

29/75

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

1EX

THESE DE FIN D'ETUDES



HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION

5 plans

PROPOSEE

par

J.P. DEBAILLIEUL

Ingénieur

Maître assistant à l'E.N.P.A.

ETUDIEE

par

MOKHTARI Mohammed

PROMOTION 1975

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

THESE DE FIN D'ETUDES



CHATEAU D'EAU
HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION

PROPOSEE

par

J.P. DEBAILLIEUL

Ingénieur

Maître assistant à l'E.N.P.A.

ETUDIEE

par

MOKHTARI Mohammed

PROMOTION 1975

ALGER, le 13 Juin 1975

Qu'il me soit donné ici l'occasion
d'exprimer mes remerciements les plus
chaleureux à tous mes professeurs et à
tous ceux qui ont participé de près ou
de loin à ma formation.

Que Monsieur J.P. DEBRILLIEUL
daigne trouver ici mon entière reconnaissance
pour ses conseils et pour son aide sincère.

M. MOKHTARI



SOMMAIRE

chap. 0. - Introduction	1
chap. 1. - Détermination des éléments géométriques	3
chap. 2. - Caractéristiques des matériaux	9
chap. 3. - Calcul des éléments	15
3.1. - coupole supérieure	15
3.2. - Acrotère	18
3.3. - ceinture supérieure	20
3.4. - Cuve	23
3.5. - Cheminée	30
3.6. - coupole de fond	32
3.7. - ceinture inférieure	36
3.8. - tour	38
3.9. - plaques (paliers)	42
3.10. - passerelle	46
3.11. - Vide pour la porte	53
Chap. 4. - Détermination de la période propre	54
Chap. 5. - Influence du Séisme	57
Chap. 6. - Etude au vent	60
Chap. 7. - Calcul des fondations	68
Chap. 8. - Méthodes de calcul	84

BIBLIOGRAPHIE _____ 95



INTRODUCTION

Un château d'eau est un réservoir surélevé destiné à pourvoir aux besoins en eau d'une agglomération donnée.

1.- Rôles fonctionnels d'un réservoir en général.

— Permanence d'approvisionnement en eau:

Il sert de régulateur aux variations de la consommation.

— Lutte contre l'incendie:

Une réserve d'incendie est toujours nécessaire qui varie de 120 à 200 m³, utilisable en deux heures.

2.- Règles imposées par l'hygiène.

Ces règles touchant à la santé de la population, il est nécessaire de les respecter rigoureusement.

Pour ce faire, il faut que le réservoir:

- soit étanche et construit avec un matériau étanche qui ne soit susceptible d'altérer l'eau.
- soit à l'abri de toute contamination d'eau superficielle ou souterraine.

Il faut également que :

- l'air contenu dans le réservoir soit fréquemment renouvelé d'où la nécessité de prévoir une aération spéciale.
- le réservoir ait une bonne isolation thermique.
- la circulation d'eau soit régulière afin d'éviter

le développement de micro-organismes.

- l'eau soit à l'abri de la lumière du jour afin d'éviter le développement des algues.

3.- Classement des réservoirs

Deux classifications sont possibles:

- Suivant la capacité:

- * Petits réservoirs : jusqu'à 500 m^3
- * Réservoirs moyens : entre 500 et 5000 m^3
- * Grands réservoirs : au-delà de 5000 m^3

- Suivant le rôle:

- * Accumulation : réservoirs enterrés ou semi-enterrés
- * Équilibre : réservoirs surélevés.

4.- Esthétique et environnement.

On a généralement conscience qu'un réservoir surélevé doit être conçu en tenant compte du site où il va être implanté et du paysage dont il fera partie.

La recherche d'une harmonie dans ce sens se fait en adaptant l'ouvrage à son environnement. Les formes, volumes et structures de l'ouvrage cherchent à s'identifier à celles du contexte.

1. DETERMINATION

DES ELEMENTS GEOMETRIQUES

1.1. Coupole de couverture

C'est une coupole sphérique munie d'un lanterneau d'aération avec grillage fin et d'un capot de descente fermé par une trappe avec cadenas. L'épaisseur de la coupole est prise égale à 8 cm. La jonction de la coupole avec la cuve se fait par une ceinture circulaire de rayon moyen égal à 8,5 m, de section transversale trapezoidale. La coupole est surmontée aux naissances d'un acrotère qui prolonge la forme de la cuve.

1.2 La cuve :

La forme du réservoir ne se distingue pas de celle de l'ensemble de l'ouvrage qui est un hyperboloïde de révolution dont l'équation de la ligne moyenne des parois est :

$$x = 0,342 \sqrt{196 + y^2}$$
$$\left(\frac{x^2}{22,92494} - \frac{y^2}{196} = 1 \right)$$

L'origine des coordonnées se trouvant à une hauteur de 9,5 m.

La paroi du réservoir a une épaisseur variant de 10 cm au sommet à 20 cm au niveau bas de l'eau.

La cuve à une hauteur de 6,90 m, la hauteur maximale de l'eau est 6,70 m. Le fond de la cuve est constitué d'une coupole sphérique d'épaisseur constante de 18 cm, surmontée d'une cheminée de forme cylindrique de diamètre intérieur 1,50 m et d'épaisseur 8 cm sur toute la hauteur qui dépasse le niveau de l'eau de 17 cm. Cette cheminée est surmontée d'une dalle annulaire de 1 m de large et de 8 cm d'épaisseur servant de palier de repos.

1.3. La Tour.

La tour à une hauteur de 21,40 m et une épaisseur constante égale à 15 cm. Elle comporte à l'intérieur 3 plaques en forme de couronnes circulaires de 1,20 m de large et d'épaisseur constante égale à 12 cm. Elles sont situées respectivement à 20, 14 et 7,5 m du sol. Ces plaques servent à raidir la paroi vis-à-vis de l'ovalisation ainsi que de palier de repos. On y accède par une échelle placée le long des parois.

La plaque supérieure supporte une passerelle en construction métallique qui permet l'accès à la cuve à travers la cheminée et ce, grâce à une échelle qui y repose.

Au bas de la tour s'ouvre une porte de 250/150. On prévoit en outre des ouvertures au niveau des deux premiers paliers pour l'éclairage et qui sont de faibles dimensions. De même que l'ouverture de la porte, elles sont raidies par des linteaux sur tout leur pourtour pour compenser l'inertie des parties élevées.

1.4. - Fondations

Du l'importance des charges et la forme du château d'eau (section circulaire), l'ouvrage sera fondé sur un radier circulaire.

La liaison du radier avec la tour sera assurée par la continuation de celle-ci.

Au niveau du sol, on a une dalle circulaire de 20 cm d'épaisseur.

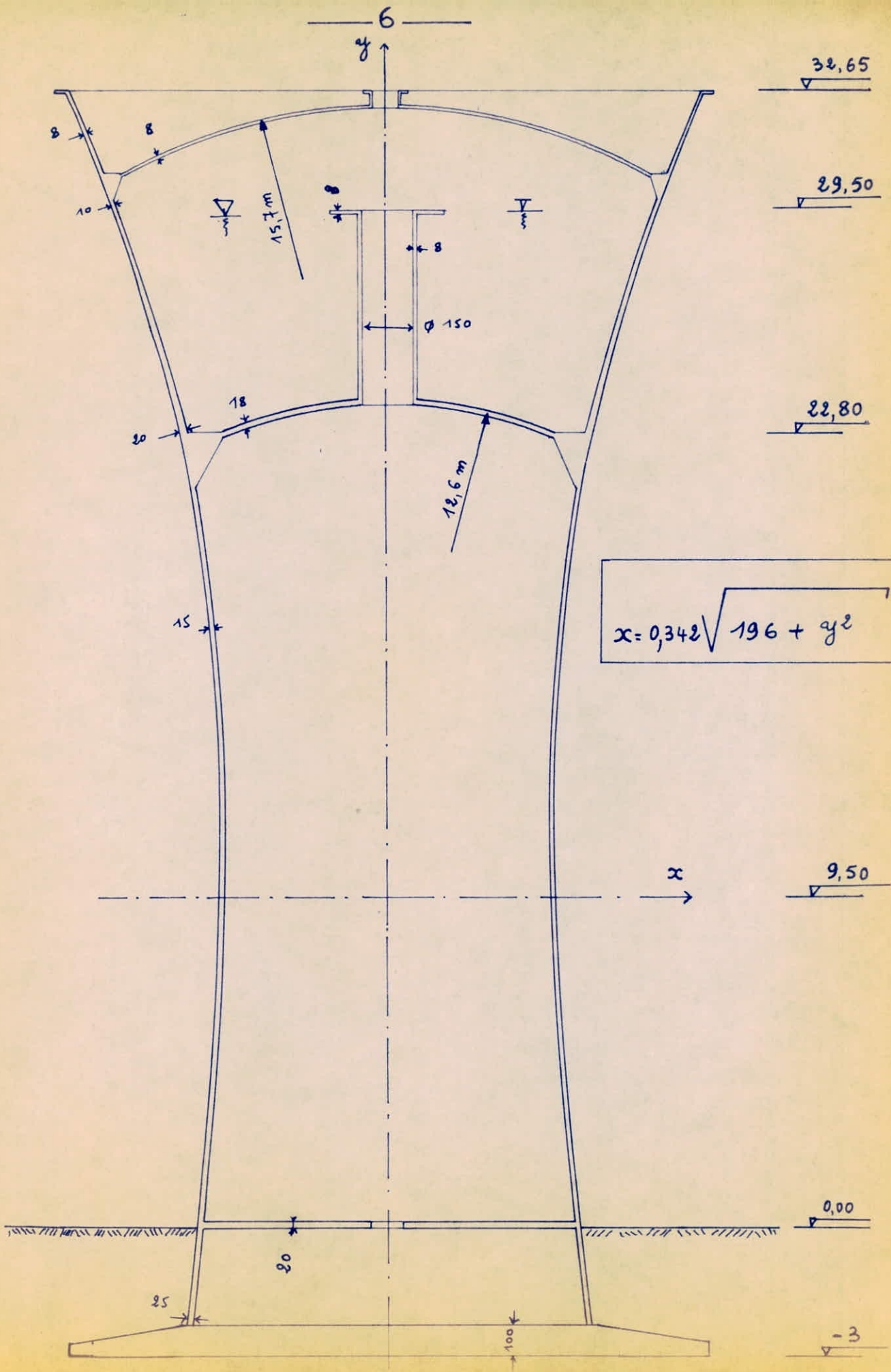
Lieu d'exécution:

Région d'ALGER

Pression de travail du sol: 2 bars.

Capacité: 1000 m³

Les règles CCBA 68, NV 65, PS 1969 en vigueur seront prises en considération.



$$x = 0,342\sqrt{196 + y^2}$$

32,65

29,50

22,80

9,50

0,00

-3

y

x

6

15,7 m

12,6 m

$\phi 150$

8

20

15

18

20

25

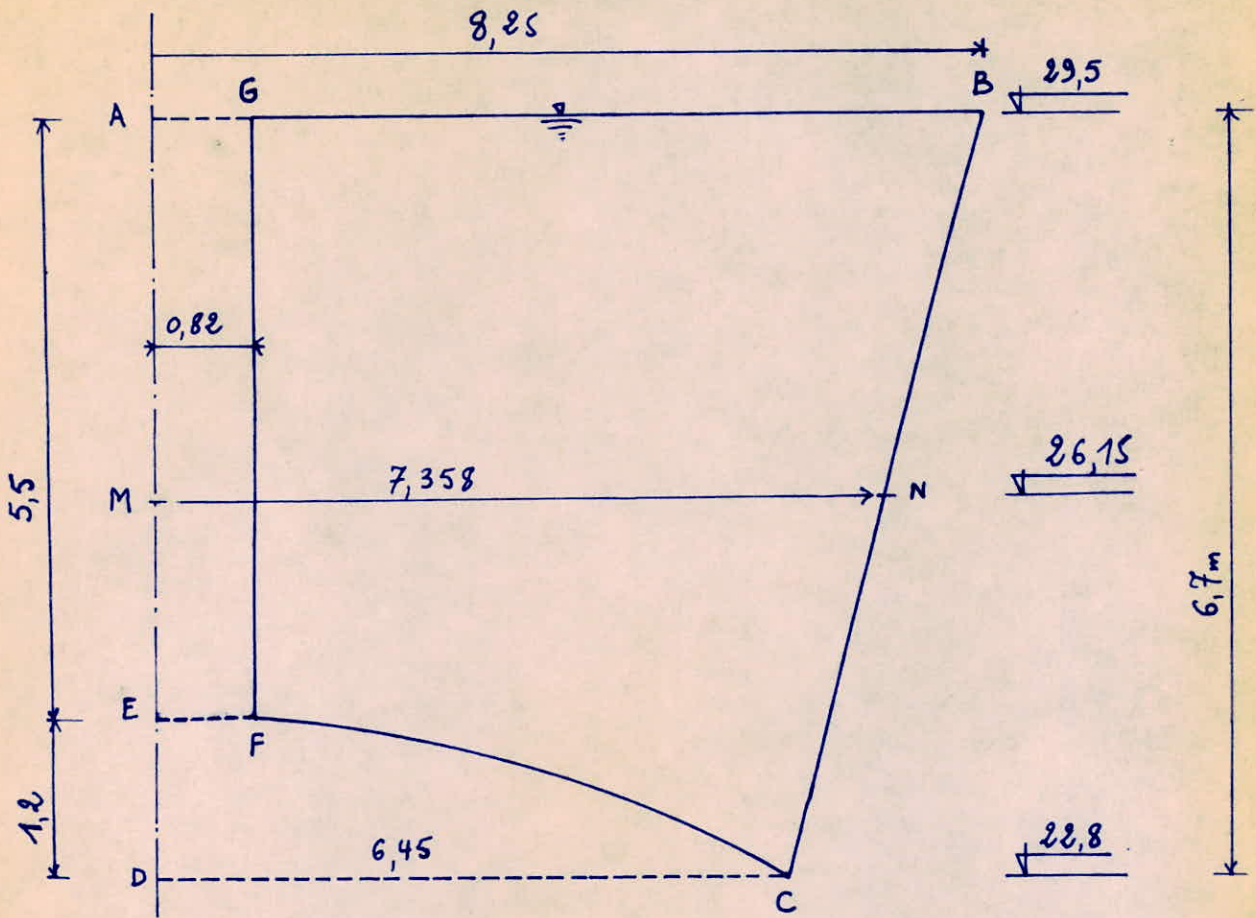
100

10

8

-3

1.5.- Calcul du volume d'eau



$$\text{Volume d'eau} = V_{ABCD} - V_{AGEF} - V_{EFCD}$$

$$AB = R ; DC = r ; MN = r_m ; AD = h ; AE = h_1 ; ED = h_2$$

$$EF = \rho ; AM = h/2 .$$

$$\bullet V_{ABCD} = \frac{\pi h}{6} [R^2 + r^2 + 4r_m^2] \quad (\text{formule des 3 niveaux})$$

$$V_{ABCD} = \frac{3,14 \times 6,7}{6} [8,25^2 + 6,45^2 + 4 \cdot 7,358^2] = 1143,98 \text{ m}^3$$

$$\bullet V_{AGEF} = \pi \rho^2 h_1 = 3,14 \times 0,82^2 \times 5,5 = 11,612 \text{ m}^3$$

$$\bullet V_{EFCD} = \frac{\pi h_2^3}{6} + \frac{\pi h_2}{2} (r^2 + \rho^2) \quad \text{segment sphérique à 2 bases.}$$

$$V_{EFCO} = \frac{3,14 \times 1,2^3}{6} + \frac{3,14 \times 1,2}{2} \left(\overline{0,82}^2 + \overline{6,45}^2 \right) = 80,55 \text{ m}^3$$

Volume d'eau contenu dans la cure:

$$V_{\text{eau}} = 1143,98 - (80,55 + 11,612)$$

$$V_{\text{eau}} = 1052 \text{ m}^3$$

2. CARACTERISTIQUES des MATERIAUX.

2.1. Béton.

On utilisera un béton dosé à 400 kg/m^3 , CPA 325, avec un contrôle strict. Dans ce cas, les contraintes nominales sont les suivantes

- En compression : $\sigma'_{28} = 306 \text{ kg/cm}^2$
- En traction : $\sigma_{28} = 25,5 \text{ kg/cm}^2$

2.1.1. - Contraintes de compression admissibles $\bar{\sigma}'_b$.

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

- * $\alpha = 1$ ciment classe 325
- * $\beta = 1$ contrôle strict
- * $\gamma = 1$ si $h_m > 4C_g$
 $= \frac{h_m}{4C_g}$ si $h_m < 4C_g$

h_m : épaisseur minimale des éléments de construction.

C_g : grosseur du granulat.

- * $\delta = 0,3$ compression simple.
- = $0,6$ flexion simple.
- = $0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ flexion composée.

- * $\varepsilon = 1$

2.1.1.1. - Compression simple.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 306 = 91,8 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.1.2. - Flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 306 = 183,6 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.3. - Contrainte de compression dans le béton.

Il faut toujours vérifier que :

$$\sigma'_b \leq 183 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.2. - Contrainte de traction admissible: $\bar{\sigma}_b$

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

* α, β, γ ont les mêmes valeurs que précédemment

$$* \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{306} = 0,025$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,025 \cdot 306 = 7,65 \text{ kg/cm}^2$$

Il serait impossible pratiquement de respecter cette valeur. Ce "Cahier des charges applicables à la Construction des réservoirs et Cuves en béton armé," établi par la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé, limite à 18 kg/cm² la contrainte du béton tendu avec la section totale homogénéisée

$$\sigma_b \leq 22 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.3 Contrainte admissible tangente du plan neutre.

La contrainte tangente du plan neutre τ_b est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton σ'_b , concomitante, sur cette même section droite par les inégalités suivantes :

* $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ $\sigma_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$

* $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b$ $\sigma_b = \left(4,5, -\frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}_b$ ont les valeurs calculées précédemment.

2.2. - Acier.

on utilisera soit l'acier doux, soit l'acier Tor

2.2.1. - Contrainte admissible (traction)

La contrainte admissible est donnée par l'inégalité suivante

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

* σ_{en} : Contrainte élastique

• Acier doux : $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

• Acier Tor : $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$= 4000 \text{ kg/cm}^2$

pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$

pour $\phi > 20 \text{ mm}$

* $\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\omega f}{1 + 10 \omega f}$

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

• ϕ : diamètre nominale de la plus grosse des barres tendues exprimé en mm.

• η : coefficient de fissuration :

- Acier doux : $\eta = 1$
- Acier Tor : $\eta = 1,6$

- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence
- K : désigne une grandeur exprimée en bars-mm à laquelle on attribue les valeurs suivantes:
 - $K = 1,5 \cdot 10^6$ si fissuration peu nuisible (milieu protégé)
 - $K = 10^6$ si fissuration préjudiciable (milieu exposé aux intempéries ou à des condensations)
 - $K = 0,5 \cdot 10^6$ si fissuration très préjudiciable (milieu agressif ou étanchéité à assurer).
- ω_f : pourcentage de fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f}$$

A : section d'acier

B_f : section de béton

Sauf en ce qui concerne les ouvrages à la mer, les valeurs de σ_1 et σ_2 peuvent être majorées de 300 kg/cm² si l'une des faces des éléments considérés est en contact permanent avec l'eau ou avec une atmosphère humide (en ce cas, l'absence de retrait ou même le gonflement du béton réduit la largeur des fissures)

22.1.1. - Valeurs de σ_{a1}

Acier doux	Acier Tor	
	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
1600 kg/cm ²	2800 kg/cm ²	2665 kg/cm ²

2.2.1.2. - Valeurs de σ_2

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux (kg/cm ²)	2099	1916	1659	1484	1354	1254	1173	1049	938	829
Acier Tor kg/cm ²	2655	2423	2099	1877	1713	1586	1484	1327	1187	1049

Pour le calcul de σ_2 la valeur de K est égale à $0,5 \cdot 10^6$.

2.2.1.3. - Valeurs de $\bar{\sigma}_a$

Pour σ_1 , elle n'est pas à considérer car elle est toujours plus petite que σ_2 d'où :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_{a1} \\ \sigma_2 \end{cases}$$

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux kg/cm ²	2099	1916	1659	1484	1354	1254	1173	1049	938	829
Acier Tor kg/cm ²	2655	2423	2099	1877	1713	1586	1484	1327	1187	1049

2.2.2. - Contrainte d'adhérence admissible τ_d

Zone d'ancrage normal : $\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$

Zone d'ancrage en pleine masse :

$$\tau_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

* ψ_d : Coefficient de scellement

• Acier doux : $\psi_d = 1$

• Acier Tor : $\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{e}} \eta_d$ avec $\eta_d = \sqrt{e}$
d'où $\psi_d = 1,5$

$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	Acier doux	Acier Tor
ancreage normal	9,56	21,51
ancreage en pleine masse	15,3	34,42

2.2.3. - Longueur de recouvrement des barres : l_r

$$l_r = l_d + d$$

* l_d : longueur de scellement droit des barres

- $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$ pour un effort de traction

- $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_d}$ pour un effort de compression

* d : distance entre axe des barres

* $\bar{\sigma}'_a$: contrainte admissible de compression des aciers

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en} = \bar{\sigma}_{a1}$$

2.2.4. - Valeurs de l'_d :

ϕ mm	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Acier doux (cm)	20,9	25,1	41,8	41,8	50,2	58,6	66,9	83,7	104,6	134
Acier Tor (cm)	16,3	32,5	26	32,5	39	45,6	52,1	65,1	77,4	99,1

2.2.5. - Sollicitations du second genre

Sous les sollicitations du second genre, les contraintes ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité nominale pour l'acier et de plus de 50% la contrainte admissible pour le béton.

3. - CALCUL DES ELEMENTS

3.1- Coupole supérieure.

3.1.1- Efforts dans la coupole:

- dus aux charges permanentes:

• suivant les méridiens:

$$N_{\varphi} = - \frac{pR}{1 + \cos \varphi}$$

• suivant les parallèles:

$$N_{\theta} = pR \left(\frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right)$$

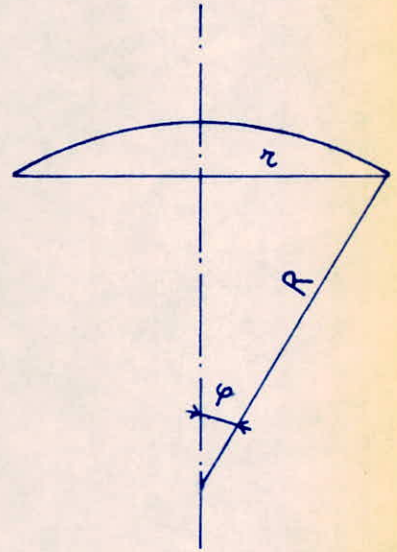
on voit que:

N_{φ} croît avec φ tandis que

N_{θ} décroît de $-\frac{pR}{2}$ à 0

pour $\varphi = 51^{\circ} 50'$ et que dans cet intervalle

N_{θ} est une compression.



$$\cos \varphi = 0,8407$$

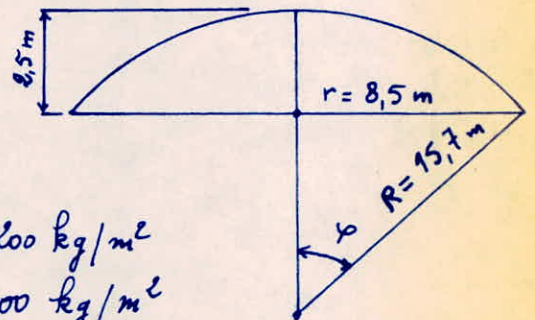
$$\sin \varphi = 0,5414$$

p : charge / m² de coupole:

$$\text{poids beton / m}^2 : \dots\dots\dots 0,08 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{enduit + isolation : } \dots\dots\dots = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$p \dots\dots\dots = 300 \text{ kg/m}^2$$



* Efforts au sommet: $\varphi = 0$

$$N_{\varphi} = - 2355 \text{ kg}$$

$$N_{\theta} = - 2355 \text{ kg}$$

* Efforts à la base de la coupole:

$$N_{\varphi} = -2559 \text{ kg}$$

$$N_{\theta} = -1401 \text{ kg.}$$

- dus à la neige:

q étant le poids de neige par unité de surface horizontale
ou a :

$$N_{\varphi} = -\frac{qR}{2} \quad \text{La compression est constante tout le long du méridien.}$$

$$N_{\theta} = -\frac{qR}{2} \cdot \cos 2\varphi$$

* Calcul de q:

$$\text{Règler. } \begin{cases} \text{Altitude } 250 \text{ m} \\ \text{Région I} \end{cases}$$

$$p_n = p_{n_0} + \frac{A-200}{10}$$

$$p_{n_0} = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 250 \text{ m}$$

$$p_n = 35 + 5 = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 1,2 \times 40 = 48 \text{ kg/m}^2$$

* efforts au sommet:

$$N_{\varphi} = -377 \text{ kg}$$

$$N_{\theta} = -377 \text{ kg}$$

* efforts à la base de la coupole:

$$N_{\varphi} = -377 \text{ kg}$$

$$N_{\theta} = -156 \text{ kg}$$

Efforts maximaux dans la coupole

$$\begin{cases} N_{\varphi \text{ max}} = -2936 \text{ kg} & (\text{base de la coupole}) \\ N_{\theta \text{ max}} = -2732 \text{ kg} & (\text{sommet de la coupole}) \end{cases}$$

3.1.2. Ferrailage de la coupole

L'angle φ étant inférieur à $51^{\circ}50'$, N_{θ} sera toujours une compression suivant les parallèles. La coupole subit donc une compression, et l'on a

$$\sigma'_b = \frac{N_{\varphi}}{100 \cdot e} \quad \text{kg/cm}^2$$

on compare cette contrainte à la limite admissible qui est égale à $\frac{\sigma'_{b0}}{2}$ pour tenir compte du fait que les formules précédentes ne correspondent pas rigoureusement à la réalité

$$\sigma'_b = \frac{2936}{100 \cdot 8} = 3,67 \text{ kg/cm}^2$$

on constate que la coupole est simplement comprimée et que le béton résiste seul. Cependant, on adoptera un pourcentage minimum de

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

soit :

$$7\phi 8 = 3,51 \text{ cm}^2 \quad e = 15 \text{ cm.}$$

3.1.3 Poids de la coupole supérieure :

$$P = 2\pi R^2 \rho (1 - \cos \varphi) = 2 \times 3,14 \times 15,7^2 \times 300 (1 - 0,8407)$$

$$P = 73977 \text{ kg}$$

3.2 Calcul de l'acrotère:

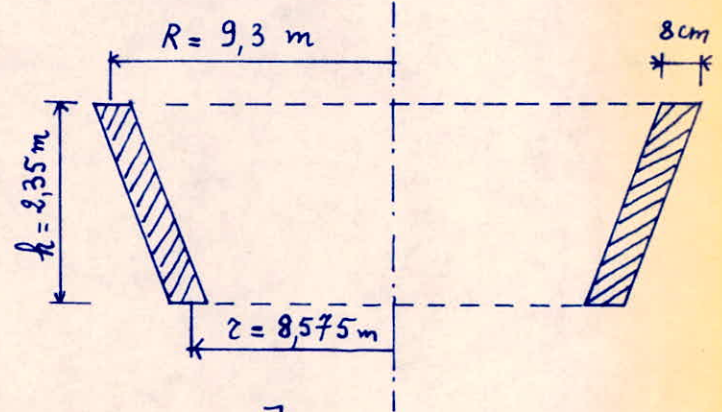
3.2.1. - Poids de l'acrotère:

on considère qu'on a un tronç de cône.

$$V = \frac{\pi h}{3} [R^2 + r^2 + Rr]$$

Volume du béton:

$$V_b = V_{ex} - V_{in}$$



$$V_{ex} = \frac{3,14 \times 2,35}{3} [9,34^2 + 8,615^2 + 9,34 \times 8,615] = 594,5284 \text{ m}^3$$

$$V_{in} = \frac{3,14 \times 2,35}{3} [9,26^2 + 8,535^2 + 9,26 \times 8,535] = 584,4854 \text{ m}^3$$

$$V_b = 10,043 \text{ m}^3$$

$$P_b = 10,043 \times 2500 = 25108 \text{ kg.}$$

$$P_{acr} = 25.108 \text{ kg.}$$

3.2.2. - Calcul des efforts:

- Ordonnée du centre de gravité du tronç de cône:

$$y = 20,5 + 0,3 + \frac{2,35}{2} = 21,975$$

$$x = 0,342 \sqrt{196 + y^2}$$

$$x = R_{moy} = 8,925 \text{ m}$$

- Périmètre moyen = $2\pi R_m = 2 \times 3,14 \times 8,925 = 56,05 \text{ m}$

- Poids par m. l.

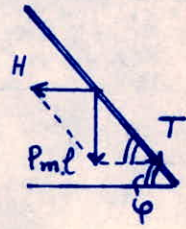
$$P_{ml} = \frac{25108}{56,05} = 448 \text{ kg}$$

- effort de traction dans la paroi par m.l.

$$H = \frac{P_{ml}}{\operatorname{tg} \varphi}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2,35}{9,3 - 8,575} = \frac{2,35}{0,725} = 3,2414$$

$$H = \frac{448}{3,2414} = 139 \text{ kg.}$$



Force de traction dans les cerces:

$$F = 139 \times R_m = 139 \times 8,925 = 1241 \text{ kg.}$$

3.2.3. - Ferrailage:

$$7 \phi 10 / \text{ml} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

dans chaque sens.

3.2.4. - Contrainte de compression à la base de l'acrotère:

$$T = \frac{P_{ml}}{\sin \varphi} ; \quad \text{or} \quad \sin \varphi = \frac{h}{\Delta S} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} h = 2,35 \text{ m} \\ \Delta S = 2,451 \text{ m} \end{array}$$

$$\sin \varphi = \frac{2,35}{2,451} = 0,9588$$

$$T = \frac{448}{0,9588} = 468 \text{ kg.}$$

$$\sigma'_b = \frac{T}{100 \cdot e} = 0,585 \text{ kg/cm}^2$$

33 Calcul de la ceinture supérieure

L'effort de traction agissant sur la ceinture résulte de la poussée de la coupole supérieure ainsi que de la composante horizontale du poids propre de cette ceinture.

En effet, l'effort de compression dans la coupole, $N_{\varphi \max}$, se trouve au niveau de la ceinture supérieure où il est tangent à la méridienne de la coupole.

Au niveau de la ceinture cet effort sera décomposé en un effort horizontal qui sera repris par les cerces et en un effort de compression dans la paroi.

Pour aboutir à l'effort horizontal provenant de N_{φ} on doit passer par 2 étapes

- la première consiste à obtenir $Q_1 = N_{\varphi} \cos \varphi$
- la deuxième consiste à redécomposer P_1 en Q_2 (horizontal) et en T (compression dans la paroi).

$$Q_2 = P_1 / \operatorname{tg} \varphi' = N_{\varphi} \sin \varphi / \operatorname{tg} \varphi'$$

$$T = P_1 / \sin \varphi'$$

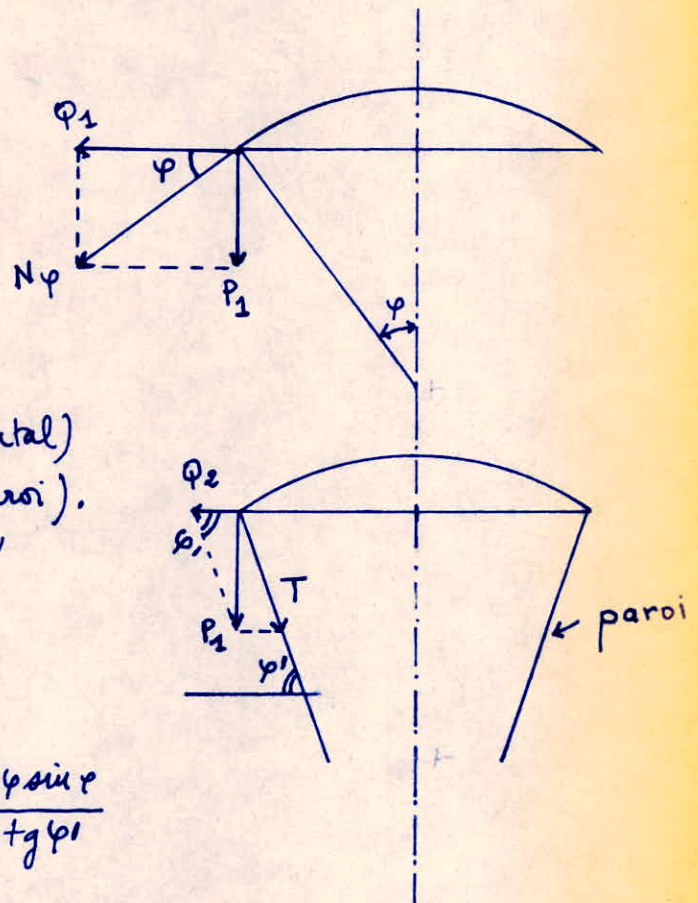
Finalement on a :

$$Q = Q_1 + Q_2 = N_{\varphi} \cos \varphi + \frac{N_{\varphi} \sin \varphi}{\operatorname{tg} \varphi'}$$

$$N_{\varphi} = 2936 ; \quad \sin \varphi = 0,5414$$

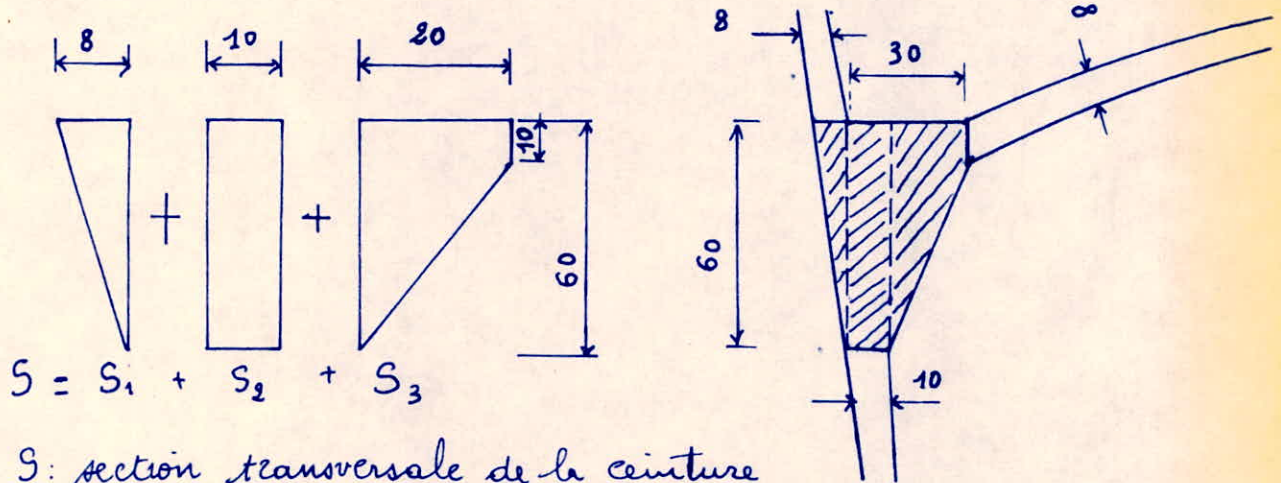
$$\cos \varphi = 0,8407 ; \quad \operatorname{tg} \varphi' = 3,584$$

$$Q = 2936 \times 0,8407 + \frac{2936 \times 0,5414}{3,584} = 2912 \text{ kg.}$$



D'autre part on a à considérer la composante horizontale du poids propre par m.l de la ceinture:

- Poids de la ceinture



$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

S: section transversale de la ceinture

$$S = \frac{8 \times 60}{2} + 10 \times 60 + \frac{(60 + 10) 20}{2}$$

$$S = 240 + 600 + 700 = 1540 \text{ cm}^2 = 0,154 \text{ m}^2$$

$$P_{m.l} = 0,154 \times 2500 = 385 \text{ kg.}$$

$$P = 385 \times 2 \times 8,5 \times 3,14 = 20552 \text{ kg.}$$

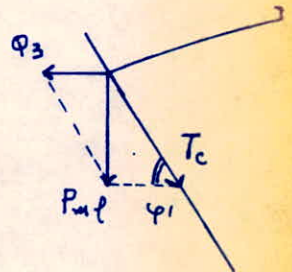
La composante horizontale, par m. linéaire, résultant de ce poids est égale à :

$$Q_3 = \frac{P_{m.l}}{\text{tg} \varphi_1}$$

$$Q_3 = \frac{385}{3,584} = 108 \text{ kg}$$

L'effort total horizontal qui sera repris par les cerces de la ceinture est égal à :

$$Q_t = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 2912 + 108 = 3020 \text{ kg.}$$



La force de traction dans les cerces sera égale à

$$F = Q_t \times z$$

$$F = 3020 \times 8,5 = 25670 \text{ kg.}$$

on prendra des T14.

$$A = \frac{25670}{1586} = 16,185 \text{ cm}^2$$

11T14 ; A = 16,93 cm ²

Vérification des contraintes

$$\omega_f = \frac{16,93}{1540} = 0,011$$

$$\bar{\sigma}_1 = 567 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1586 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a \leq \min \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(1586, 567) \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{25670}{16,93} = 1517 \text{ kg/cm}^2$$

3.4. - Calcul de la cuve

Se référer à l'exposé des méthodes de calcul ci-joint.

3.4.1. - Effort au sommet de la cuve.

On considère que le sommet de la cuve se situe à l'intersection des lignes moyennes de la coupole supérieure et de la paroi de la cuve dont l'ordonnée est

$$y = 20,5 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \sin \varphi = 3,5842 \\ \cos \varphi = 0,9632 \end{array} \right.$$

3.4.1.1. - Effort provenant de la coupole de couverture, de la ceinture supérieure et de l'acrotère.

* Coupole :

$$P_{m.l} = \frac{73977}{3,14 \times 17} = 1385,856 \text{ kg.}$$

$$t = \frac{1385,856}{0,9632} = 1438,804 \text{ kg}$$

$$T_c = 1438,804 \times 3,14 \times 17 = 76804 \text{ kg}$$

* Ceinture supérieure :

$$P_{m.l} = 385 \text{ kg}$$

$$t = \frac{385}{0,9632} = 399,7$$

$$T_{cs} = 399,7 \times 3,14 \times 17 = 21336 \text{ kg}$$

* Aerotère :

$$P_{m.c} = 448 \text{ kg}$$

$$t = \frac{448}{0,9589} = 468 \text{ kg}$$

$$T = 468 \times 2 \times 3,14 \times 8,925 = 26231 \text{ kg}$$

Jonction Aerotère - paroi

$$T'_{n+1} = \frac{T_{n+1} \sin \varphi_{n+1}}{\sin \varphi_n}$$

$$T_{n+1} = 26231 \text{ kg} ; \sin \varphi_{n+1} = 0,9589 ; \sin \varphi_n = 0,9632$$

$$T'_{n+1} = \frac{26231 \times 0,9589}{0,9632} = 26114 \text{ kg.}$$

D'où l'on a l'effort total au sommet de la cuve provenant des charges permanentes.

couple	76 804	kg
ceinture	21 336	kg
Aerotère	26 114	kg
		124 254	kg

$$T_{sc} = 124 254 \text{ kg}$$

3.4.1.2 Effort provenant des surcharges.

La seule surcharge que l'on va considérer est la neige

$$Q = \pi r^2 q = 3,14 \times 8,5^2 \times 48 = 10890 \text{ kg}$$

$$T_{neige} = \frac{Q}{\sin \varphi} = \frac{10890}{0,9632} = 11306 \text{ kg.}$$

3.4.2. - Détermination des efforts dans la cure.

on utilisera la méthode par récurrence exposée dans la partie théorique, et ce faisant, tous les résultats seront donnés sous forme de tableau.
(voir tableau page 26-27)

3.4.3. - Calcul du poids de la cure.

Formule des trois niveaux.

$$V = \frac{\pi h}{6} [R^2 + r^2 + 4r_m^2]$$

Volume du béton :

$$V_b = V_{ex} - V_{in}$$

$$V_{ex} = \frac{3,14 \times 6,9}{6} [8,46^2 + 6,7^2 + 4 \cdot 7,55^2]$$

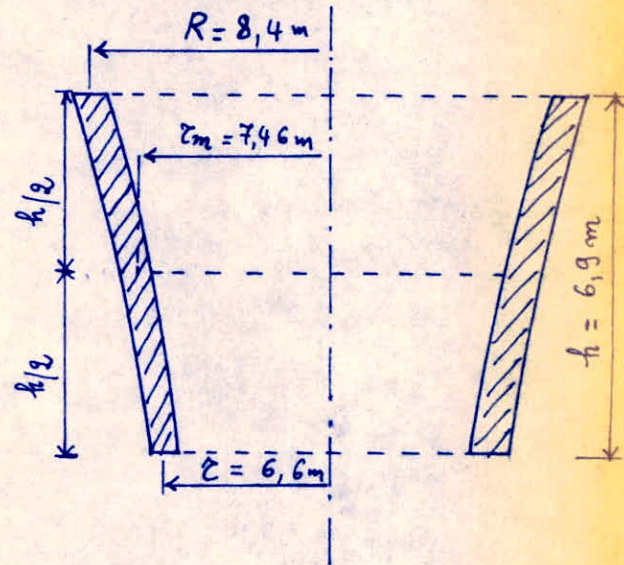
$$V_{ex} = 1243,8866 \text{ m}^3$$

$$V_{in} = \frac{3,14 \times 6,9}{6} [8,34^2 + 6,55^2 + 4 \cdot 7,37^2] = 1190,639 \text{ m}^3$$

$$V_b = 1243,8866 - 1190,639 = 53,2476 \text{ m}^3$$

$$P_b = 53,2476 \times 2500 = 133119 \text{ kg}$$

$$P_{cu} = 133119 \text{ kg.}$$



Y_n (m)	20,5	19,5	18,5	17,5	16,5	15,5	14,5	13,3
ΔY_n (m)		1	1	1	1	1	1	1
$E_n = Y_n + \frac{\Delta Y_n}{2}$ (m)		20	19	18	17	16	15	13,9
$x_n = 0,342 \sqrt{196 + Y_n^2}$ (m)	8,489	8,210	7,934	7,665	7,400	7,143	6,89	6,604
$x [E_n]$ (m)		8,349	8,070	7,797	7,530	7,270	7,017	6,748
Δx_n (m)		0,279	0,276	0,269	0,265	0,257	0,253	0,286
$\text{tg } \varphi_n = \Delta Y_n / \Delta x_n$		3,5842	3,6232	3,7174	3,7735	3,8910	3,9525	4,1958
$\sin \varphi_n$		0,9632	0,9640	0,9656	0,9666	0,9682	0,9695	0,9729
$\Delta S = \frac{\Delta Y_n}{\sin \varphi_n}$ (m)		1,0382	1,0373	1,0356	1,0345	1,0328	1,0314	1,2334
$x_n + x_{n+1}$ (m)		16,699	16,144	15,599	15,065	14,543	14,033	13,494
$e(Y_n)$ (m)	1,00	0,134	0,148	0,163	0,177	0,190	0,202	0,220
$\sin \varphi_{n+1} / \sin \varphi_n$		1	0,9991	0,9983	0,9989	0,9983	0,9986	0,9965
$P = 2500 \cdot \Delta S \cdot e$ (kg/m)		348	384	422	458	491	521	679
$n_n = P / \text{tg } \varphi_n$		98	106	114	122	127	132	162
$t = P / \sin \varphi$ (kg/m)		362	399	437	474	508	538	698
$e [E_n]$ (m)		0,127	0,142	0,156	0,170	0,184	0,200	0,213
$K = 2\pi x [E_n]$ (m)		52,43	50,68	48,97	47,29	45,66	44,10	42,38
$t_n = K t$ (kg)		18980	20222	21400	22416	23196	23726	29582
$T_n = T'_{n+1} + t_n$ (kg)	124254	143234	163327	184450	206663	229508	252913	281610
$P' = 1200 (20 - E_n) \Delta S$ (kg/m)		623	1245	2486	3725	4958	6189	9029
$t' = P' / \text{tg } \varphi_n$ (kg/m)		174	344	669	988	1275	1566	2152
$n'_n = P' / \sin \varphi_n$		647	1292	2575	3854	5121	6384	9281
$t'_n = K t'$ (kg)		9123	17434	32761	46723	58217	69061	91202
$T'_n = T'_{n+1} + t'_n$ (kg)	11306	20429	37845	70542	117188	175206	244022	334370

Y_n (m)	20,5	19,5	18,5	17,5	16,5	15,5	14,5	13,3
$N_n = n_n + n'_n$ (kg/m)		745	1398	2689	3976	5248	6516	8443
$F = N_n \cdot x(E_n)$ (kg)		6220	11282	20967	29930	38153	45723	63722
$A = F/\bar{\sigma}_a$ (cm ²)		2,96	6,01	13,22	18,871	25,71	30,81	42,94
nbre de barres		6T8	8T10	9T14	13T14	13T16	16T16	22T16
A_1 (cm ²)		3,01	6,28	13,85	20,01	26,13	32,16	44,23
$\sigma_a = F/A_1$ (kg/cm ²)		2067	1797	1514	1496	1460	1421	1440
$B_o = B + nA_1$ (cm ²)		1436,53	1629	1895	2131	2354	2565	3376
$\sigma'_b = F/B_o$ (kg/cm ²)		4,33	6,92	11,06	14,05	16,21	17,83	18,88
$C_n = T_n + T'_n$ (kg)		163663	20172	254992	323851	404714	496935	615980
$S = 2\pi x e$ (En) (m ²)		6,6588	7,1965	7,6385	8,0390	8,4000	8,8133	9,0263
$\sigma'_b = C_n/S$ (kg/cm ²)		246	2,8	3,34	4,03	4,82	5,64	6,61
Armatures de repartition	5 ϕ / ml.							

3.4.4. - Calcul de la paroi inférieure de la cuve encastrée sur la coupole et sur la tour.

On emploie pour cela la méthode de Hangan-Soaré.

[voir Guerrin. Traité de B.A.T.VI.P.228]

- Moment à l'encastrement inférieur.

$$M_0 = 1,2 K \gamma h^3$$

K est donné par l'abaque en fonction de $\frac{e}{e'}$ et de βh

• e: épaisseur de la paroi inférieure de la cuve. $e = 0,20 \text{ m}$

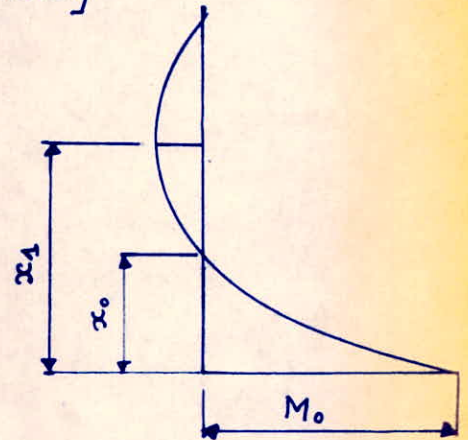
• e' épaisseur de la coupole de fond. $e' = 0,18 \text{ m}$

$$\bullet \beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{Re}}$$

ν : coefficient de Poisson $\nu = 0,15$

R: rayon au voisinage de la coupole de fond $R = 6,604 \text{ m}$

h: hauteur maximum de l'eau.



$$\beta = 1,1385 ; \quad \boxed{\beta h = 7,628}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e}{e'} = \frac{0,2}{0,18} = 1,111 \\ \beta h = 7,628 \end{array} \right\} K = 0,0052$$

$$M_0 = 1,2 \times 0,0052 \times 1000 \times 6,7^3 = 1877 \text{ kg.m}$$

$$\underline{M_0 = 1877 \text{ kg}}$$

$$h_t = 20 \text{ cm} ; \quad h = 17 \text{ cm} ; \quad z = \frac{7}{8} h = 14,875 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_0}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{187700}{14,875 \times 2800} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$6T10 / \text{ml} \quad A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$x_0 = K_0 h$ K_0 est lu sur l'abaque $K_0 = 0,072$

$x_0 = 0,48 \text{ m}$

- Moment négatif maximum:

$M' = 1,2 K' \gamma h^3$ $K' = f(\frac{x_0}{h}, \beta h)$

$K' = 0,0018$

$M' = -650 \text{ kg}$

$x_1 = K_1 h$; $K_1 = 0,172$ abaque

$x_1 = 1,152 \text{ m}$

$h_t = 18 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} 15 = 13 \text{ cm}$

$A = \frac{M'}{3 \cdot \sigma_a} = \frac{65000}{13 \times 2800} = 1785 \text{ cm}^2$

4T8 ; $A = 2,01 \text{ cm}^2$

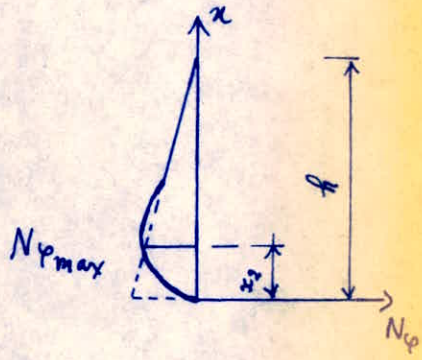
- Effort maximum suivant les cerces:

$x_2 = K_2 h$; $K_2 = 0,28$

$x_2 = 1,876 \text{ m}$

* Rayon moyen de la cuve : $y = 13,3 + 1,876 = 15,176 \text{ m}$

$R_m = 7 \text{ m}$



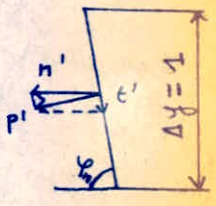
* Effort normal / m² due à la pression hydrostatique:

$p' = 1200 (20 - 15,176) = 5789 \text{ kg}$

Pour une bande de 1m de hauteur

$n' = \frac{p' \cdot \Delta S}{\sin \varphi_n}$; $\Delta S = \frac{\Delta y'}{\sin \varphi_n}$; $\sin \varphi_n = 0,9690$; $\Delta S = 1,032$

$n' = \frac{5789 \times 1,032}{0,969} = 6166 \text{ kg}$



on cumule avec le poids propre (Tableau) : $n = 132 \text{ kg}$

sur un m de hauteur on aura : $(6166 + 132) \times 7 = 44086 \text{ kg}$

l'effort total s'exerçant entre la base de la cuve et la cote 15,5m

est donc : $44086 \times 2,2 = 96989 \text{ kg}$

si on prend des T16 , on aura : $A = \frac{96989}{1484} = 65,356 \text{ cm}^2$

33 T16 $A = 66,33 \text{ cm}^2$

ou on a 38 T16 sur cette hauteur. (voir tableau p. 27.)

3.5.- Calcul de la cheminée.

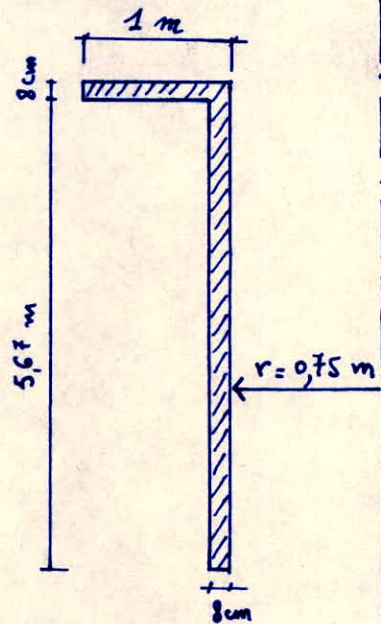
3.5.1 Poids de la cheminée.

* dalle annulaire :

$$\begin{aligned} V_b &= \pi(R^2 - r^2)e \\ &= 3,14 (1,75^2 - 0,75^2) 0,08 \\ &= 0,628 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$P_b = 0,628 \times 2500 = 1570 \text{ kg}$$

* cheminée (cylindre)



épaisseur de l'enduit : 3 cm (2000 kg/m^3)

$$h = 5,67 \text{ m}$$

$$R_{in} = 0,75 \text{ m} ; R_{ex} = 0,75 + 0,08 = 0,83 \text{ m}$$

$$V_b = \pi (R_{ex}^2 - R_{in}^2) h = 3,14 (0,83^2 - 0,75^2) \times 5,67 -$$

$$V_b = 2,251 \text{ m}^3$$

$$V_{enduit} = 3,14 \times 0,03^2 \times 5,67 - 3,14 \times 0,83^2 \times 5,67 = 0,9026 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids du béton} : 2500 \times 2,251 = 5627,5$$

$$\text{Poids de l'enduit} : 2000 \times 0,9026 = 1805,2$$

$$\text{Poids de la partie cylindrique} : = 7432,7$$

soit

$$P_{cy} = 7433 \text{ kg} \quad (\text{cheminée})$$

$$P_{pf} = 1570 \text{ kg} \quad (\text{plateforme})$$

$$P_t = 9003 \text{ kg.}$$

La cheminée est soumise à la pression de l'eau qui occasionne des contraintes de compression atteignant leur maximum à la base.

Pression maximum de l'eau:

$$1,2 \times 1000 \times 5,5 = 6600 \text{ kg}$$

Effort dans une bande de 1 m à la base:

$$N = 6600 \times \tau \quad \text{avec } \tau = 0,75 + 0,04 = 0,79$$

$$N = 6600 \times 0,79 = 5214 \text{ kg}$$

Contrainte dans le béton:

$$\sigma'_b = \frac{5214}{100 \times 8} = 6,52 \text{ kg/cm}^2$$

Le béton seul suffit mais on mettra des armatures longitudinales et transversales qui s'opposent à la fissuration et au retrait.

7 ϕ 8 / m.l

La plateforme de repos supportera une surcharge de 150 kg/m². Pour le calcul on considère une tranche de 1 m de large qu'on calculera comme un porte-à-faux soumis à son poids propre et à une surcharge de 150 kg/m²

$$pp : 2500 \times 0,08 = 200 \text{ kg}$$

$$q : \dots \dots \dots = 150 \text{ kg}$$

$$p = 350 \text{ kg}$$

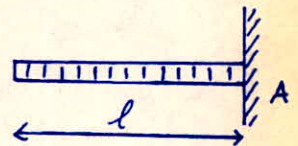
$$M_A = \frac{p l^2}{2}; \quad l = 1 \text{ m}$$

$$M_A = \frac{350}{2} = 175 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 17500}{2800 \cdot 100 \cdot 36} = 0,026 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon = 0,9301$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \gamma} = \frac{17500}{2800 \times 6 \times 0,9301} = 1,12 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera identique à celui de la cheminée.



3.6. - Coupole de fond.

* Charges provenant de la cheminée

• plateforme : surcharge 150 kg/m^2

$$S = \pi (R^2 - r^2) = 3,14 (1,75^2 - 0,75^2) = 7,85 \text{ m}^2$$

$$q = 7,85 \times 150 = 1178 \text{ kg}$$

$$P_{tp} = P_p + q = 1570 + 1178 = 2748 \text{ kg}$$

• Cheminée : surcharge 150 kg/ml de circonférence

$$q = 150 \times 2\pi r_m = 150 \times 2 \times 3,14 \times 0,75 = 745 \text{ kg}$$

$$P_{tch} = P_{cy} + q = 7433 + 745 = 8178 \text{ kg}$$

$$P_t = 2748 + 8178 = 10926 \text{ kg}$$

* Charge par m^2 de coupole inférieure

pp/m ² :	0,18 × 2500	-----	= 450 kg/m ²
enduit :	0,03 × 2000	-----	= 60 kg/m ²
Divers :		-----	= 25 kg/m ²
		-----	= 535 kg/m ²

* Calcul des efforts N_θ et N_p

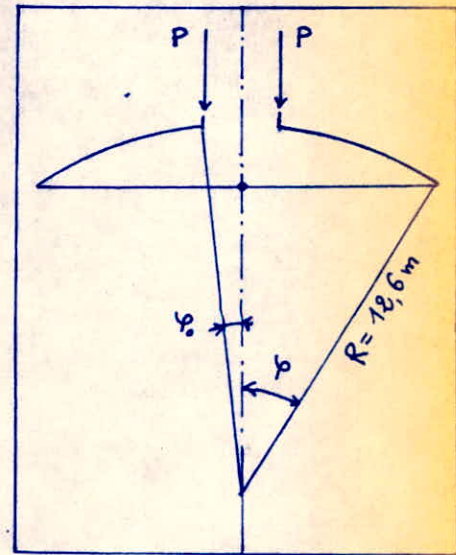
on se trouve dans le cas d'une coque sphérique incomplète d'épaisseur constante.

on se reportera à la partie théorie où il est fait mention de coque sphérique.

• Calcul de N_φ et N_θ dus aux charges permanentes

$$* N_\varphi = - R_p \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$

$$* N_\theta = R_p \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$



• Calcul de N_φ et N_θ dû à l'eau

$$* N_\varphi = -\gamma R^2 \left[\frac{h}{2R} \left(1 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) - \frac{1}{3} \frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^2 \varphi} \right]$$

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

on calculera ces efforts à 3 niveaux différents

- base de la cheminée
- niveau intermédiaire
- base de la coupole

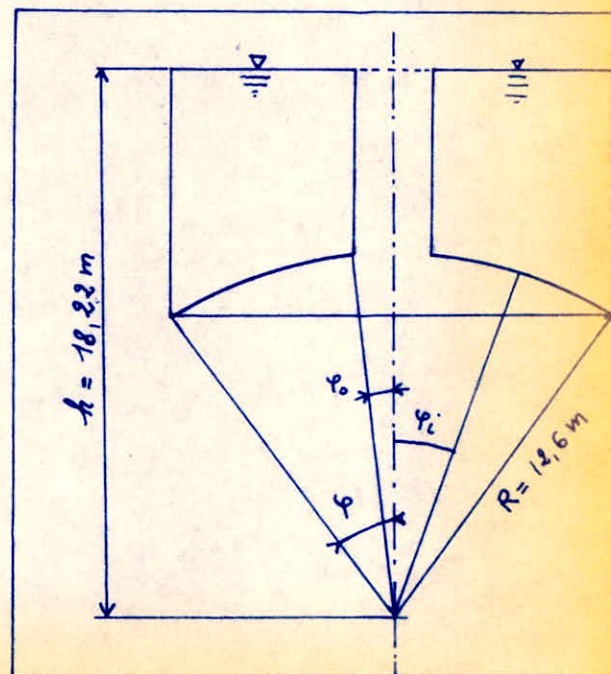
P est la charge par m. l provenant de la cheminée $P = \frac{10926}{3,14 \times 1,58}$

$$P = 2203 \text{ kg/m}$$

$$R = 18,6 \text{ m}$$

$$p = 535 \text{ kg/m}^2$$

$$h = 18,22 \text{ m}$$



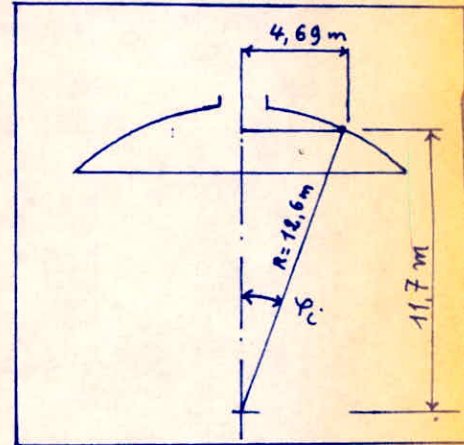
$\sin \varphi_0$	$\cos \varphi_0$	$\sin \varphi_i$	$\cos \varphi_i$	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$
0,0627	0,998	0,372	0,928	0,5158	0,8567

Poids de la coupole inferieure seule

$$P = 2\pi R^2 \rho (\cos \varphi_0 - \cos \varphi)$$

$$= 2\pi \times 12,6^2 \times 535 (0,998 - 0,8567)$$

$P = 75\,370 \text{ kg.}$



Charge	Niveau	N_φ (kg)	N_θ (kg)
Eau	Sommet	0	-86112
	milieu	-73100	-14484
	base	-48905	-64143
Poids Propre	Sommet	-35136	+20265
	milieu	-2418	-1838
	base	-4100	-1675
Total	Sommet	-35136	-65847
	milieu	-75518	-16322
	base	-53005	-65818

Effort de traction dans la partie supérieure de la coupole.
(château d'eau vide).

$$F = 20265 \text{ kg.}$$

Si on prend des T12 on aura :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{20265}{1713} = 11,83 \text{ cm}^2$$

$$11 \text{ T12} \quad A = 11$$

Le ferrailage sera continué sur 2m par raison de sécurité.

Contrainte de compression dans la coupole

• suivant les parallèles.

* sommet de la coupole

$$\sigma'_b = \frac{65847}{18 \times 100} = 36,58 \text{ kg/cm}^2$$

* base :

$$\sigma'_b = \frac{65818}{18 \times 100} = 36,56 \text{ kg/cm}^2$$

• suivant les méridiens.

$$\tau_{\text{max}} = \frac{53005}{18 \cdot 100} = 29,44 \text{ kg/cm}$$

Ferrailage : 7 ϕ 8/ml dans chaque
seu

3.7 - Calcul de la ceinture inférieure

Le procédé de décomposition des efforts sera identique à celui utilisé pour la coupole supérieure.

$$Q_1 = N_p \cos \varphi$$

$$P_1 = N_p \sin \varphi$$

$$Q_2 = P_1 / \operatorname{tg} \varphi' = N_p \sin \varphi / \operatorname{tg} \varphi'$$

De plus le poids / ml de la ceinture elle-même intervient par sa composante horizontale égale à $Q_3 = \frac{P_{\text{cul}}}{\operatorname{tg} \varphi'}$

D'où l'on a l'effort agissant suivant les cerces :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

$$Q = 53005 \times 0,8567 + \frac{53005 \times 0,5158}{4,60} + \frac{2500}{4,60}$$

$$Q = 51897 \text{ kg}$$

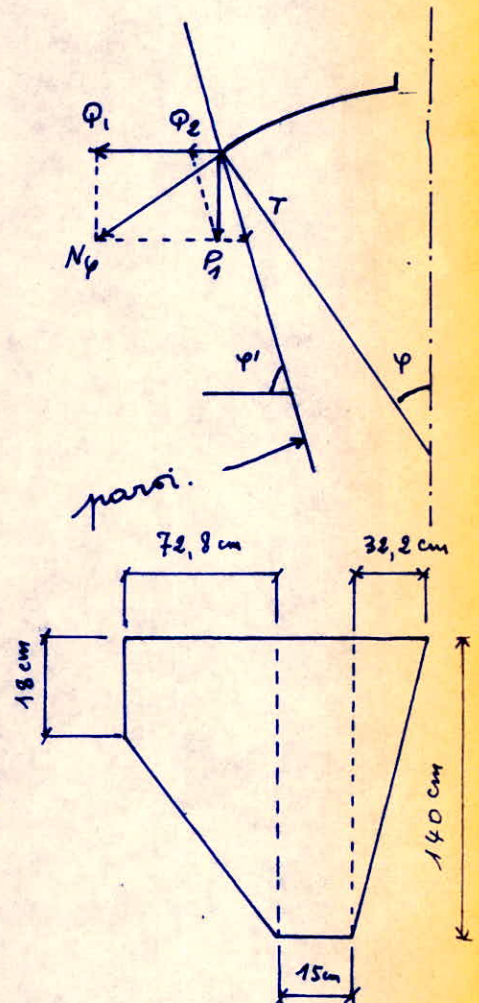
Le rayon de la ceinture étant de 6,5 m la force de traction dans les cerces sera

$$F = Q \times 6,5 = 51897 \times 6,5 = 337331 \text{ kg}$$

Si on prend des T25 on aura

$$A = \frac{337331}{1667} = 202,36 \text{ cm}^2$$

$$42 \text{ T25 ; } A = 205,8 \text{ cm}^2$$



3.7.1. Section totale homogénéisée

$$S = B + nA = 15 \times 140 + \frac{32,2 \times 140}{2} + \frac{72,8(18+140)}{2} + 15 \times 205,8$$

$$S = 15837 \text{ cm}^2$$

3.7.2. Contrainte de traction pour la section homogénéisée

$$\sigma_b = \frac{337331}{15837} = 21,3 \text{ kg/cm}^2 < 22 \text{ kg/cm}^2$$

3.7.3. Poids de la ceinture inférieure.

$$P = 2500 \times 3,14 \times 13 = 102050 \text{ kg}$$

3.7.4. Aciers transversaux:

Cardes $\phi 8$ espacés de $e = 15 \text{ cm}$
avec des étriers.

3.8- Calcul de la Tour

Le calcul de la tour sous le poids propre et sous les surcharges est identique à celui de la cuve (se référer à la partie théorique).

3.8.1- Efforts dus au poids propre transmis par la partie supérieure.

Ces efforts proviennent de :

- * paroi de la cuve : $T_n = 281\ 610\ \text{kg}$
- * Coupole de fond
- Cheminée
- Ceinture inférieure

or ces derniers éléments produisent N_{pp} (du au p.p.)
sauf en ce qui concerne la ceinture

$$N_{pp} = 4100\ \text{kg}$$

$$P_{inf} = 2500\ \text{kg}$$

(ceinture)

Ces deux efforts transmis à la paroi de la tour par l'intermédiaire de leur composantes obliques seront décomposés ainsi :

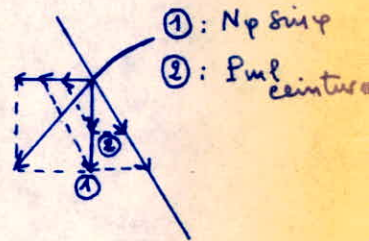
et l'on aura

$$T = \frac{N_{pp} \sin \varphi}{\sin \varphi'} + \frac{P_{inf}}{\sin \varphi'} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sin \varphi = 0,5158 \\ \sin \varphi' = 0,9729 \end{array} \right.$$

$$T = \frac{4100 \times 0,5158 + 2500}{0,9729} = 4744\ \text{kg}$$

$$T_{total} = 4744 \times 3,14 \times 13 = 193650$$

$$T_t = 193650 + 281610 = 475260\ \text{kg}.$$



3.8.2. - Efforts dus aux surcharges.

Ces efforts proviennent de

- * la cuve (jipe): $T_n' = 334\,370 \text{ kg}$
- * la coupole de fond:

Cet effort et la composante suivant la paroi de la tour de $N\psi$ (eau) soit:

$$T_{E_{mp}} = \frac{N\psi \sin\psi}{\sin\psi'} = \frac{48905 \times 0,5158}{0,9729} = 25\,927,843$$

$$T_{TE} = 25\,927,843 \times 13 \times 3,14 = 1\,058\,375 \text{ kg}$$

$$T_T = 1\,058\,375 + 334\,370 = 1\,392\,745 \text{ kg}$$

Les résultats seront donnés dans un même tableau. voir: tableau 3.8

3.8.3. - Calcul du poids de la tour.

Pour le calcul de la tour, on le fait en 2 étapes

- partie supérieure à l'étranglement de hauteur 11,90 m
- partie inférieure à l'étranglement de hauteur 9,5 m.

on emploiera la formule de trois niveaux.

* Partie supérieure

$$V = \frac{\pi h}{6} \left[R^2 + r^2 + 4r_m^2 \right]$$

$$V_{\text{beton}} = V_{\text{ex}} - V_{\text{in}}$$

$$V_{\text{ex}} = \frac{3,14 \times 11,9}{6} \left[6,357^2 + 4,863^2 + 4 \cdot 5,275^2 \right]$$

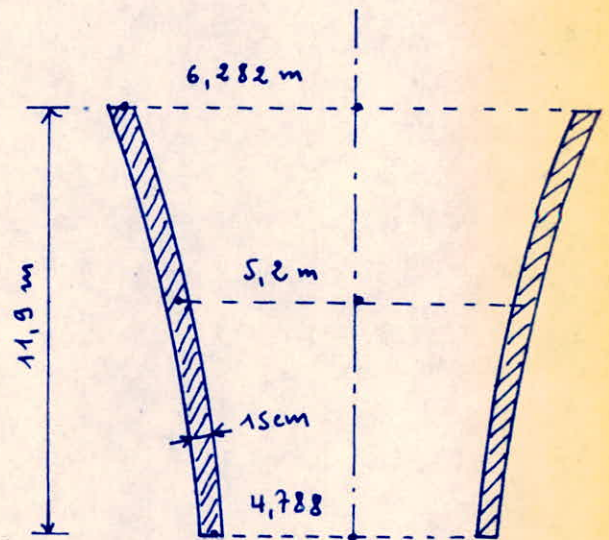
$$V_{\text{ex}} = 1092,0898 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{in}} = \frac{3,14 \times 11,9}{6} \left[6,207^2 + 4,713^2 + 4 \cdot 5,125^2 \right]$$

$$V_{\text{in}} = 1032,557 \text{ m}^3$$

$$V_b = 1092,0898 - 1032,557 = 59,5328 \text{ m}^3$$

$$P_b = 59,5328 \times 2500 = 148832 \text{ kg.}$$



$P_{\text{tour}} = 263.667 \text{ kg}$

* Partie inférieure:

$$V_{\text{ex}} = \frac{9,5 \times 3,14}{6} \left[5,861^2 + 4,863^2 + 4 \cdot 5,131^2 \right]$$

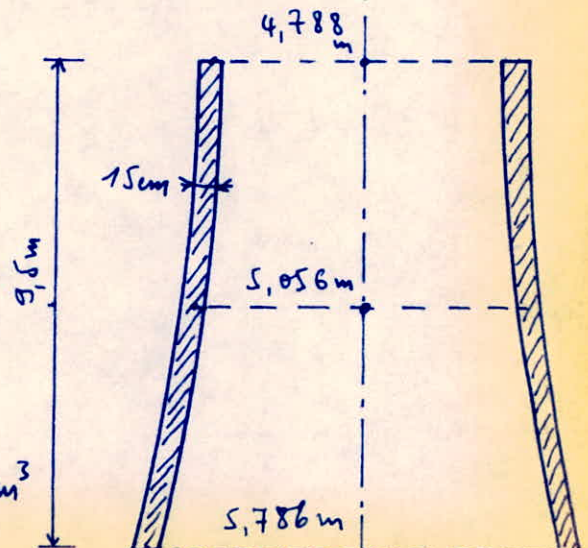
$$V_{\text{ex}} = 811,903 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{in}} = \frac{9,5 \times 3,14}{6} \left[5,711^2 + 4,713^2 + 4 \cdot 4,981^2 \right]$$

$$V_{\text{in}} = 765,969 \text{ m}^3$$

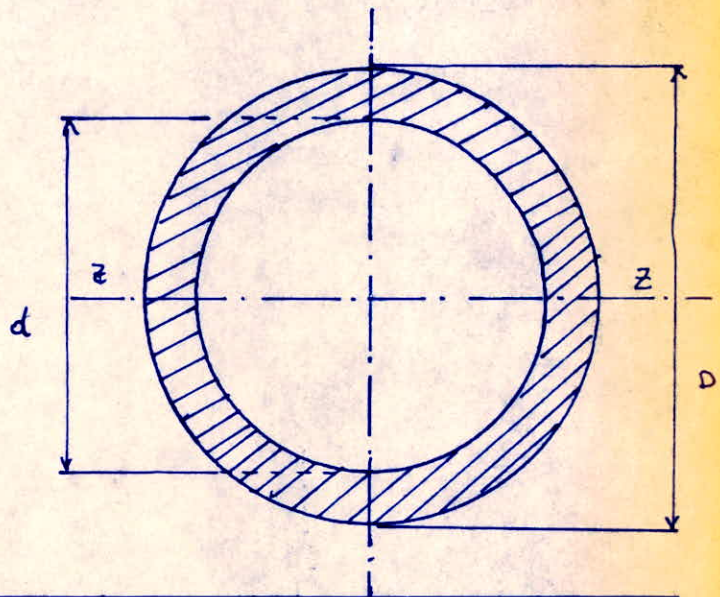
$$V_b = 811,903 - 765,969 = 45,934 \text{ m}^3$$

$$P_b = 2500 \times 45,934 = 114835 \text{ kg}$$



3.8.4. - Inertie équivalente
de la tour

$$I_2 = \pi \frac{[D^4 - d^4]}{64}$$



y	D	D^4	d	d^4	$D^4 - d^4$	I_i
+11,9	12,714	26129,361	12,414	23749,088	2380,273	116,782
0	9,726	8948,228	9,426	7894,229	1053,999	51,712
-9,5	11,722	18880,210	11,422	17020,353	1859,857	91,249

$$I_{eq} = \frac{I_1 + I_2 + I_3}{3} = \frac{116,782 + 51,712 + 91,249}{3}$$

$$I_{eq} = 86,581 \text{ m}^4$$

3.9. - Calcul des plaques en forme de couronnes circulaires

Plaque P₁ (+10,5)

* Poids de la plaque

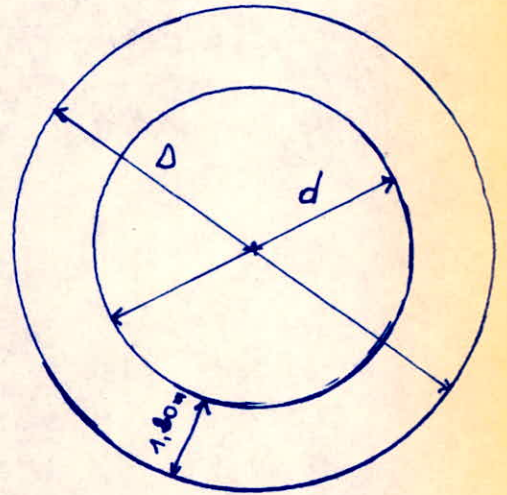
$$D = 11,82 \text{ m}$$

$$d = 9,42 \text{ m}$$

$$e = 0,12 \text{ m}$$

$$S = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4}(11,82^2 - 9,42^2) = 40 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 0,12 \times 40 \times 2500 = 20000 \text{ kg}$$



* Calcul de la plaque
se reporter à la partie théorique.

q! la plaque supporte en plus de son poids propre une surcharge de 200 kg/m²

$$q = 0,12 \times 2500 + 200 = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 0,5 \text{ T/m}^2$$

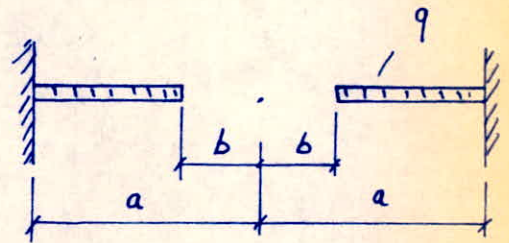
$$a = 5,91 \text{ m} ; b = 4,71 ; \beta = \frac{b}{a} = \frac{4,71}{5,91} = 0,797 ;$$

$$a^2 = 34,928 \text{ m}^2$$

$$\mu = 0,16 ; \ln \beta = -0,23$$

$$k_1 = 0,41$$

on fait le calcul pour $\rho = \frac{a}{a} = 1$
 $\rho = \frac{b}{a} = 0,797$



M \ ρ	0,797	1
M _r (kg.m)	-1,09	-305,62
M _θ (kg.m)	+17,02	-49,77

Plaque P₂ (+4,5)

$D = 9,9 \text{ m} ; d = 7,5 \text{ m} ; e = 0,2$

$S = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) = 32,78 \text{ m}^2$

$q = 0,2 \times 2500 + 200 = 500 \text{ kg/m}^2$

$a = 4,95 \text{ m} ; b = 3,75 \text{ m} ; \beta = \frac{b}{a} = \frac{3,75}{4,95} = 0,757$

$a^2 = 24,5025 \text{ m}^2$

$\mu = 0,6$

$\ln \beta = -0,278$

$\Rightarrow K_2 = 0,3436$

$P_2 = 32,78 \times 0,2 \times 2500 = 9834 \text{ kg}$

$M \backslash \rho$	0,757	1
$M_r \text{ (kg.m)}$	0	-302,6
$M_\theta \text{ (kg.m)}$	+34,38	-48,47

Plaque P₃ (-2)

$D = 9,522 \text{ m} ; d = 7,222 \text{ m} \left\{ S = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) = 30,23 \text{ m}^2 \right.$

comme on a un diamètre inférieur au précédent cette plaque sera armée comme P₂

$P_3 = 0,2 \times 2500 \times 30,23 = 9069 \text{ kg}$

Plaque au niveau 000.

$\left. \begin{aligned} \bullet D &= 11,422 \text{ m} \\ \bullet d &= 1 \text{ m} \\ \bullet e &= 0,20 \text{ m} \\ \bullet K &= 0,009675 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \bullet a &= 5,711 ; \bullet a^2 = 32,615 \\ \bullet b &= 0,5 ; \bullet \beta = \frac{b}{a} = \frac{0,5}{5,711} \\ \bullet \beta &= 0,0875 \\ \bullet \ln \beta &= -2,4334 ; \bullet \mu = 0,6 \end{aligned}$

$M \backslash \rho$	0,0875	1
$M_r \text{ kg.m}$	-411,83	-3243,6
$M_\theta \text{ kg.m}$	+3466,583	-519,186

Poids de la plaque P_{000}

$$S = \frac{\pi}{4} (11,422^2 - 1) = 101,627 \text{ m}^2$$

$$P_{000} = 0,2 \times 2500 \times 101,627 = 50814 \text{ kg.}$$

Vérification de la flèche pour la dalle P_{000}

$$W = \frac{q a^4}{64 D} \left[-1 + 2(1 - k - 2\beta^2)(1 - \rho^2) + \rho^4 - 4k \ln \rho - 8\beta^2 \rho^2 \ln \rho \right]$$

$$D = \frac{E h^3}{12(1 - \mu^2)}$$

$$D = \frac{3,64 \cdot 10^9 \times 0,2^3}{12(1 - 0,16^2)} = 2490400$$

$$W = \frac{800 \times 1063,77}{64 \times 2490400} \left[-1 + 2(-0,009675 - 0,0152)(0,9924) + 0 + 0,094 \right]$$

$W = 5,5 \text{ mm}$ cette flèche est très faible.

Ferraillage des plaques

Pour chaque plaque on calculera les armatures en tenant compte du plus grand moment

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \varepsilon \rightarrow \zeta = \varepsilon h \rightarrow A = \frac{M}{\zeta \bar{\sigma}_a}$$

$$b = 1 \text{ m} ; n = 15 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

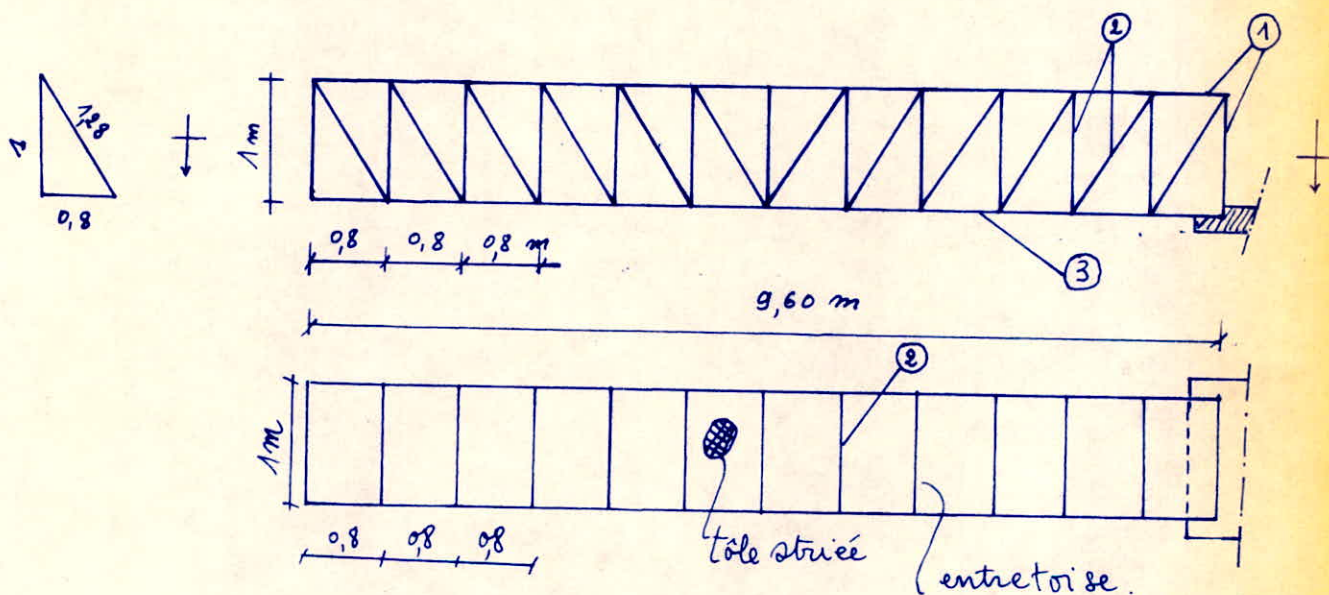
$$h = 9 \text{ cm } (P_1, P_2, P_3) ; h = 17 \text{ cm } (P_{0,00})$$

P_i	P_1	$P_2 - P_3$	$P_{0,00}$
$M \text{ (kg.m)}$	305,62	308,6	3466,583
μ	0,02017	0,01997	0,06239
ε	0,9377	0,9379	0,8967
$\varepsilon = \varepsilon \frac{h}{\text{(cm)}}$	8,4393	8,4411	15,2439
$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \zeta \text{ (cm}^2)}$	1,293	1,28	8,122
barres	5T8	5T8	8T12
$A_{ef} \text{ (cm}^2)$	2,51	2,51	9,04

3.10. - Calcul des efforts dans la passerelle et vérification de celle-ci.

on a une passerelle en forme de ferme constituée de cornières pour alléger la structure et d'une tôle striée. Cette passerelle repose sur la plaque en couronne circulaire qu'on renforce au droit de l'appui.

3.10.1-Poids total de la passerelle:



① Cornières : $50 \times 50 \times 5$ $n = 28$

$$l = (4 \times 1) + (24 \times 0,8) = 23,2 \text{ m}$$

$$P_1 = 23,2 \times 3,77 = 87,464 \text{ kg}$$

② Cornières : $45 \times 45 \times 5$:

$$l = (13 \times 1) + (22 \times 1) + (24 \times 1,28) = 65,72 \text{ m}$$

$$P_2 = 65,72 \times 3,38 = 222,1336 \text{ kg}$$

③ Cornières $60 \times 60 \times 6$: $n = 24$

$$l = 24 \times 0,8 = 19,2$$

$$P_3 = 19,2 \times 5,43 = 104,256 \text{ kg}$$

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3 = 413,85 \text{ kg}$$

3.10.2- Influence de la passerelle sur le porte-à-faux d'appui.

Le poids que reprend l'appui est égal à

$$P_p = \frac{413,85}{2} = 207 \text{ kg.}$$

En plus la passerelle supporte une surcharge mobile de 200 kg (concentrée).

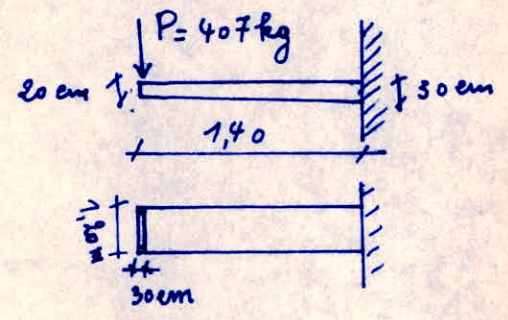
On aura donc un porte-à-faux chargé en son extrémité par $P = 207 + 200 = 407$ d'où le schéma suivant:

$$q = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}^2$$

$$M = Pl + \frac{ql^2}{2}$$

$$M = 407 \times 1,4 + \frac{625 \times 1,4^2}{2}$$

$$M = 1182,3 \text{ kg.m.}$$



$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 120 \text{ cm} \\ h = 22 \text{ cm} \end{array} \right\} \mu = \frac{15 \times 118230}{2800 \cdot 120 \cdot 22^2} = 0,0007$$

$$\xi = 0,9951$$

$$A = \frac{118230}{2800 \cdot 22 \cdot 0,9951} = 1,928 \text{ cm}^2 \quad (\text{Calcul d'après abaques})$$

Ainsi le ferrailage sera identique à celui de l'ensemble de la plateforme.

Vérification au cisaillement au bout du porte-à-faux

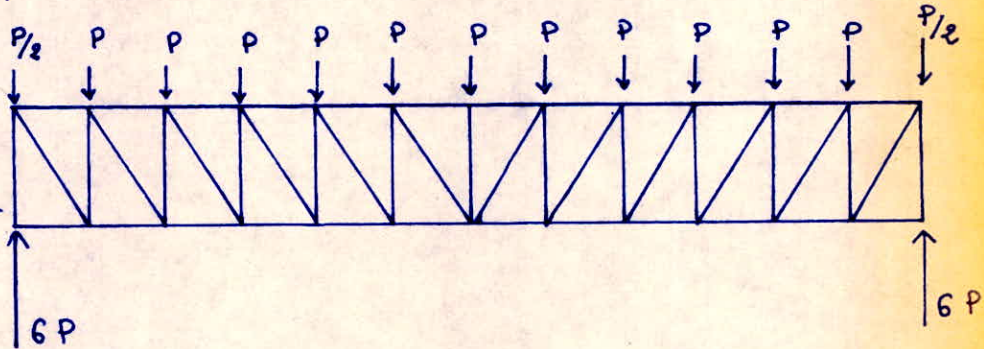
$$T = 407 + 0,3 \times 1,2 \times 0,74 \times 2500 = 407 + 126 = 533 \text{ kg.}$$

$$\tau = \frac{T}{b_3} = \frac{533}{120 \times 12} = 0,37 \text{ kg/cm}^2 << \bar{\tau}_b$$

3.10.3. Vérification de la passerelle

• Calcul des efforts dans les cornières.
(Diagramme de Crémone)

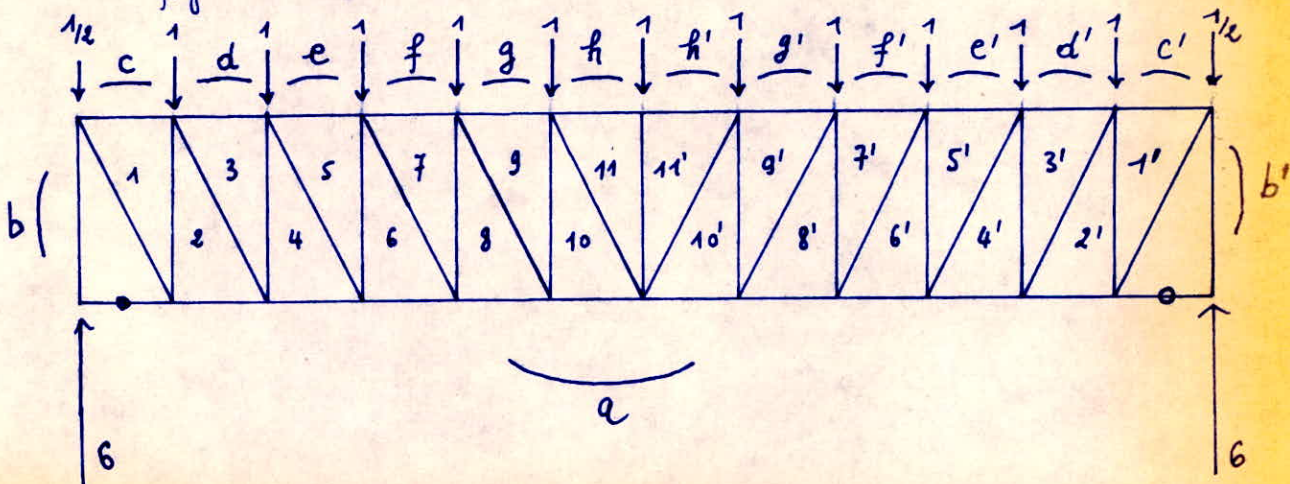
Le calcul sera fait pour les charges permanentes.
Pour tracer le diagramme de Crémone on aura le schéma suivant :



avec

$$P = \frac{P_{total}}{12} = \frac{413,85}{12} = 34,4875 \text{ kg.}$$

Pour simplifier le diagramme sera tracé à l'échelle pour $P = 1$ puis on multipliera le résultat obtenu par $P = 34,4875 \text{ kg.}$ on aura donc la configuration suivante :



1 cm

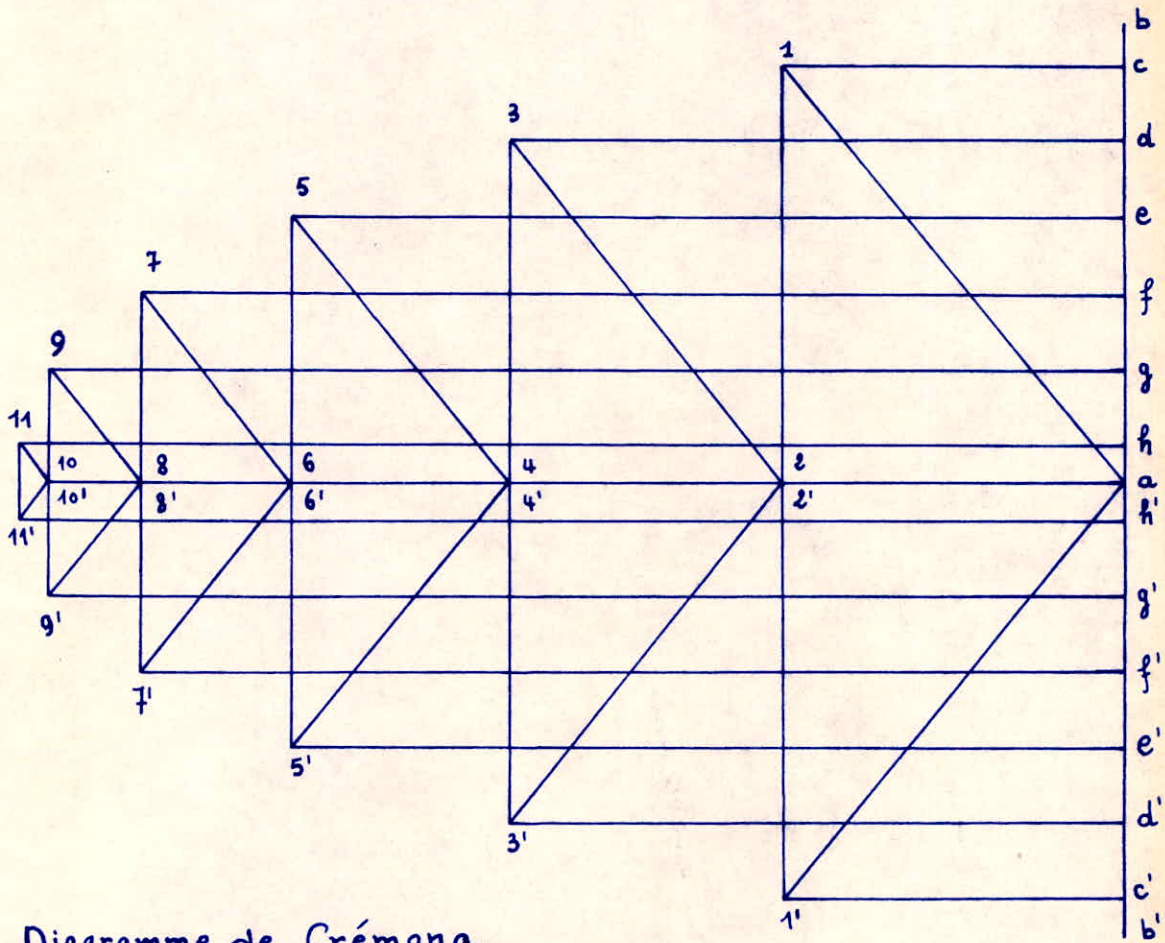
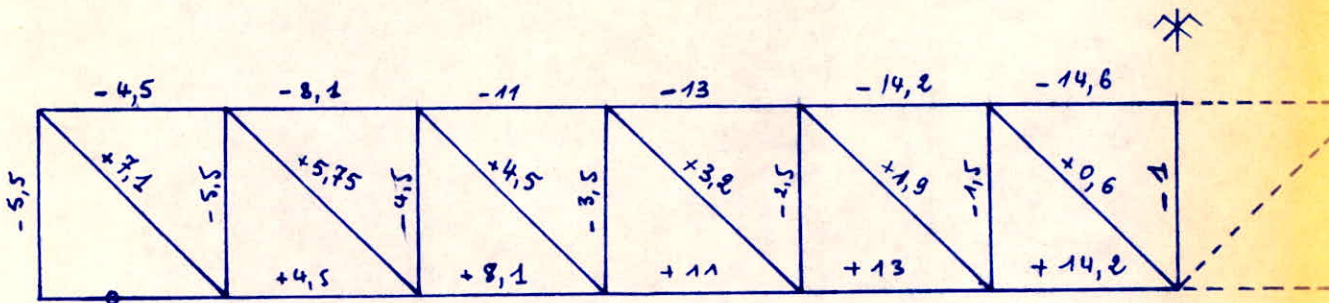


Diagramme de Crémona.

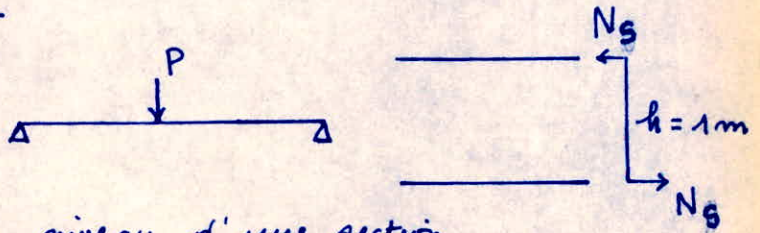


Pour obtenir l'effort dans une lame on multiplie le coefficient dont elle est affectée par 34,4875 et l'on obtient une traction ou une compression selon le signe du résultat.
 ex. L'effort max de compression $14,6 \times 34,4875 = 504 \text{ kg}$
 est repris par une cornière 50x50x5 (membrane supérieure)

Effort introduit par la surcharge

$$P = 200 \text{ kg.}$$

Membrures



Le moment au niveau d'une section quelconque équivaut à un couple. on aura donc

$$N_s = \frac{M}{h} \quad \text{or } M \text{ est maximum quand}$$

P se trouve au milieu de la travée et donc par conséquent N_s y est maximum.

Ainsi la position défavorable de P vis-à-vis des membrures est bien le milieu de la travée où l'on a :

$$N_s = \frac{M}{h} = M = \frac{Pl}{4} = \frac{200 \times 9,6}{4} = 480 \text{ kg.}$$

N_{max} .

• membrure supérieure : $N_g = 14,6 \times 34,4875 = 504 \text{ kg}$
(en compression)
(50x50x5) $N_s = 480 \text{ kg}$

$$N_{\text{total max}} = \frac{4}{3} \cdot 504 + \frac{3}{2} \cdot 480 = 1392 \text{ kg}$$

• membrure inférieure : $N_g = 14,2 \times 34,4875 = 490 \text{ kg}$
(en traction)
(60x60x6) $N_s = 480 \text{ kg}$

$$N_{\text{total max}} = \frac{4}{3} \cdot 490 + \frac{3}{2} \cdot 480 = 1373 \text{ kg.}$$

Vérification des membrures

- membrane supérieure: (compression)

cornière 50x50x5.

$$\lambda = \frac{l}{i} \quad \text{avec } l = 0,9 \times 0,8 = 0,72 \text{ m} = 72 \text{ cm}$$

$$i = 1,51 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{72}{1,51} = 47,68 \quad \Rightarrow K = 1,103$$

$$K \sigma \leq \sigma_e \quad \Rightarrow \quad \frac{KN}{A} \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 1392 \text{ kg}$$

$$A = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} N = 1392 \text{ kg} \\ A = 4,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \frac{1,103 \times 1392}{4,8} = 320 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- membrane inférieure traction:

cornière 60x60x6:

$$N = 1373$$

$$A = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} N = 1373 \\ A = 6,91 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \frac{N}{A} = \frac{1373}{6,91} = 199 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

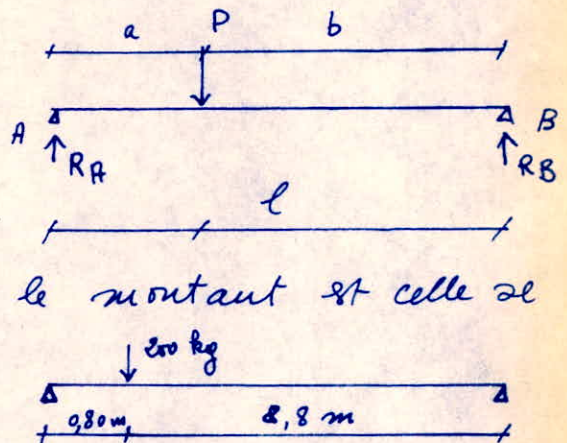
- Barres du treillis.

$$R_A = \frac{Pb}{l}$$

Ainsi la position

la plus défavorable de P

quant à la compression dans le montant est celle se trouvant près de l'appui:



* Pour le montant on a l'effort de compression

$$N_s = \frac{200 \times 8,8}{9,6} = 183,33 \text{ kg.}$$

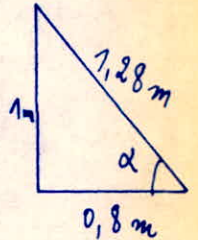
$$N_g = 34,4875 \times 5,5 = 190 \text{ kg.}$$

* Pour la diagonale près de l'appui on a l'effort de traction:

$$N_g = 7,1 \times 34,4875 = 245 \text{ kg.}$$

$$N_s = N_{s \text{ montant}} \times \frac{1}{\text{tg} \alpha} = 183,33 \times 1,28 = 235 \text{ kg.}$$

Vérification sous charges pondérées:



- montant à l'appui:

$$N_{\text{max total}} = \frac{4}{3} \cdot 190 + \frac{3}{2} \cdot 183,33 = 528,33 \text{ kg}$$

$$d = \frac{l}{i} \quad ; \quad \left. \begin{array}{l} l = 0,8 \times 1 = 0,8 \text{ m} = 80 \text{ cm} \\ i = 1,51 \text{ cm} \end{array} \right\} 50 \times 50 \times 5$$

$$d = \frac{80}{1,51} = 53 \Rightarrow K = 1,137$$

$$\frac{K \cdot N}{A} < \sigma_e \quad \left\{ \begin{array}{l} A = 4,8 \text{ cm}^2 \\ N = 528,33 \text{ kg} \end{array} \right.$$

$$\frac{1,137 \times 528,33}{4,8} = 125 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- montant juste après l'appui:

$$45 \times 45 \times 5 \Rightarrow i = 1,37$$

$$d = \frac{80}{1,37} = 58,4 \Rightarrow K = 1,178$$

$$\frac{1,178 \times 528,33}{3,9} = 160 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

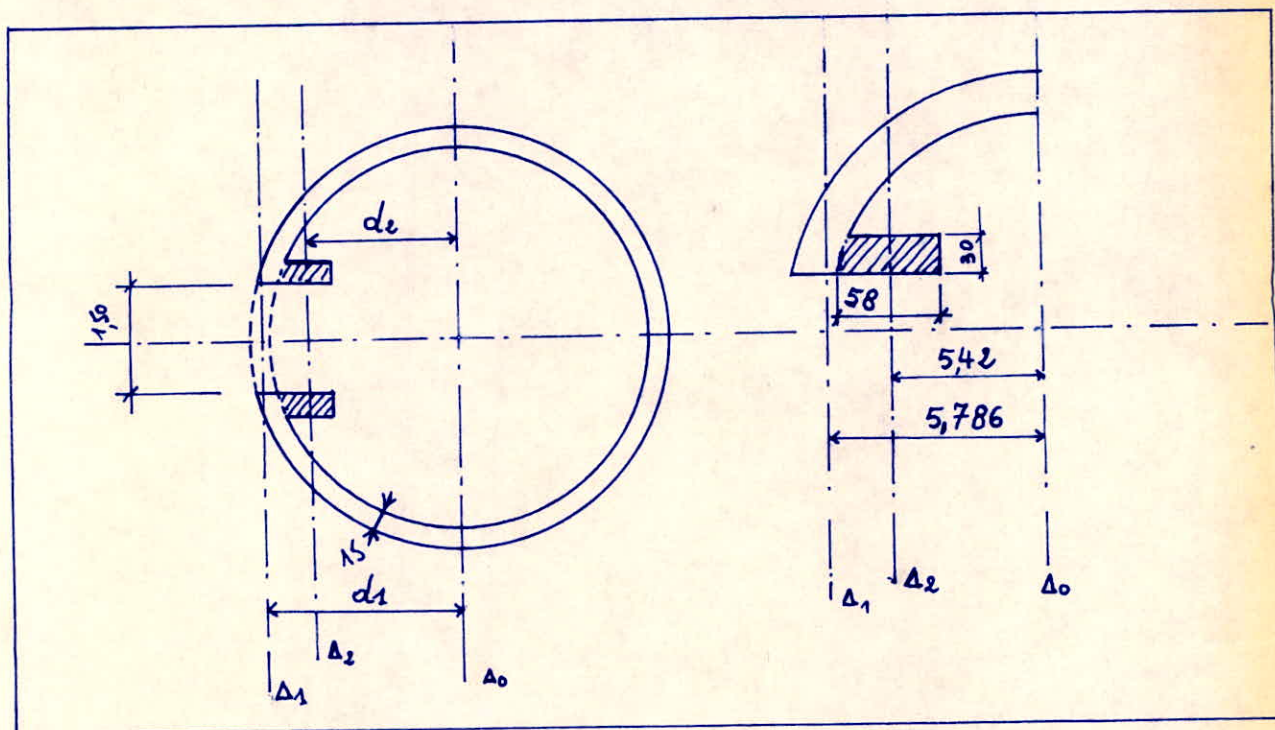
- Diagonale à côté de l'appui (45 x 45 x 5)

$$N_{\text{max}} = \frac{4}{3} \cdot 245 + \frac{3}{2} \cdot 235 = 679,17 \text{ kg.}$$

$$\frac{N}{A} = \frac{679,17}{3,9} = 174,15 \text{ kg/cm}^2 \ll 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Ainsi la passerelle se trouve vérifiée

3.11 - Calcul du vide pour la porte (niveau 0,00)



Le vide de la porte est remplacé par deux rectangles saillants vers l'intérieur afin d'équilibrer la diminution de l'inertie de la section considérée. On doit vérifier que le moment d'inertie de la partie ajoutée est supérieur à celui de la partie enlevée.

Moment d'inertie du vide.

on assimilera la partie circulaire enlevée à un rectangle de $150 \times 15 \text{ cm}^2$.

$$I_{V/\Delta_0} = I_{V/\Delta_1} + S_V d_1^2 = \frac{150 \times 15^3}{12} + 150 \times 15 \times 578,6^2$$

$$I_{V/\Delta_0} = 753\,292\,590 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie de la partie ajoutée.

$$I_{a/\Delta_0} = 2 \left[I_{a'/\Delta_1} + S'_a d_2 \right] = 2 \left[\frac{30 \times 58^3}{12} + 30 \times 58 \times 542^2 \right]$$

$$I_{a/\Delta_0} = 1\,023\,274\,200 \text{ cm}^4 \text{ On constate que } I_{a/\Delta_0} > I_{V/\Delta_0}$$

4. - Détermination de la période propre
du mode fondamental d'oscillation
du chateau d'eau vis-à-vis du vent
ou du séisme.

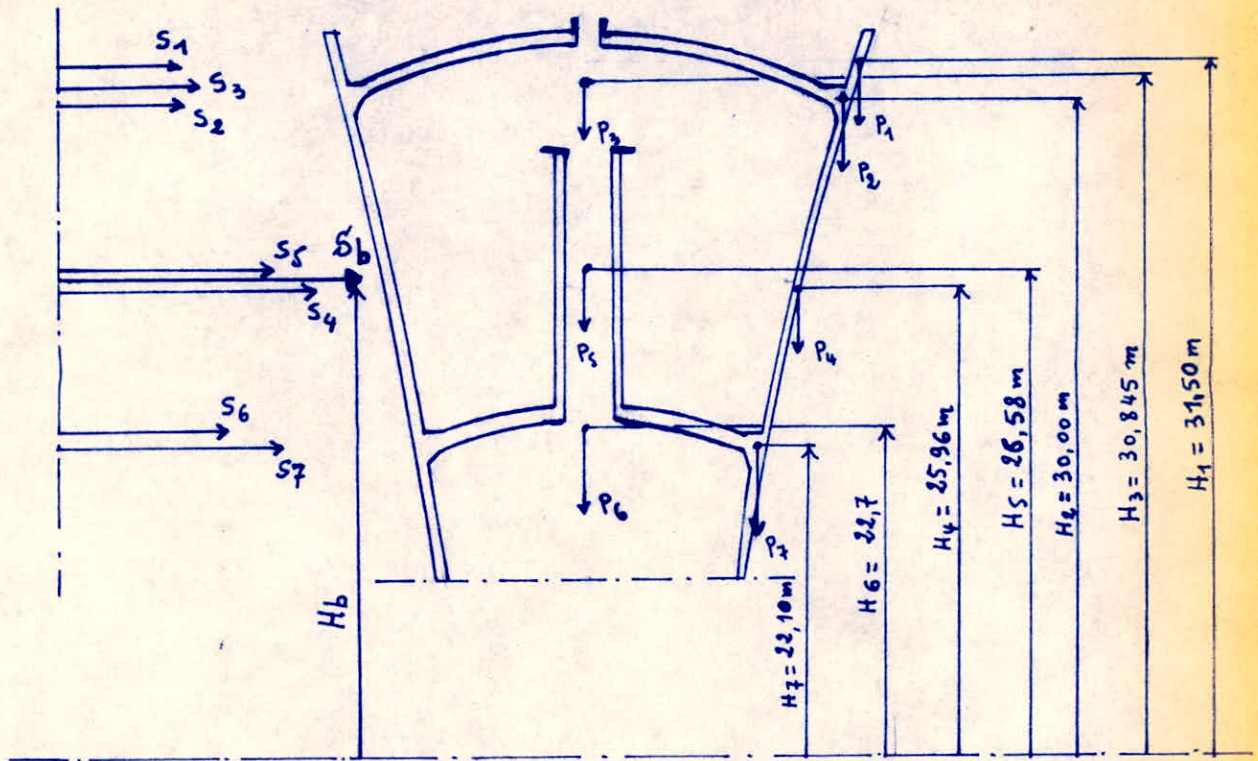
On suppose que l'on est dans le cas d'une masse concentrée au sommet d'une console de masse non négligeable. Dans ce cas, on a :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'}{g} \cdot \frac{H^3}{3EI}}$$

• $P' = P + \frac{33}{140} P''$

- * P est le poids de la masse oscillante supportée par la tour.
- * P'' est le poids du support (tour et plaques)
- g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- E : module d'élasticité du béton $E = 3,64 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$
- I : inertie équivalente de la tour : $I = 86,581 \text{ m}^4$
- H : longueur du support comptée de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante
Pour le calcul de H on suppose que les forces verticales deviennent horizontales.

4.1. - Position de la résultante du
Chateau d'eau vide.



H_i par rapport au niveau 0,00.

Soit S_b la résultante des forces S_i . Le moment par rapport au niveau 0,00 ($y = -9,5$) dû aux forces S_i sera égal au moment par rapport au niveau 0,00 dû à leur résultante:

$$\sum_{i=1}^7 S_i H_i = S_b \cdot H_b \quad (H_b \text{ position de la résultante})$$

$S_1 \cdot H_1 =$	$25108 \times 31,5$	$=$	$790\ 902$
$S_2 \cdot H_2 =$	$20552 \times 30,00$	$=$	$616\ 560$
$S_3 \cdot H_3 =$	$73\ 977 \times 30,84$	$=$	$2\ 281\ 450,6$
$S_4 \cdot H_4 =$	$133\ 119 \times 26,54$	$=$	$3\ 532\ 978,2$
$S_5 \cdot H_5 =$	$9\ 003 \times 26,58$	$=$	$239\ 299,74$
$S_6 \cdot H_6 =$	$75\ 370 \times 22,70$	$=$	$1\ 710\ 899$
$S_7 \cdot H_7 =$	$102\ 050 \times 22,1$	$=$	$2\ 255\ 305$

$$S_b = 439.179 \text{ kg}$$

$$\sum H_i S_i = 11.427.394 \text{ kg.m}$$

$$H_b = \frac{11\,427\,394}{439\,179} = 26\text{ m}$$

4.2. - Position de la résultante du
château d'eau plein

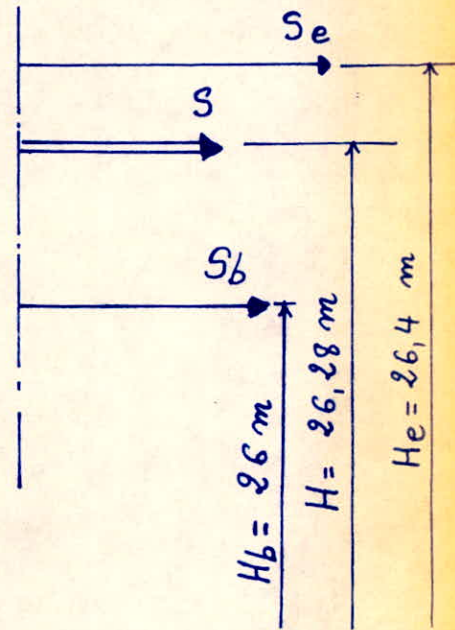
$$S_b = 439\,179\text{ kg}$$

$$S_e = 1\,052\,000\text{ kg}$$

$$H = \frac{S_b \cdot H_b + S_e \cdot H_e}{S_b + S_e}$$

$$H = \frac{439\,179 \times 26 + 1\,052\,000 \times 26,4}{439\,179 + 1\,052\,000} = 26,28$$

$H = 26,28\text{ m}$



4.3. - Valeur de T

$$P = 439\,179 + 1\,052\,000 = 1\,491\,179$$

$P'' =$ poids de la tour + poids des plaques

$$P'' = 263\,667 + 12\,000 + 9\,834 + 9\,069 = 294\,570\text{ kg}$$

$$P' = 1\,491\,179 + 294\,570 \times \frac{33}{140} = 1\,491\,179 + 69\,435$$

$$P' = 1\,560\,614\text{ kg}$$

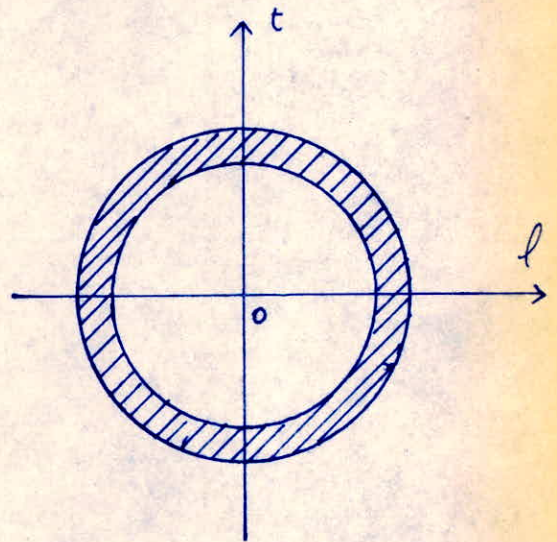
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1\,560\,614}{9,81} \cdot \frac{26,28^3}{3 \times 3,64 \cdot 10^9 \times 86,581}} = 0,344\text{ sec.}$$

5. - Influence du séisme

On a un ouvrage symétrique. On considère dans les calculs que l'ouvrage a un seul niveau.

5.1. - Calcul des sollicitations sismiques

Pour ce calcul, il est nécessaire de calculer d'abord les coefficients sismiques qui sont les mêmes dans les directions ot et ol et égaux à K .



$$\underline{K = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta}$$

β : coefficient de réponse

PS 69, P85

Il dépend :

- de la période T
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- accessoirement de la nature du sol de fondation.

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.

Dans notre cas (château d'eau) on a un amortissement faible et donc la valeur de β est la suivante :

$$\beta = \frac{0,105}{\sqrt[4]{T^3}} \quad \text{avec maximum de } 0,200 \text{ dans notre cas.}$$

$$\beta = \frac{0,105}{\sqrt[4]{0,344^3}} = 0,23$$

$$\boxed{\beta = 0,2}$$

α : coefficient d'intensité :

Il a pour but de permettre l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique. Il dépend de l'intensité nominale i_n .

Alger : région de moyenne sismicité : $i_n = 8 \Rightarrow \alpha = 1$

γ : coefficient de distribution :

Ce coefficient ne dépend que de la structure et l'on a dans notre cas :

$$\gamma = h \cdot \frac{S}{I}$$

S et I étant respectivement le moment statique et le moment d'inertie par rapport à la base de l'ouvrage. h est la hauteur.

or $S = m \cdot h$ et $I = m h^2$ (m désignant la masse de l'ouvrage). Donc

$$\gamma = h \frac{m \cdot h}{m \cdot h^2} = 1$$

Coefficient de fondation δ (P369. P95)

C'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage

mode de fondation : radier
Terrain : de consistance moyenne } $\delta = 1$

5.2. - Calcul de la force horizontale S_H :

L'intensité de la force horizontale agissant sur le chateau d'eau est égale à :

$$S_H = K.W$$

• $K = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta = 1 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 1 = 0,2$

• W : poids des charges et surcharges :

$$W = 439\,179 + 1052\,000 = 1491\,179 \text{ kg}$$

• S_H : Force horizontale :

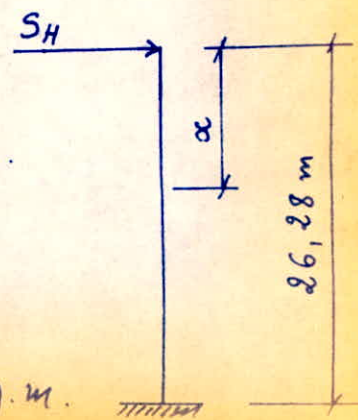
$$S_H = 0,2 \times 1491\,179 = 298\,236 \text{ kg}$$

5.3. - Moment dû à S_H .

L'ouvrage est considéré comme une console. Le moment M_x (section x) pour vérifier chaque section est $M_x = S_H \cdot x$ $x = 0$, à $26,28 \text{ m}$.

A la base de l'ouvrage on a le moment maximum

$$M_{\max} = 298,236 \times 26,28 = 7837\,642 \text{ kg.m.}$$



6.- ETUDE AU VENT

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction, est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction, à l'exclusion des majorations apportées par les actions extérieures locales.

La direction de cette résultante diffère généralement de celle du vent. Pour certains ensembles, elle peut se décomposer:

1) suivant la direction horizontale du vent en une composante T (trainée) produisant un effet d'entraînement et de renversement.

2) suivant une verticale ascendante en une composante U (portance) produisant un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

6.1- Calcul de la Trainée

$$T = C_t \cdot S_t \cdot q_r$$

C_t : coefficient global de trainée lorsque l'écoulement est normal à la surface frappée.

S_t : aire de la projection verticale de la construction (maître-couple) normale à la direction du vent considérée.

q_r : valeur moyenne de la pression dynamique

Évaluation de S_t .

Pour le calcul de la surface au vent de tout l'ouvrage on décompose ce dernier en éléments de hauteur h et on les assimile à des trapèzes. D'où l'on a :

$$S_t = 395 \text{ m}^2$$

Évaluation de C_t :

$$C_t = \gamma \cdot C_{t_0}$$

γ est fonction du rapport de dimensions λ

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h^2}{S_t} && \text{NV 65. P 135} \\ &= \frac{32,65^2}{395} = 2,698 \end{aligned}$$

$$\gamma = \gamma_0 = 1,004 \quad \text{NV 65. P 141}$$

$$C_{t_0} = 0,55 \quad \text{NV 65. P 139} \quad \text{catégorie V}$$

C_{t_0} est le coefficient global de traînée pour un rapport de dimensions $\lambda = 2,5$ (constructions à génératrices verticales reposant sur le sol).

$$C_t = \gamma \cdot C_{t_0} = 1,004 \times 0,55 = 0,552$$

Évaluation de q_r

$$q_r = q_H \cdot K_s \cdot \delta \cdot \beta$$

$$\text{Coefficient de majoration } \beta \quad \text{NV 65. P 81}$$

$$\beta = \theta (1 + \xi \zeta)$$

Coefficient de réponse ξ NV65.P83

Il est fonction de la période T , il est donné par les abaques (R-III-3)

$$T = 0,344 s \Rightarrow \xi = 0,25$$

Coefficient de pulsation ζ : NV65 P83 (R-III-4)

ζ est fonction de la hauteur H
Se reporter au tableau

Coefficient global θ NV65.P83

Il dépend du type de construction : $\theta = 1$

Pression dynamique q_H NV65.P55.

q_H est la pression dynamique agissant à la hauteur H au-dessus du sol exprimée en m .

Soit q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur
Pour $0 \leq H \leq 500 m$ on a :

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

Pour les constructions en bordure du littoral, on adopte une pression constante entre 0 et 10 m égale à celle régnant à 10 m.

Alger : Région I } $q_{10} = 69 \text{ kg/m}^2$
Altitude: 250 m

$$q_H = 2,5 \times 69 \frac{H+18}{H+60} \Rightarrow$$

$$q_H = 172,5 \frac{H+18}{H+60}$$

Coefficient de site K_s NV65.P59

Alger : Region I
 site exposé } $K_s = 1,35$

Coefficient de réduction δ des pressions

dynamiques NV65.P63. (R-III-2)

δ est fonction de la hauteur H

$$H = 32,65 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,775$$

6.2. - Maître-couple de la construction

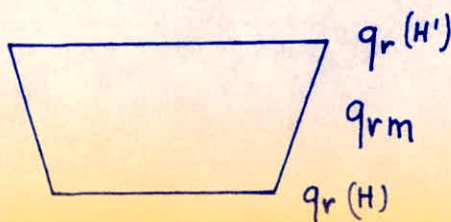
Le maître-couple est la projection orthogonale de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent.

Du la forme particulière du maître-couple de l'hyperboloïde, on le divisera en 14 maîtres-couples qu'on assimilera à des trapèzes.

L'échelle fonctionnelle R-III-4 (NV65.P83) donne pour chaque maître-couple le coefficient de pulsation τ en fonction de la cote H qui le limite supérieurement.

6.3. - Pression dynamique agissant sur le maître-couple.

C'est la moyenne des pressions dynamiques agissant aux cotes H et H' limitant le maître-couple



$$q_{rm} = \frac{q_r(H) + q_r(H')}{2}$$

Application : maître-couple (13)

$$q_{rm} = \frac{q_r(26) + q_r(30)}{2} = \frac{99,974 + 104,176}{2} = 102,075 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le tableau on portera directement la valeur $C_t q_r(m)$.

6.4. - Effort partiel agissant sur le maître-couple T_i .

$$T_i = C_t \cdot q_{rm} \cdot S_{ti}$$

S_{ti} : aire du maître-couple i

Application: $i = 13$

$$S_t = 64,06 \text{ m}^2$$

$$T = 3610 \text{ kg}$$

6.5. Moment dans une section donnée.

Le moment dû au vent dans une section donnée (S) est égal à la somme des moments dus aux efforts partiels dont les cotes H_i sont supérieures à la cote H_s de la dite section, soit

$$M_S = \sum T_i (H_i - H_s)$$

Application.

$$H_s = 20,50 \text{ m}$$

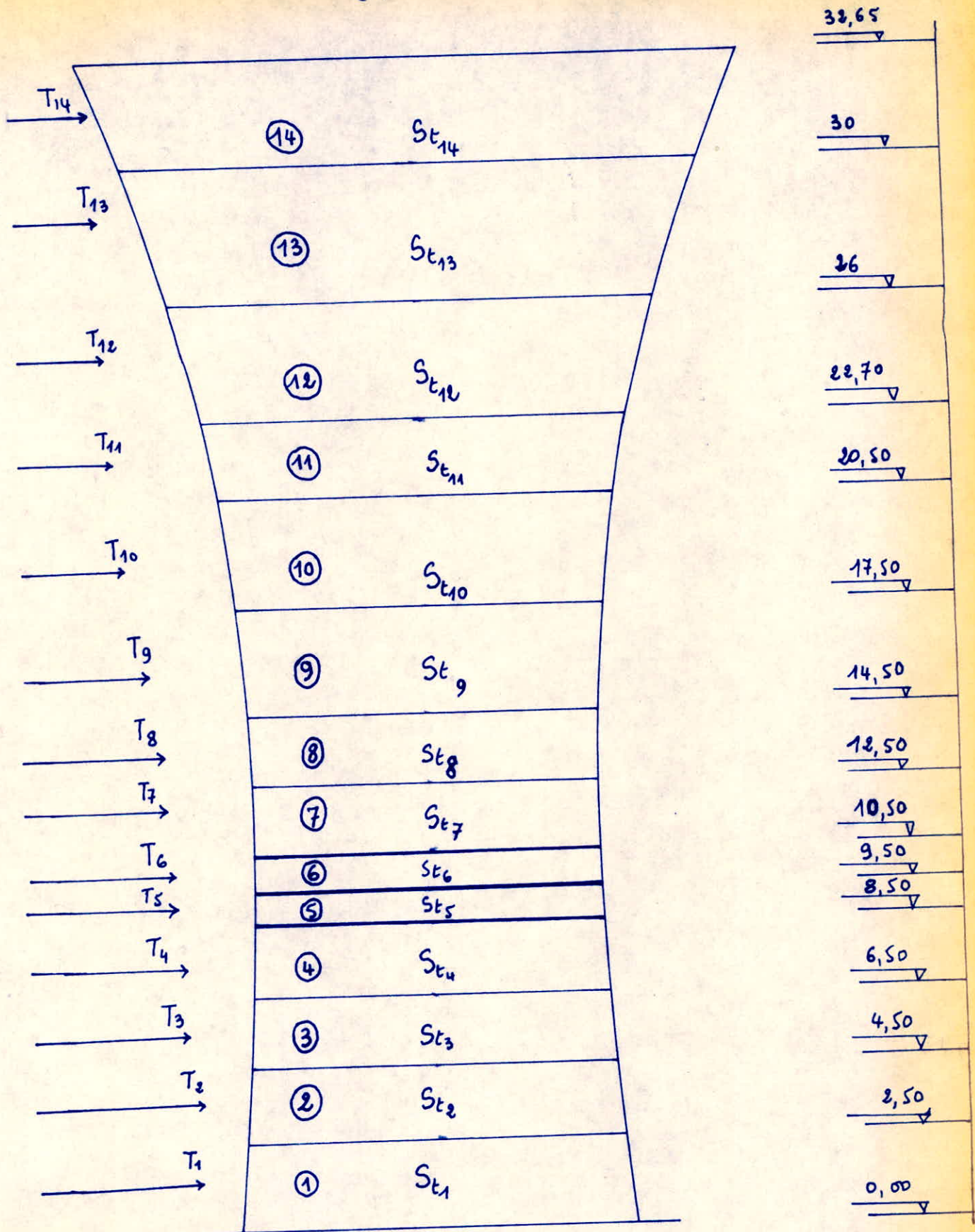
$$M_S = T_{14} (31,35 - 20,5) + T_{13} (28,05 - 20,5) + T_{12} (24,38 - 20,5) + T_{11} (21,62 - 20,5)$$

$$\left. \begin{aligned} T_{14} &= 2757 \text{ kg} \\ T_{13} &= 3610 \text{ kg} \\ T_{12} &= 2531 \text{ kg} \\ T_{11} &= 1481 \text{ kg} \end{aligned} \right\}$$

$$M_{H_s} = 68\,648 \text{ kg.m.}$$

H (m)	σ	ξ	$\xi \sigma$	$\beta = \frac{\sigma}{1 + \xi \sigma}$	$H+18$ (m)	$H+60$ (m)	$A = \frac{H+18}{H+60}$	$q_H = 172,5 \cdot A$	K_s	δ	$q_r = q_H \cdot K_s \cdot \delta \cdot \beta$
0-2,5	0,36	0,25	0,09	1,09	20,5	62,5	0,328	69	1,35	0,775	78,688
4,5	0,36	0,25	0,09	1,09	22,5	64,5	0,348	69	1,35	0,775	78,688
6,5	0,36	0,25	0,09	1,09	24,5	66,5	0,368	69	1,35	0,775	78,688
8,5	0,36	0,25	0,09	1,09	26,5	68,5	0,386	69	1,35	0,775	78,688
9,5	0,36	0,25	0,09	1,09	27,5	69,5	0,395	69	1,35	0,775	78,688
10,5	0,359	0,25	0,09	1,09	28,5	70,5	0,404	69,69	1,35	0,775	79,475
12,5	0,356	0,25	0,089	1,089	30,5	72,5	0,420	72,45	1,35	0,775	82,547
14,5	0,352	0,25	0,088	1,088	32,5	74,5	0,436	75,21	1,35	0,775	85,613
17,5	0,348	0,25	0,087	1,087	35,5	77,5	0,458	79	1,35	0,775	89,844
20,5	0,344	0,25	0,086	1,086	38,5	80,5	0,478	82,45	1,35	0,775	93,682
22,7	0,341	0,25	0,085	1,085	40,7	82,7	0,492	84,87	1,35	0,775	96,343
26	0,337	0,25	0,084	1,084	44,0	86,0	0,511	88,15	1,35	0,775	99,974
30	0,33	0,25	0,083	1,083	48,0	90,0	0,533	91,94	1,35	0,775	104,176
32,65	0,327	0,25	0,082	1,082	50,65	92,65	0,546	94,18	1,35	0,775	106,616

H	q_r	$C_t \cdot q_r$ ($C_t = 0,552$)	$C_t \cdot q_{rm} =$ $\frac{C_t [q_r(H) + q_r(H')]}{2}$	i	S_{ti} (m^2)	$T_i = C_t q_{rm} S_{ti}$	H_i (m)	$M_i = T_i \cdot H_i$
0-2,5	78,688	43,435	43,435	1	28,21	1225	1,22	1495
4,5	78,688	43,435	43,435	2	21,16	919	3,48	3198
6,5	78,688	43,435	43,435	3	20,25	880	5,48	4822
8,5	78,688	43,435	43,435	4	19,69	855	7,48	6395
9,5	78,688	43,435	43,435	5	9,73	423	8,99	3803
10,5	79,475	43,870	43,652	6	9,73	425	10	4250
12,5	82,547	45,566	44,718	7	19,69	881	11,52	10149
14,5	85,613	47,258	46,412	8	20,25	940	13,52	12709
17,5	89,844	49,594	48,426	9	32,23	1561	16,02	25007
20,5	93,682	51,712	50,653	10	35,25	1786	19,03	33988
22,7	96,343	53,181	52,446	11	28,24	1481	21,62	32079
26	99,974	55,185	54,183	12	46,71	2531	24,38	61706
30	104,176	57,505	56,345	13	64,06	3610	28,05	101261
32,65	106,616	58,852	58,178	14	47,38	2757	31,35	86432



7.- CALCUL DES FONDATIONS.

7.1.- Poids du béton de la superstructure:

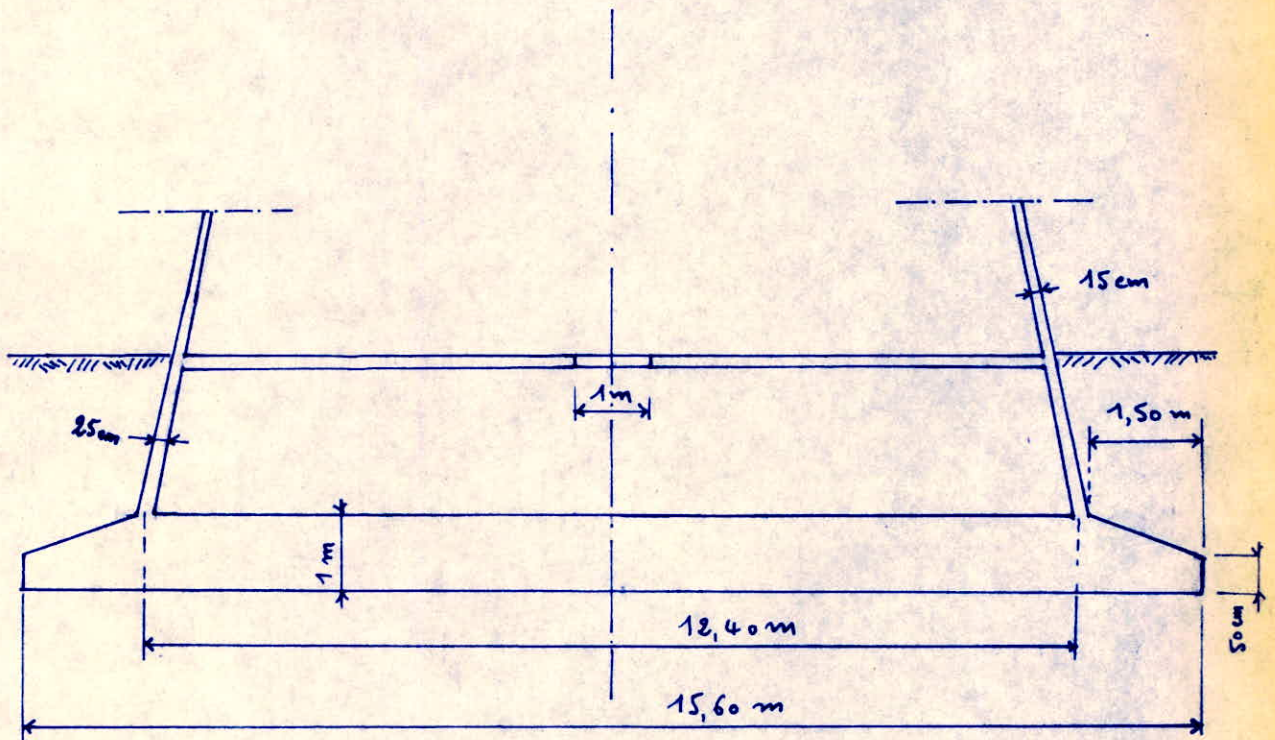
Acrotère	25 108	kg
Coupoles supérieure	73 977	kg
Ceinture supérieure	20 552	kg
Cuve	1 33 119	kg
Cheminée	9 003	kg
Coupoles inférieure	75 370	kg
Ceinture inférieure	1 02 050	kg
Tour	2 63 667	kg
plaques (3)	30 903	kg
plaque niv. 000	50 814	kg.
Total	784.563	kg

Étant donné l'importance des charges et la nature du sol, on fondera par un radier à 2 m .

L'espace compris entre la plaque de fond, le radier, et la continuation de la tour sera vide en prévision d'installations quelconques.

La tour de fondation aura une épaisseur variant de 15 cm au niveau 000 à 25 cm au niveau du radier.

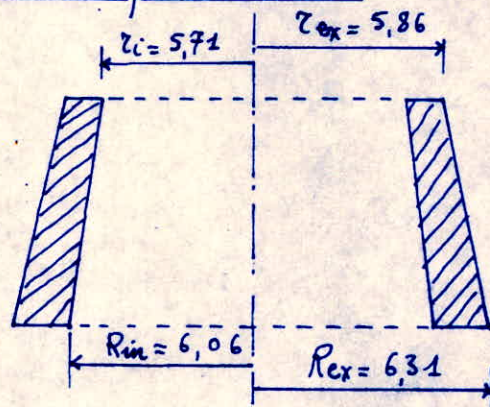
Ainsi l'on se trouve dans la situation suivante:



7.2.- Poids de la tour de fondation.

$$V = \frac{\pi h}{3} [R^2 + r^2 + Rr]$$

$$V_b = V_{ex} - V_{in}$$



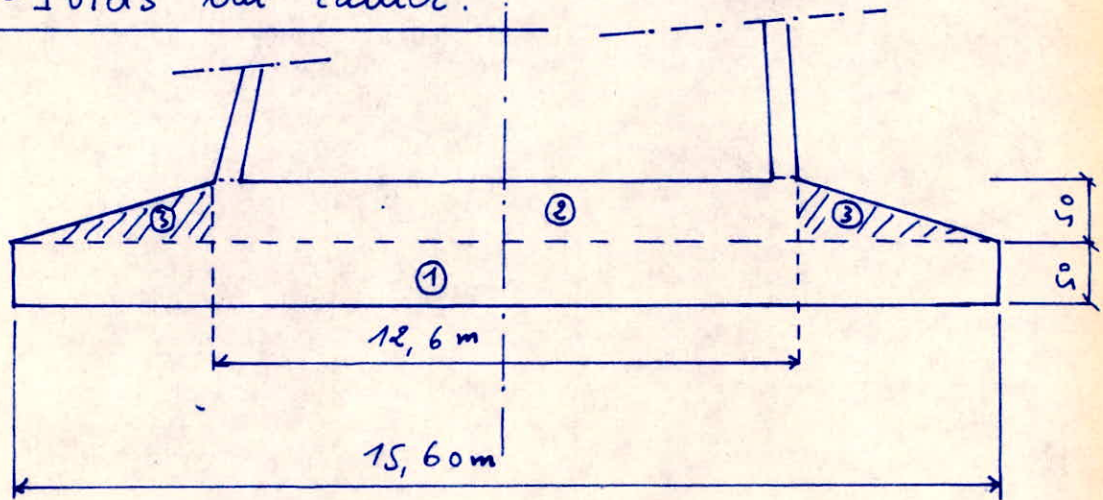
$$V_{ex} = \frac{3,14 \times 2}{3} [6,31^2 + 5,86^2 + 6,31 \times 5,81] = 232,6369 \text{ m}^3$$

$$V_{in} = \frac{3,14 \times 2}{3} [6,06^2 + 5,71^2 + 6,06 \times 5,72] = 217,5607 \text{ m}^3$$

$$V_b = 15,0762 \text{ m}^3$$

$$P_{tour} = 2500 \times 15,0762 = 37690 \text{ kg}$$

7.3. - Poids du radier :



$$P_1 = \frac{\pi \cdot 15,6^2}{4} \times 0,5 \times 2500 = 238797 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{\pi \cdot 12,6^2}{4} \times 0,5 \times 2500 = 155783 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \left[\frac{\pi(15,6^2 - 12,6^2)}{4} \times 0,5 \times 2500 \right] = 41507 \text{ kg}$$

$$P_{radier} = 436087 \text{ kg.}$$

7.4 Poids des Terres :

$$P_{t1} = \left[\frac{\pi \cdot 15,6^2}{4} \times 2 - V_{extour} \right] 1600 = 239101 \text{ kg}$$

$$P_{t2} = \frac{1}{2} \left[\frac{\pi(15,6^2 - 12,6^2)}{4} \times 0,5 \times 1600 \right] = 26564 \text{ kg}$$

$$P_{terre} = 265665 \text{ kg.}$$

Le poids des charges permanentes transmises au radier est donc:

$$G = 784\,563 + 37690 + 436\,087 + 265\,665$$

$$G = 1524\,005 \text{ kg.}$$

7.5.- Moment dû au vent à la base de la fondation.

$$M_v = \sum [M_i + T_i \times 3] \text{ se conférer à l'étude au vent.}$$

$$M_i = T_i \cdot H_i$$

$$M'_i = T_i (H_i + 3) = T_i \cdot H_i + 3T_i = M_i + T_i \times 3$$

M'_i étant le moment dû à l'effort partiel T_i à la base de la fondation et 3 la cote de la base de la fondation.

$$M_v = 448056 \text{ kg.m}$$

Moment pondéré:

$$M_{vp} = \frac{5}{3} \cdot 448056 = 746760 \text{ kg.m}$$

7.6.- Vérification au renversement

Il faut vérifier que le moment dû au poids du béton et des terres est supérieur au moment dû au vent pondéré.

$$G = 1524\,005 \text{ kg} \Rightarrow M_G = 1524\,005 \times \frac{15,8}{8} = 2.971.809 \text{ kg.m}$$

$$M_G \gg M_{vp}.$$

Pour un calcul au séisme, se référer à la partie théorique.

7.7 Calcul des contraintes dans le sol.

$$\text{Surface de contact: } A = \frac{\pi \cdot 15,6^2}{4} = 191 \text{ m}^2$$

$$\text{Module de résistance: } W = \frac{\pi \cdot 15,6^3}{32} = 372,5 \text{ m}^3$$

Dans le calcul du poids propre on n'omettra de considéré le poids du béton de propreté du radier qui a une épaisseur de 5 cm. on a donc:

$$G = 1524\ 005 + \frac{\pi \cdot 15,6}{4} \cdot 0,05 \times 22\ 000 = 1524\ 005 + 21\ 000$$

$$G = 1545\ 005 \text{ kg.}$$

$$P = 1052\ 000 \text{ kg}$$

$$1,2P = 1262\ 400 \text{ kg}$$

$$V = 448\ 056 \text{ kg. m}$$

$$1,5P = 1578\ 000 \text{ kg}$$

$$1,5V = 672\ 084 \text{ kg. m}$$

$$W = 784\ 098 \text{ kg. m}$$

Cas de charges:

- 1- $G + 1,2P$
- 2- $G + P + V$
- 3- $G + 1,5(P + V)$
- 4- $G + P + W$

La contrainte dans le sol est:

$$\sigma_s = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Cas	N (kg)	M (kg.m)	N/A kg/cm ²	M/W	σ_{max}	σ_{min}
G+1,2P	2.807.405	0	1,47	0	1,47	1,47
G+P+V	2.597.005	448 056	1,34	0,120	1,46	1,22
G+1,5(P+V)	3.123.005	672 084	1,635	0,180	1,815	1,455
G+P+W	2.597.005	784 098	1,34	0,210	1,550	1,130

7.8.- Vérification du renversement quand le réservoir est vide et sans Terre.

$$G' = 1545 005 - 265 665 = 1279 340 \text{ kg}$$

$$M_{G'} = 1279340 \times \frac{15,6}{8} = 2494 713 \text{ kg.m}$$

$$M_{G'} > 746 760 \text{ kg.m.}$$

7.9. - Vérification au cisaillement

à la base de la tour de fondation

La vérification au cisaillement se fera avec le cas de charge $P_b + 1,2 P_e$ où P_b est tel que

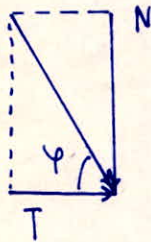
$$P_b = G - P_{tens} - P_{radier}$$

$$P_b = 1545005 - 265665 - 436087$$

$$P_b = 843253 \text{ kg}$$

$$P_b + 1,2 P_e = 2105653 \text{ kg}$$

Dans ce cas on déterminera l'effort de cisaillement par mètre linéaire de la façon suivante:



N: effort par m. linéaire:

$$N = \frac{2105653}{3,14 \times 12,4} = 54080 \text{ kg/ml}$$

T: effort de cisaillement:

$$T = \frac{N}{\text{tg} \varphi} = \frac{54080}{4,6083} = 11736 \text{ kg/ml}$$

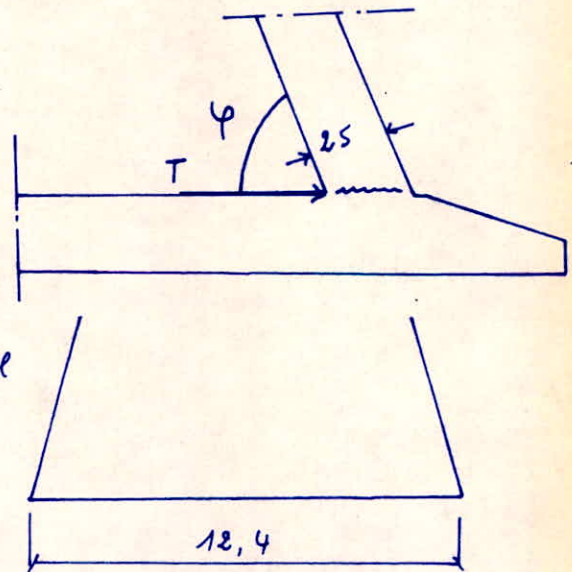
($\text{tg} \varphi$ voir calcul de la tour)

Surface soumise au cisaillement

$$A = 25 \times 100 = 2500 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

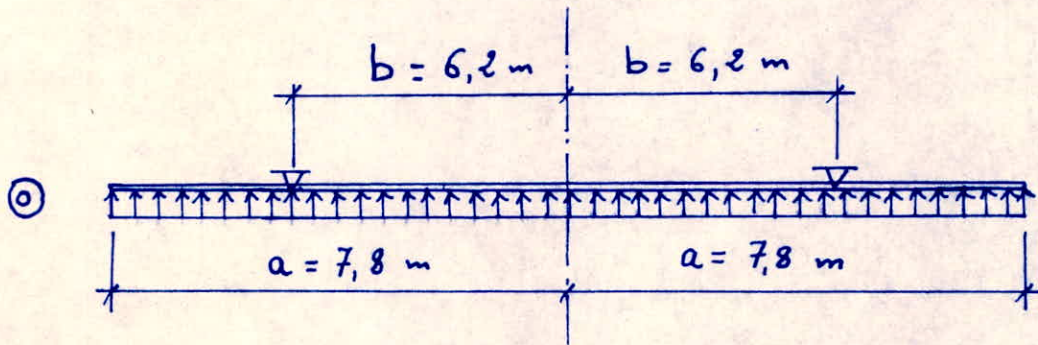
$$\bar{\sigma}_b = \frac{11736}{2500} = 4,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



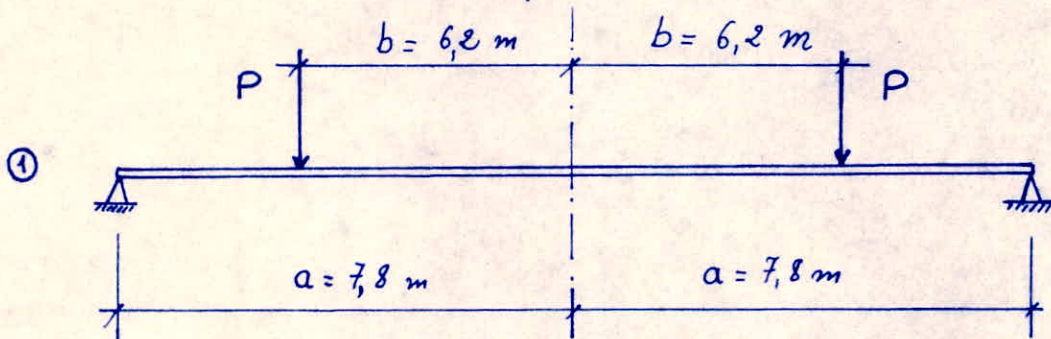
7.10.- Calcul du radier

Le radier sera calculé comme une plaque soumise à une charge de :

$$14,7 \text{ t/m}^2 \quad (\text{cas de charge } n=1)$$

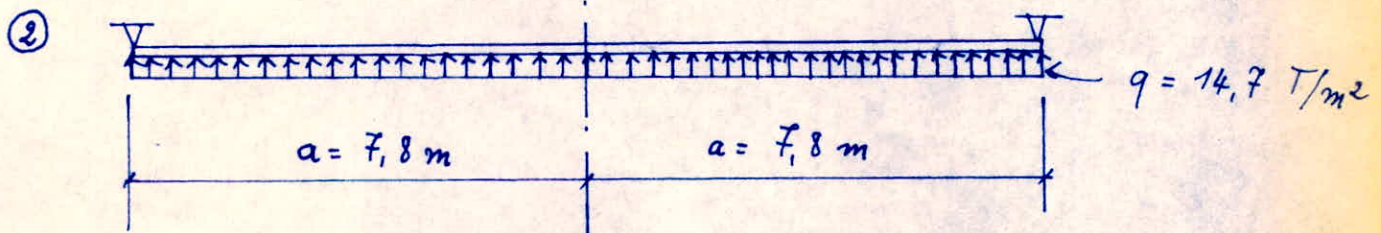


Ce cas sera décomposé en 2 autres :



P est la charge par mètre linéaire

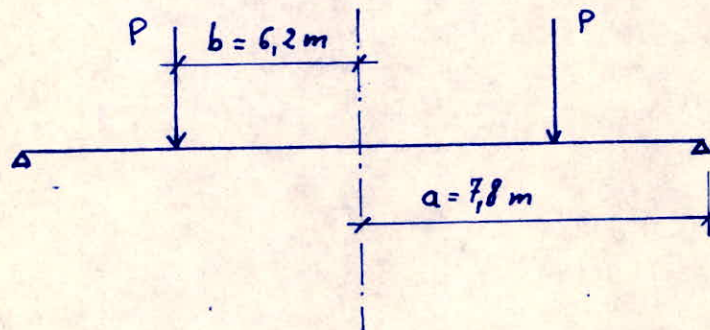
$$q\pi a^2 = 2\pi b \cdot P \Rightarrow P = \frac{qa^2}{2b}$$



$$\text{cas } \textcircled{1} = \text{cas } \textcircled{2} + \text{cas } \textcircled{3}$$

7.10.1.-Etude du cas ①

Nous sommes dans le cas d'une plaque circulaire supportant une charge linéaire circulaire concentrique.



Les expressions des moments flechissants

radiale par unité de longueur du cercle M_r et tangentiel par unité de longueur de diamètre M_φ sont, dans la zone de diamètre $2b$:

$$M_r = M_\varphi = \frac{P \cdot b}{4} \left[(1-\mu)(1-\rho^2) - 2(1+\mu) \ln \rho \right]$$

μ : coefficient de Poisson : $\mu = 0,16$

$$\rho = \frac{b}{a} = \frac{6,2}{7,8} = 0,794$$

$$P = \frac{q a^2}{2b} \Rightarrow M_r = M_\varphi = \frac{q a^2}{8} \left[(1-\mu)(1-\rho^2) - 2(1+\mu) \ln \rho \right]$$

$$\ln \rho = \ln(0,794) = -0,230$$

$$\rho^2 = 0,63 \Rightarrow 1-\rho^2 = 0,37 \quad ; \quad a^2 = 60,84$$

$$1+\mu = 1,16 \quad ; \quad 1-\mu = 0,84$$

$$M_r = M_\varphi = \frac{14,7 \times 60,84}{8} \left[0,84 \times 0,37 + 2 \times 1,16 \times 0,23 \right]$$

$$M_r = M_\varphi = 94,398 \text{ tm/m}$$

Dans la zone de rayon tel que :

$$b < r \leq a,$$

Ces expressions prennent la forme suivante :

$$M_r = \frac{Pa}{4} \beta \left[(1-\mu) \beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} - 1 \right) - 2(1+\mu) \ln \rho \right]$$

$$M_\varphi = \frac{Pa}{4} \beta \left\{ (1-\mu) \left[2 - \beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} + 1 \right) \right] - 2(1+\mu) \ln \rho \right\}$$

avec $\beta = \frac{b}{a} = 0,794$; $\rho = \frac{r}{a}$

Au bout de la plaque on a $r = \frac{a}{a} = 1$
d'où :

$$M_r = 0$$

$$M_\varphi = \frac{Pa}{4} \beta \left[2(1-\mu)(1-\beta^2) \right]$$

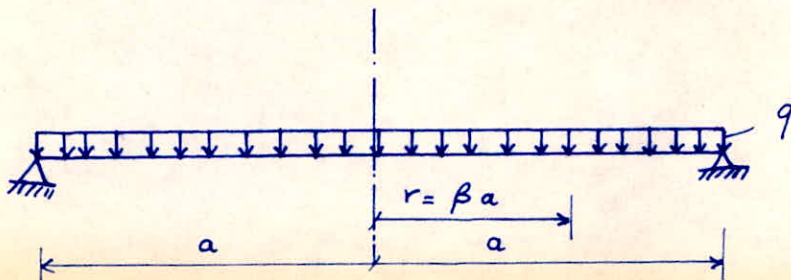
$$M_\varphi = \frac{qa^2}{4} (1-\mu)(1-\beta^2)$$

$$M_\varphi = \frac{14,7 \times 60,84}{4} (0,84 \times 0,37) =$$

$$M_\varphi = 69,49 \text{ Tm/m}$$

7.10.2. Etude du cas (2)

on est dans le cas d'une plaque circulaire uniformément chargée à bords simplement appuyés



Les moments de flexion dans le cas (2) sont:

$$M_r = \frac{qa^2}{16} (3+\mu)(1-\rho^2)$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} \left[(3+\mu) - (1+3\mu)\rho^2 \right]$$

Au bout de la plaque on a: $\rho = 1$

$$M_r = 0$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{16} \left[(3+\mu) - (1+3\mu) \right] = \frac{qa^2}{16} 2(1-\mu)$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2}{8} (1-\mu)$$

* $\rho = 0$:

$$M_r = \frac{qa^2}{16} (3+\mu) = \frac{14,7 \times 60,84}{16} \times 3,16$$

$$M_r = 176,633 \text{ tm/m}$$

$$M_\varphi = M_r = 176,633 \text{ tm/m}$$

* $\rho = 0,794$.

$$M_r = \frac{14,7 \times 60,84}{16} (3,16 \times 0,37)$$

$$M_r = 65,354 \text{ tm/m}$$

$$M_\varphi = \frac{14,7 \times 60,84}{16} \left[3,16 - (1,48 \times 0,63) \right]$$

$$M_\varphi = 124,515 \text{ tm/m}$$

* Au bout: $M_\varphi = \frac{14,7 \times 60,84}{8} \times 0,84 = 93,906 \text{ tm/m}$

Pour les 2 cas on a donc les valeurs suivantes

Cas	M \ P	0	0,794	1
		①	$M_r \text{ t/m}$	94,398
	$M_y \text{ t/m}$	94,398	94,398	69,49
②	$M_r \text{ t/m}$	176,633	65,354	0
	$M_y \text{ t/m}$	176,633	124,515	93,906

Pour le cas ③ on fait la somme algébrique de ① et ② à savoir :

$$M_{③} - M_{②} = M_{①}$$

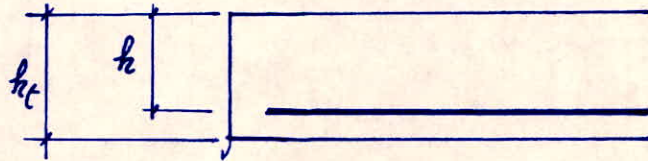
Cas	M \ P	0	0,794	1
		③	$M_r \text{ t/m}$	-82,235
$M_y \text{ t/m}$	-82,235		-30,117	-24,416

7.11. - Calcul des armatures

7.11.1. - Armatures radiales

$$h_t = 100 \text{ cm}$$

$$h = 96 \text{ cm}$$



Les abaques nous donnent en fonction de μ les valeurs de ε qui permettent de calculer le bras de levier $z = \varepsilon h$.

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15. \text{ coefficient d'équivalence} \\ b = 100 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 (\phi \leq 20) \\ 2665 \text{ kg/cm}^2 (\phi > 20) \end{cases} \end{array} \right.$$

ρ	0	0,794
M tm/m	-82,235	+29,044
μ	0,0502	0,0169
ε	0,906	0,9425
$z = \varepsilon \cdot h$ cm	86,976	90,48
$A = \frac{M}{\varepsilon \cdot \bar{\sigma}_a} \text{ cm}^2$	35,478	11,464
nombre de barres	8T25	6T16
A ef. cm ²	39,26	12,06

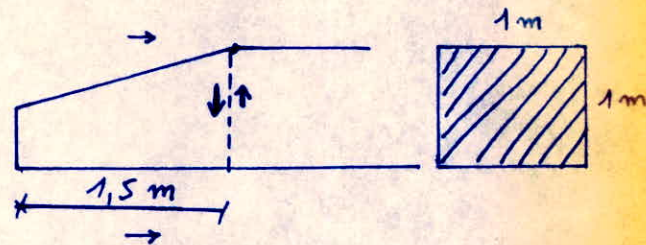
7.11.2 → Armatures circulaires

ρ	0	0,794
M_p tm/m	-82,235	-30,117
μ	0,0502	0,0175
ε	0,906	0,9417
$z = \varepsilon h$ cm	86,976	90,4032
$A = M / (3 \cdot \bar{\sigma}_a \text{ cm}^2)$	35,478	11,897
nbre de barres	8 T 25	6 T 16
A_{ef} cm ²	39,26	12,06

Verification de la contrainte de cisaillement au niveau de la base de la tour de fondation

$$T = 14,7 \times 1,5 = 22,05 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{22050}{100 \times 96}$$



$$\tau_b = 2,3 \text{ kg/cm}^2 \ll 3,5 \times 7,65 = 26,77 \text{ kg/cm}^2$$

Verification de la contrainte du béton au milieu du radier : $\mu = 0,0502 \Rightarrow K = 38,2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2665}{38,2} = 69,76 \text{ kg/cm}^2$$

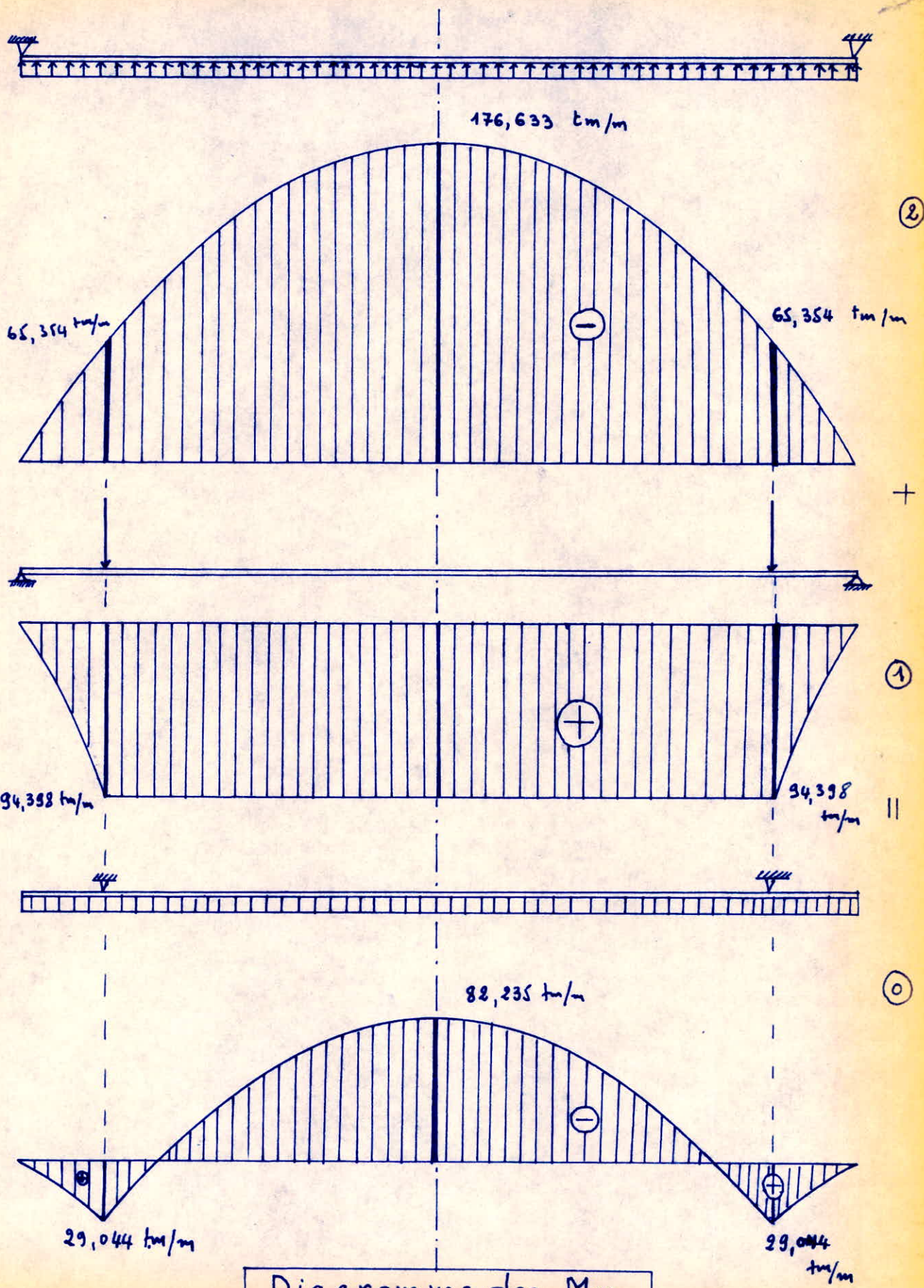


Diagramme des Mr

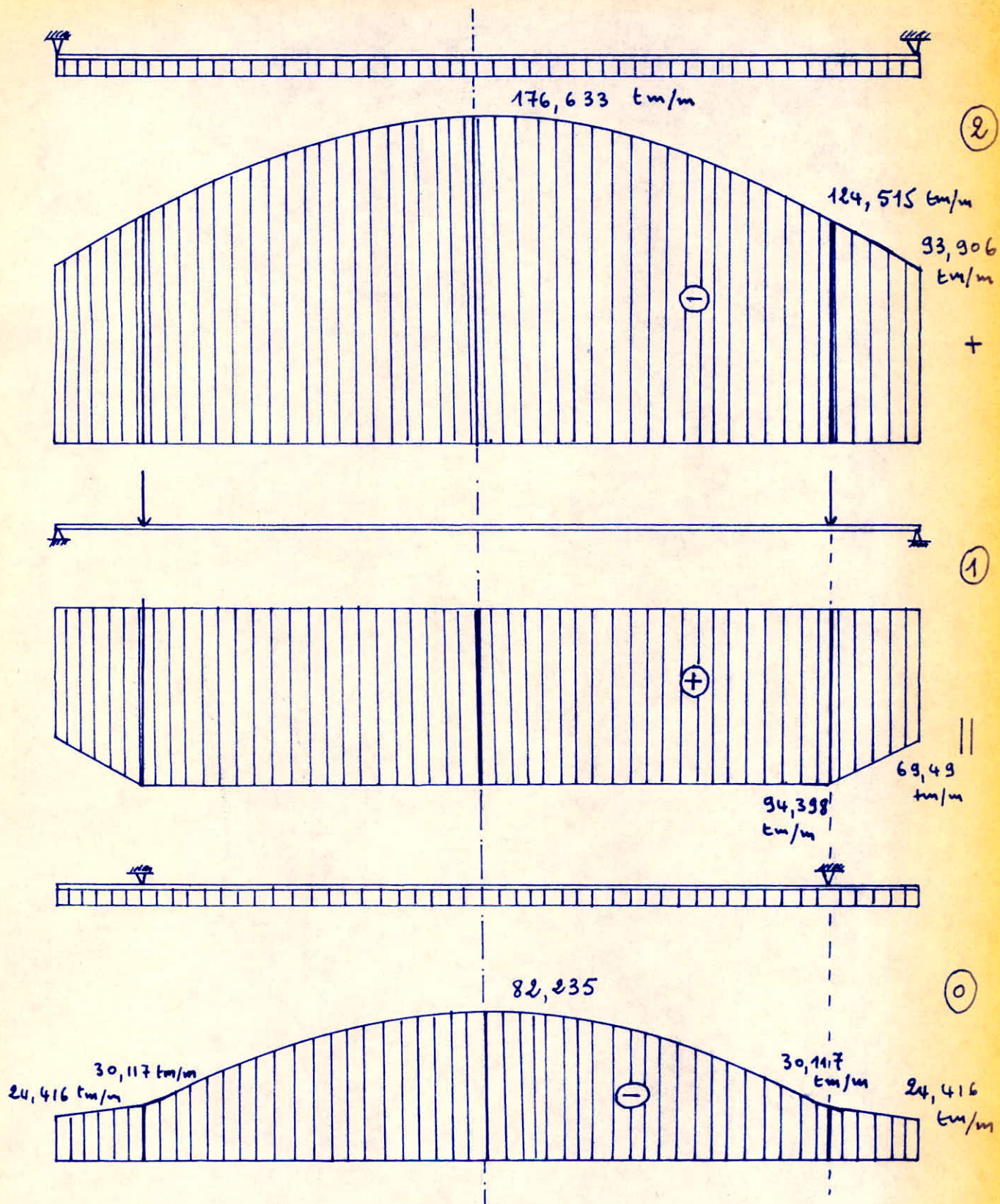


Diagramme des M_p

8.- PARTIE THEORIQUE

(Methodes de calcul).

8.1.- Calcul de la coupole supérieure

La coupole a la forme d'une coque sphérique. Son calcul a été fait par application de la théorie de la membrane fondée sur l'omission des efforts dus à la flexion. On ne considère donc que les efforts tangents à la surface moyenne de la coque.

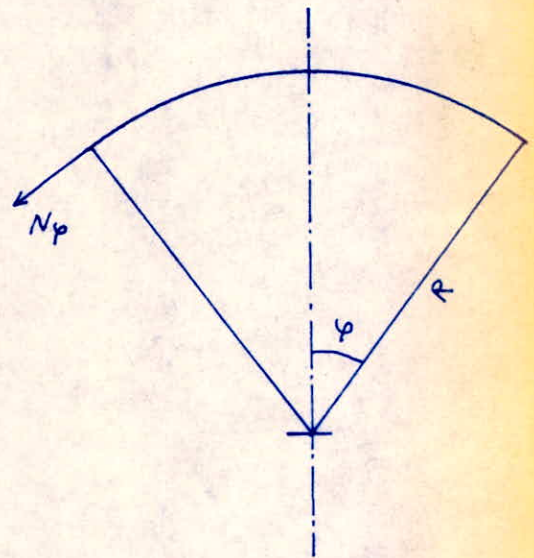
N_φ est l'effort suivant les méridiens

N_θ est l'effort suivant les parallèles

• Charge uniformément répartie p par unité de surface :

$$N_{\varphi 1} = - \frac{Rp}{1 + \cos \varphi}$$

$$N_{\theta 1} = Rp \left(\frac{1}{1 + \cos \varphi} - \cos \varphi \right)$$



On voit que les forces N_φ sont toujours négatives. On a une compression le long des méridiens qui augmente avec φ .

Les forces N_θ sont négatives (compression) pour φ compris entre 0° et 52° et deviennent une traction au delà de cette valeur.

• Charge uniformément répartie par unité de surface horizontale (neige): q poids de neige " " " "

$$N_{\varphi 2} = - \frac{qR}{2} ; N_\varphi \text{ est constant tout le long du méridien.}$$

$$N_{\theta_2} = -\frac{qR}{2} \cos 2\varphi$$

Au total on a : $N_{\varphi} = N_{\varphi_1} + N_{\varphi_2}$

$$N_{\theta} = N_{\theta_2} + N_{\theta_1}$$

Les contraintes calculées par les efforts précédents représentent avec une grande exactitude les contraintes réelles de la coque si les appuis sont tels que les réactions soient tangentes aux méridiens. Dans le cas présent il n'en est pas ainsi en ce sens que les supports de la coupole (parois de la cuve) sont disposés de telle façon qu'ils donnent une réaction qui ne s'oppose pas à N_{φ} . Aussi pour reprendre N_{φ} on le décompose suivant une composante dans la paroi (compression de la paroi) et une composante horizontale Q . Pour reprendre cette composante on mettra une ceinture qui travaillera en traction.

Comme l'allongement circonférentiel que subit cet anneau est généralement différent de la déformation le long du parallèle de la coque, il se produit une flexion de la coque au voisinage des appuis. Pour une coque mince ce phénomène a un caractère très localisé mais on mettra un renforcement d'armatures (2 nappes) à cet endroit.

8.2. Calcul de la cuve.

On décomposera la cuve en petits éléments verticaux de hauteur Δy qu'on assimilera à des troncs de cône

Nous pouvons alors résoudre le problème en calculant de proche en proche depuis le sommet. Chaque tronc de cône est soumis à son poids propre et à la poussée de l'eau.

Ce procédé dit « méthode par récurrence » permettra la détermination des efforts avec une exactitude satisfaisante.

8.2.1. - Poids propre.

Considérons l'élément vertical.
 Δy auquel correspond un élément tronconique ΔS faisant avec l'horizontale un angle φ_n tel que

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\Delta y}{x_{n+1} - x_n} \quad ; \text{ de même on a:}$$

$\Delta S = \frac{\Delta y}{\sin \varphi_n}$. sur un élément ΔS de largeur unité et d'épaisseur e , on aura, si \bar{w} est la masse

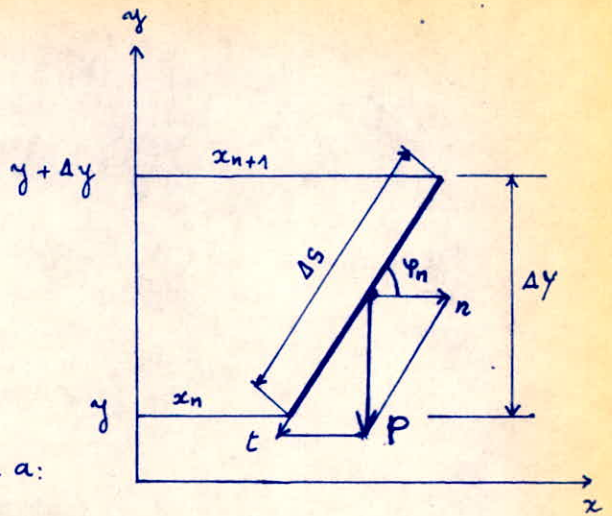
Volumique du béton :

$$P = \bar{w} \cdot \Delta S \cdot e \cdot 1 = 2500 \cdot \Delta S \cdot e$$

P : poids propre de l'élément considéré

Cette force peut être décomposée en une force horizontale n et une force t dirigée suivant la génératrice, nous aurons:

$n = \frac{P}{\operatorname{tg} \varphi_n}$	$t = \frac{P}{\sin \varphi}$
---	------------------------------



8.2.2. - Poussée de l'eau

On considère le même élément que précédemment.

Soit p' la pression due à l'eau au centre de l'élément; elle sera égale à

$$p' = 1,2 \gamma \left[H - \left(y + \frac{\Delta y}{e} \right) \right]$$

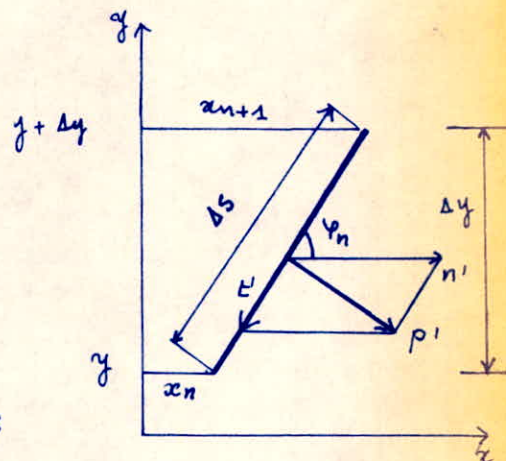
γ : poids volumique de l'eau $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$

H : ordonnée de la surface libre de l'eau. $H = 20 \text{ m}$

Ce qui nous donnera sur ΔS un effort

$$P' = \Delta S \cdot 1 \times p' = 1200 \Delta S \left[20 - \frac{y + \Delta y}{e} \right]$$

Cet effort sera décomposé en un effort horizontal n' et un effort t



dirigé suivant la génératrice tels que

$n' = \frac{P'}{\sin \varphi_n}$	$t' = \frac{P'}{\operatorname{tg} \varphi_n}$
----------------------------------	---

8.3. - Relations de récurrence permettant de déterminer les efforts

Ces formules seront valables aussi bien pour le poids propre que pour les surcharges. On fera la démonstration pour le poids propre.

Considérons 3 troncs de cône successifs d'indice $(n+1), (n), (n-1)$.

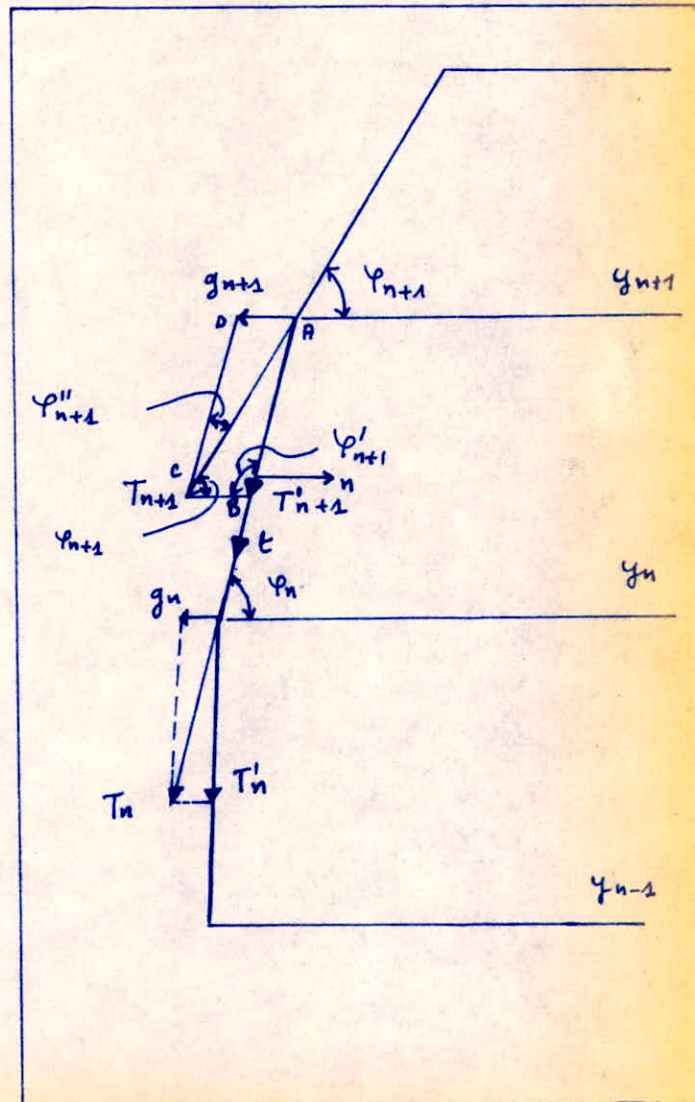
Si T_{n+1} est l'effort transmis par le tronc de cône d'indice $(n+1)$ (voir ci-contre), cet effort se décomposera en un effort horizontal g_{n+1} et un effort T'_{n+1} suivant la génératrice du tronc de cône d'indice (n)

Dans un triangle quelconque ABC nous avons donc:

$$\frac{T'_{n+1}}{\sin \varphi_{n+1}} = \frac{T_{n+1}}{\sin \varphi'_{n+1}} \quad \text{or}$$

$$\varphi'_{n+1} = \pi - \varphi_n \Rightarrow \sin \varphi'_{n+1} = \sin \varphi_n$$

$T'_{n+1} = \frac{T_{n+1} \cdot \sin \varphi_{n+1}}{\sin \varphi_n}$
--



Dans le triangle ADC :

$$\frac{g_{n+1}}{\sin \varphi''_{n+1}} = \frac{T_{n+1}}{\sin \varphi'_{n+1}}$$

$$\begin{cases} \varphi''_{n+1} = \pi - (\varphi'_{n+1} + \varphi_{n+1}) = \pi - \varphi'_{n+1} - \varphi_{n+1} = \varphi_n - \varphi_{n+1} & \text{d'où :} \\ \sin \varphi''_{n+1} = \sin \varphi \end{cases}$$

$$g_{n+1} = \frac{T_{n+1} \cdot \sin(\varphi_n - \varphi_{n+1})}{\sin \varphi_n}$$

A l'effort T'_{n+1} agissant sur le tronc de cône d'indice (n) , s'ajoute l'effort t_n dû au poids propre de cet élément. L'effort total est alors :

$$T_n = T'_{n+1} + t_n$$

Cet effort T_n sera transmis au tronc de cône d'indice $(n-1)$. L'effort horizontal agissant sur le tronc de cône (n) sera

$$N_n = n_n - \frac{g_{n+1} + g_n}{2k}$$

$$t_n = K t \quad \text{avec} \quad k = 2\pi(x) \left(y_n + \frac{\Delta y_n}{2} \right)$$

k : périmètre moyen du tronc de cône (à la cote $y_n + \frac{\Delta y_n}{2}$)

Relations de récurrence pour les surcharges.

$$T'_{n+1} = \frac{T_{n+1} \cdot \sin \varphi_{n+1}}{\sin \varphi_n}$$

$$g_{n+1}' = \frac{T_{n+1}' \sin(\varphi_n - \varphi_{n+1})}{\sin \varphi_n}$$

$$T_n' = T_{n+1}' + t_n'$$

$$N_n' = n_n' - \frac{g_{n+1}' + g_n'}{2k}$$

8.4. - Effort de compression dans le béton

Dans chaque tronç de cône on a un effort de compression. Pour l'élément tronconique d'indice n , cet effort est égal à :

$$C_n = T_n + T_n'$$

Pour l'élément recevant directement les charges transmises par la coupole de couverture, la ceinture supérieure et l'aovrière, nous avons un effort de compression :

$$C_0 = T_G + T_S + t_0 + t_0'$$

8.5. - Effort de traction dans les cerces

$$F = (n_n + n_n') \cdot X_{(y_n + 4y_n/2)}$$

8.6. - Armatures et contraintes

* Contrainte de compression du béton

$$\sigma_b' = \frac{C_n}{\pi X_{y_n + 4y_n/2}^2} = \frac{C_n}{S}$$

S: section transversale à la cote $(y_n + 4y_n/2)$

- $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ on calculera les armatures en compression
- $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ on mettra des armatures de répartition uniquement.

* Armatures de traction (Cercs).

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \text{ d'ou une section adoptive } A_1$$

* Contrainte de service :

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

* Contrainte de traction dans le béton.

$$\sigma'_b = \frac{F}{B + nA_1} \cdot \begin{cases} B \text{ section de béton} \\ n = 15 \end{cases}$$

8.7. - Calcul de la coupole de fond

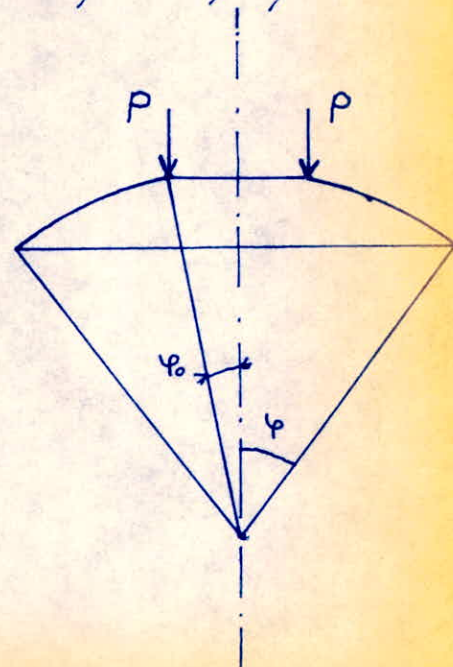
Cette coupole est soumise à son poids propre, au poids de la cheminée et au poids de l'eau

* Efforts dus à la cheminée et au poids propre.

P: poids de la cheminée par mètre de circonférence.

$$N_{\varphi_2} = -R_p \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$

$$N_{\theta_1} = R_p \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right) + P \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$



* Efforts dus à l'eau

$$N_{\varphi_2} = -1200 R^2 \left[\frac{h}{2R} \left(1 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) - \frac{1}{3} \frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^2 \varphi} \right]$$

$$N_{\theta_2} = -1200 R \left[\frac{h}{2} \left(1 + \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) + \frac{R}{3} \left(\frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^2 \varphi} - 3 \cos \varphi \right) \right]$$

Effort total

$$N_{\varphi_t} = N_{\varphi_1} + N_{\varphi_2}$$

$$N_{\theta_t} = N_{\theta_1} + N_{\theta_2}$$

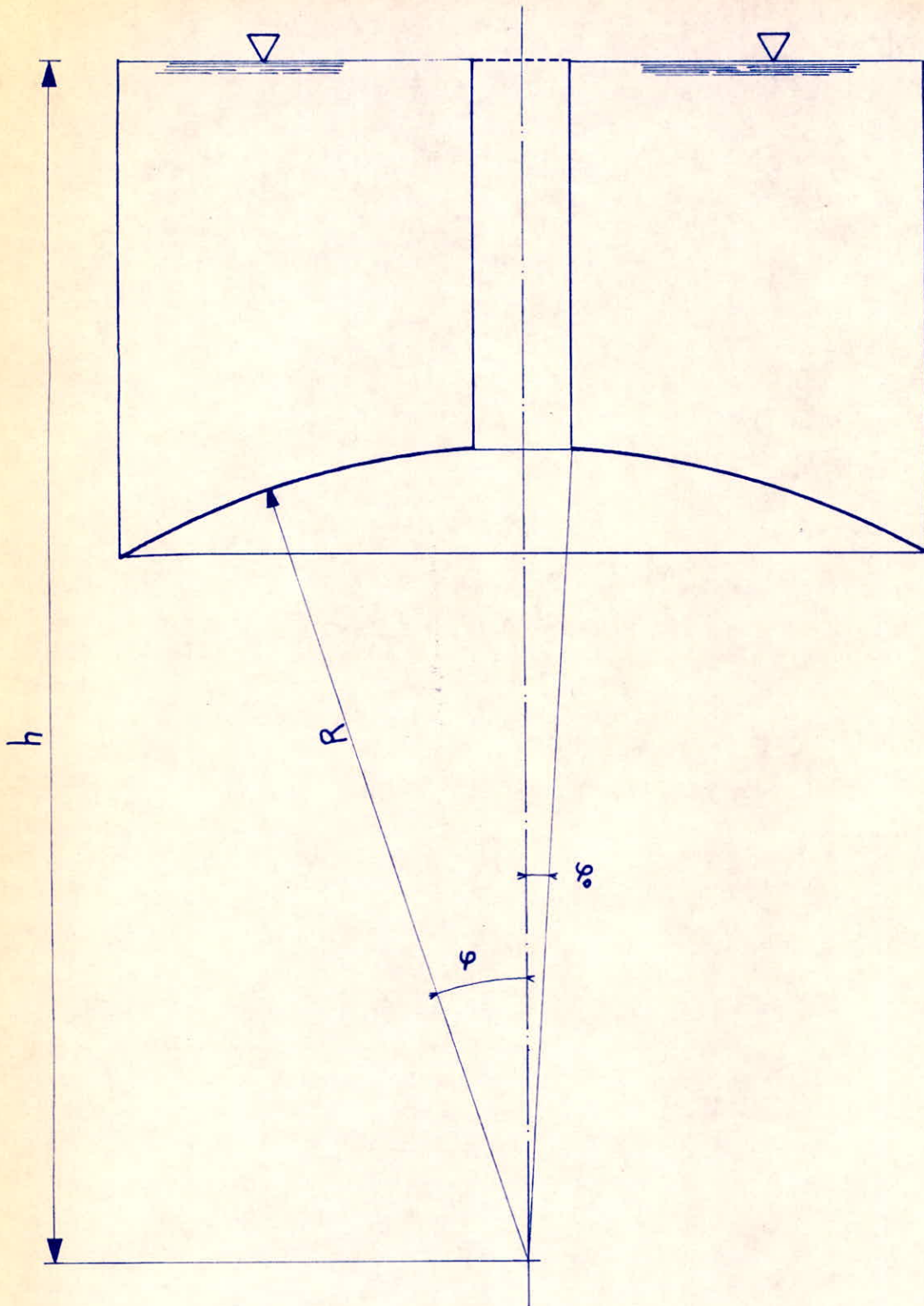
Poids propre des coupôles

* coupôle supérieure (considérée sans ouverture)

$$P = 2\pi R^2 \rho (1 - \cos \varphi)$$

* coupôle inférieure (sans le poids de la cheminée)

$$P = 2\pi R^2 \rho (\cos \varphi_0 - \cos \varphi)$$



Efforts dans la coupole de fond
dûs à l'eau.

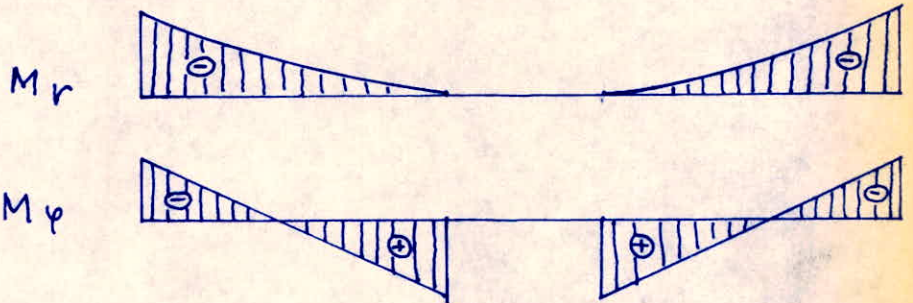
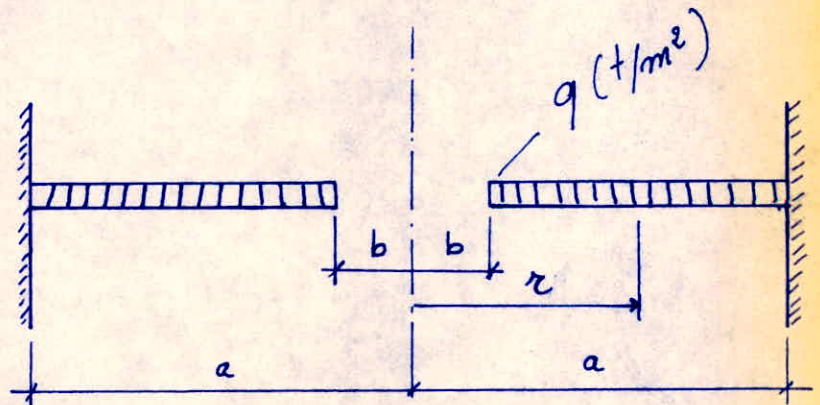
8.8. Calcul des plaques en forme
de couronnes circulaires

$$\beta = \frac{b}{a}$$

$$\rho = \frac{r}{a}$$

$$\mu = 0,6$$

Coefficient de Poisson.



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

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

$$k = \frac{(1-\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2 \ln \beta)}{(1-\mu) + (1+\mu)\beta^2} \cdot \beta^2$$

M_r : moment fléchissant radial par unité de longueur du cercle

M_φ : moment fléchissant tangentiel par unité de longueur du diamètre.

8.9 Calcul des Fondations

Seisme :

Le calcul au seisme donne des efforts trop grands, une traction assez grande dans le radier du fait que la résultante des forces se trouve à l'extérieur du noyau central. Si l'on veut remédier à cela, on aboutit à des dimensions du radier inacceptables quand on sait déjà que la solution du radier elle-même ne se défend pas économiquement.

D'ailleurs, l'expérience montre que " les conditions de seismes imposées par le règlement ne peuvent jamais, sauf pour un très petit réservoir à très faible hauteur, dans une zone à faible sismicité, être satisfaites.

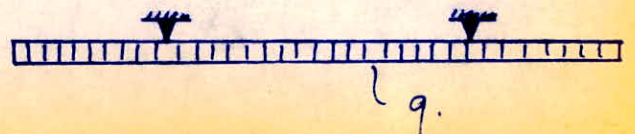
Les châteaux d'eau ne peuvent être construits pour résister aux seismes". A. Guerrin.

Traité de Béton Armé p.13.

Ainsi après l'adoption de la solution de radier qui se justifie par l'importance des charges et partant, de souci de ne pas dépasser la contrainte admissible du sol (avoir une marge sécuritaire suffisante), le calcul se fera en considérant les sollicitations du premier genre qui sont alors prépondérantes.

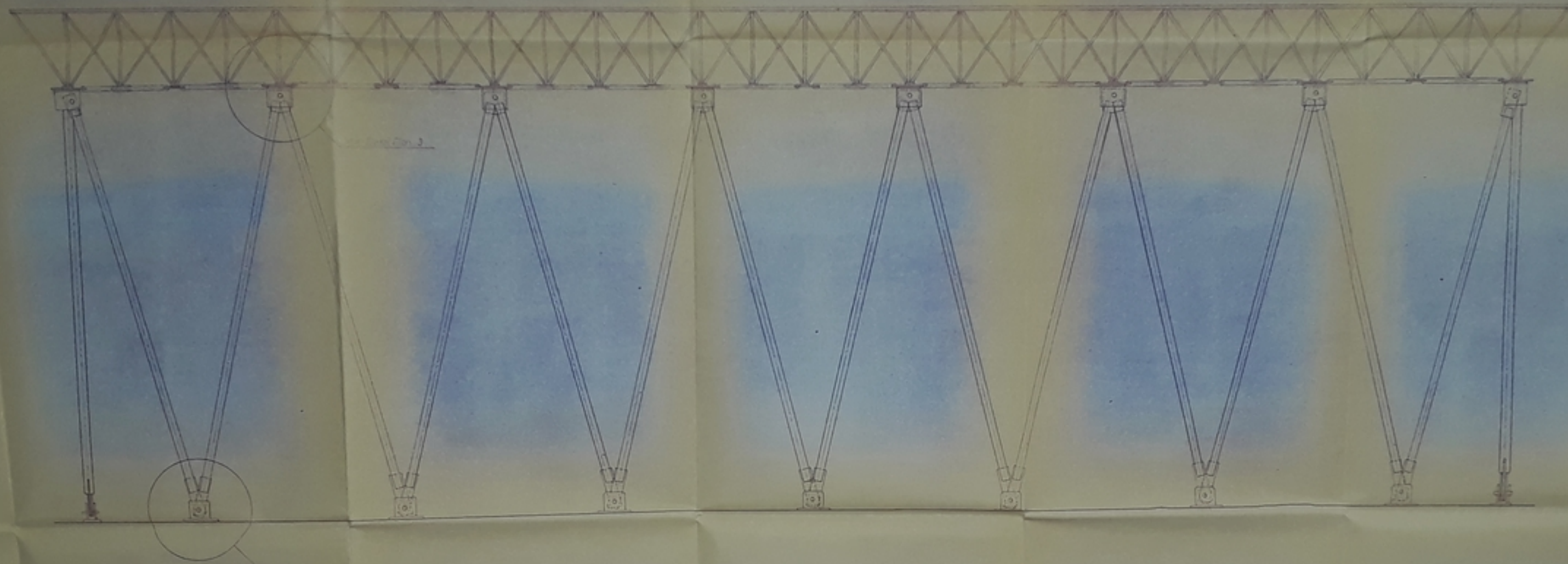
Le calcul du radier sera conduit comme celui d'une plaque circulaire chargée de la façon suivante:

on admet la répartition uniforme de contraintes.



BIBLIOGRAPHIE

- Les réservoirs d'eau P. Fouquet
A. Bouchy
- Règles techniques de conception et de calcul
des ouvrages en Béton Armé (CCBA 68).
- Traité de Béton Arme. tome 6. A. Guerrin
- Règles définissant les effets de la neige et
du vent sur les constructions et annexes
(NV65 révisées en 67 et annexes)
- Théorie des plaques et coques.
S. TIMOSHENKO
S. WOJNOSKY-KRIEGER
- Règles parasismiques 1969.
- Le calcul et la Vérification des ouvrages en
Béton Armé. P. CHARON
- Cahier des charges applicables à la construction
des réservoirs et cuves en Béton Armé.
- Revue TRAVAUX. Juin-Juillet 1974 N° 471-472
- Eléments de statique des coques. R. PFLÜGER
- Calcul des dalles et des parois. R. BAREŠ.
- Calcul des cuves des châteaux d'eau.
R. GAUTHRON.



PROJET 75
-1-

SETIO 30

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

FACADE

DU

HALL

PROJET: Méthode en structure
indépendante métallique

Echelle 1/50

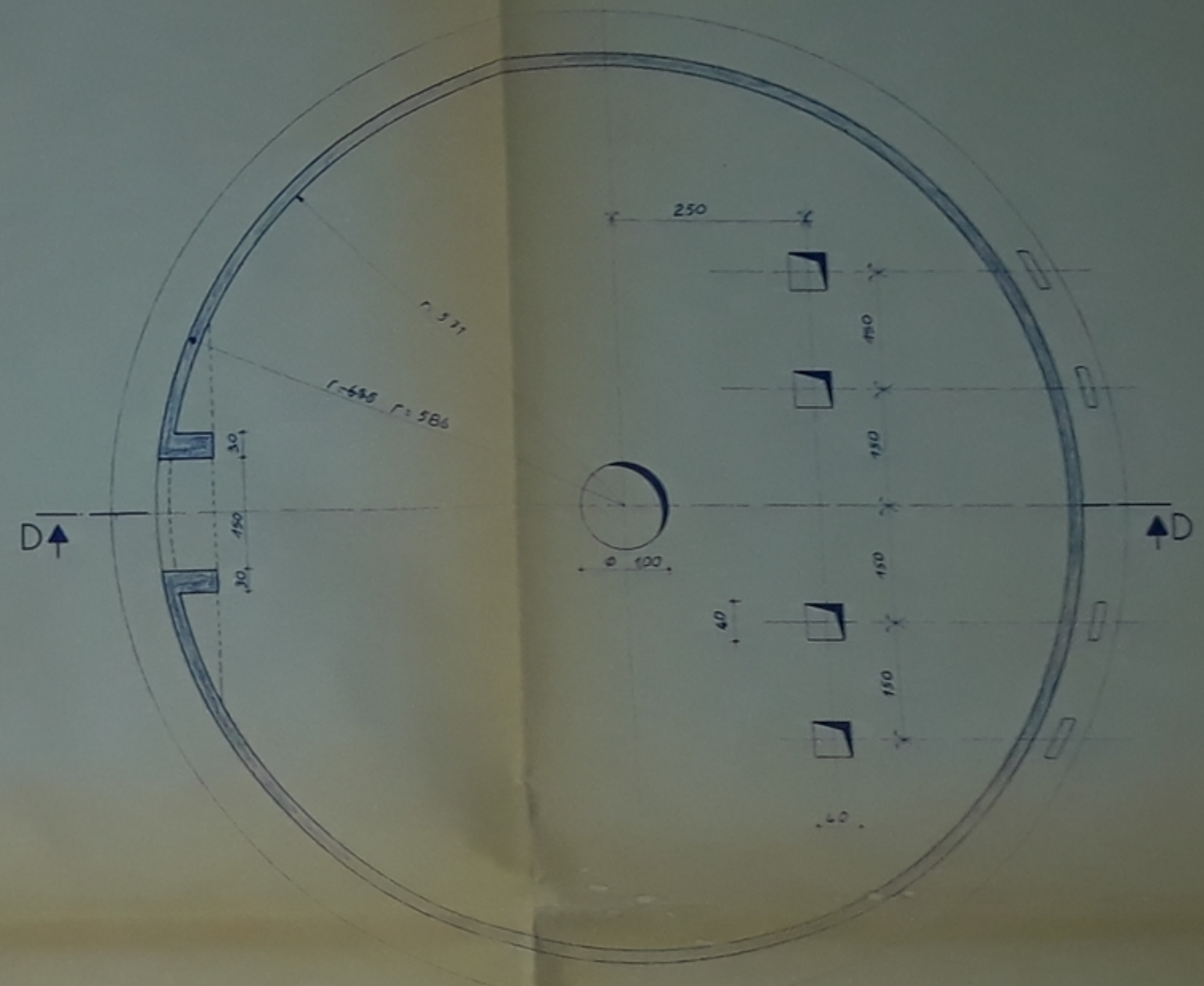
PLAN N°1

Aut. Hany

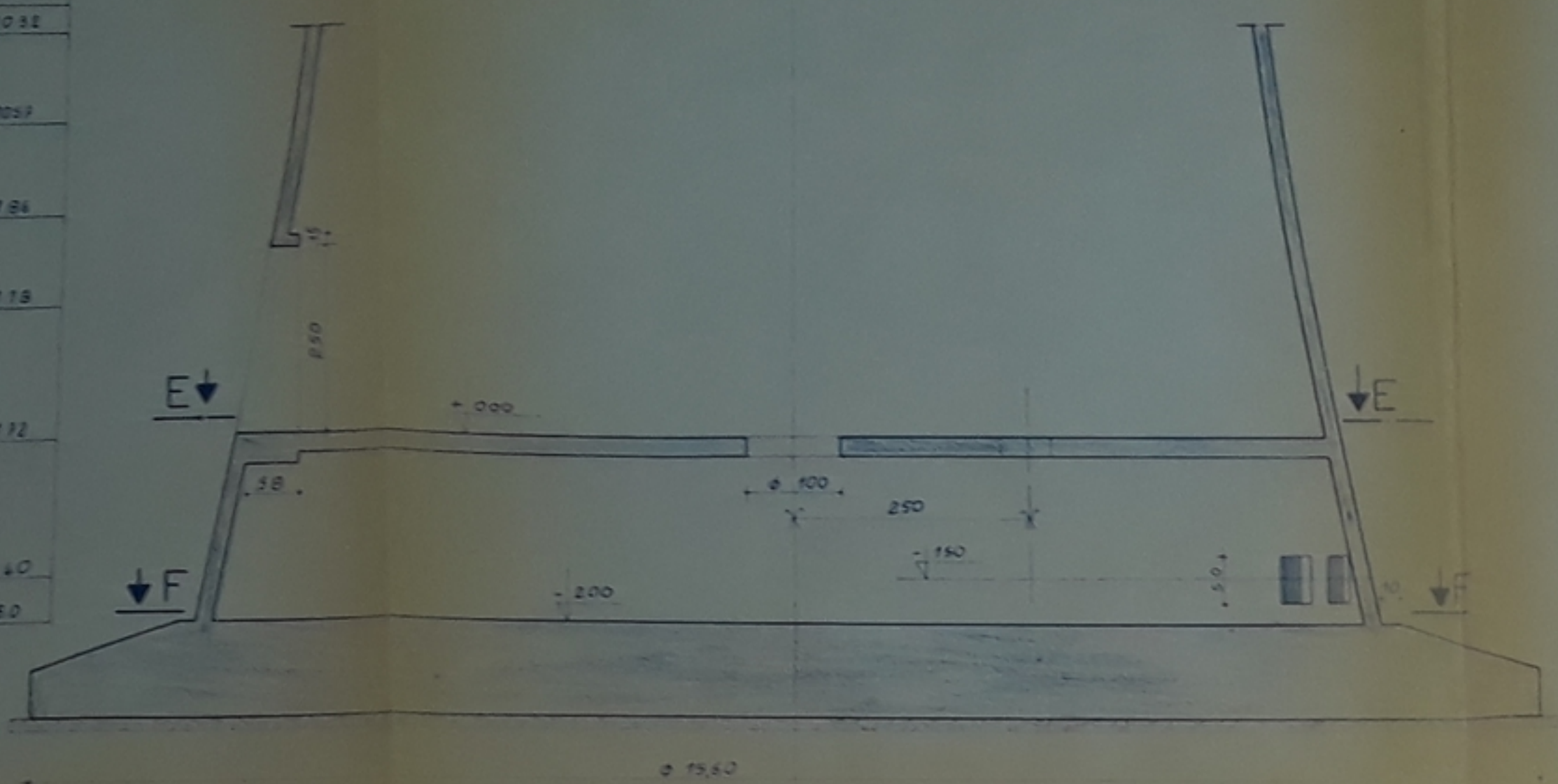
Date 1975

PB 02975

COUPE EE



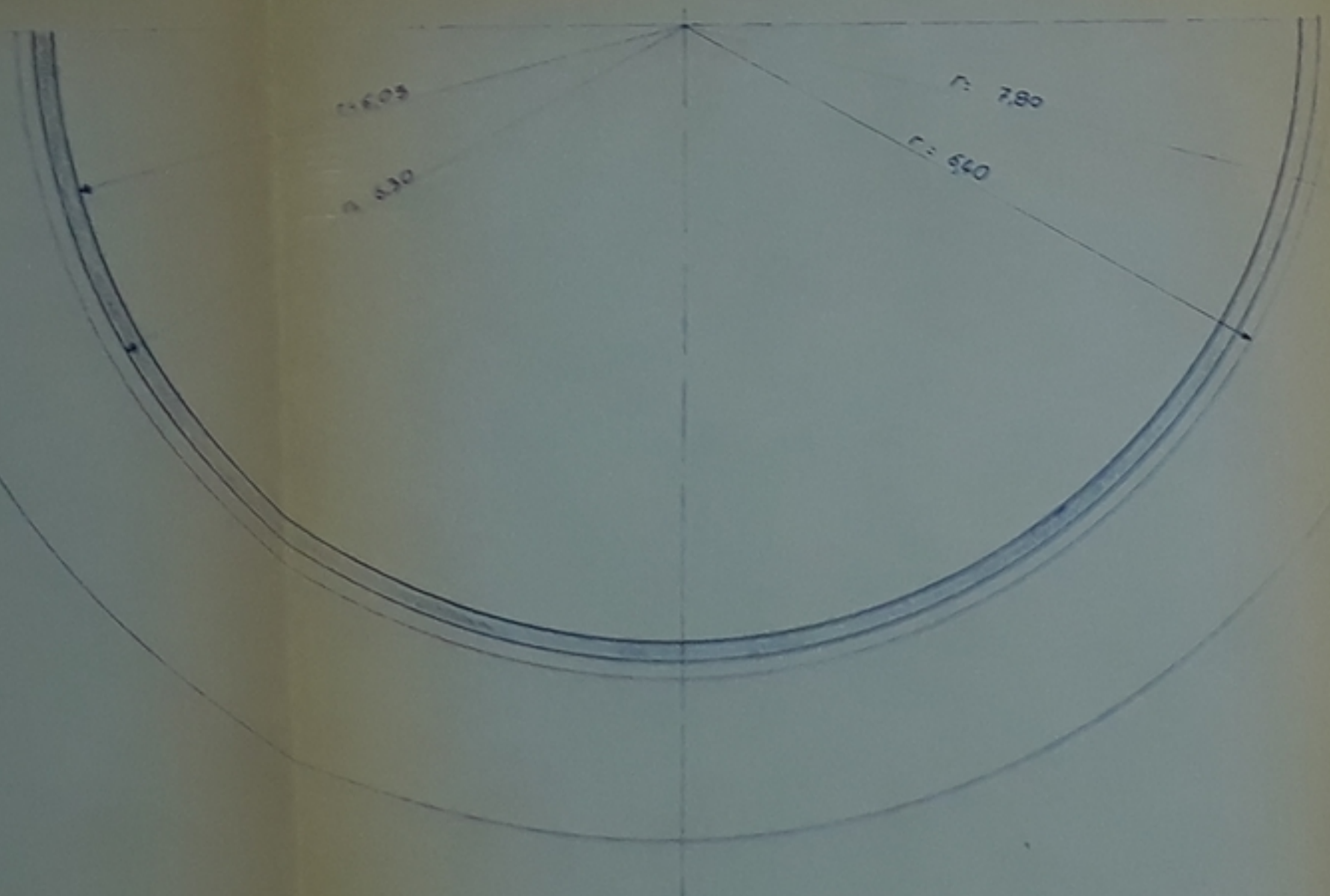
COUPE DD



BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

NIVEAU	DIAMETRE	
	INTER	EXTER
+ 450	10 02	10 82
+ 350	10 27	10 99
+ 250	10 56	10 86
+ 150	10 88	11 18
+ 000	11 42	11 72
- 150	12 00	12 40
- 200	12 10	12 60

COUPE FF



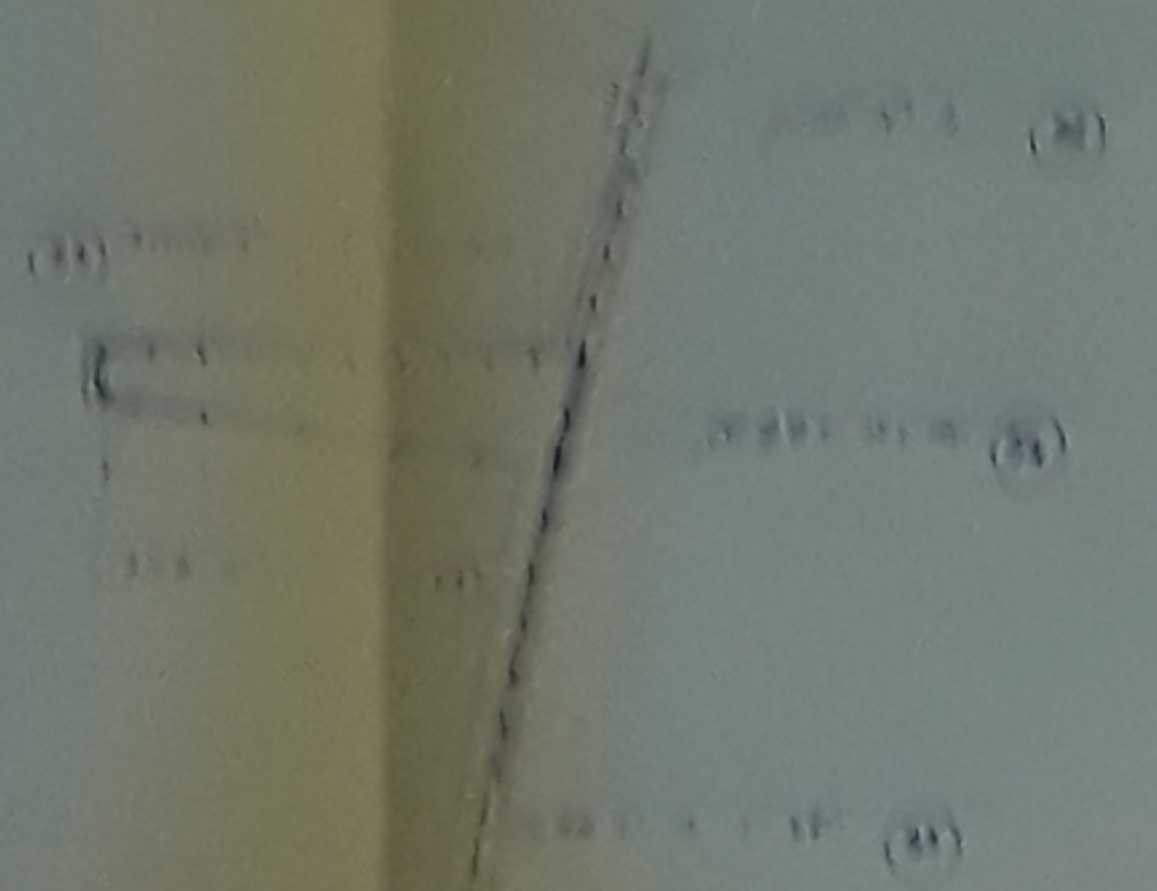
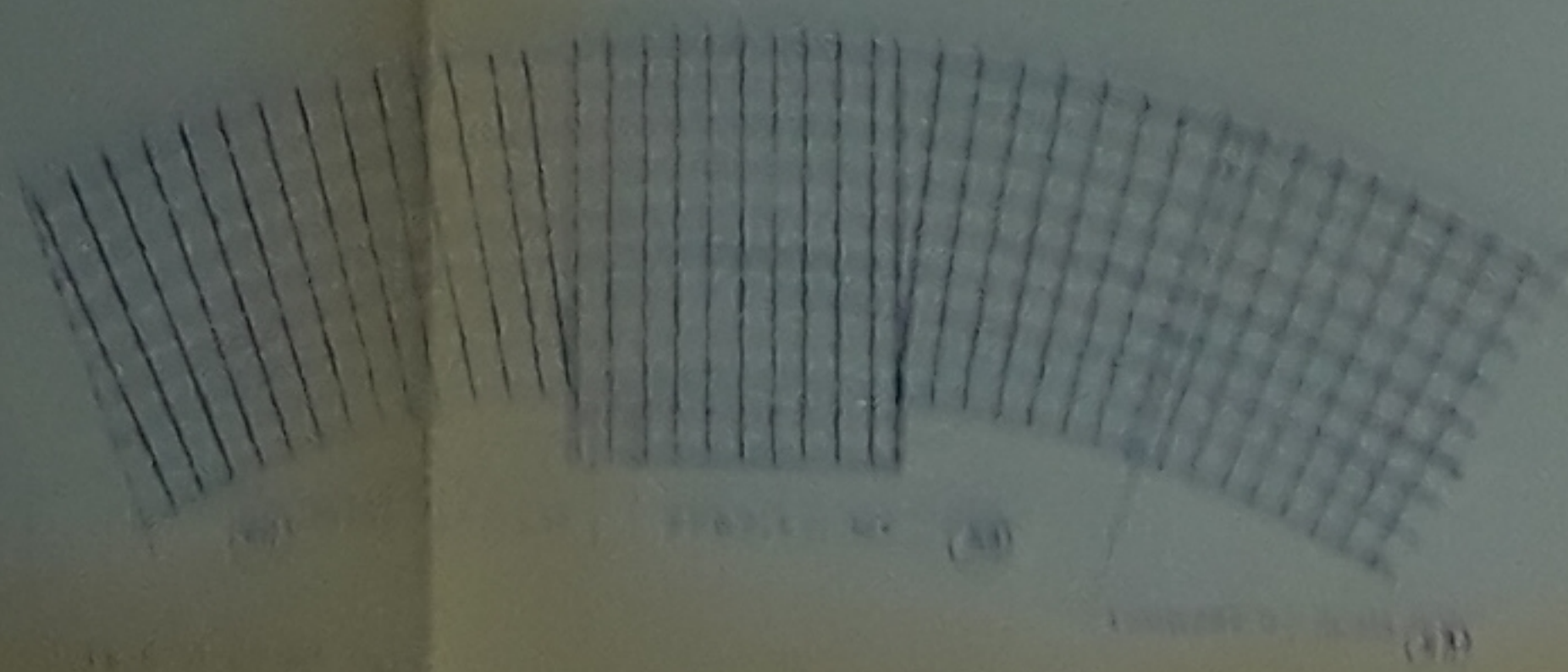
مكتبة
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger
BIBLIOTHEQUE

BIBLIOTHEQUE

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENE CIVIL
 THESE DE FIN D'ETUDES
 CHATEAU D'EAU
 HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION
 1000m³
 PLAN DE COFFRAGE
 DES FONDATIONS

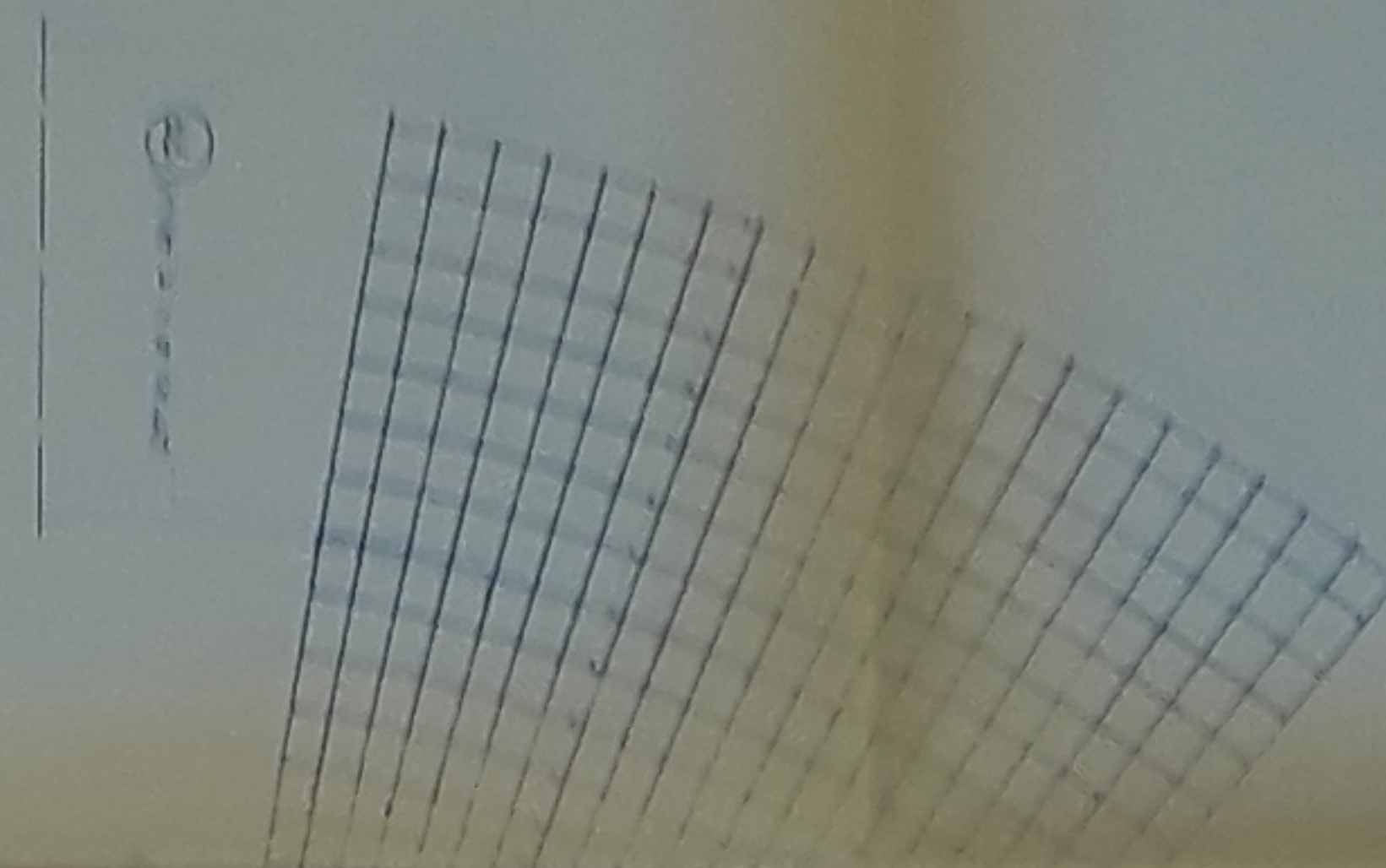
DESINE PAR J.P. DESAILLEUX
 DATE 22-5-75
 FONCLE 1/50
 PLAN N° 3

FERRAILLAGE DU PALIER NIVEAU 000

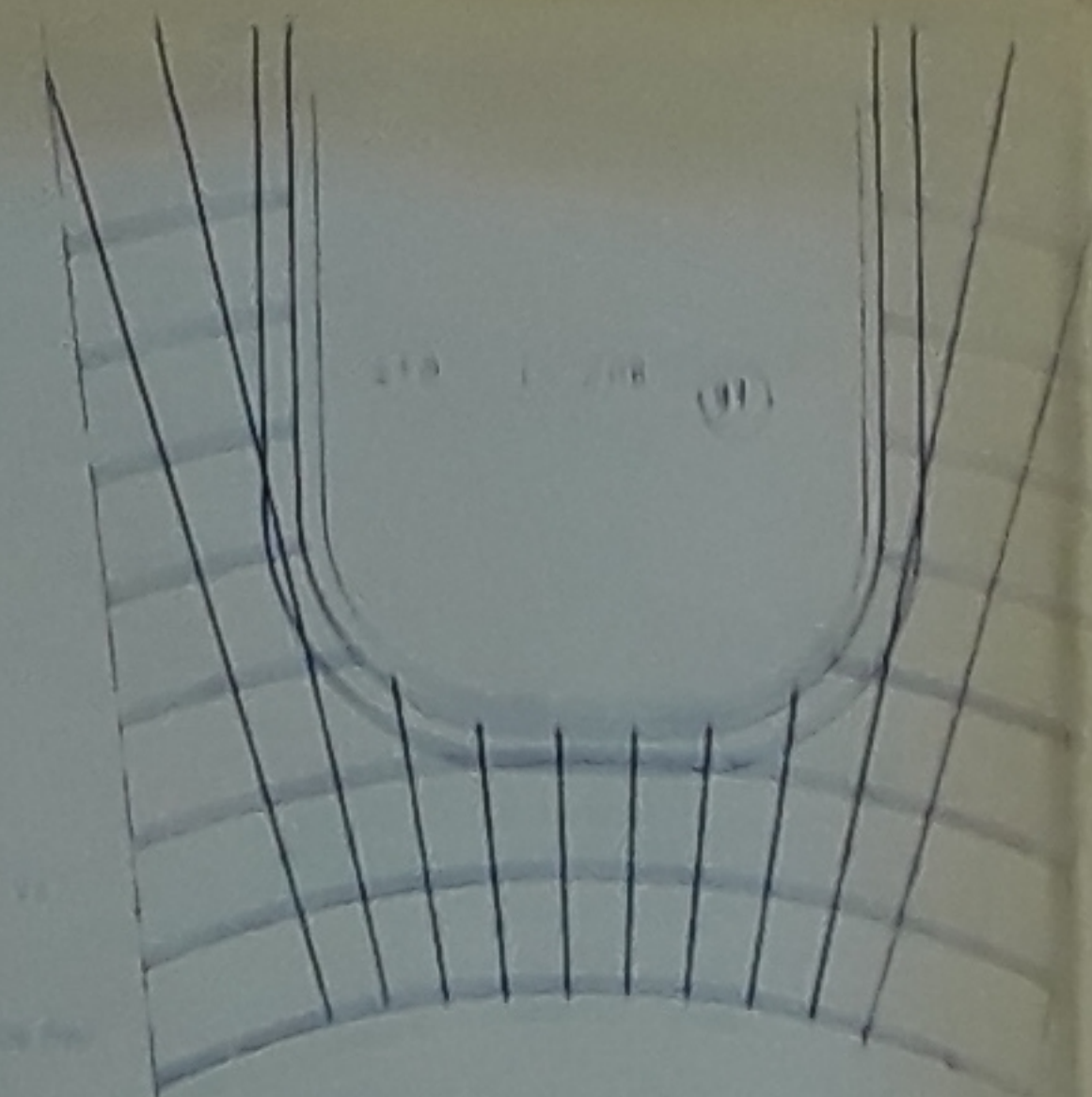
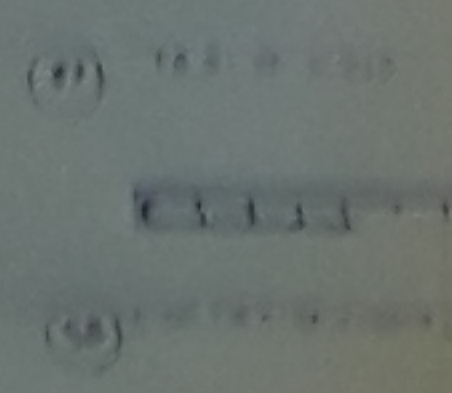


DETAIL DE FERRAILLAGE
 DU TRONC D'ACCES DE L'ETRIER NIVEAU

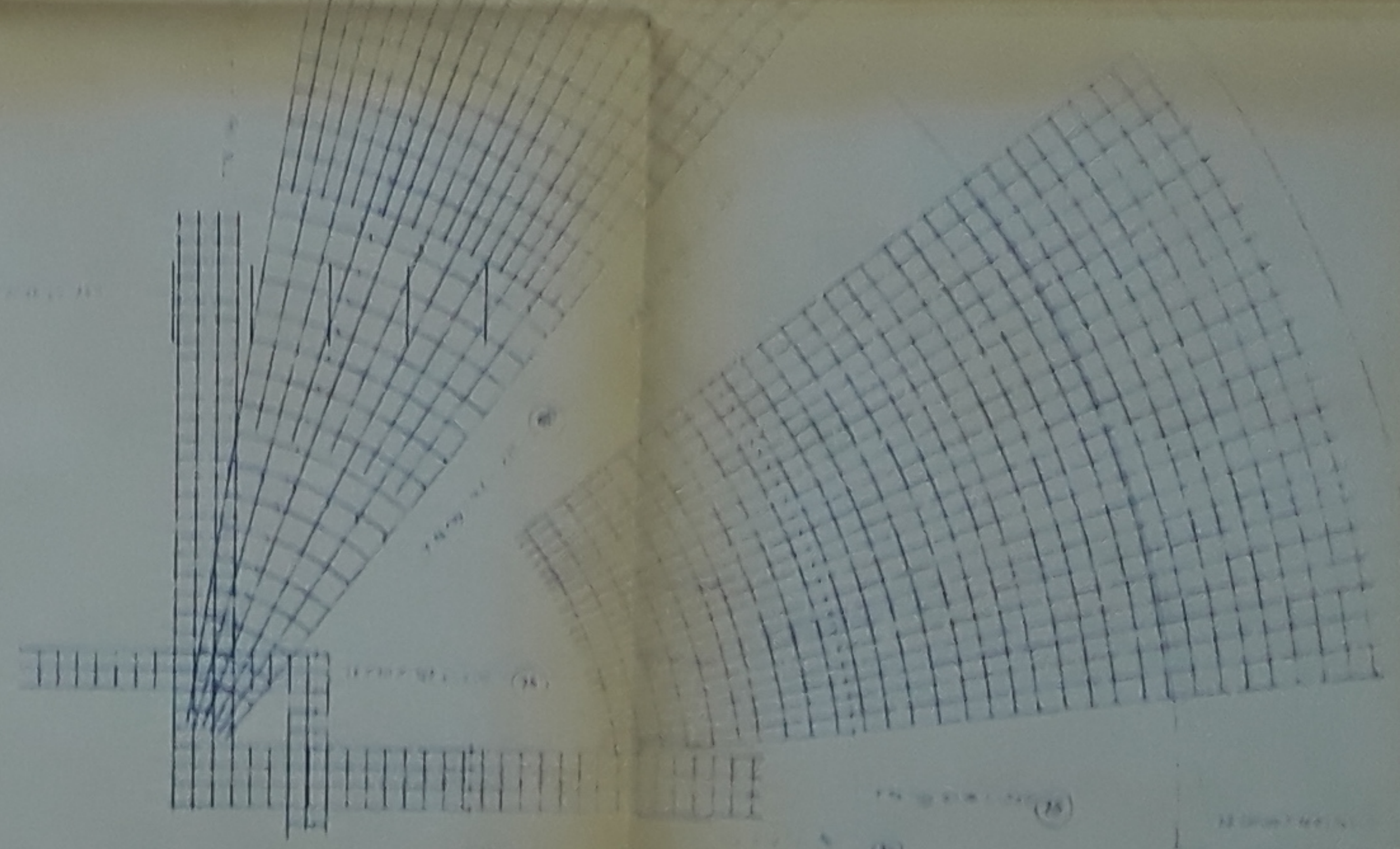
FERRAILLAGE DU RADIER



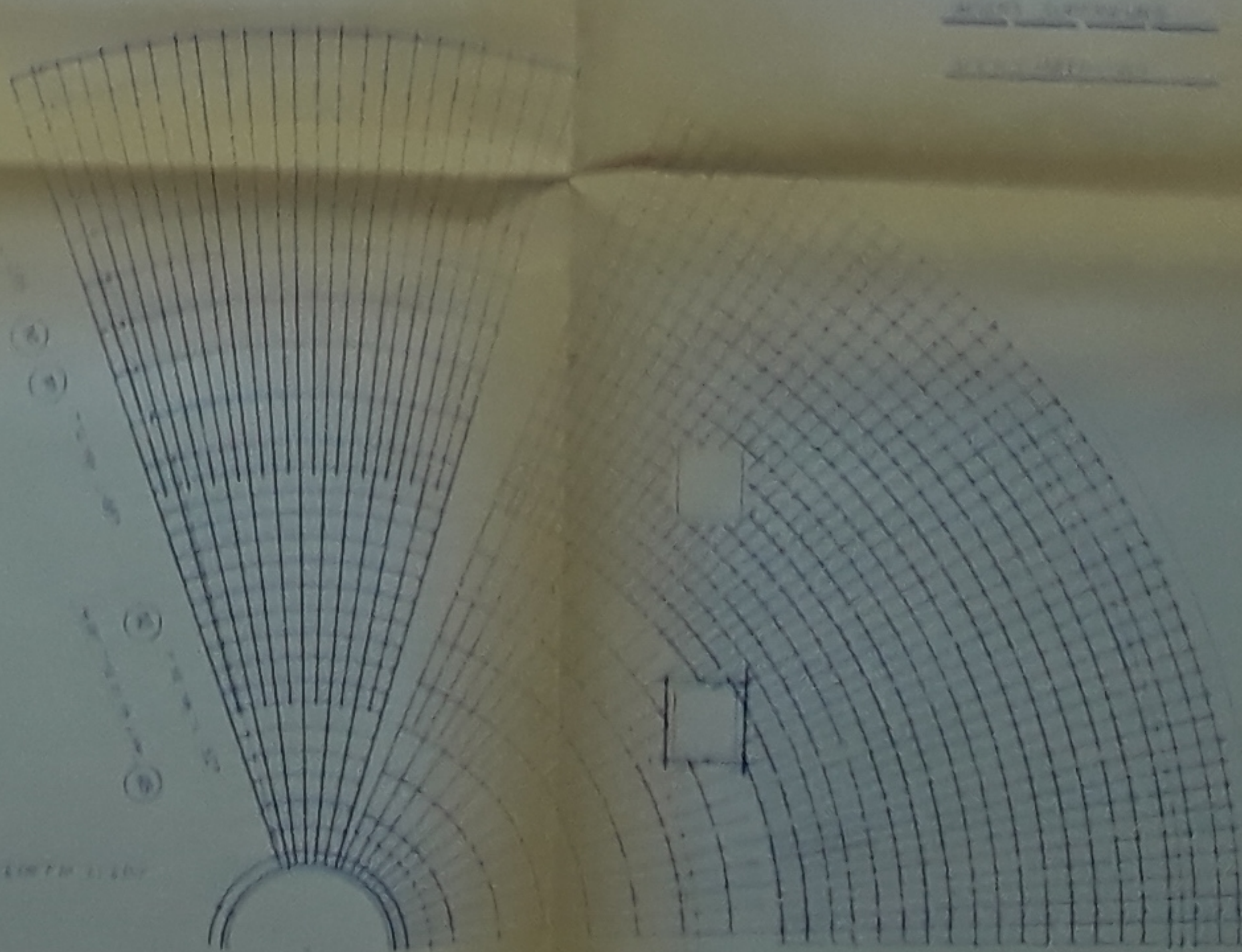
FERRAILLAGE DU FINIER NIVEAU 000



DETAIL DE FERRAILLAGE
 DE LA FORTÉ



FERRAILLAGE DE LA DALLE



DETAIL DE FERRAILLAGE DU TRONC
 DE REPERATION NIVEAU 000

NOMENCLATURE DES ACIERS

NO	DESIGNATION	QUANTITE	PESO	TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

RECAPITULATION DES ACIERS

NO	DESIGNATION	QUANTITE	PESO	TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU

HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION

1000 m³

PLAN DE FERRAILLAGE

DU FUT & DES FONDATIONS

