = P \cdot \frac{D}{2}$.

- P: Poids total de l'ouvrage y compris les fondations.
- D = 21m: Diamètre du radier.

- Cuve vide: $M_{stab} = 3832,122 \cdot \frac{21}{2} = 40,237 \cdot 10^3 \text{ t.m.}$

- Cuve pleine: $M_{stab} = 5334,342 \cdot \frac{21}{2} = 56,011 \cdot 10^3 \text{ t.m.}$

Calcul du moment renversant: $M_{renv} = M_0 + M_s + M_1$

• M_0 : Moment dû au séisme agissant à la base de la fondation.

$M_0 = M + T \cdot ht$

- Cuve vide: $M_{0v} = 8663,1 + 270,48 \cdot 3,5$

$M_{0v} = 9609,78 \text{ t.m.}$

- Cuve pleine: $M_{0p} = 14899,66 + 484,38 \cdot 3,5 = 16595 \text{ t.m.}$

• M_s : Moment d'ensellement (Etudié à la page 76)

- Cuve vide: $M_{sv} = 5,38 \text{ t.m.}$; - Cuve pleine: $M_{sp} = 20,6 \text{ t.m.}$

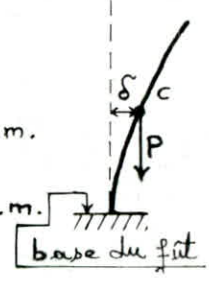
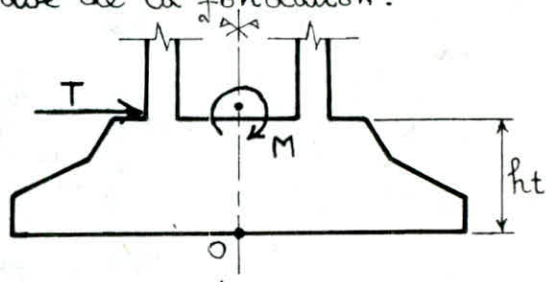
• M_1 : Moment secondaire dû au déplacement de la structure: $M_1 = P \cdot \delta$

• P: Poids total de l'ouvrage (fondation comprise).

• δ : Déplacement du centre de gravité de la structure (tiré de la courbe de déformée aux pages 34 et 35).

- Cuve vide: $P = 3832,122 \text{ t}$ et $\delta = 0,55 \text{ cm} \rightarrow M_{1v} = 21,08 \text{ t.m.}$

- Cuve pleine: $P = 5334,342 \text{ t}$ et $\delta = 2,75 \text{ cm} \rightarrow M_{1p} = 146,69 \text{ t.m.}$



On en déduit le moment renversant:

- Cuve vide: $M_{renv} = 9,636 \cdot 10^3 \text{ t.m.}$; - Cuve pleine: $M_{renv} = 16,762 \cdot 10^3 \text{ t.m.}$

Vérification:

- Cuve vide: $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} = 4,18 > F_p = 2$; - Cuve pleine: $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} = 3,34 > F_p = 2$ 78

La stabilité de la structure est donc assurée.

Vérification au glissement de l'ouvrage: Il faut vérifier que: $\frac{F_H}{F_V} < f$.

• F_H : Résultante des forces horizontales ; • F_V : Résultante des forces verticales ; • $f = 0,7$: Coefficient de frottement terre - béton.

- Cuve vide: $F_H = 270,48 \text{ t}$ et $F_V = 3832,122 \text{ t} \rightarrow \frac{F_H}{F_V} = 0,071 \ll f = 0,7$.

- Cuve pleine: $F_H = 484,38 \text{ t}$ et $F_V = 5334,342 \text{ t} \rightarrow \frac{F_H}{F_V} = 0,091 \ll f = 0,7$.

Il n'y a pas de risque de glissement de l'ouvrage.

Calcul de la plaque de fondation: Le calcul de la fondation se fera par la « Théorie des plaques et coques » de Timoshenko. Le radier sera assimilé à une plaque fonctionnant en plancher renversé, uniformément chargé par la réaction du sol et simplement appuyé sur une circonférence (pourtour moyen du fût).

Charge à prendre en compte:

$\frac{\sigma_{max} (2^{\text{ème}} \text{ genre})}{\sigma_{max} (1^{\text{er}} \text{ genre})} = \frac{3,69}{1,97} = 1,87 > \frac{\sigma_s (2^{\text{ème}} \text{ genre})}{\sigma_s (1^{\text{er}} \text{ genre})} = 1,5$. Donc on ne

tiendra compte que de la contrainte sous sollicitations du 2^{ème} genre.

Le radier sera alors chargé par une charge uniformément répartie:

$q = 3,69 \text{ kg/cm}^2 = 36,9 \text{ t/m}^2$.

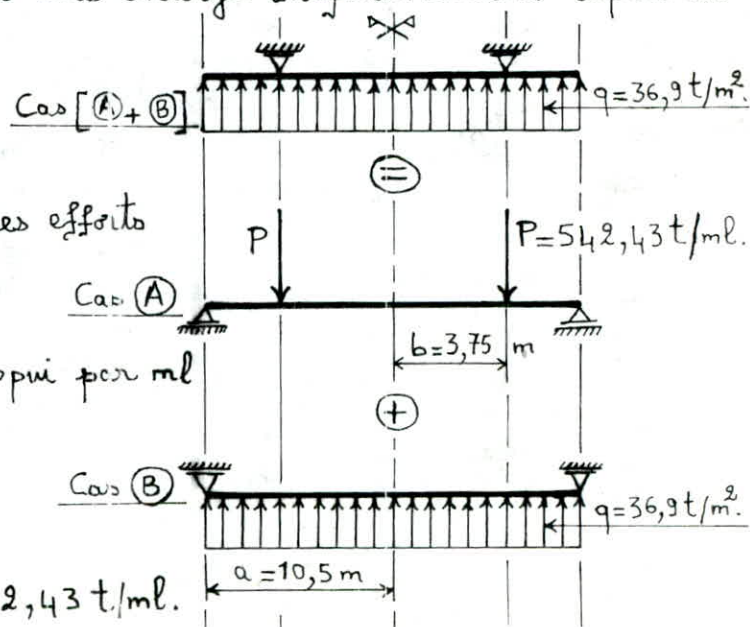
Evaluation des efforts: Le schéma

statique ainsi que la superposition des efforts sont représentés ci-contre.

Valeur de P: P est la réaction d'appui par ml de circonférence moyenne du fût.

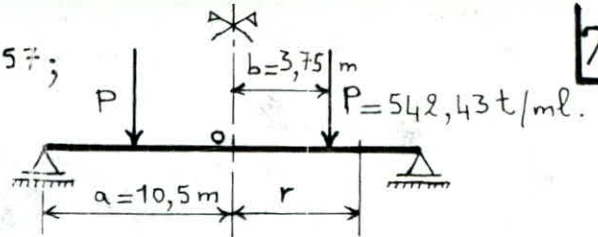
L'équation d'équilibre s'écrit:

$\pi \cdot a^2 \cdot q = 2 \cdot \pi \cdot b \cdot P \Rightarrow P = q \cdot \frac{a^2}{2 \cdot b} = 542,43 \text{ t/ml}$.



Etude du cas (A): On note: $\beta = \frac{b}{a} = 0,357$;

$\nu = \frac{\nu}{10,5}$ et $\mu = 0,15$ (coefficient de Poisson pour le béton armé).



M_r : moment fléchissant radial et M_y : moment fléchissant tangentiel.

* Pour: $0 \leq r \leq b$: $M_r = M_y = P \cdot \frac{b}{4} \cdot \left[(1-\mu) \cdot (1-\beta^2) - 2 \cdot (1+\mu) \cdot \ln \beta \right]$.

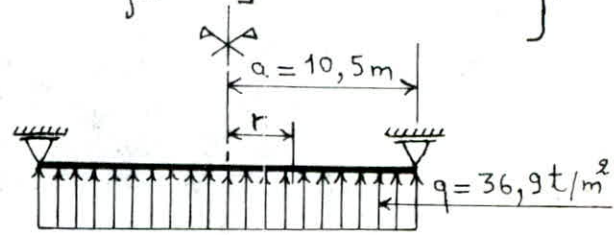
* Pour: $b \leq r \leq a$: $M_r = P \cdot \frac{b}{4} \cdot \left[(1-\mu) \cdot \beta^2 \cdot \left(\frac{1}{\rho^2} - 1 \right) - 2 \cdot (1+\mu) \cdot \ln \rho \right]$.

$$M_y = P \cdot \frac{b}{4} \cdot \left\{ (1-\mu) \cdot \left[\rho^2 - \beta^2 \cdot \left(\frac{1}{\rho^2} + 1 \right) \right] - 2 \cdot (1+\mu) \cdot \ln \rho \right\}$$

Etude du cas (B):

$$M_r = -q \cdot \frac{a^2}{16} \cdot (3+\mu) \cdot (1-\rho^2)$$

$$M_y = -q \cdot \frac{a^2}{16} \cdot \left[3+\mu - (1+3 \cdot \mu) \cdot \rho^2 \right]$$



Tous les résultats numériques sont récapitulés dans le tableau suivant:

r (m)	$\rho = \frac{r}{10,5}$	M_r (t.m/ml)			M_y (t.m/ml)		
		Cas (A)	Cas (B)	Cas [(A)+(B)]	Cas (A)	Cas (B)	Cas [(A)+(B)]
0	0	+1581,89	-800,93	+780,96	+1581,89	-800,93	+780,96
3,75	0,357	+1581,89	-698,85	+883,04	+1581,89	-753,94	+827,95
10,5	1	0	0	0	+754,32	-432,25	+322,07

Toutes ces valeurs figurent dans les diagrammes des moments M_r et M_y à la page 80.

Calcul du ferrailage:

1 - Ferrailage inférieur: On utilise la méthode de Pierre Charon pour ferrailer la semelle. Le diamètre des barres est fixé à $\varnothing = 32$ mm (Acier Tor). On a: * ht = 350 cm; * b = 100 cm;

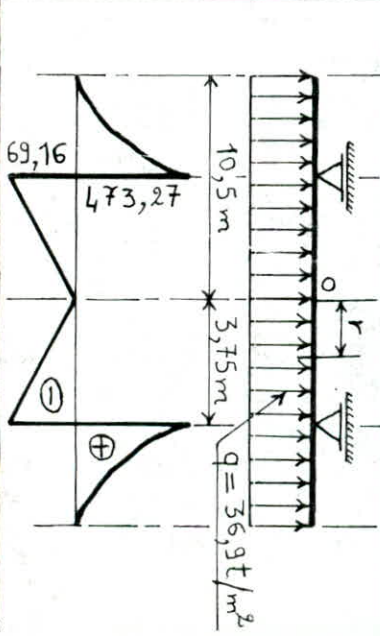
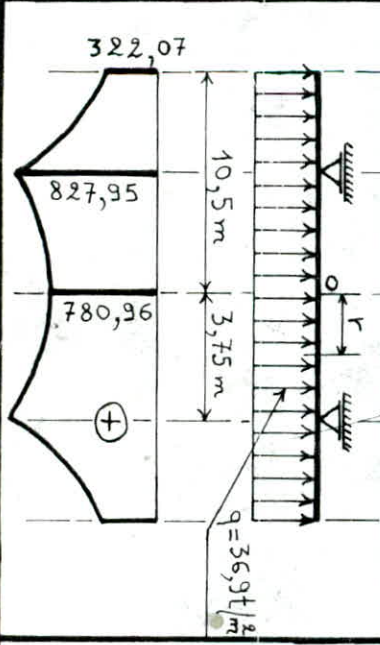
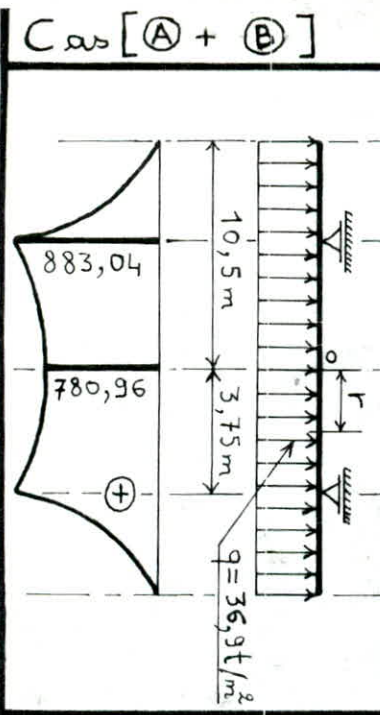
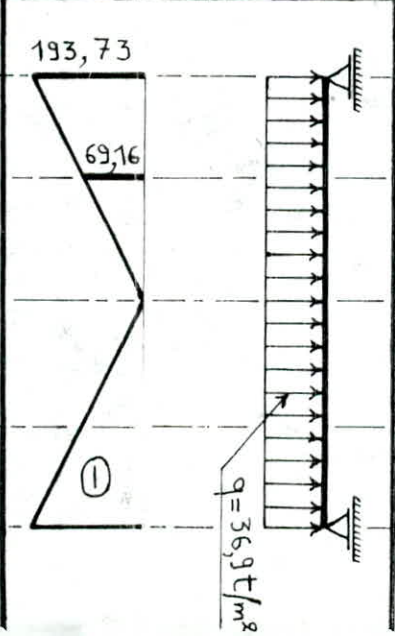
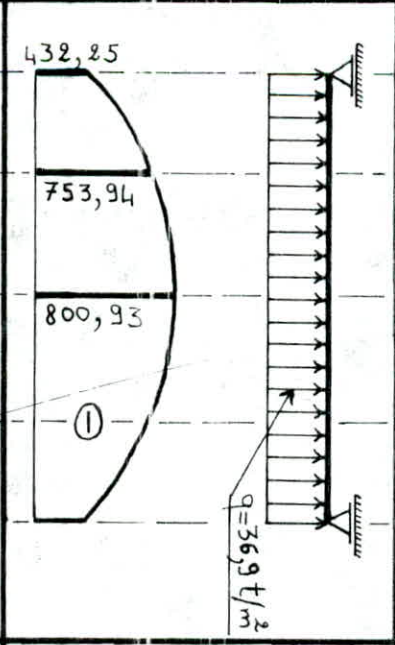
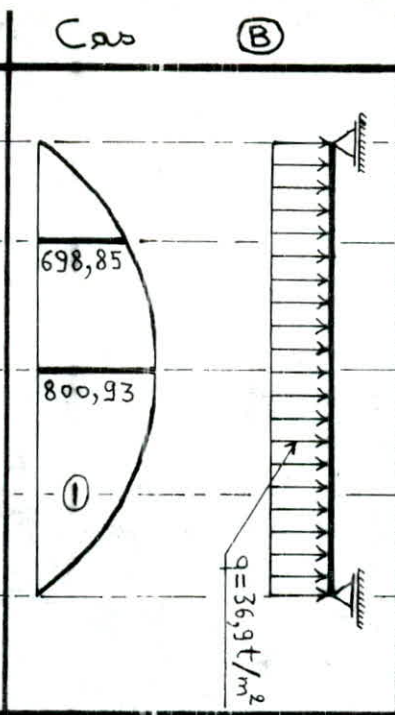
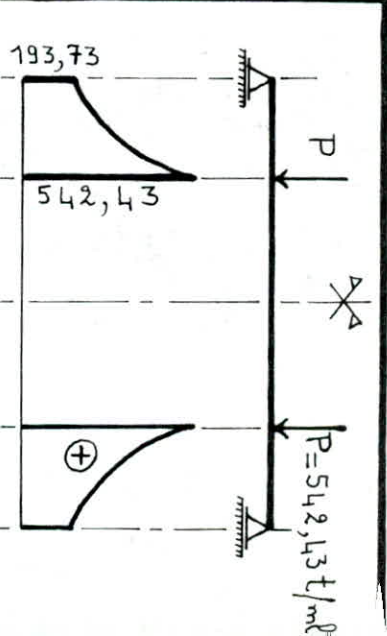
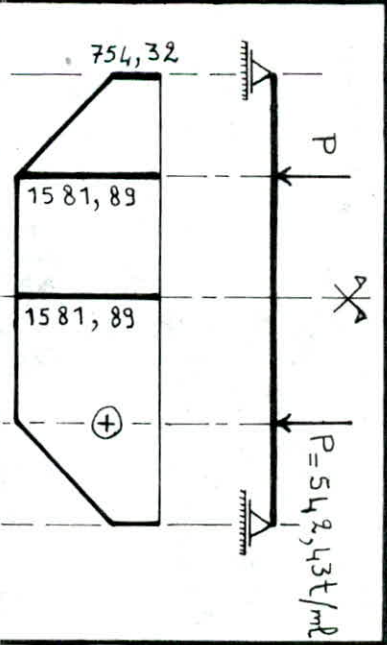
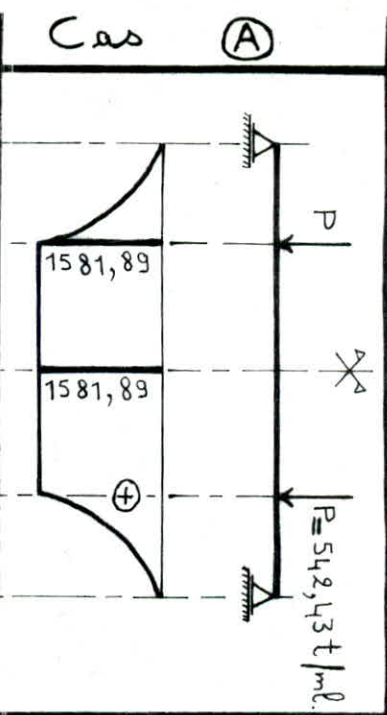
* $\bar{\sigma}_a = 4000$ kgf/cm² (solicitations du 2^{ème} genre et $\varnothing \geq 20$ mm);

* $(\bar{\sigma}'_b)_2 = 225$ bars = $225 \cdot 1,02 = 229,5$ kgf/cm²; * d = 5 cm (Enrobage des barres.)

Diagrammes des moments
flexionnants radiaux M_r (t.m/ml).

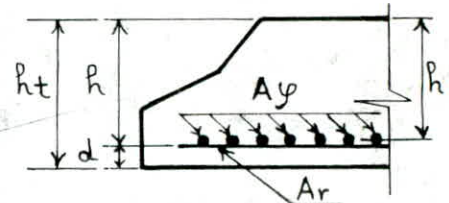
Diagrammes des moments flexi-
onnants tangentiels M_t (t.m/ml).

Diagrammes des efforts tranchants
radiaux T_r (t/ml).



a/Armatures radiales: $M_{r \max} = 883,04 \text{ t.m/ml}$ et $h = h_t - d = 345 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{n \cdot M_{r \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 883,04 \cdot 10^5}{4000 \cdot 100 \cdot 345^2} = 0,0278$$



→ $\epsilon = 0,9277$ et $K = 54,2$.

Section d'acier: $A_r = \frac{M_{r \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 68,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → $A_r = 9T32/\text{ml}$ ($72,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

La contrainte de compression dans le béton: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 73,8 \text{ kgf/cm}^2 \ll (\bar{\sigma}'_b)_2 = 229,5 \text{ kgf/cm}^2$.

b/Armatures tangentielles (cerces):

$M_{y \max} = 827,95 \text{ t.m/ml}$ et $h = h_t - d \cdot 3,2 = 341,8 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{n \cdot M_{y \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 827,95 \cdot 10^5}{4000 \cdot 100 \cdot 341,8^2} = 0,0266 \rightarrow \epsilon = 0,9292 \text{ et } K = 55,6$$

Section d'acier: $A_y = \frac{M_{y \max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 65,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → $A_y = 9T32/\text{ml}$.

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 71,94 \text{ kgf/cm}^2 \ll (\bar{\sigma}'_b)_2 = 229,5 \text{ kgf/cm}^2$. Vérifiée.

Vérification de la fondation à l'effort tranchant: On désigne par:

T_r : Effort tranchant radial.

Etude du cas (A): * Pour $0 \leq r < b$: $T_r = 0$; * Pour $b \leq r \leq a$: $T_r = P \cdot \beta \cdot \frac{1}{r}$.

Etude du cas (B): $T_r = -q \cdot \frac{a \cdot P}{2}$.

Les résultats obtenus figurent dans le tableau ci-dessous et sont représentés dans les diagrammes de l'effort T_r à la page 80.

Contrainte de cisaillement du béton:

$$\bar{\epsilon}_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{T_{\max}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h}$$

$$\bar{\epsilon}_{b \max} = \frac{473,27 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 345} = 15,68 \text{ kgf/cm}^2$$

		T_r (t/ml)		
r (m)	$\beta = \frac{r}{10,5}$	Cas (A)	Cas (B)	Cas (A+B)
0	0	0	0	0
3,75	0,357	+542,43	-69,16	+473,27
10,5	1	+193,73	-193,73	0

Contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\epsilon}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6,25 = 21,88 \text{ bars} = 22,32 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\epsilon}_{b \max} = 15,68 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 22,32 \text{ kgf/cm}^2$$

Donc nous n'avons pas besoin d'armatures transversales. 04

Entraînement des armatures radiales: La contrainte d'adhérence

pour l'ensemble de ces armatures est: $\bar{\epsilon}_{d \max} = \frac{T_{\max}}{p \cdot z}$.

$p = 9 \cdot \pi \cdot 3,2 = 90,48 \text{ cm}$ (Somme des périmètres des armatures radiales).

$$\bar{\epsilon}_{d \max} = \frac{473,27 \cdot 10^3}{90,48 \cdot \frac{7}{8} \cdot 345} = 17,33 \text{ kgf/cm}^2.$$

Contrainte d'adhérence admissible:

$$\bar{\epsilon}_d = 2,5 \cdot \gamma_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 6,25 = 23,44 \text{ bars} = 23,91 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\bar{\epsilon}_{d \max} = 17,33 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d = 23,91 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifiée.}$$

Remarque: Vu l'encombrement des armatures radiales et tangen-
tielles au centre de la plaque, on les remplacera par des barres en
quadrillage (9T32/ml dans les deux sens).

2 - Ferrailage supérieur: On disposera dans cette partie du
radier des armatures de construction ayant pour rôle:

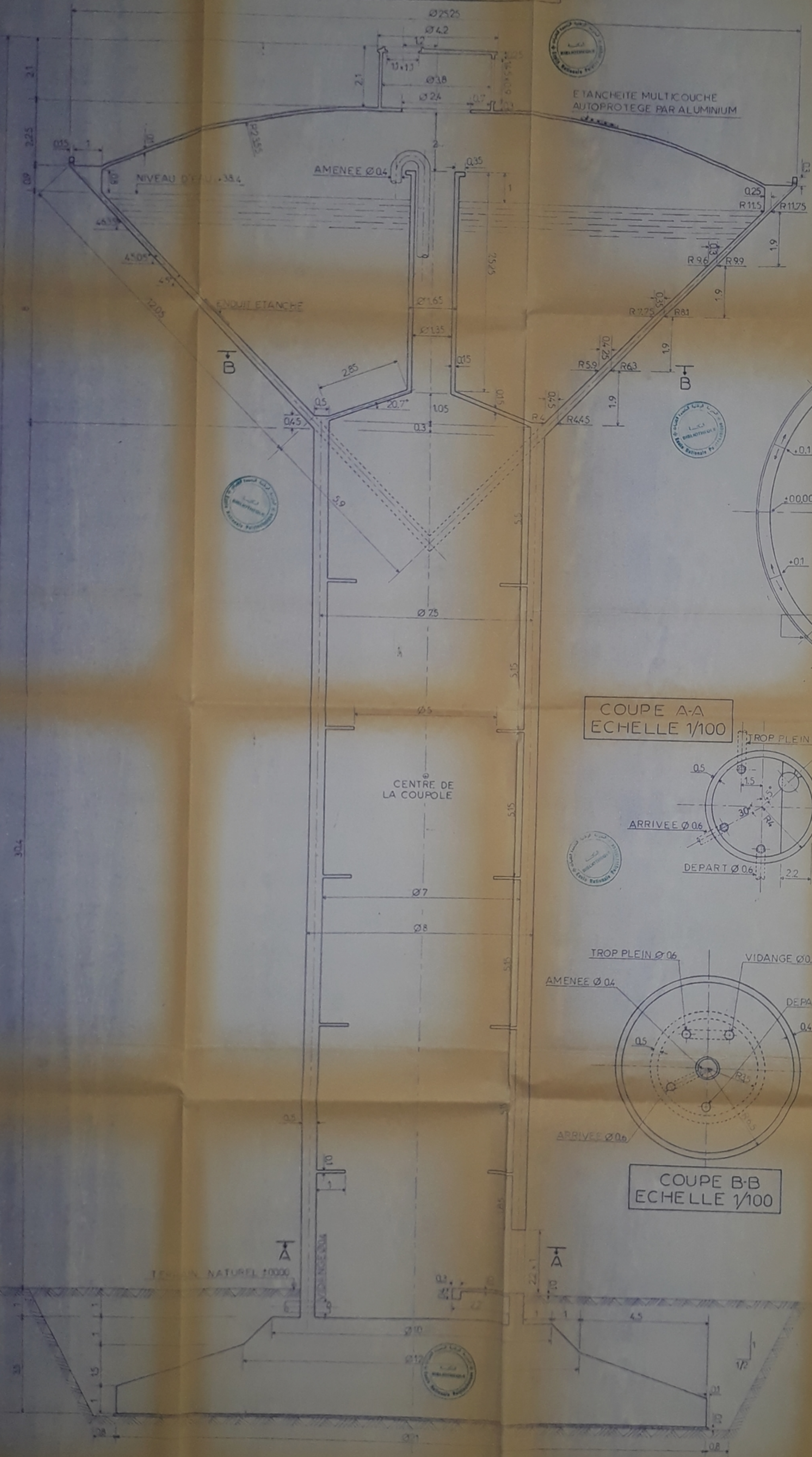
- de s'opposer au retrait vu la masse importante du béton.
- d'équilibrer d'éventuels efforts de traction.
- de servir de support aux barres longitudinales de la tour.

On prend: $A_r = 5T16/ml$ et $A_y = 5T14/ml$.

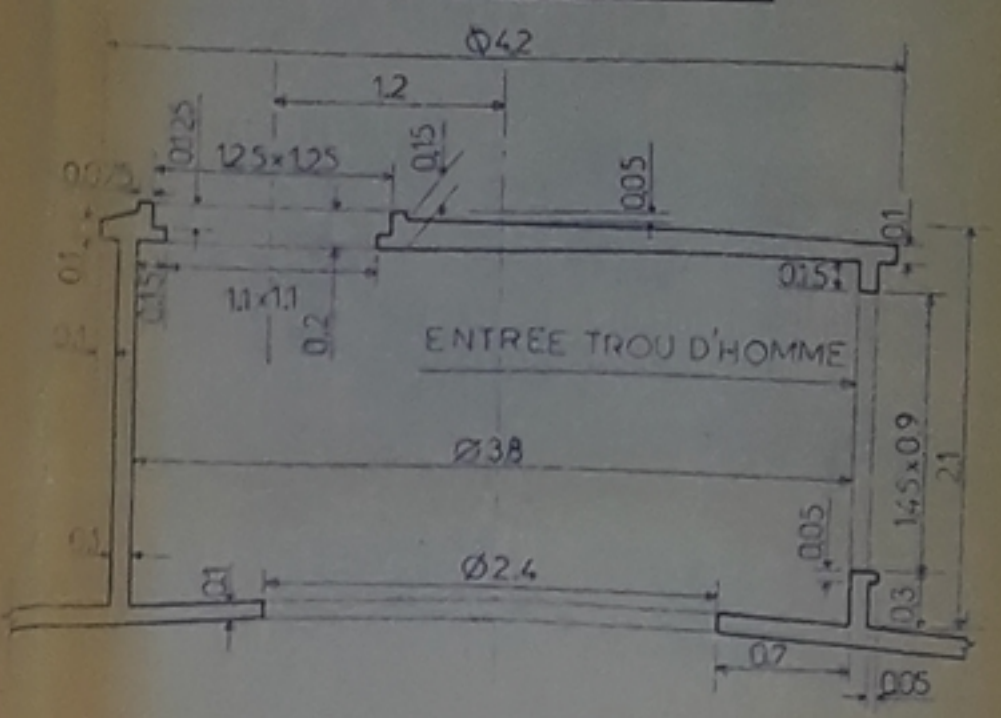
BIBLIOGRAPHIE

- 1- Traité de béton armé - Tome 6 - Réservoirs, châteaux d'eau, piscines. (A. Guerrin & R.C. Lavour.).
- 2- Théorie des plaques et coques (Timoshenko).
- 3- Tables pour le calcul des dalles et des parois (R. Barès).
- 4- Calcul pratique des tours en béton armé (M. Diver).
- 5- Cours de voiles minces (A. Coin).
- 6- Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (P. Chara).
- 7- Cahier des charges applicable à la construction des réservoirs et cuves en béton armé (Annales de l'I.T.B.T.P. Juillet - Août 1966 - N° 223-224)
- 8- Calcul pratique des réservoirs en zone sismique (V. Davidovici & A. Haddadi - Annales de l'I.T.B.T.P. Novembre 1982 - N° 409)
- 9- Cours de béton armé - Tome II - Calcul des ouvrages. (M. Belazongui.)
- 10- Conception et calcul des structures soumises aux séismes (M. Daoudi - M. Rili - A. Salhi)
- 11- Annales de l'I.T.B.T.P. N° 306 Juin 1973 & N° 280 Avril 1971.
- 12 - Règles:
 - * C.C.B.A. 68.
 - * R.P.A. 81.
 - * N.V. 65.
 - * D.T.U (13-1).

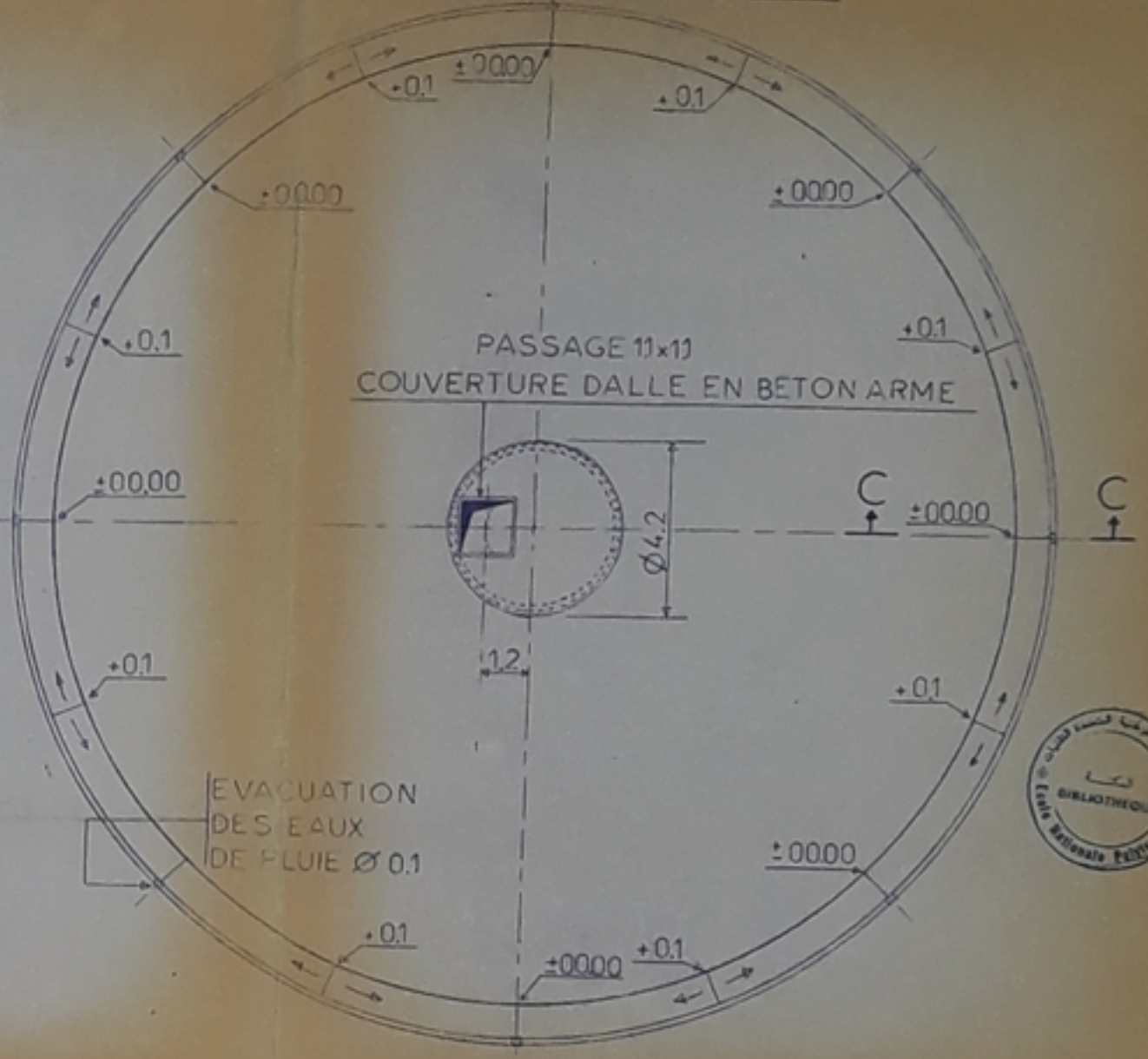
COUPE VERTICALE
ECHELLE 1/50



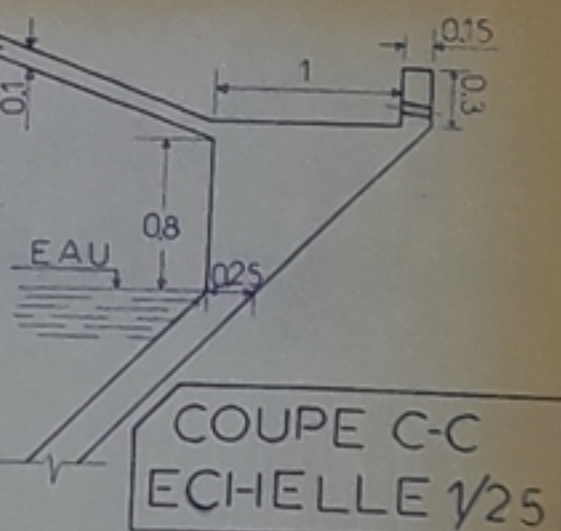
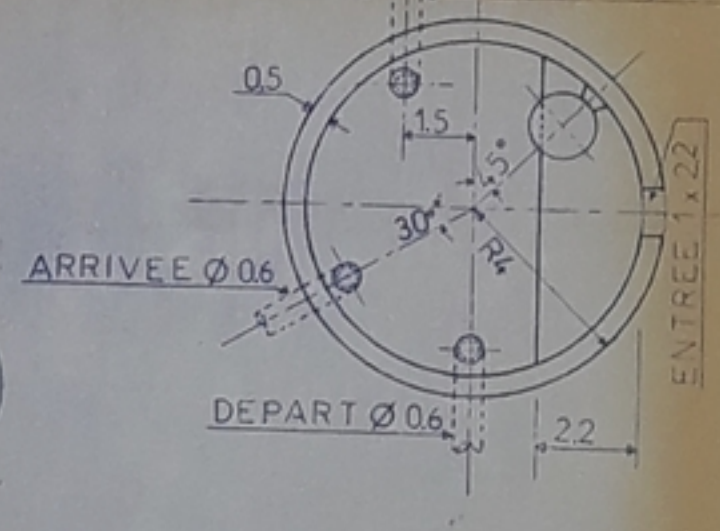
LANTERNEAU
ECHELLE 1/25



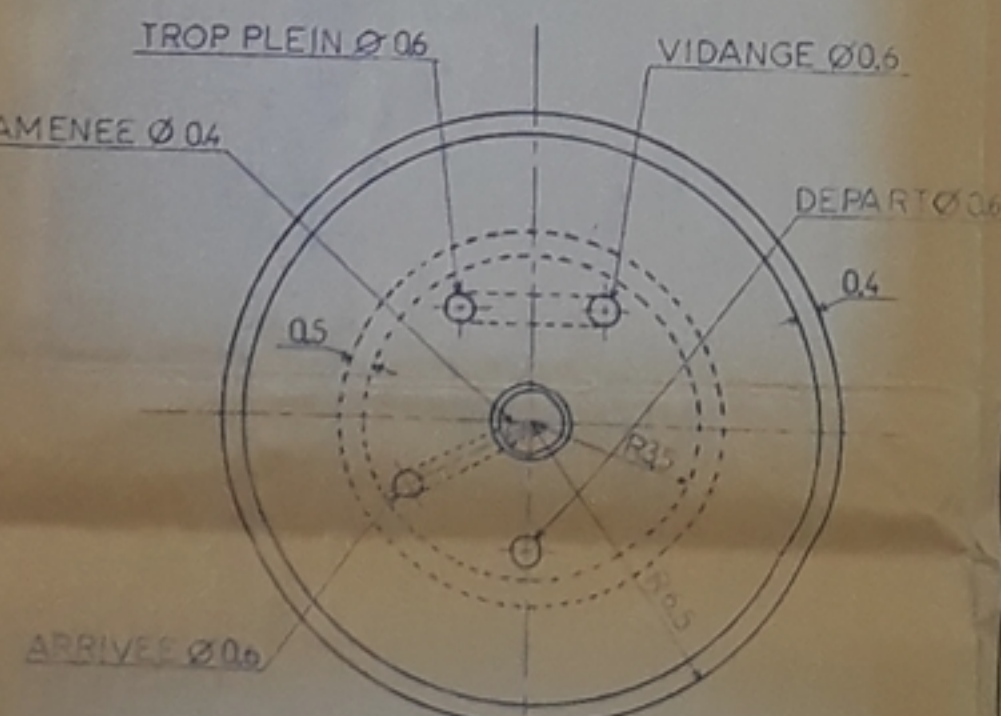
VUE EN PLAN
ECHELLE 1/100



COUPE A-A
ECHELLE 1/100



COUPE C-C
ECHELLE 1/25



COUPE B-B
ECHELLE 1/100

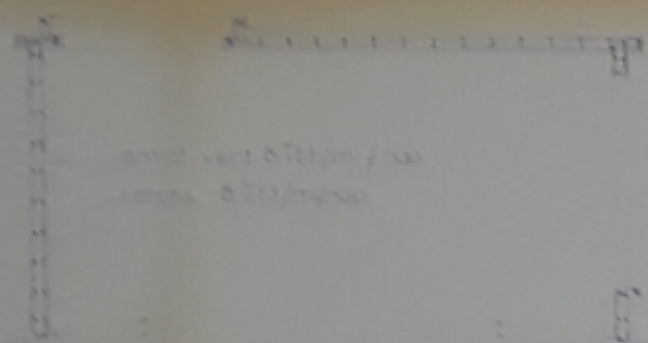
NOTA: Tutte le dimensioni sono espresse in millimetri.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDES
CHATEAU D'EAU 1500 m³
PROPOSE PAR:
D.H.W.A
ETUDIE PAR:
ABANOU MESSAOUD
ZID FAROUK
DIRIGE PAR:
M^r R. BLOUD
PLAN N°1
PLAN DE COFFRAGE
ECHELLES: 1/25 - 1/50 - 1/100

LANTERNEAU

1/20

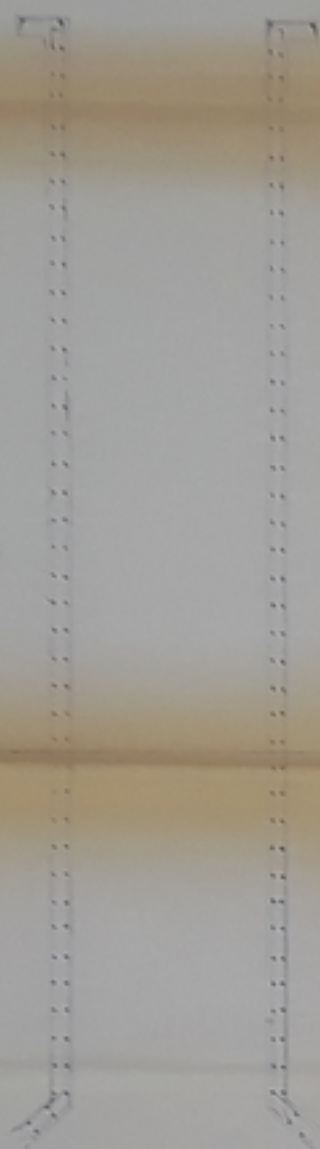
COUPE A-A



armes vert 5T12/m / 30
armes horz 5T12/m x 30

CHEMINEE D'ACCES
COUPE B-B

1/20



armes 5T12/m / 30
armes vert 5T12/m / 30

DALLE DE FOND

COUPE A-A

1/25



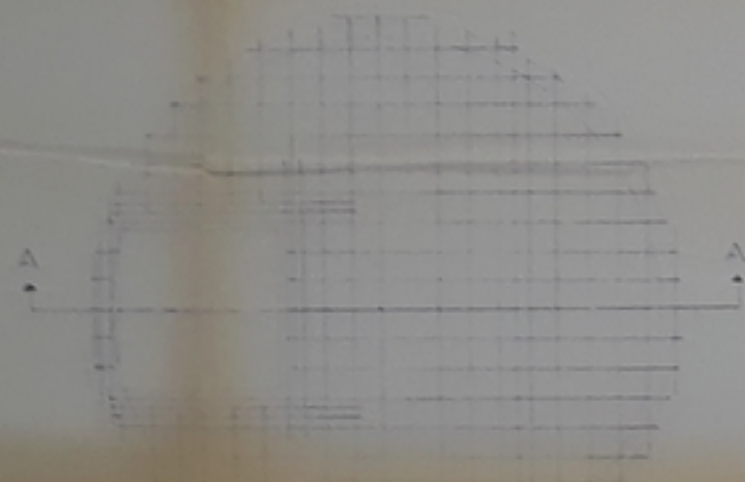
armes 5T12/m / 30
armes vert 5T12/m / 30

DETAIL A



armes 5T12/m / 30
armes 5T12/m / 30

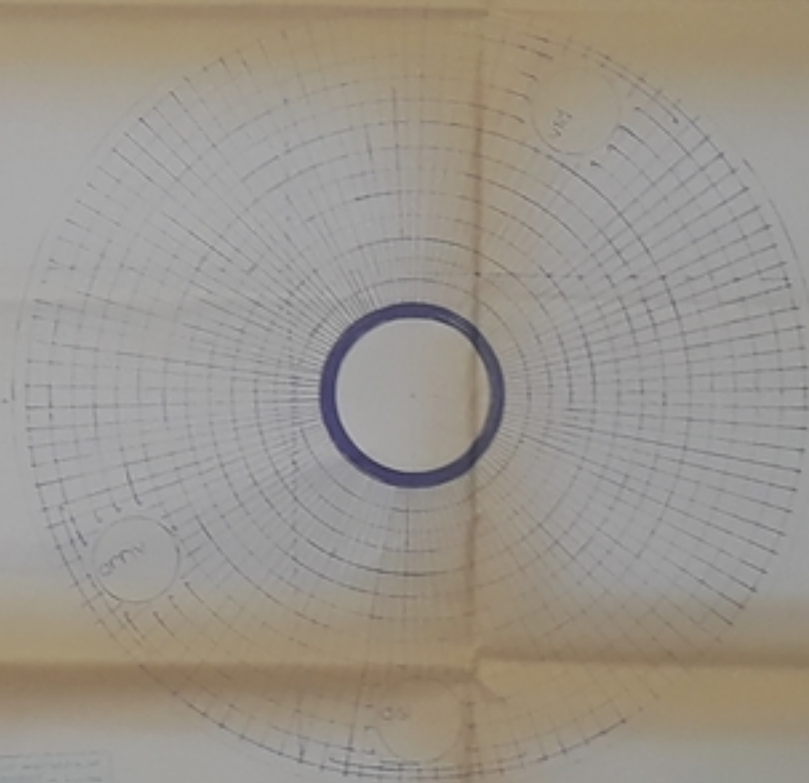
armes 5T12/m / 30



DALLE DE LANTERNEAU



COUPE A-A



VUE EN PLAN

PROJET DE FIN D'ETUDES
CHATEAU D'EAU 1500m³

D.H.W.A.

ABANOU MESSAOUD

ZID FAROUK

M. R. BLOUD

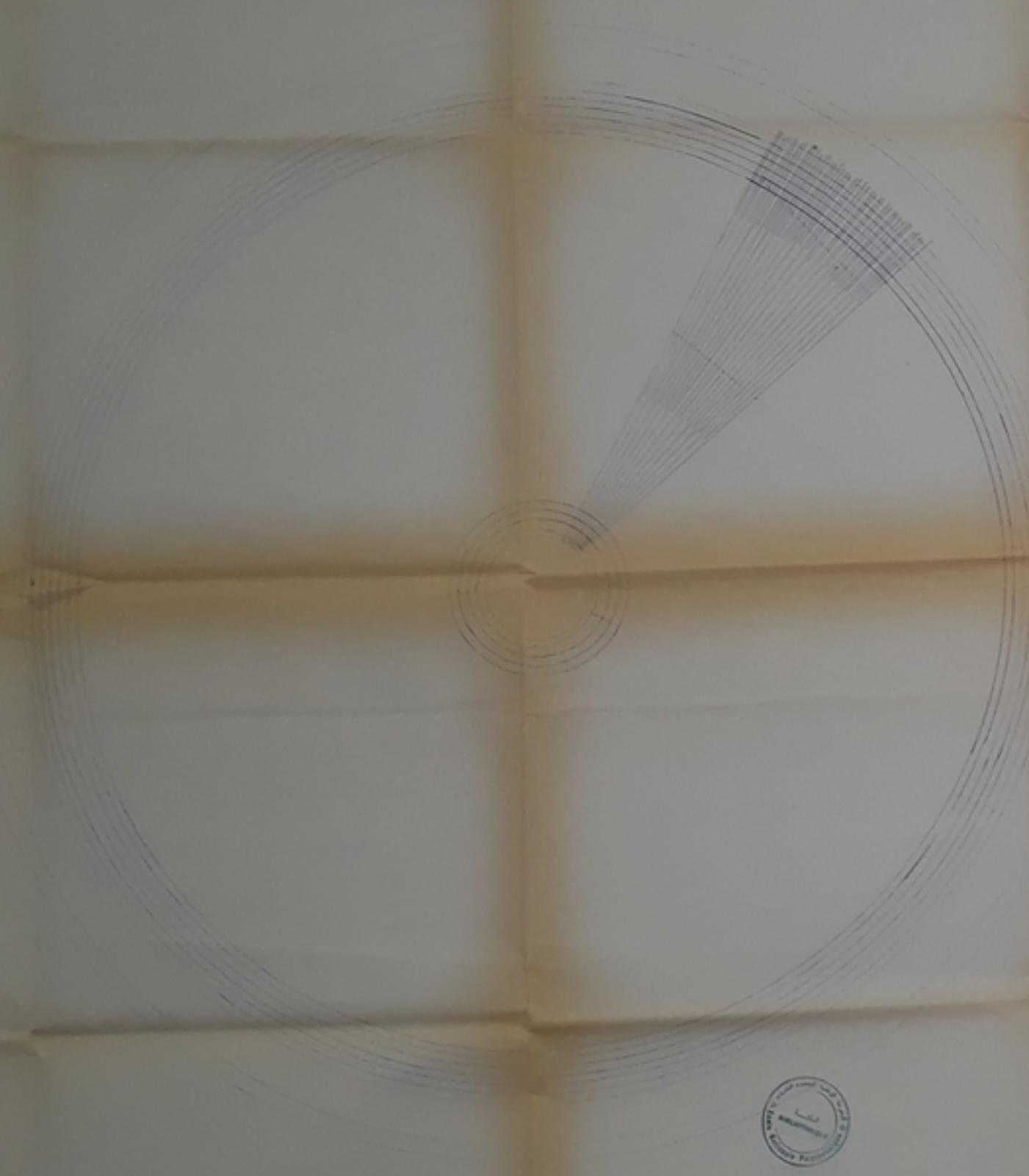
PLANCHE N°2
LANTERNEAU
CHEMINEE D'ACCES
DALLE DE FOND

1/20

1/25

1/20

LA COUPOLE

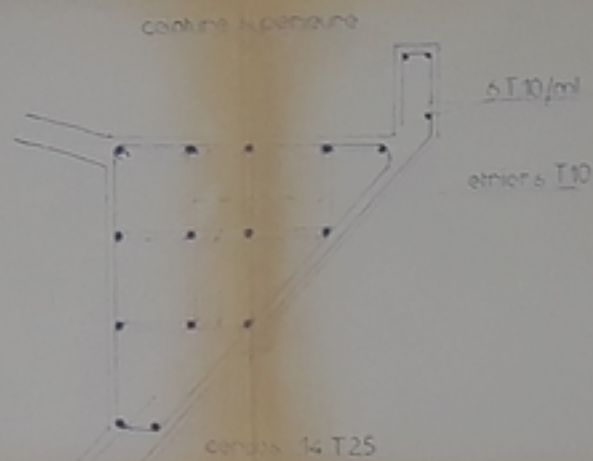


VUE EN PLAN

150

DETAIL A

1/10

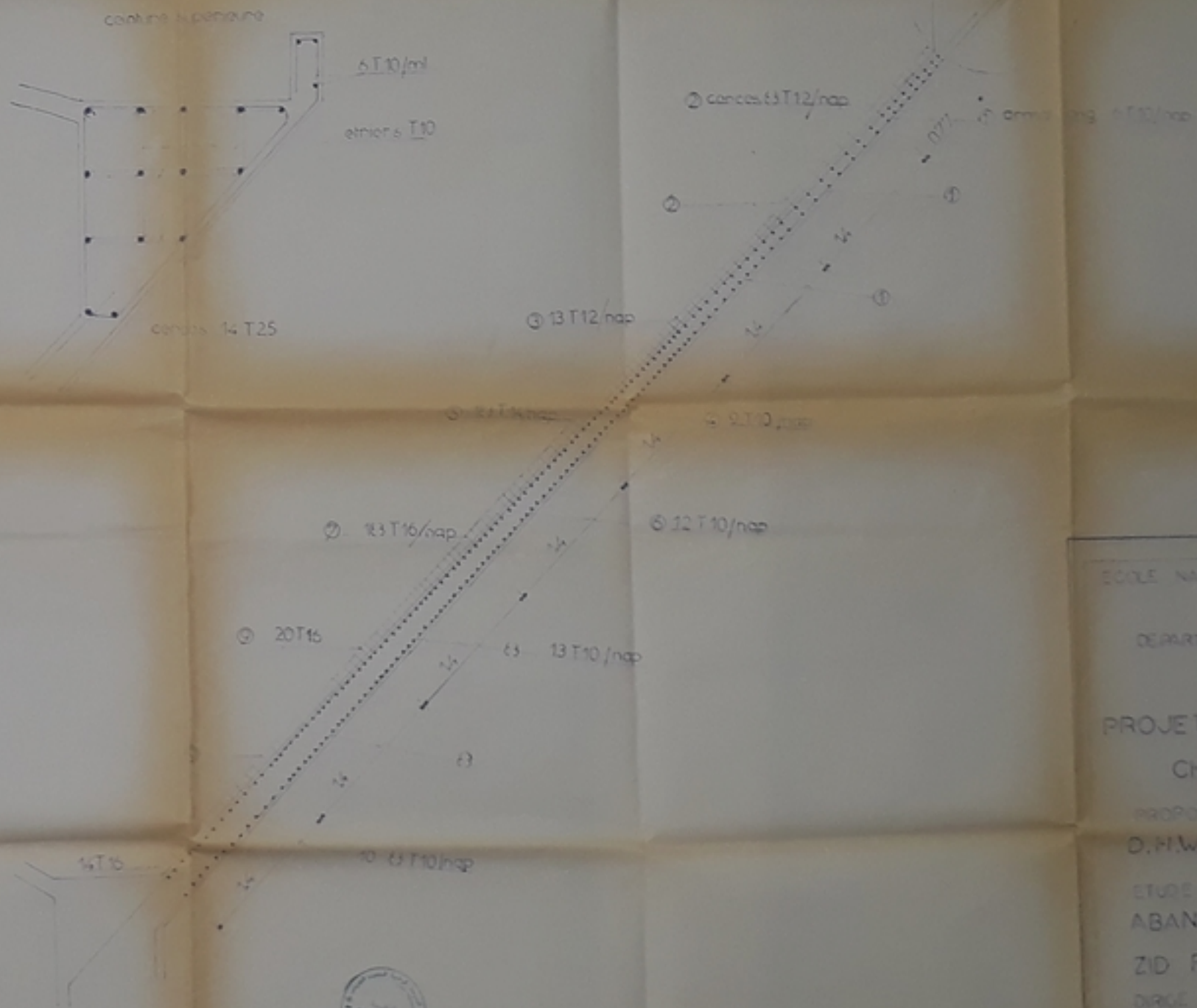


armat de renforcement
6 T13/ml

armat rad. 6 T10/ml

cercles 6 T10/ml

CUVE
COUPE
1/20



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES
CHATEAU D'EAU 1500 m²

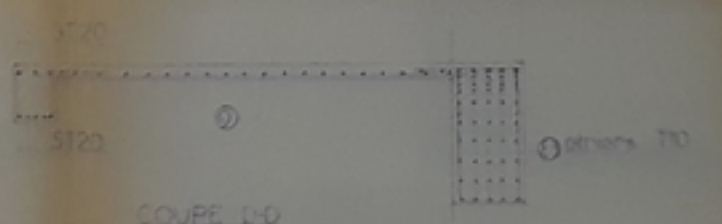
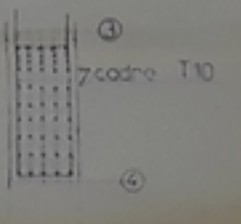
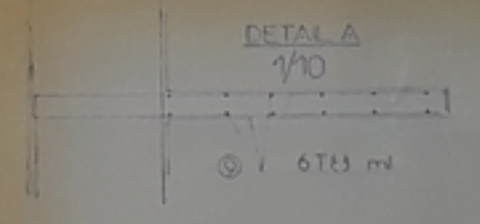
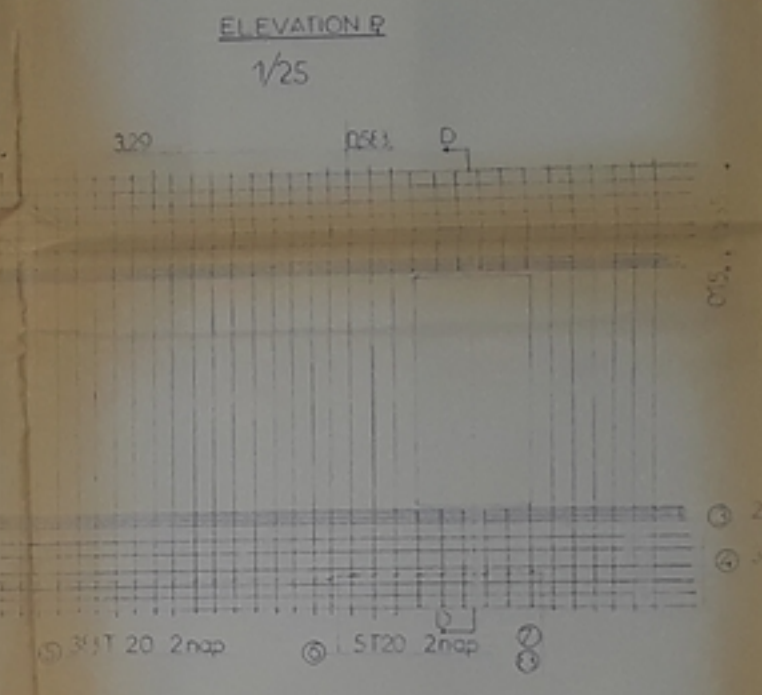
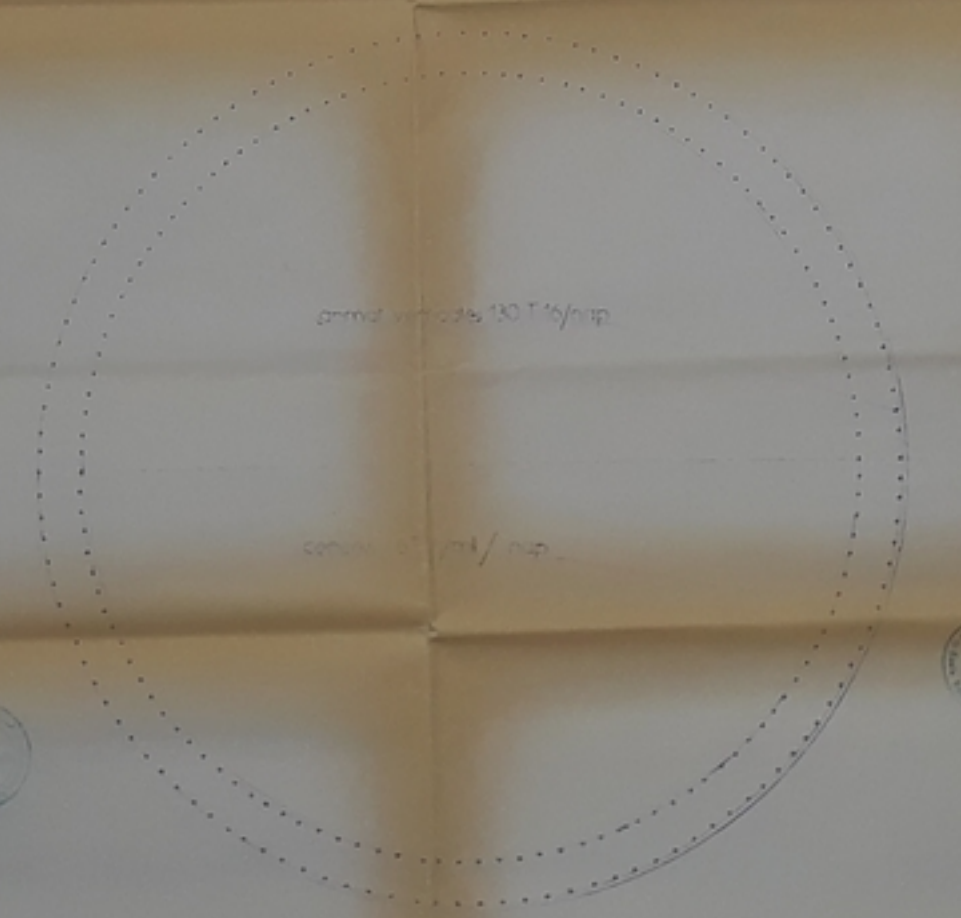
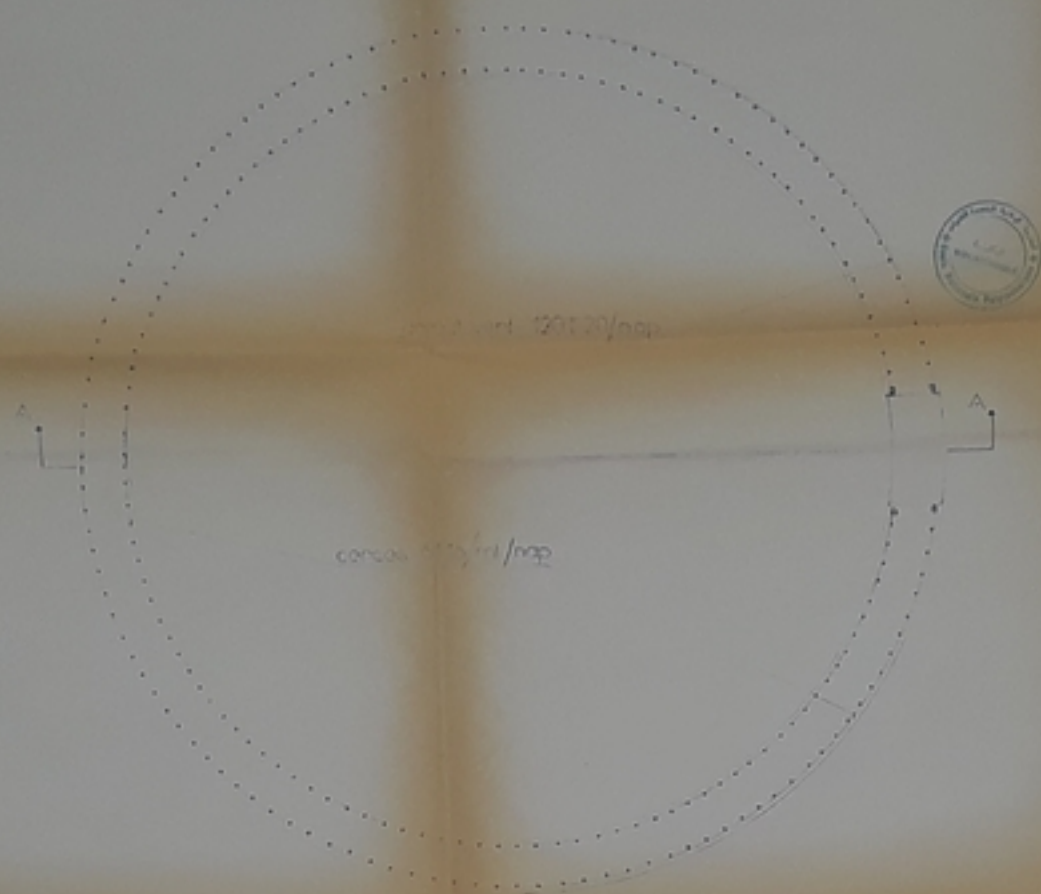
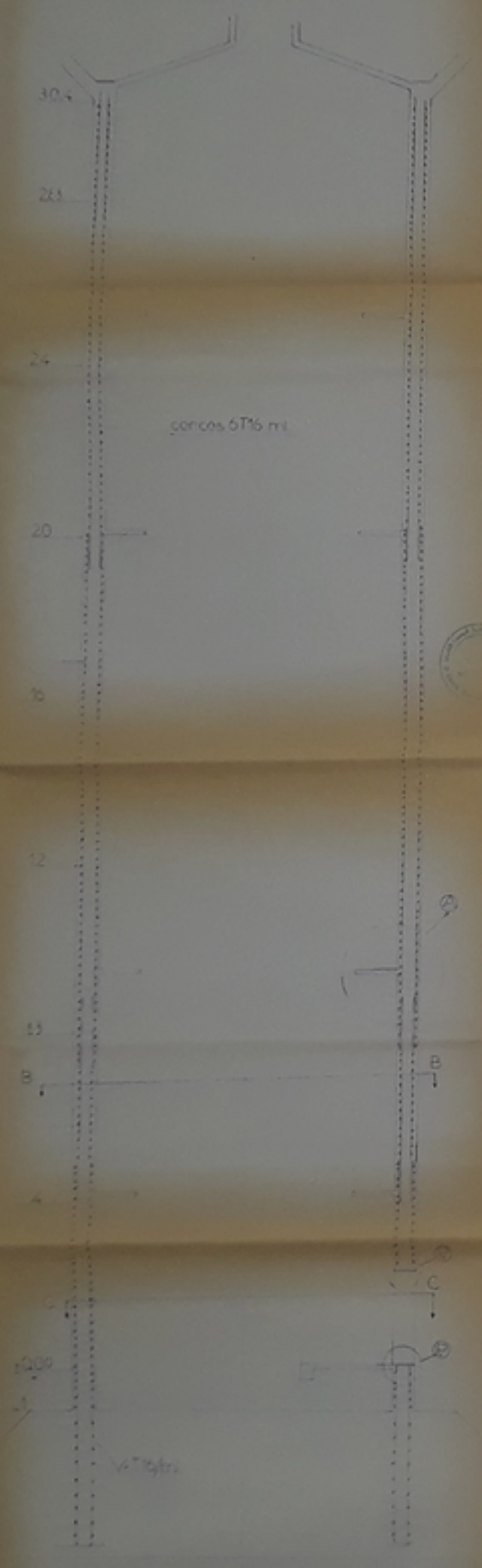
PROPOSÉ PAR:
D.H.W.A.

ÉTUDE PAR:
ABANOÙ MESSAOUD

ZID FAROUK
DIRIGÉ PAR:
M^r R. BLOUD

PLANCHE N° 3
FERRAILLAGE DE
LA CUVE
LA COUPOLE

SCAL. 1/20 - 150



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 CHATEAU D'EAU 1500 m
 PROPOSE PAR
 D.H.V.A
 ETUDE PAR
 ABANOU MESSAOUD
 ZO FAROUK
 DRESSE PAR
 M. R. BIOUD
 PLANCHE N°4
 PLAN DE FERRAILLAGE
 DU FUT

