

5/79

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

124

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR

R. BROURI

M. SAHEB

CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR :

S. E. R. HYD

DIRIGE PAR :

ENESCU



PROMOTION JUIN 1979

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR

R. BROURI

M. SAHEB

CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR :

S. E. R. HYD

DIRIGE PAR :

ENESCU

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES PRESENTE PAR :

R. BROURI

M. SAHEB

CHATEAU D'EAU

SUJET PROPOSE PAR :

S.E.R.HYD

DIRIGE PAR :

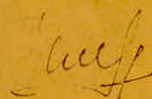
ENESCU

Je dédie ce travail :

- A la mémoire de mon père
- A ma mère.
- A ma femme
- A ma soeur
- A toute ma famille
- Et à tous mes copains.

Je dédie particulièrement ce travail à mon frère à qui je dois toute ma reconnaissance pour le rôle de père qu'il a rempli. Qu'il trouve ici l'expression de ma haute considération.

RABAH - BROURI.



Je dédie ce travail :

- A la mémoire de mon père et à ma mère, auxquels je dois tout.
- A mes frères et sœurs.
- A tous mes proches parents.
- A tous mes copains.

MATOUK.- SAHEB



- Bibliographie -

- 1- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé
par Pierre Charon.
- 2- Règles parasismiques 69
- 3- Règles Neige et vent 65
- 4- CCBA 68
- 5- Traité de Béton Armé Tome 6 et 3 par A. Guerrin
- 6- Tables pour le calcul des dalles et des parois
par R. BARRÉS
- 7- Calcul pratique des sections en béton armé
par Pierre Charon.

Nous sommes heureux d'exprimer nos vifs
remerciements à M^r ENESCU, professeur à
l'E.N.P.A. qui a bien voulu nous aider
efficacement ainsi qu'à toute personne ayant
de près ou de loin contribué à l'élaboration
de ce projet.

THEME DU PROJET

Dans le cadre du projet qui prévoit l'alimentation en eau potable des villes de Béchar et Kénadsa en partant du bassin de Djorf-Torba il a été prévu à une distance d'environ 2,2 km de la ~~site~~ centrale de traitement sur un terrain à la cote 745,00 m un réservoir du type « surelevé » d'une capacité de 1400 m³ avec trop plein à la cote 786,00 m.

Le réservoir sera construit en béton armé et les parois intérieures seront protégées par deux couches de résines aux éponges qui ont la fonction d'assurer l'étanchéité des ces parois.

La présente étude a pour but :

- Le dimensionnement de l'ouvrage.
- Le calcul organique de l'ouvrage
- L'établissement des plans de ferrailage.

Taux de travail du sol : La contrainte admissible du sol
 $\bar{\sigma}_s = 2,5$ bars pour une profondeur de 2.00 m.

Matériau utilisé : Le béton armé constitue le matériau de base utilisé dans la construction du présent ouvrage ; il doit être conforme aux différents règlements en vigueur applicable en Algérie et plus précisément le C.C.BA 68

La composition d'un m³ de béton sera de :

- 800 l de gravier
- 400 l de sable
- 400 kg de ciment
- 180 l d'eau

L'acier utilisé sera de même conforme au règlement en vigueur, le C.C.B.A 68. Pour choix, suivant l'exigence du calcul, tantôt des aciers doux, tantôt des aciers à haute adhérence. cet acier doit être dégagé de toute impureté (rouille, graisse, peinture, etc...) qui diminue considérablement l'adhérence Acier-béton.

Le ~~de~~ coffrage doit être retiré minutieusement, sans transmettre à l'ossature des secousses importantes qui risquent de changer l'état de contraintes du béton armé que l'on a pris en compte dans les calculs.

Ossature: elle est composée d'une tour surmontée d'un réservoir dont la toiture est une dalle circulaire reposant sur un ensemble poteaux-poutres. Des échelles seront disposées entre planchers espacés de 4,425 m. pour permettre l'accès vers la cuve pour d'éventuelles réparations et l'entretien qu'il nécessite.

A) - Caracteristiques des materiaux -

I) Béton

Le beton est dosé à 400 kg/m^3 de ciment C.P.A de classe 325 à contrôle atténué.

- grosseur des granulats $C_g = 5/25 \text{ mm}$.

- Resistance nominale de compression à 28 jours: $\sigma'_{28} = 306 \text{ kg/cm}^2$

- Resistance nominale de traction à 28 jours $\sigma_{28} = 25 \text{ kg/cm}^2$

Compression

contrainte de compression admissible. (art 9.4 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}'_b = \beta'_b \sigma'_n \quad \text{avec} \quad \beta'_b = \alpha \beta \gamma \delta$$

* $\alpha = 1$ pour beton de classe 325

* $\beta = 5/6$ Contrôle atténué

* $\gamma = 1$ car (l'épaisseur relative h_m des elements de construction ($h_{m\text{tour}} = 0,45 \text{ m}$; $h_{m\text{cure}} = 0,30 \text{ m}$) est supérieur ei quatre fois l'épaisseur des granulats (C_g) $4C_g = 4 \times 2,5 = 10 \text{ cm}$

* δ : depend de la nature de la sollicitation.

$$\delta = \begin{cases} \delta = 0,30 \text{ en compression simple} \\ \delta = 0,60 \text{ en flexion simple.} \end{cases}$$

en flexion composé avec effort nominale de traction $\delta = 0,60$

en flexion composé avec compression $\delta = \min\{0,6; 0,30(1 + \frac{e_0}{3e_1})\}$

où ; e_0 : écartement de la resultante / au centre de gravité de la section.

e_1 : distance de la limite du noyau centrale de la section du beton seul dans le plan longitudinal passant par le centre de pression (art 10 CCBA 68)

Les valeurs précédentes seront multipliées par 1,5 lorsqu'il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du 2^{ème} genre.

(CCBA 68 art 9.47 page 13).

ε : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple} \\ 0,15 < \varepsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } \sigma'_{\text{m}} = \frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \quad (1) \end{cases}$$

ε prenant la valeur maximale compatible avec les relations

* contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,3 \times 1 \times 1 \times 300 = 75 \text{ kg/cm}^2$

* contrainte admissible en flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = 2,1 \times 75 = 150 \text{ kg/cm}^2$

sous sollicitation du 2^e genre on prend: $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 75 = 112,5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 150 = 225 //$

Contrainte de traction de référence: (art 9.5 CCBA68)

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \rho_b = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{28} \quad \text{et } \theta = 0,18 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \left[0,18 + \frac{2,1}{300} \right] \times 300 = 6,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 6,25 = 9,37 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP2}$$

I) ACIER.

Les aciers utilisés sont classés en 2 catégories:

a- Aciers doux (ou ronds lisses) de nuances FeE24

la contrainte limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec:}$$

$$\rho_a = \frac{2}{3} \quad \text{sous SP1} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 \quad // \quad \text{SP2} \quad \bar{\sigma}_a = 1 \times 2400 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

b- Aciers à haute adhérence:

de nuance FeE40 ($\phi \leq 20 \text{ mm}$): $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1 \times 4200 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP2}$$

Pour $\phi > 20 \text{ mm}$: $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2666 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous SP2}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration du béton:

Pour éviter le risque de fissuration du béton, la contrainte admissible de traction de l'acier à prendre en compte dans les calculs sera:

$$\min \left\{ \bar{\sigma}_a, \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \right\}.$$

$$\text{avec } \sigma_1 = k \frac{\eta}{\Phi} \frac{w_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \text{et } \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\eta}{\Phi} k \bar{\sigma}_b \right)^{1/2}.$$

Φ = diamètre nominale (en mm) de la plus grosse barre tendue

η = coefficient de fissuration. $\eta=1$ (aciers doux) et $\eta=1$ (H.A)

$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f}$: % de fissuration. A = section d'acier

B_f = section du béton qui aurait

comme centre de gravité celui des acier.

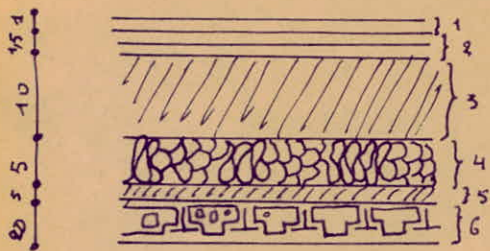
$$k = \begin{cases} 10^6 & \text{fissuration préjudiciable} \\ 1,5 \cdot 10^6 & \text{peu} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{très} \end{cases}$$

Les valeurs de σ_1 et σ_2 énumérées ci-dessus sont majorées de 300 η bars si l'une des faces des éléments considérés est en contact permanent avec l'eau (en ce cas, l'absence de retrait ou même le gonflement du béton réduit la largeur des fissures.)

B) - Evaluation des poids -

A - Terrasse.

L'isolation de la terrasse se présente ainsi :



- 1- support chape .
- 2- multicouche
3. béton de pente
- 4- Polystyrène expansé
- 5 : Plancher à poutrelles préfabriquées avec un hourdis de 5cm (325 kg/m²)

Poids de 1 m² de Terrasse (kg/m²)

support chape : $1 \times 47 = 47$.

Multicouche : $1,5 \times 40 = 60$

béton de pente : $0,1 \times 1100 = 110$

Polystyrène expansé : $0,05 \times 500 = 25$

$P = 242 \text{ kg/m}^2$

Plancher à poutrelles préfabriquées : 325 kg/m^2

567 kg/m^2

Poids totale de la terrasse : $\frac{(19,6 + 1,2)^2 - 1,3^2}{4} \times \pi \times 567 = 192$

B - Cuve

L'isolation de la cuve est assurée par la disposition de polystyrène expansé entre la paroi intérieure et celle extérieure.

Dalle préfabriquée en ciment blanc.	36,6 t
Polystyrène expansé	0,502 t
Parois de la cuve.	250 t
Poteaux extérieurs esthétiques:	15 t
Fond de la cuve:	420
Poteaux intérieurs	22,65
Chemineé.	16,2
	<hr/>
	760,95 t

C. Contreforts:

$$P = (4,9 \times 0,4 \times 1,8 \times 2,5 \times 12) + 1 \times \frac{0,18\pi}{2} \times 2,5 \times \pi \times 5,6 \times 2 + \left[(4,9 + \frac{5,6}{2}) 2\pi \times 2,55 \times 0,44 \times 2,5 \times 2 \right] = 391,3 t$$

D. tour.

Poids par mètre linéaire de Tour:

$$(5,6^2 - 4,7^2) \frac{\pi}{4} \times 1 \times 2,5 = 18,2 t/m$$

E. Plancher.

Poids par unité d'épaisseur:

$$(4,7^2 - 1,3^2) \times \frac{\pi}{4} \times 1 \times 2,5 = 16 t/m$$

F. Raidisseurs inférieurs:

$$\frac{4,8 \times 0,15 \times 3,4}{2} \times 2,5 \times 12 = 122,4 t$$

G. Fondations.

Dalle supérieure à l'embase de l'ouvrage: $\frac{0,2\pi \times 15,2^2}{4} \times 2,5 = 90,7 t$

Poids du fût de fondation: $\frac{\pi}{4} [(17,2-2)^2 - (17,2-3,2)^2] \times 1,4 \times 2,5 = 96,32 t$

Poids du radier $\frac{17,2^2 \pi}{4} \times 0,18 \times 2,5 = 464,7 t$

• Poids de l'eau: $[(19,6 - 2 \times \frac{0,12 + 0,135}{2})^2 - 1,6^2] \times \frac{\pi}{4} \times 5 \times 1 = 1425 t$

Pour plus de clarté, nous présenterons un tableau dans lequel nous

donnerons le poids propre aux différents niveaux.

Cotes	Cuve vide	Cuve Pleine
	Poids Propre (t)	Poids Propre (t)
780,500	953	2378
775,300	1445,34	2870
771,125	1521,32	2946,32
766,700	1605,85	3030,85
762,275	1690,38	3115,38
757,85	1794,9	3199,9
753,425	1879,43	3304,43
749,000	1963,96	3388,76
745,000	2157,84	3582,84
743,000	2868,70	4293

- Surcharges -

a) Surcharges d'exploitation:

1°) Toiture: nous prendrons 100 kg/m^2 ; car la terrasse est non accessible.

2°) Planchers:

Nous prendrons une surcharge de 500 kg/m^2 sur tous les planchers.

b) Surcharges climatiques:

- surcharge normale de neige:

Le règlement Algérien donne $P_{n0} = 35 \text{ dan/m}^2$ jusqu'à 200 m d'altitude; à 745.00 m les règles neiges et vent 65 donne la pression de calcul égale à:

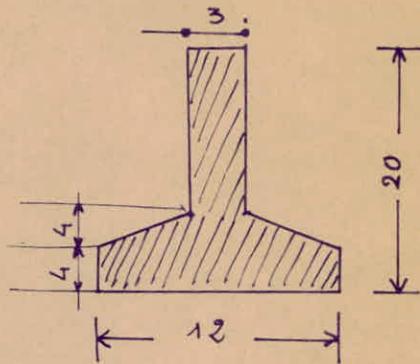
$$P_a = P_{n0} + \frac{A - 200}{10} \text{ dan/m}^2 \quad A: \text{designant l'altitude}$$

$$P_a = 89,5 \text{ dan/m}^2$$

C) ETUDE de la Couverture

A. Presentation:

Le plancher terrasse est constitué d'un ensemble de poutres et de poutrelles. Les poutrelles sont des éléments préfabriqués dont les dimensions sont les suivantes :



Entre les poutrelles sont interposés des corps creux de dimensions
 longueur : 50 cm
 hauteur : 20 cm.

B. Ferraillage de la poutrelle:

• Poids propre de la poutrelle :	28,5 (kg/ml)
• Table de compression	72,5
• étanchéité	122
• corps creux.	55
• surcharge d'exploitation (pondérée)	60
	<hr/>
	338 kg/ml

1°) Armatures longitudinales

Le ferraillage de la poutrelle sera calculé en considérant une section en T_e, c'est à dire après coulage de la table de compression. Comme il s'agit d'une section partiellement mise en charge avant achèvement, nous vérifierons les contraintes de service. (La contrainte des aciers sera de 1000 kgf/cm²)

$$M = \frac{338 \times 3,2^2}{8} = 432,64 \text{ dan m}$$

$b = 50 \text{ cm}$ $h = 23 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 \times 43264}{50 \times 23^2 \times 1000} = 0,0245$$

$\varepsilon = 0,9321$ $k = 58,4$

$$A = \frac{43264}{1000 \times 0,9321 \times 23} = 2,02 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \phi 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1000}{58,4} = 17,2 \text{ kg/cm}^2$$

2) Aciers transversaux.

$$T = \frac{338 \times 3,2}{2} = 540,8 \text{ kg}$$

$$\sigma'_b = 17,2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \times 6,2 = 21,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{540,8}{7 \times 0,9321 \times 23} = 3,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 21,7 \text{ kg/cm}^2$$

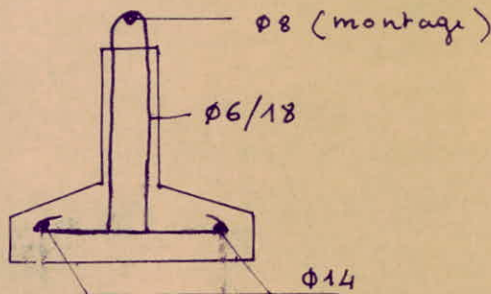
$$\bar{t} = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right) = 23 \left(1 - 0,3 \frac{3,61}{6,2} \right) = 18,99 \text{ cm} \Rightarrow t = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \sigma_a \sigma_{en} = \sigma_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_b} = 1 - \frac{3,61}{9 \times 6,2} = 0,935$$

$$\sigma_{at} = 0,935 \times 2400 = 2244 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \frac{T t}{z A_t} \leq \bar{\sigma}_{at} \Rightarrow A_t \geq \frac{T t}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{540,8 \times 18}{0,9321 \times 23 \times 2244} = 0,21 \text{ cm}^2$$

soit $1 \phi 6$ tous les $18 \text{ cm} \approx 0,56 \text{ cm}^2$



c) Hourdis:

(article 58,2 CC BA 68 Page 110)

On armera à l'aide d'un treillis soudé composé de fils de diamètre inférieur à 6 mm $\sigma_{en} = 5200 \text{ bars}$.

- section des armatures perpendiculaires aux nervures par mètre linéaire

$$A = \frac{2160}{\sigma_{en}} = \frac{2160}{5200} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Soit un treillis soudé dont les espacements entre axes des fils prennent les valeurs suivantes :

fils porteurs (cm)	15	} de diamètre $\Phi = 3$.
fils de repartition	20	

TS 3/3 . 150 x 200 .

- Calcul de justification de la section -

A) Méthode de calcul:

Il s'agit dans ce cas là, d'une section partiellement mise en charge avant achèvement (article 22,2 du CCA 68)

Le calcul se décompose en 2 parties:

a) 1^{ère} partie: détermination des contraintes lors de la mise en charge de la poutrelle dans la première phase c'est à dire avant coulage du béton

b) 2^e partie:

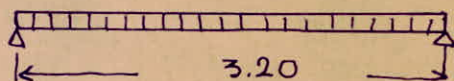
détermination des contraintes des fibres extrêmes de la section lors de la 2^e phase, après coulage du béton, nous considérons dans ce cas là la section totale en Tc'

Le diagramme des contraintes de service admis dans le calcul de justification est obtenu par superposition des diagrammes (a) et (b).

B. Détermination des contraintes de service.

I) Etude de la 1^{ère} Phase:

1°) Schema statique de la poutrelle:



2°) Charges et surcharges:

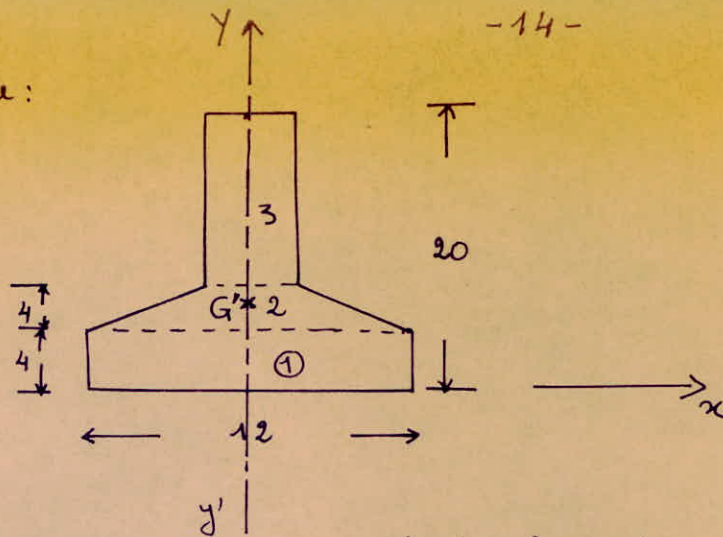
La poutrelle est soumise à l'action de son poids propre, du poids des corps creux, à la surcharge d'exploitation

Poids propre:	28,5
corps creux:	55
Surcharge d'exploitation	60
	<hr/>
	143,5 kg/ml

$$M = \frac{143,5 \times 3,2^2}{8} = 183,7 \text{ kgm}$$

$$T = \frac{143,5 \times 3,2}{2} = 229,5 \text{ kg}$$

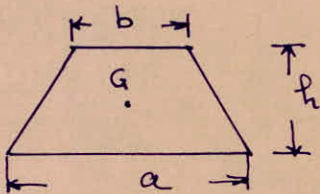
3) Mt d'inertie:



Pour des raisons de symétrie ; le centre de gravité se trouvera sur l'axe yy' .

$$y_G = \frac{12 \times 4 \times 2 + (3+12) \times 4/2 \times 4 + 3 \times 12 \times 14}{12 \times 4 + (3+12) \times 4/2 + 12 \times 3} = 6,31 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de ① par à son C.G. $I_{G(1)} = \frac{4^3 \times 12}{12} = 64 \text{ cm}^4$
- " " de ② " " " " $I_{G(2)} = 432 \text{ cm}^4$
- " " du trapeze ② ; " "



$$I_{G(2)} = \frac{h^3}{36} \frac{a^2 + 4ab + b^2}{(a+b)} = 35,2 \text{ cm}^4$$

Mt d'inertie du rectangle ① par à son C.G. G' de la section totale ;

$$I_{G'(1)} = 64 + [4 \times 12 \times (6,31 - 2)^2] = 955,6 \text{ cm}^4$$

" " " " ③ " " " " " "

$$I_{G'(2)} = 432 + 3 \times 12 (7,69^2) = 2561 \text{ cm}^4$$

" " du trapeze ② " " " " " "

$$I_{G'(2)} = 35,2 + \frac{3+12}{2} \times 4 \times 0,31^2 = 38,1 \text{ cm}^2$$

• Moment d'inertie de la section par à son centre de gravité

$$I_{G'} = 955,6 + 2561 + 38,1 = 3554,7 \text{ cm}^4$$

4. Calcul des contraintes extremes:

$$v' = 13,69 \text{ cm}$$

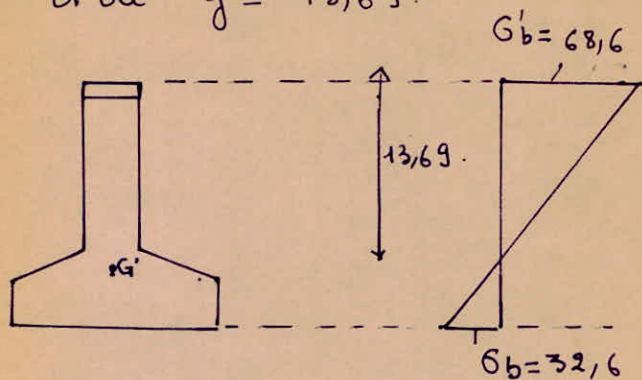
$$v = 6,31 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I/\sigma'} = \frac{18370 \times 13,69}{3554,7} = 70,75 \text{ kg/cm}^2$$

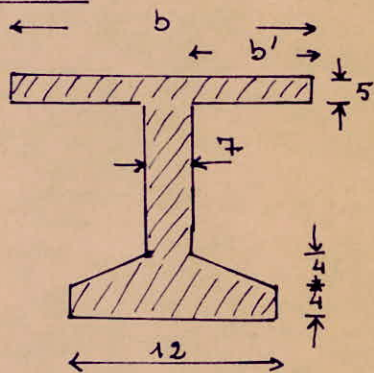
$$\sigma_b = \frac{M}{I/v} = \frac{18370 \times 6,31}{3554,7} = 32,6 \text{ kg/cm}^2$$

Position de l'axe neutre : $\frac{y}{20} = \frac{70,75}{70,75 + 32,6} = 0,684$

d'où $y = 13,69$.



II) Etude de la 2^e Phase :



Largeur de la table à prendre en compte :

* la largeur de la table à prendre en compte d'un côté d'une nervure à partir du nu de celle-ci est limitée par la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$b' = \frac{43}{2} = 21,5 \text{ cm}$$

$$b' = \frac{320}{6} = 53,33 \text{ cm}$$

$$b' = \frac{320}{3} = 106,66$$

et $b' = 8 \times 5 = 40 \text{ cm}$

d'où : $b' = 21,5 \text{ cm}$

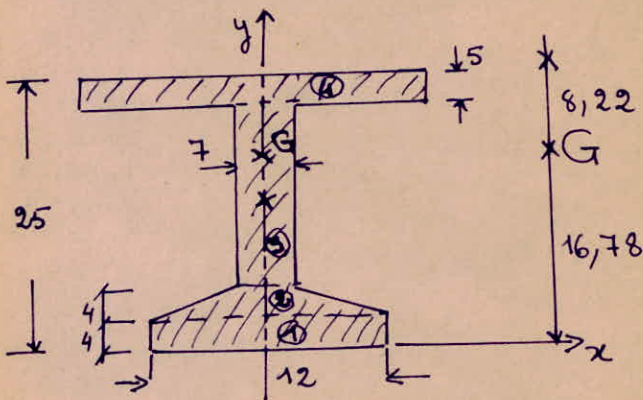
et $b = 50 \text{ cm}$.

- Détermination des sollicitations:

Poids de La Table de compression:	72,5	(kg/ml)
étanchéité	122	
corps creux et poutrelle	139	
$P =$	333,5 kg/ml	

$$M = \frac{333,5 \times 3,2^2}{8} = 426,88 \text{ dan m} \quad T = \frac{333,5 \times 3,2}{2} = 533,6 \text{ dan}$$

- Détermination du mt d'inertie de La section | G



$y_G = 16,78 \text{ cm}$ on obtient donc $v = 16,78 \text{ cm}$ et $v' = 8,22 \text{ cm}$

$$I_{G(1)} = \frac{12 \times 4^3}{12} + 12 \times 4 \times (16,78 - 2)^2 = 10550 \text{ cm}^4$$

$$I_{G(2)} = 35,2 + \frac{12+7}{2} \times 4 \times (16,78 - 4 - 2)^2 = 4451 \text{ cm}^4$$

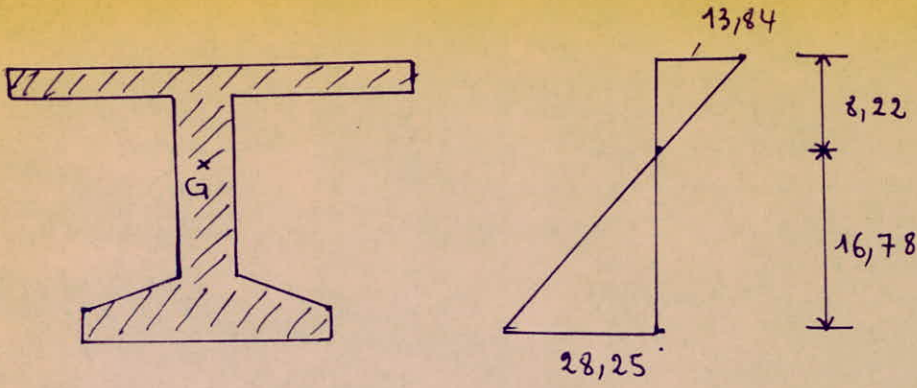
$$I_{G(3)} = \frac{12^3 \times 7}{12} + 12 \times 7 \times (16,78 - 14)^2 = 1657 \text{ cm}^4$$

$$I_{G(4)} = \frac{5^3 \times 50}{12} + 5 \times 50 \times 5,72^2 = \underline{\underline{8700 \text{ cm}^4}}$$

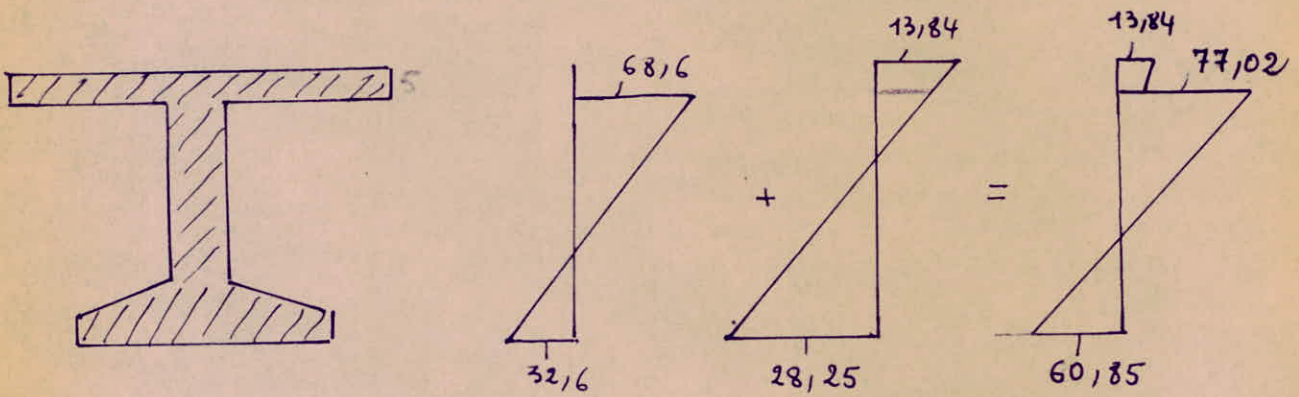
$$I_{\text{total}} = \dots \dots \dots \underline{\underline{25358 \text{ cm}^4}}$$

$$\sigma'_b = \frac{M v'}{I} = \frac{42688 \times 8,22}{25358} = 13,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{42688 \times 16,78}{25358} = 28,25 \text{ kg/cm}^2$$



- Diagramme des Contraintes de Service:

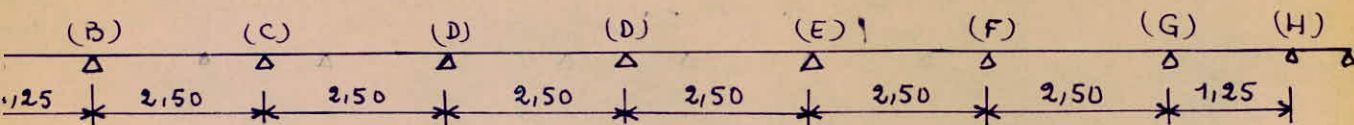


$$\sigma'_b = 77,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = 15 \times 60,85 = 912,75 < \bar{\sigma}_a$$

- Ferrailage de la poutre -

1°) Schema Statique:



Aux extrémités, nous avons considéré des appuis simples; à ce niveau, la poutre se posera simplement sur la paroi.

2°) Charges et surcharges:

Table de compression	464	dan/ml
étanchéité	646,4	
Poutrelle	172	
Corps creux	352	
Surcharge pondérée	384	
Poids propre:	<u>375</u>	
$G + 1,2 P =$	2393	dan/ml

$G = 2010 \text{ dan/ml}$

3°) Calcul des efforts:

Pour ce calcul on utilisera l'annexe A₁ du CCBA 68 car il s'agit d'une structure poteaux-poutres on calculera tantôt pour G, tantôt pour (G)+(P)

- Traveé intermédiaire:

$$M_w = M_e = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

$l_e = l_w = 0,8 \times 2,3 = 1,84 \text{ m}$

$M_e = M_w = 800,6 \text{ dan.m}$

Pour le voisin du noeud de rive:

$X_1 = 1$

$l_w = l_e = 2,05$

$l_e = 0,8 l_e = 1,84$

$$M_{w_2} = M_{e_2} = \frac{q_e l_e'^2}{8,5} \frac{l_e'}{l_{w_2} + l_e'} + \frac{q_w l_{w_2}'^2}{8,5} \frac{l_{w_2}'}{l_{w_2} + l_e'}$$

$$= \frac{2010 \times 1,84^3}{8,5(1,84 + 1,05)} + \frac{2010 \times 1,05^3}{8,5(1,84 + 1,05)} = 604,4 \text{ kg m.}$$

Cas de $G + 1,2P$

Travée intermédiaire:

$$M_w = M_e = \frac{2393 \times 1,84^3}{8,5 \times 1,84} = 953 \text{ dan m}$$

Noeud voisin du noeud de rive:

$$x_1 = 1$$

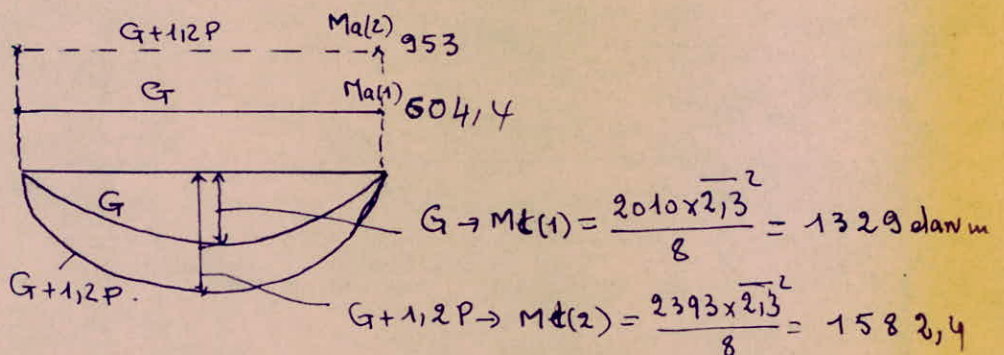
$$M_{w_2} = M_{e_2} = \frac{2393 \times 1,84^3}{8,5(1,84 + 1,05)} + \frac{2393 \times 1,05^3}{8,5(1,84 + 1,05)} = 720 \text{ dan m}$$

Moments en travée des poutres:

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les ~~s~~ surcharges.

On prend comme ligne de fermeture:

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue
- et pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.



ligne de fermeture des M^+ en Travée : $M(1) + Ma(1) = 1582,4 - 604,4 = 980 \text{ dan m}$

1 " " des " négatifs : $M(1) + Ma(2) = 0 - 953 = -953 \text{ dan m}$

- Section d'acier à l'appui :

$$\mu = \frac{15 \times 95300}{23^2 \times 1000 \times 60} = 0,0450$$

$$f_k = 40,8$$

$$E = 0,9104$$

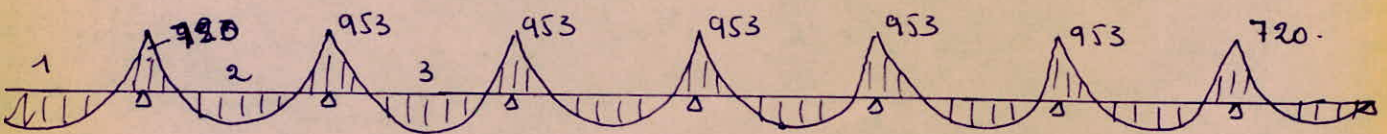
$$A = \frac{95300}{0,9104 \times 23 \times 1000} = 4,55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1000}{40,8} = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Section en Travée :

$$\mu = \frac{15 \times 980 \cdot 000}{60 \times 23^2 \times 1000} = 0,045 \text{ on trouve les mêmes valeurs de } f_k \text{ et } E \text{ ainsi que la section d'acier. Soit } 3\phi 16$$

évaluation de l'effort Tranchant :



Travée (1) :

$$T_x = -qx + \frac{q\ell}{2} + \frac{M_w - M_e}{\ell} = -2393x + \frac{2393}{2} \times 1,05 + \frac{0 - 720}{2,05}$$

$$T_x = -2393x + 570 \quad \begin{cases} x=0 & T_0 = 570 \text{ dan} \\ x=1,05 & T = 1942,6 \text{ dan} \end{cases}$$

Travée (2)

$$T_x = -2393x + \frac{2393 \times 2,13}{2} + \frac{720 - 953}{2,13} = -2393x + 2560$$

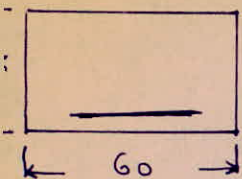
$$\begin{cases} x=0 & T = 2560 \text{ dan} \\ x=2,13 & T = -2853 \text{ dan} \end{cases}$$

Travée (3)

$$T_x = -2393x + \frac{2393 \times 2,13}{2} + 0 = -2393x + 2752$$

$$\begin{cases} x=0 & T = 2752 \text{ dan} \\ x=2,13 & T = 2752 \text{ dan} \end{cases}$$

Effort tranchant de calcul. $T = 2853 \text{ dan}$



$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \quad \bar{\tau}_b = 3,5 \times 6,2 = 21,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{2853}{60 \times 0,9104 \times 23} = 2,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 21,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \frac{2,27}{9 \times 6,2} = 0,96 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,96 \times 2400 = 2304$$

$$\bar{E} = 23 \left(1 - 0,3 \frac{2,27}{6,2} \right) = 20,47 \text{ cm soit } t = 15 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{T_t}{A_t z} \leq \bar{\sigma}_{at} \Rightarrow A_t \geq \frac{T_t}{\bar{\sigma}_{at} z}$$

$$A_t \geq \frac{2853 \times 15}{2304 \times 0,9104 \times 23} = 0,89 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1 \phi 8 / 15 \text{ cm}$$

Nous prenons le 1^{er} Cadre à 10cm du mur de l'appui, les cadres suivants seront placés tous les 15cm.

Verifications:

• adhérence: (art 28 ce BA 68)

$$\tau_d = \frac{T}{P z}$$

$$z = \frac{7}{8} \times 23 = 20,13 \text{ cm}$$

Pour $3 \phi 16$ $\rho = 15,08$

$$\text{d'où: } \tau_d = \frac{2853}{15,08 \times 20,13} = 9,39 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \tau_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 9,39 \times 6,2 = 117,4 \text{ kg/cm}^2$$

Puisque $\tau_d = 1$ (ronds lisses) et $\bar{\sigma}_b = 6,2$ (béton peu contrôlé dose à 400 kg/m^3).

• largeur de la bielle de compression

• appui extrême:

$$c = \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b} \leq a = 20 \text{ cm}$$

$$T = 570 \text{ dan pour } x = 0$$

$$\sigma'_{b_0} = 75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrôle atténué Béton dose à } 400 \text{ kg/m}^3)$$

$$c = \frac{2 \times 570}{20 \times 75} = 0,76 < 20 \text{ cm}$$

Appui intermédiaire :

$$T_{\max} = 2853 \text{ dan} \quad a = 20 \text{ cm}$$

$$c = \frac{2 \times 2853}{20 \times 75} = 3,83 < 20 \text{ cm}$$

Armatures inférieures :

$$T + \frac{M}{3} = 2853 - \frac{95300}{7,8 \times 25} < 0 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

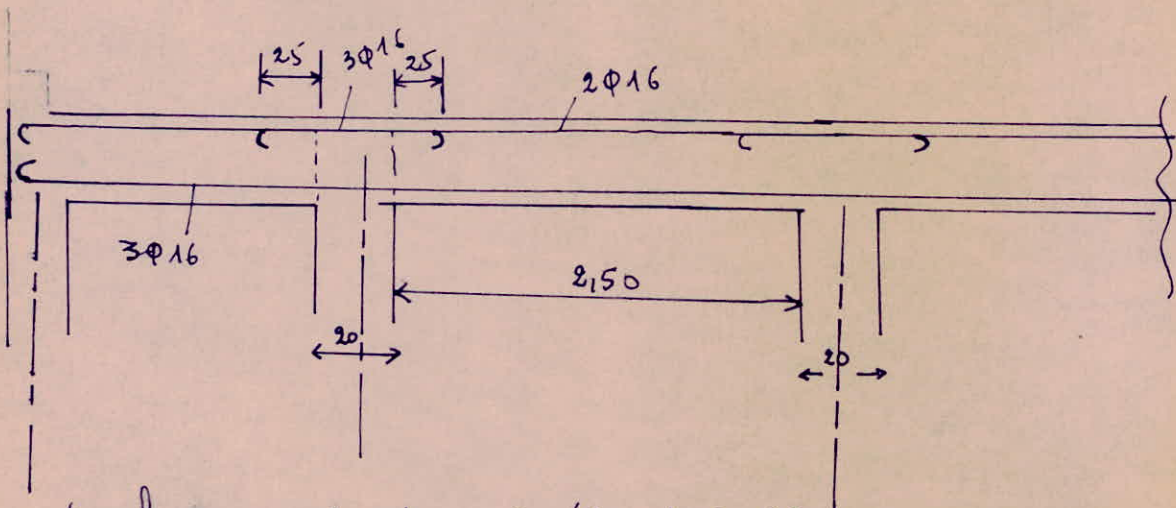
Fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,03 \text{ cm}^2}{240} = 0,025 \quad k = 0,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1$$

$$\sigma_1 = \frac{1 \times 0,5 \cdot 10^6 \times 0,025}{16(1 + 10 \times 0,025)} = 625 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1055 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de 1000 kg/cm^2 est admissible.



Les longueurs des traves étant faibles; pour cette raison, nous filerons les nappes sans les arrêter.

D) Ferrailage des poteaux:

2 types de poteaux se présentent:

1- poteaux sous l'effet d'une charge centrée; ils seront calculés en compression simple.

2- poteaux sous l'effet d'une charge excentrée, ils seront calculés en flexion composée.
Ces poteaux ont une section carrée de 20×20 .

1a) Poteau sous charge centrée: il reprend les charges afférentes à la dalle ($2,5 \times 3,2$)

Dalle de compression:	1000 kg.
étanchéité	1616
Surcharge pondérée	960
poutre	1200.
Poutrelles	584
Corps creux.	816.
Poids propre du Poteau	550
$G + 1,2 P$	<hr/> 6726 kg

$$d = \frac{l_c}{i} = \frac{l_0}{2} \frac{\sqrt{12}}{a} = \frac{5,15 \sqrt{12}}{2 \times 20} = 48 < 50.$$

- Contrainte admissible de l'acier:

Nous utiliserons des aciers doux du type FeE24

Les règles C.C.B.A 68 précisent à l'article 32.22 que les aciers de limite d'élasticité nominale inférieure à 3300 bars; la contrainte admissible de l'acier doit être frappée d'un coefficient de réduction égale à:

$$\frac{\sigma_{en}}{3340} = \frac{2350}{3340} = 0,7$$

$$\sigma'_a = \frac{2}{3} \times 2400 \times 0,7 = 1120 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures Longitudinales.

La section d'armature A_l est égale au maximum des valeurs des expressions $Al(1)$; $Al(2)$, $Al(3)$ suivantes ; et doit respecter l'inégalité (4) .

$$Al(1) = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$\theta Al(2) = \frac{N'}{\sigma'_{al}} - \frac{B}{n}$$

$$Al(3) = \frac{1}{N} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right)$$

$$Al(4) \leq \frac{B}{20}$$

ou : - θ_1 : coefficient tenant compte des possibilités d'excentricité de la charge .

Dans notre cas $\theta_1 = 1$ poteau intérieur .

$$- \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec}$$

l_c = longueur de flambement ($l_c = 2,75m$)

a = plus petite dimension transversale de la pièce ($a = 20cm$)

c = enrobage des armatures longitudinales le poteau étant complètement immergé dans l'eau ; on prend $c = 4cm$.

$$\theta_2 = 4,82$$

-

$$- \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma'_{en}} = 1 + \frac{2160}{2350} = 1,92$$

- $\bar{\sigma}'_{b_0}$ = contrainte admissible du béton en compression simple. ($\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$)

$$Ae(1) = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$Ae(2) \leq 0 \quad \text{et} \quad Ae(3) < 0$$

$$Ae(4) \leq \frac{20 \times 20}{20} = 20 \text{ cm}^2$$

$$Ae = 1,14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Pour tenir compte d'une éventuelle corrosion de ces armatures, nous armons avec des $\phi 12$

Détermination de la contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}'_b$

cette contrainte est valable pour un ciment de la classe 325 ($\alpha = 1$) et où la plus petite dimension de la pièce est au moins égale à 4 fois la grosseur maximale des agrégats utilisés.

En flexion avec compression : si $e_0 > \frac{h_t}{2}$ $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$
qui est noté e_{us} ($e_0 = 0,27$; $h_t/2 = 0,10$)

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{N'}{B' + nA'} = \frac{6726}{400 + 15 \times 4,52} = 7,75 \text{ kg/cm}^2$$

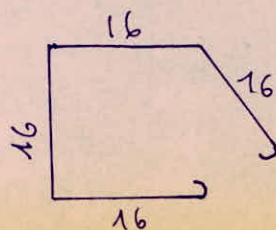
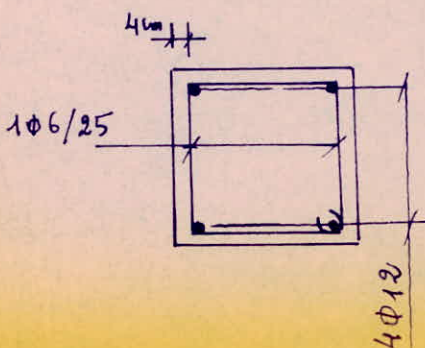
$$\sigma'_a = n \sigma'_b = 116,25 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

Nous convenons de prendre des aciers de diamètre 6mm
• espacement des armatures.

$$t = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) = 80 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \phi_{lmin} \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

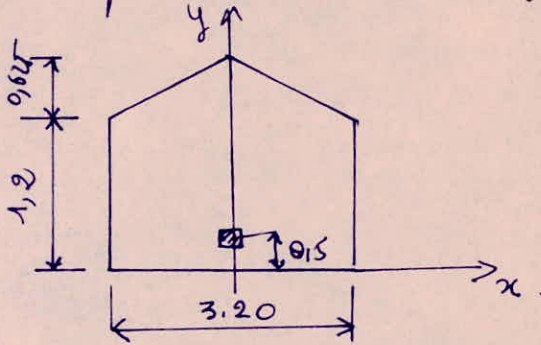
d'où $t \leq 26,5 \text{ cm}$ on prend $t = 25 \text{ cm}$.



Poteau sous charge excentrée :

Évaluation des charges et des surcharges

Ce poteau reprend les charges afférentes à la dalle représentée ci dessous :



$$N' = \frac{6726}{2,5 \times 3,2} \times \left[(3,2 \times 1,2) + \frac{0,625 \times 3,2}{2} \right] = 4069,23 \text{ dan}$$

centre de gravité des charges :

$$y_G = \frac{1,2 \times 3,2 \times 0,6 + 0,625 \times 3,2 / 2 \left(\frac{1}{3} \times 0,625 + 1,2 \right)}{1,2 \times 3,2 + 0,625 \times 3,2 / 2} = 0,77 \text{ m}$$

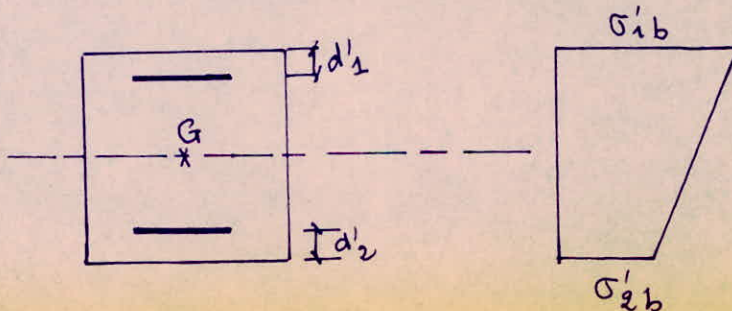
excentricité : $e = 0,77 - 0,15 = 0,27 \text{ m}$.

$$M = N'e = 4069,23 \times 0,27 = 1098,7 \text{ dan m}$$

La section sera calculée en flexion composée sous l'action d'un effort de compression $N' = 4069,23 \text{ dan}$ et d'un moment $M = 1098,7 \text{ dan m}$

$$e = \frac{M_{GB}}{N'} = 0,27 < \frac{h_t}{6} = \frac{0,20}{6} = 0,33 \text{ m}$$

La section est donc entièrement comprimée.



On utilisera les formules suivantes dans lesquelles :

$$\delta' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t} = \frac{4}{20} = 0,2$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b b h_t}{N'} = \frac{137 \times 20 \times 20}{4069,23} = 13,47$$

$$\beta = \frac{6 M_{G0}}{N' h_t} = \frac{6 \times 1098,7}{4069,23 \times 0,2} = 8,1$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho = 0,27 (1 - 2 \cdot 0,2)^2 \cdot 13,47 = 1,31$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 = 5,65$$

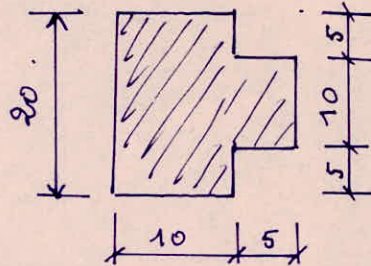
$$E = -(1 + \beta - \rho) = 4,37$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} < 0$$

Le béton seul suffit mais pour d'autres considérations on adoptera le même ferrailage que précédemment.

Poteaux extérieurs d'esthétique.

C'est un poteau dont la section a la forme d'un T



Les feuillures de dimensions (5x5) servent à intégrer les plaques de ciment blanc.

Charges et surcharges.

Dalle	930	dan
Poids propre	344	
Surcharge pondérée	<u>179</u>	
N'	=	1453 dan

Armatures longitudinales:

on prend un enrobage de 2 cm

$l_c = 2,75$ $a = 20$ cm.

$A_l(1) = 0,53$ cm²

$A_l(2) \leq 0$

$A_l(3) < 0$

$A_l(4) \leq \frac{250}{20} = 12,5$ cm²

d'où $A_l = 0,53$ cm² soit $4 \phi 6 = 1,12$ cm².

vérification des contraintes:

$\sigma'_b = \frac{1453}{250 + 15 \times 0,56} = 5,62$ kg/cm²

$\sigma'_a = m \sigma'_b = 84,34$ kg/cm².

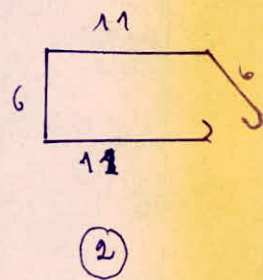
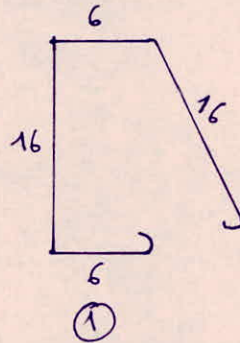
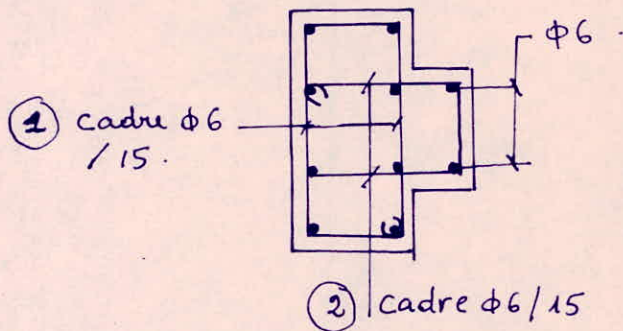
Armatures transversales.

Pour choisissons des $\phi 6$ (FeE24)

$$t_{\phi} = \min \begin{cases} t_1 = (100 \times 0,6 - 15 \times 0,6) \left(2 - \frac{5,62}{68,5} \right) = 97,8 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \times 0,6 \left(2 - \frac{5,62}{68,5} \right) = 17,26 \text{ cm} \end{cases}$$

on prend $t = 15 \text{ cm}$.

Disposition constructive des armatures:



E) - Ferrailage des parois de la cuve -

1°) Méthode de calcul.

on utilisera la méthode de Hoagan Soare, l'effet de la couverture sur la paroi sera négligé et il sera tenu compte par contre de l'effet du fond de la cuve.

Cette méthode considère que l'encastrement au niveau du fond est élastique. Quelques éclaircissements concernant cette méthode se trouvent dans l'ouvrage « Traité de Béton armé de A. Guerrin, Tome 6 »

2°) évaluation des efforts :

2-1 Moment à l'encastrement :

$$\frac{e}{e'} = \frac{35}{50} = 0,7 \quad \beta h = 1,307 \frac{h}{\sqrt{R e}} = \frac{1,307 \times 5}{\sqrt{\frac{19,6}{2} \times 0,35}} = 3,53$$

$e =$ désignant l'épaisseur ~~mo~~ de la paroi

$e' =$ " " " du fond de la cuve

$h =$ hauteur d'eau.

$R =$ rayon de la cuve.

Le moment à l'encastrement est donné par :

$$M_0 = K \delta h^3 \quad \delta = \text{poids volumique du liquide.}$$

Le coefficient K est donné par l'équation ci-dessous :

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

Après tout calcul ; on obtient : $343 K^{3/2} + 425 K - 12,2 = 0$ (2)

En remplaçant K par sa valeur :

$$K = \frac{M_0}{\delta h^3} = 8 \times 10^{-6} M_0$$

l'équation (2) prend la forme : $7,7612 \cdot 10^{-6} M_0^{3/2} + 3,4 \cdot 10^{-3} M_0 - 12,2 = 0$

La résolution d'une telle équation donne pour M_0 la valeur :

$$M_0 = 3180 \text{ dan m/m.}$$

2.2 Abcisse du moment flechissant nul:

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

$$K = \frac{M_0}{\delta h^3} = \frac{3180}{1000 \times 5^3} = 0,02544$$

$$K_0 = \frac{\arctg[2 \times 0,02544 \times 3,53^2]}{3,53} = 0,16$$

$$x_0 = 0,16 \times 5 = 0,8 \text{ m}$$

2.3. Abcisse du moment flechissant maximal:

$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0 = \frac{3,14}{4 \times 3,53} + 0,16 = 0,3825$$

$$x_1 = K_1 h = 0,3825 \times 5 = 1,912 \text{ m}$$

2.4 Moment flechissant maximal:

$$M' = -K' \delta h^3$$

$$K' = -K e^{-\beta x_1} \left[\cos \beta x_1 - \frac{1}{2K(\beta h)^2} \sin \beta x_1 \right]$$

$$K' = -0,02544 e^{-0,706 \times 1,912} \left[\cos(0,706 \times 1,912) - \frac{\sin(0,706 \times 1,912)}{2 \times 0,02544 \times 3,53^2} \right]$$

$$K' = 0,0087$$

$$M' = -0,0087 \times 1000 \times 5^3 = -1088 \text{ daNm/m}$$

2.5: Abcisse x_2 de l'effort N_p maximal dans les cerces:

cette abcisse est donnée par l'équation suivante:

$$e^{-\beta x_2} (\cos \beta x_2 + \sin \beta x_2) - 2K(\beta h)^2 e^{-\beta x_2} (\cos \beta x_2 - \sin \beta x_2) = \frac{1}{\beta h}$$

Posons $\beta x_2 = \psi_2$ on obtient l'équation

$$e^{-\gamma_2} (\cos \gamma_2 + \sin \gamma_2) - 2K(\beta R)^2 e^{-\gamma_2} (\cos \gamma_2 - \sin \gamma_2) = \frac{1}{\beta R}$$

$$e^{-\gamma_2} [\cos \gamma_2 (1 - 2K(\beta R)^2) + \sin \gamma_2 (1 + 2K(\beta R)^2)] = \frac{1}{\beta R}$$

Après tout calcul, nous aboutissons à :

$$e^{-\gamma_2} [0,366 \cos \gamma_2 + 1,634 \sin \gamma_2] = 0,2833$$

Cette équation est satisfaite pour $\gamma_2 = 1,71$

$$\alpha_2 = \frac{\gamma_2}{\beta} = \frac{1,71}{0,706} = 2,422 \text{ m} \Rightarrow K_2 = \frac{2,422}{5} = 0,4844$$

2-6 effort maximal dans les cerces

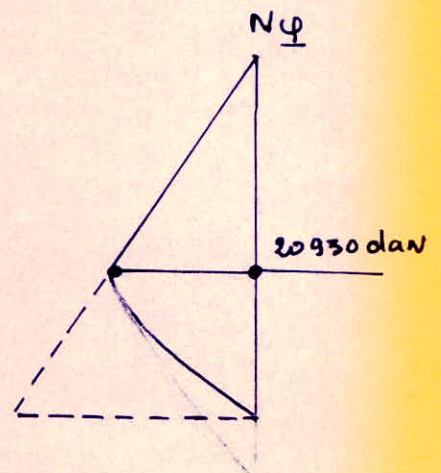
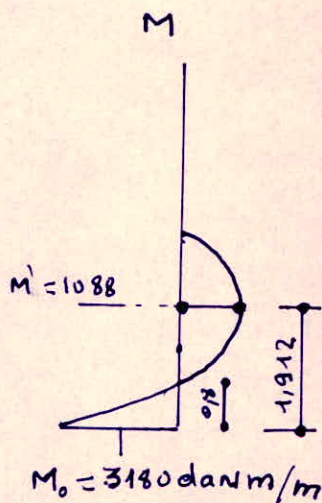
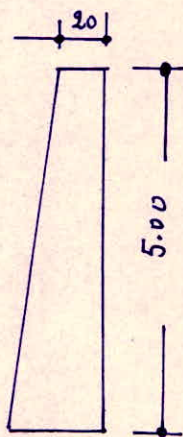
$$N_{\phi \text{ max}} = K'' \delta R \beta \text{ avec}$$

$$K'' = 1 - K_2 - e^{-\gamma_2} (\cos \gamma_2 + 2K(\beta R)^2 \sin \gamma_2)$$

$$K'' = 0,4271$$

$$N_{\phi \text{ max}} = 0,4271 \times 1000 \times \frac{19,6}{2} \times 5 = 20930 \text{ dan}$$

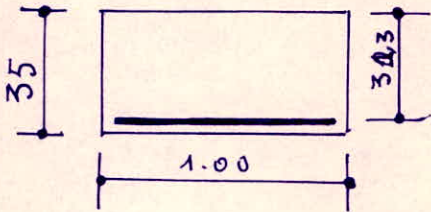
2-7 Résumé des efforts :



2.8 Ferraillage de La paroi:

A l'encastrement, le moment devient après pondération (ceci est considéré comme une surcharge), la contrainte de traction des aciers sera descendue à 1000 kg/cm^2

$$M = 1,2 \times 3180 = 3816 \text{ dan m/m}$$



$$\mu = \frac{15 \times 381600}{100 \times 30,3^2 \times 1000} = 0,0623$$

$$\varepsilon = 0,8967 \quad k = 33,4$$

$$A = \frac{381600}{0,8967 \times 30,3 \times 1000} \approx 14,05 \text{ cm}^2$$

Soit $10 \phi 14$ par mètre = $15,39 \text{ cm}^2$ ($F_c E 22$)

Pour éviterons une barre sur deux à mi-hauteur

$$\sigma'_b = \frac{1000}{34,4} = 29,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Verifications

• Fissuration: $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{15,39}{940} = 0,0164 \quad k_1 = 0,5 \cdot 10^6$

$$m = 1$$

$$\sigma_1 = \frac{0,5 \cdot 10^6 \times 1 \times 0,0164}{14 (1 + 10 \times 0,0164)} + 300 \times 1 = 808,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1128 + 300 = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

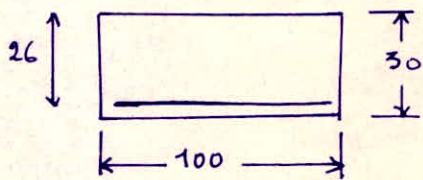
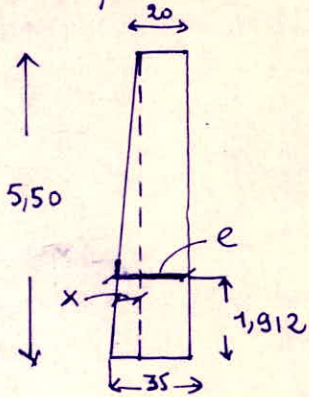
La contrainte de 1000 kg/cm^2 est admissible.

• Ferrailage de la paroi à une hauteur $h = 1,912 \text{ m}$.

$$M_1 = -1088 \text{ dan/m}$$

Après pondération $M_1 = -1,2 \times 1088 = -1306 \text{ dan/m}$

épaisseur de la paroi: $\frac{x}{15} = \frac{5,50 - 1,912}{5,50} \Rightarrow x = 10 \Rightarrow e \approx 30 \text{ cm}$



$$\mu = \frac{15 \times 130600}{100 \times 26^2 \times 1000} = 0,0289$$

$$k = 53 \quad \text{et} \quad \varepsilon = 0,9265$$

$$A = \frac{130600}{0,9265 \times 26 \times 1000} = 5,42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \phi 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1000}{53} = 18,86 \text{ kg/cm}^2$$

verifications:

* fissuration. Pour des $\phi 12$ (FeE22)

$$\sigma_2 = 2114 + 300 \times 1 = 2414 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$$

* Contrainte de traction du béton sans tenir compte des armatures:

$$\sigma_b = \frac{6,1 \text{ M}}{b b^2} = \frac{6,1 \times 130600}{100 \times 26^2} = 11,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cette contrainte étant acceptable, il est donc inutile de calculer la contrainte du béton en tenant compte des armatures

Calcul des cerces:

Pour le calcul des cerces, nous avons divisé la paroi en tranches de 50cm de hauteur et nous avons armé avec l'effort de tension N_{ij} moyen.

$$A_1 = \frac{2512}{1000} = 2,512 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 8 \Rightarrow 4,01 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{8288}{1000} = 8,288 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \frac{13814}{1000} = 13,814 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = \frac{17581}{1000} = 17,581 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \phi 16 = 20,10 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = A_6 = \frac{25116}{1000} = 25,116 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A_7 = \frac{21600}{1000} = 21,60 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A_8 = \frac{15900}{1000} = 15,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$A_9 = \frac{12000}{1000} = 12,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

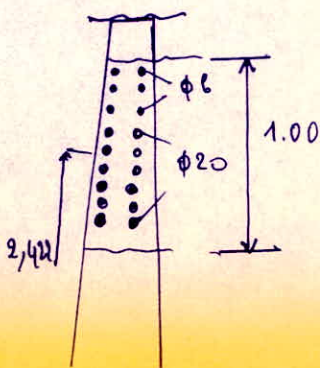
$$A_{10} = \frac{8539}{1000} = 8,539 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

verification:

Contrainte maximale de Traction du beton:

épaisseur de la paroi à la hauteur: $2,422 \text{ m} = x+20$

$$\text{avec } \frac{x}{15} = \frac{5,50 - 2,422}{5,50} \Rightarrow x = 8,5 \Rightarrow e_p = 28,5 \text{ cm}.$$



$$\sigma_b = \frac{25116}{100 \times 28,5 + 15 \times 49,72} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

- Ferrailage de La cheminée -

1°) Moment à l'encastrement :

$$\frac{e}{2'} = \frac{15}{50} = 0,3 \quad \beta h = 1,307 \frac{h}{\sqrt{Re}} = \frac{1,307 \times 5}{\sqrt{0,8 \times 0,15}} = 18,86$$

$$K = 0,0013$$

$$M_0 = K \delta h^3 = 0,0013 \times 1000 \times 5^3 = 163 \text{ dan m/m.}$$

2°) Abscisse x_0 du moment flechissant nul :

$$K_0 = 0,039 \quad x_0 = 0,039 \times 5 = 0,2 \text{ m}$$

3°) Abscisse du moment flechissant negatif maximal :

$$K_1 = 0,081 \rightarrow x_1 = 0,081 \times 5 = 0,4 \text{ m.}$$

4°) Moment flechissant negatif maximal

$$K' = 0,0004 \quad M' = -0,0004 \times 1000 \times 5^3 = -50 \text{ dan m.}$$

5°) Abscisse x_2 de l'effort N_{φ} maximal suivant les cerces :

$$K_2 = 0,14 \rightarrow x_2 = 0,14 \times 5 = 0,7 \text{ m.}$$

6°) Effort maximum N_{φ} de Traction :

$$K'' = 0,9 \quad N_{\varphi} = 0,9 \times 1000 \times 0,8 \times 5 = 3600 \text{ dan.}$$

si on negligerait l'effet du fond sur la paroi de la cheminée (d'ailleurs M' et M_0 sont faibles) l'effort de Compression N_{φ} sera egal à : $N_{\varphi} = p \cdot \frac{d}{2} = 1000 \times 5 \times 0,8 = 4000 \text{ dan}$ peu different de 3600 dan.

verifications:

Contrainte de traction du béton à l'encastrement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{6,1 \times 16300}{100 \times 15^2} = 4,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Par conséquent, le béton seul suffit

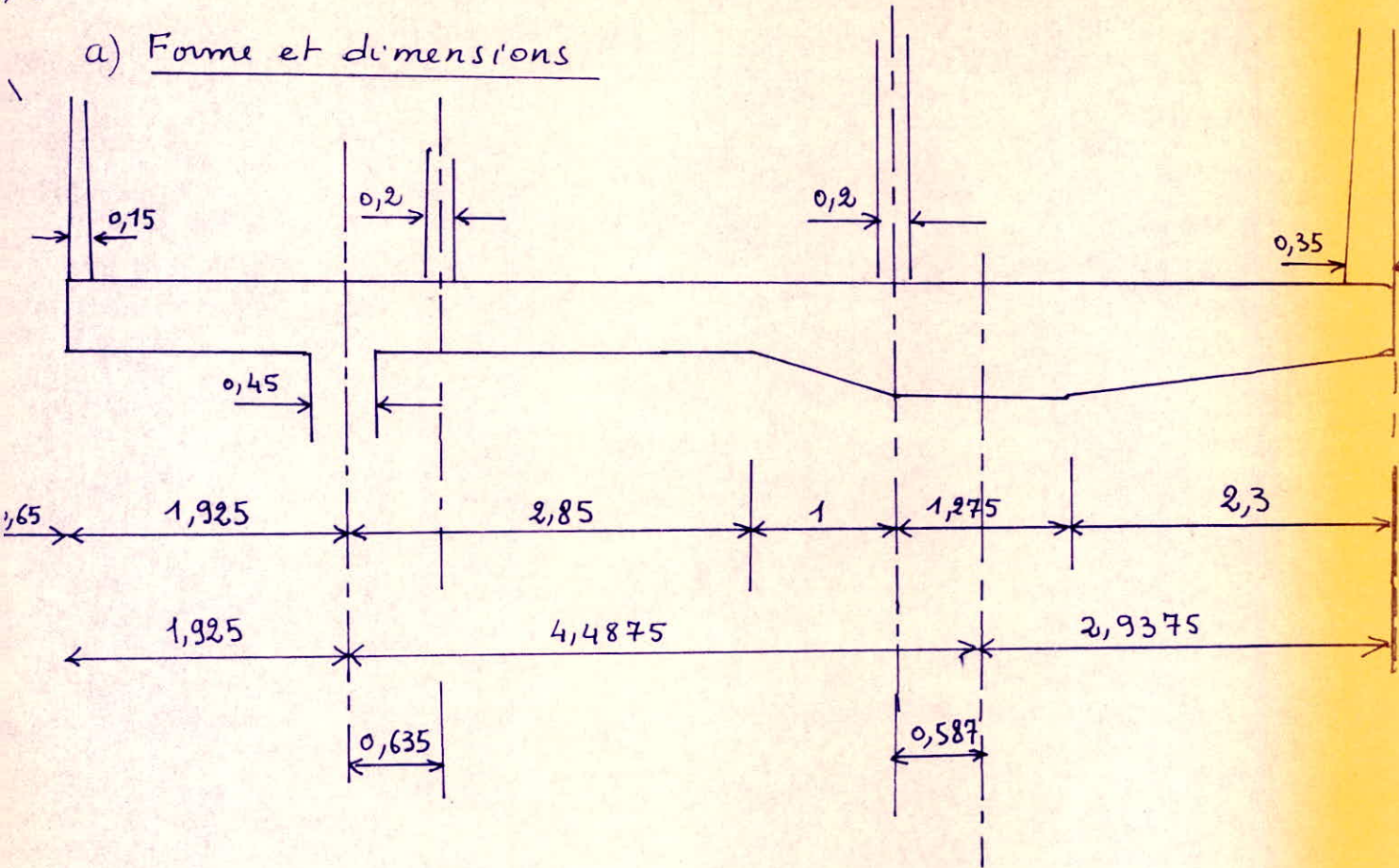
D'autre part, la contrainte de compression du béton sous l'action de l'effort N_4 sera égale à:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{3600}{15 \times 100} = 2,4 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}'_b$$

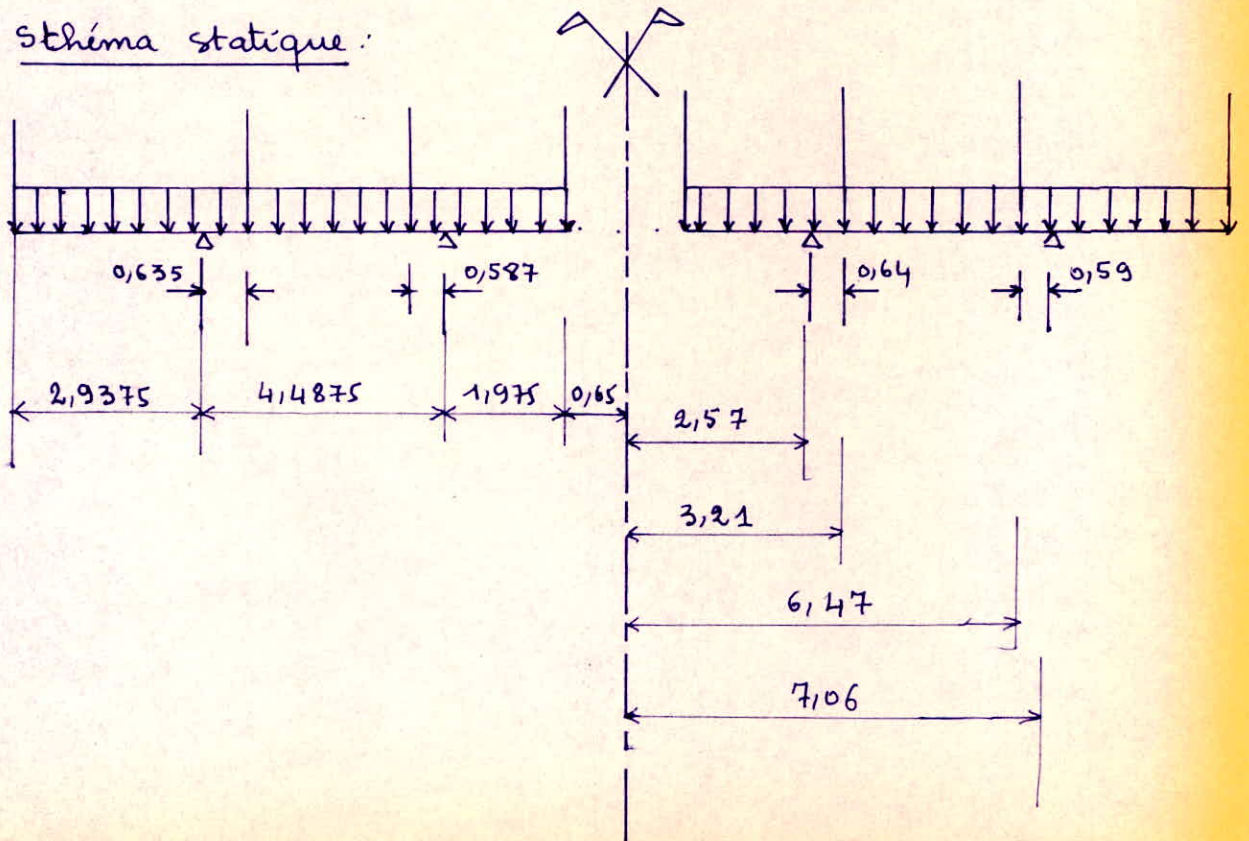
Conclusion: La cheminée sera armée à l'aide de cercles horizontales et d'armatures verticales, les armatures étant plutôt destinées à combattre le retrait et à éviter la fissuration plutôt qu'à assurer la résistance proprement dite.

F) - Etude du fond de La Cuve -

a) Forme et dimensions



b) schéma statique:



Fig(1)

c) Evaluation des charges et surcharges :

c1) évaluation de P_1 :

Poteaux esthétiques + panneau de ciment blanc :	1874
Paroi de la cuve :	3770
Dalle :	1270
Surcharge pondérée	240
	<hr/>
	6154 dan

c2) évaluation de P_2 , P_3 et P_4 .

$$P_2 = P_3 = 3630 \text{ dan}$$

$$P_4 = 3646 \text{ dan}$$

c3) Charge uniformément répartie :

$$p = 6250 \text{ dan/m}^2$$

D) Méthode de détermination des efforts :

Le fond est constitué par une dalle en couronne de cercle soumise à son poids propre et aux différentes charges concentrées P_1 , P_2 , P_3 et P_4 calculées précédemment représentant respectivement l'incidence de la paroi de la cuve avec les charges efférentes à la partie de la dalle qui lui revient ; des poteaux, et de la cheminée.

Pour la détermination des efforts dans cette dalle nous avons consulté l'ouvrage de « R. BARÉS » intitulé « Tables pour le calcul des dalles et des parois ».

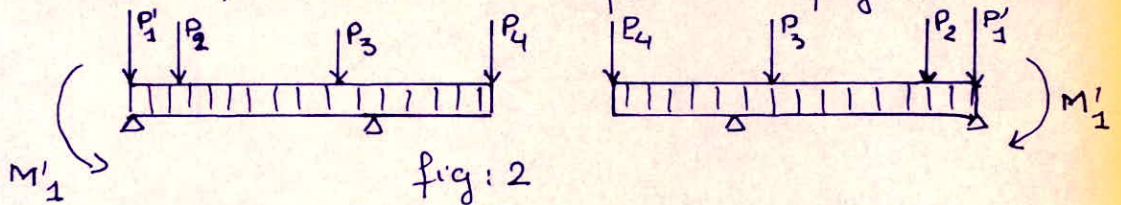
Pour pouvoir utiliser les formules donnant les efforts de certains cas simples de dalles circulaires, nous avons opéré des transformations dans la structure et utilisé la méthode de superposition des charges.

Dans un premier temps, nous remplaçons la console par l'effet qu'elle engendre. c'est à dire par

un moment $M'_1 = \frac{6250 \times 2,96^2}{2} + 6154 \times 2,96 = 45596 \text{ kgm/m}$

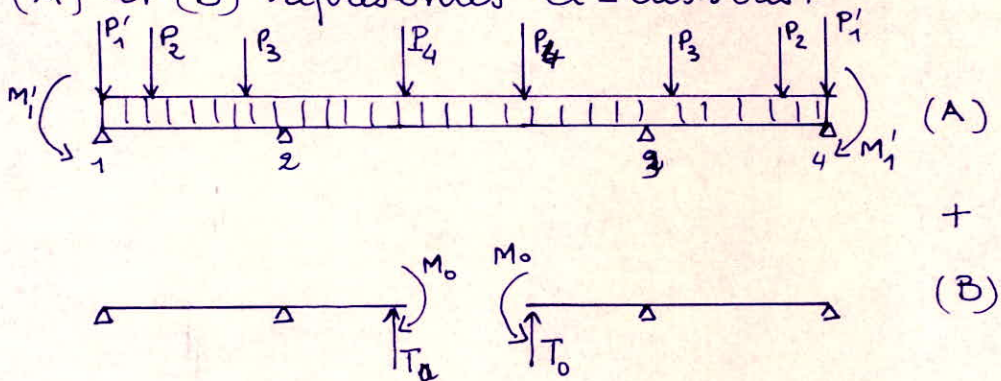
et une force $P'_1 = 6154 + 6250 \times 2,96 = 24654 \text{ kg}$.

Finalement, le schéma statique de la fig (1) devient



Dans une dalle en couronne de cercle uniformément chargée, les efforts intérieurs peuvent s'obtenir en superposant les effets naissant dans une dalle circulaire de même diamètre à des effets naissant dans une dalle en couronne de cercle, chargée sur la périphérie de l'ouverture par les efforts T_0 et M_0 égaux aux efforts intérieurs négatifs et provoqués dans des sections de la dalle circulaire, l'emplacement des effets étant d'accord avec le bord de l'ouverture.

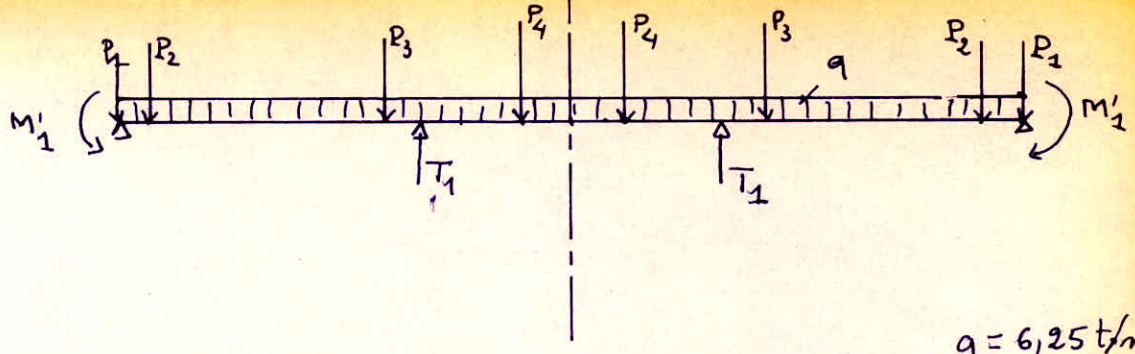
Par conséquent, le cas (2) se décompose en 2 cas (A) et (B) représentés ci-dessous.



Etude du cas (A)

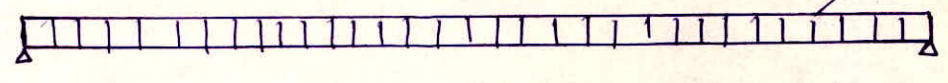
L'étude du cas (A) nécessite la substitution des appuis (2) et (3) par leurs réactions correspondantes T_1 et T_2 ($T_1 = T_2$) du fait de la symétrie des charges et des appuis.

Le cas (A) se décompose de la manière suivante,

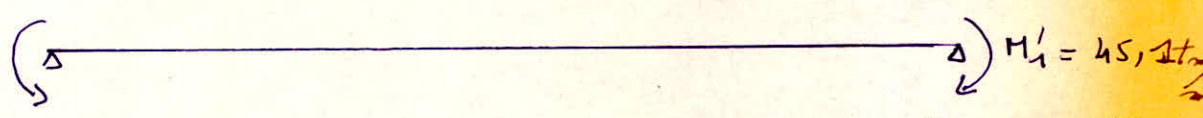


$q = 6,25 \text{ t/m}^2$

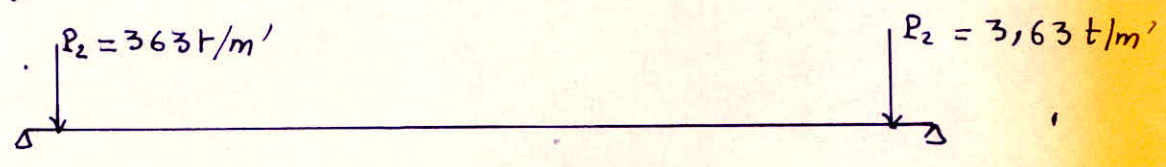
A₁



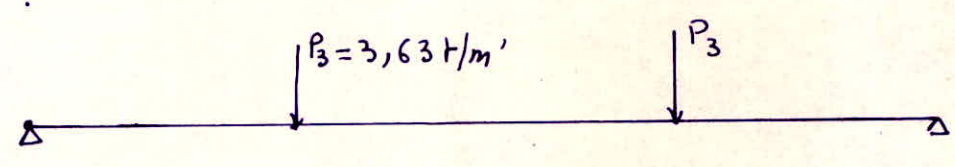
A₂



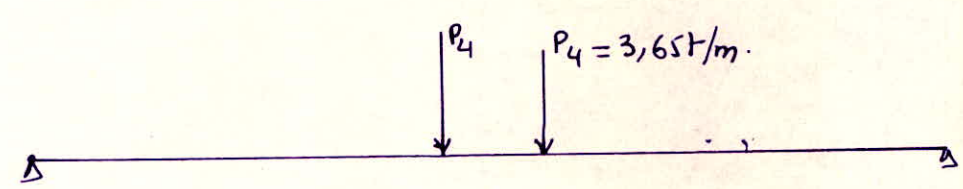
A₃



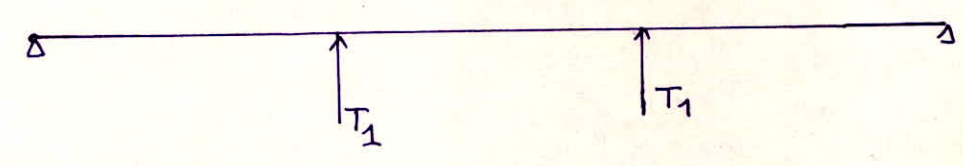
A₄



A₅



A₆



Calcul des efforts.

En fonction de certains paramètres que nous définirons ci-après, l'ouvrage de R. BARÉS donne directement l'expression du moment radial, du moment tangentiels et de l'effort tranchant pour les différents cas que nous avons cités.

Notations:

w = déplacement vertical ou flèche.

D = rigidité de flexion de la plaque, elle est égale à $\frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$ avec:

E = module d'élasticité du matériau

h = hauteur ou épaisseur de la plaque

ν = Coefficient de poisson ($\nu = 0,15$ pour le béton)

M_r : moment fléchissant radial par unité de longueur du cercle.

M_θ = moment fléchissant tangentiels par unité de longueur du diamètre.

T_r = effort tranchant radial par unité de longueur du cercle.

r, φ : coordonnées polaires d'un point de la dalle (l'origine se trouvant au centre de la dalle)

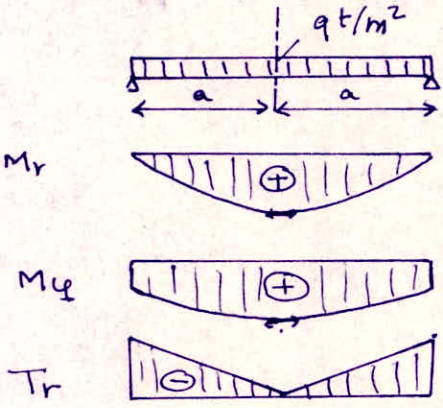
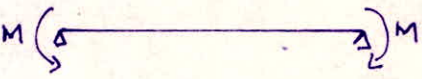
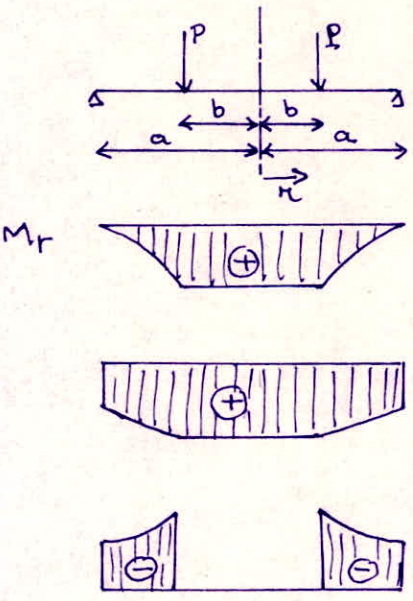
$\rho = \frac{r}{a}$ distance relative du point étudié

a : rayon du bord extérieur de la dalle

b : " de l'ouverture de la dalle

$\beta = \frac{b}{a}$: grandeur relative de l'ouverture de la dalle.

Expressions des efforts.

Appuis - charge et diagrammes des efforts	expressions.
 <p>Diagram of a beam of length $2a$ with a uniformly distributed load $q t/m^2$. Below it are three diagrams: M_r (parabolic), M_ϕ (trapezoidal), and T_r (linear).</p>	$w = \frac{qa^4}{64D} (1-\rho^2) \left[\frac{5+\mu}{1+\mu} - \rho^2 \right]$ $M_r = \frac{qa^2}{16} (3+\mu) (1-\rho^2)$ $M_\phi = \frac{qa^2}{16} [3+\mu - (1+3\mu)\rho^2]$ $T_r = -0,5 qa \rho.$
 <p>Diagram of a beam of length $2a$ with a constant moment M applied at both ends.</p>	$w = \frac{Ma^2}{2D(1+\mu)} (1-\rho^2)$ $M_r = M_\phi = M$
 <p>Diagram of a beam of length $2a$ with two point loads P at distance b from the center. Below it are three diagrams: M_r (parabolic), M_ϕ (trapezoidal), and T_r (zero).</p>	<p>Pour la partie médiane $0 \leq r \leq b$</p> $w = \frac{Pa}{8D} \frac{\beta}{1+\mu} \left\{ (3+\mu)(1-\beta^2) + 2(1+\mu)\beta^2 \lg \beta - [(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\lg \beta] \rho^2 \right\}$ $M_r = M_\phi = \frac{Pa}{4} \beta \left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\lg \beta \right]$ $T_r = 0$ <p>Pour la partie extérieure $b \leq r \leq a$</p> $w = \frac{Pa^3}{8D} \frac{\beta}{1+\mu} \left\{ [(3+\mu) - (1-\mu)\beta^2] (1-\rho^2) + 2(1+\mu)(\beta^2 + \rho^2) \lg \rho \right\}$ $M_r = \frac{Pa}{4} \beta \left[(1-\mu)\beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} - 1 \right) - 2(1+\mu)\lg \rho \right]$ $T_r = -P\beta \frac{1}{\rho}$ $M_\phi = \frac{Pa}{4} \beta \left\{ (1-\mu) \left[2 - \beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} + 1 \right) \right] - 2(1+\mu)\lg \rho \right\}$

Pour déterminer la valeur de T_1 , nous écrivons que le déplacement en ce point est nul $(\sum_1^6 w_i = 0)$

$$\text{Cas } A_1 : w_{\xi=0,364} = \frac{6,25 \times 7,06^4}{64 D} (1 - 0,364^2) \left[\frac{5 + 0,15}{1 + 0,15} - 0,364^2 \right] = \frac{914,65}{D}$$

$$\text{Cas } A_2 : w_{\xi=0,364} = \frac{45,1 \times 7,06^2}{2(1 + 0,15) D} (1 - 0,364^2) = -\frac{847,95}{D}$$

$$\text{Cas } A_3 : w_{\xi=0,364} = + \frac{3,63 \times 7,06^3 \times 0,916}{8(1 + 0,15) D} \left\{ [3,15(1 - 0,916^2) + 2(1,15) \times 0,916^2 \lg 0,916] - [(1 - 0,85)(1 - 0,916^2) - 2(1,15) \lg 0,916] 0,364^2 \right\} = \frac{37,24}{D}$$

$$\text{Cas } A_4 : w_{\xi=0,364} = + \frac{3,63 \times 7,06^3 \times 0,4547}{8(1,15) D} \left\{ [3,15(1 - 0,4547^2) + 2(1,15) \times 0,4547^2 \lg 0,4547] - [0,85(1 - 0,4547^2) - 2(0,85) \lg 0,4547] 0,364^2 \right\} = \frac{113,3}{D}$$

$$\text{Cas } A_5 : w_{\xi=0,364} = \frac{30,80}{D}$$

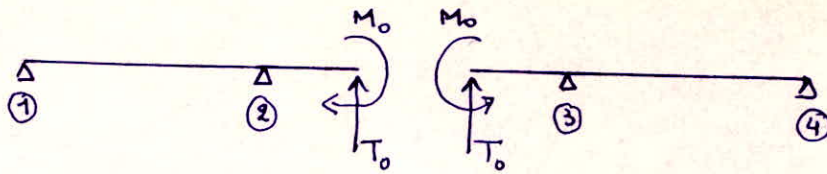
$$\text{Cas } A_6 : w_{\xi=0,364} = -\frac{28,11 T_1}{D}$$

$$\sum w_i = \frac{914,65}{D} - \frac{847,95}{D} + \frac{37,24}{D} + \frac{113,3}{D} + \frac{30,80}{D} - \frac{28,11 T_1}{D} = 0$$

on en déduit que

$$T_1 = 8,82 \text{ t/m}$$

ETude du cas B:



évaluation de Mo et T0

$$M_0 = -\sum_{i=1}^6 M_{r_{\beta=0,092}}^{A_i}$$

$$T_0 + \sum_{i=1}^6 T_{r_{\beta=0,092}}^{A_i} = 3,65$$

$$A_1 \rightarrow \begin{cases} M_{r_{\beta=0,092}} = \frac{6,25 \cdot 7,06^2}{16} (3,15) (1-0,092^2) = 60,81 \\ T_{r_{\beta=0,092}} = -0,15 \times 6,25 \times 7,06 \times 0,092 = -2,03 \end{cases}$$

$$A_2 \rightarrow \begin{cases} M_{r_{\beta=0,092}} = -45,1 \text{ tm/m}' \\ T_{r_{\beta=0,092}} = 0 \end{cases}$$

$$A_3 \rightarrow \begin{cases} M_{r_{\beta=0,092}} = 1,987 \\ T_{r_{\beta=0,092}} = 0 \end{cases}$$

$$A_4 \rightarrow \begin{cases} M_{r_{\beta=0,092}} = 7,245 \\ T_{r_{\beta=0,092}} = 0 \end{cases}$$

$$A_5 \rightarrow \begin{cases} M_{r_{\beta=0,092}} = 3,752 \\ T_{r_{\beta=0,092}} = -3,65 \end{cases}$$

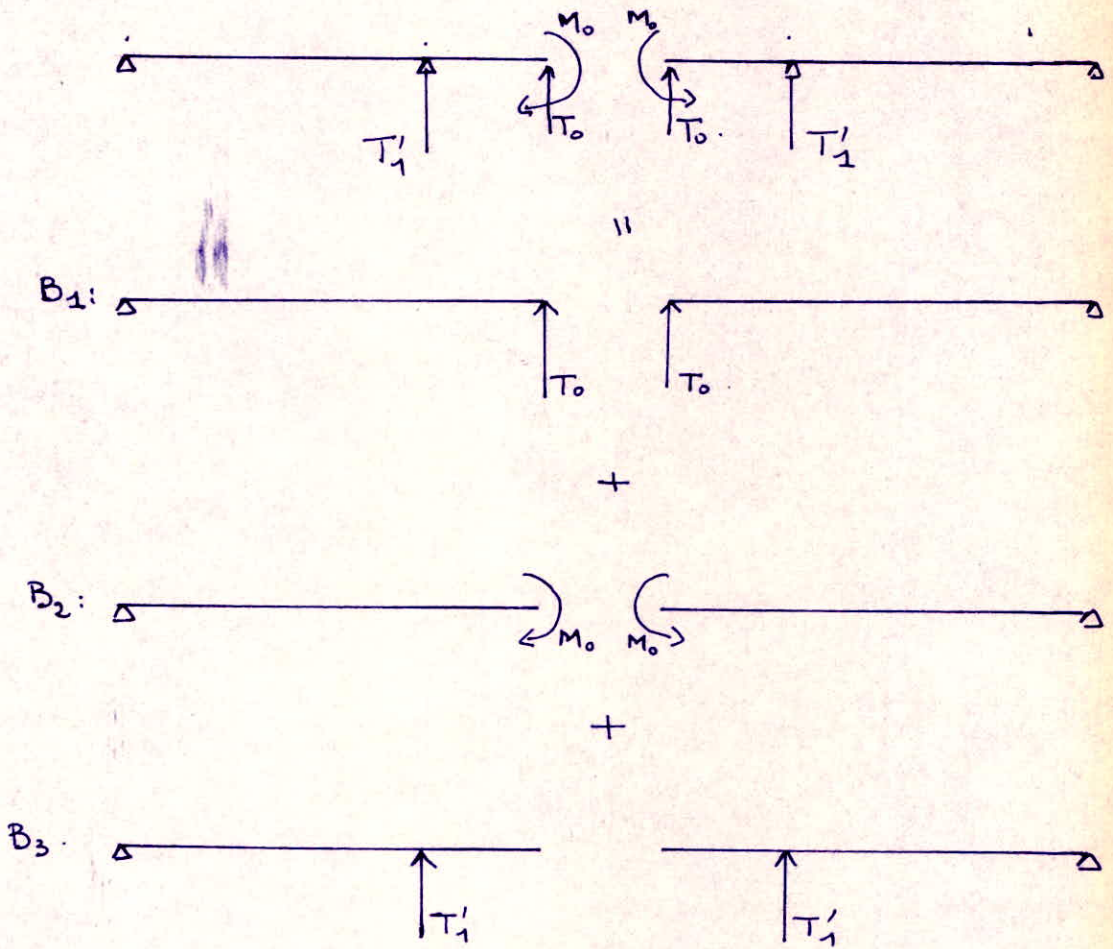
$$A_6 \rightarrow \begin{cases} M_{r_{\beta=0,092}} = -17,35 \\ T_{r_{\beta=0,092}} = 0 \end{cases}$$

$$\sum_{i=1}^6 M_{r_{\beta=0,092}}^{A_i} = 60,81 - 45,1 + 1,987 + 7,245 + 3,752 - 17,344 = 11,35$$

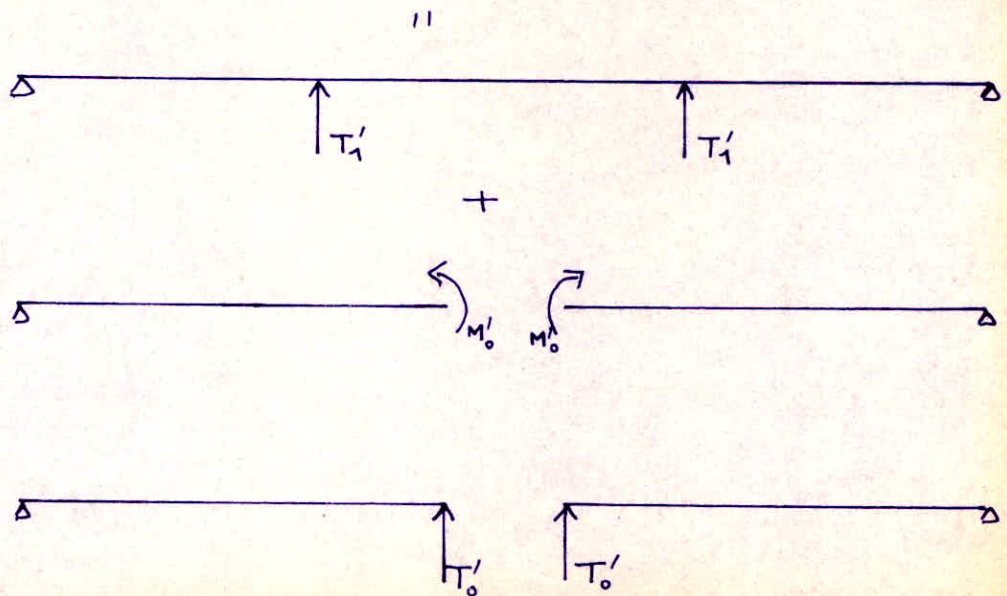
$$\Rightarrow M_0 = -11,35 \text{ tm/m}'$$

$$\sum_{i=1}^6 T_{r_{\beta=0,092}}^{A_i} = -2,03 - 3,65 = -5,68 \Rightarrow T_0 = 3,65 + 5,68 = 9,33 \text{ t/m}'$$

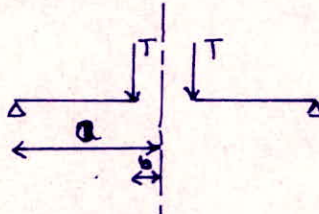
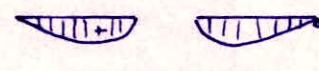
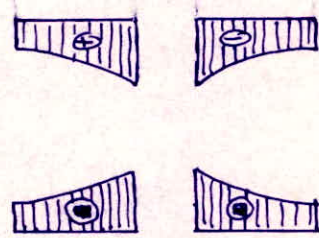
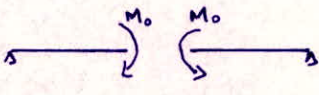
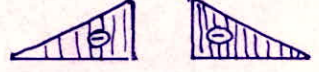
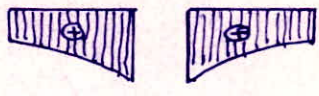
Après substitution des appuis (2) et (3) par leur réactions respectives T'_1 et T'_2 ($T'_1 = T'_2$) ; le cas (B) se décompose, par superposition des charges, ainsi :



Le cas B_3 se décompose aussi en 3 cas - B'_3, B''_3 et B'''_3 .



Expressions des efforts :

appuis - charge et diagrammes des efforts	Expressions.
 <p>M_r</p>  <p>M_φ</p> 	$w = \frac{T a^3 \beta}{8 D} \left[\frac{3 + \mu + 2 k_3}{1 + \mu} (1 - \beta^2) + \frac{4 k_3}{1 - \mu} \log \beta + 2 \beta^2 \log \beta \right]$ $M_r = \frac{T a \beta}{2} \left[k_3 \left(\frac{1}{\beta^2} - 1 \right) - (1 + \mu) \log \beta \right]$ $M_\varphi = \frac{T a \beta}{2} \left[1 - \mu - k_3 \left(\frac{1}{\beta^2} + 1 \right) - (1 - \mu) \log \beta \right]$ $T_r = -q \beta / \beta.$ <p>avec $k_3 = (1 + \mu) \frac{\beta^2}{1 - \beta^2} \log \beta.$</p>
 <p>M_r</p>  <p>M_φ</p> 	$w = \frac{M a^2}{2 D} \frac{k_4}{1 + \mu} \left(1 - \beta^2 - 2 \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \log \beta \right)$ $M_r = M k_4 \left(1 - \frac{1}{\beta^2} \right)$ $M_\varphi = M k_4 \left(1 + \frac{1}{\beta^2} \right)$ $k_4 = \frac{\beta^2}{1 - \beta^2} \quad T_r = 0$

Pour déterminer T'_1 on écrira que la somme des déplacements au point ($S = 0,364$) de B_1 , B_2 et B_3 est égale à zéro.

M'_0 sera égale et opposé au moment $M_{rS=0,092}$ du cas B'_3

T'_0 sera aussi égal et opposé à $T_{rS=0,092}$ du même cas.

Comme $T_{rS=0,092}$ du cas B'_3 est nul, le cas B''_3 disparaît

Le déplacement de B'_3 pour $S = 0,364$ est égal à la somme des déplacements dans les cas B'_3 et B''_3 en ce point.

$$B'_3 \rightarrow w_{S=0,364} = -\frac{T'_1 \times 7,06^3 \times 0,364}{8(1,15)D} \left\{ \left[(3,15) - 0,85 \times 0,364^2 \right] (1 - 0,364^2) + 2 \times 1,15 \times 0,364^2 \log 0,364 \right\} = -\frac{28,11 T'_1}{D}$$

$$B''_3 \rightarrow w_{S=0,364} = -\frac{1,967 T'_1 \times 7,06^2}{2(1,15)D} \frac{0,092^2}{1 - 0,092^2} \left(1 - 0,364^2 - 2 \frac{1,15}{0,85} \log 0,364 \right) = -\frac{1,31 T'_1}{D}$$

$$\Rightarrow w_{S=0,364}^{B_3} = \frac{-1,31 T'_1 - 28,11 T'_1}{D} = -\frac{29,42 T'_1}{D}$$

$$B_1 \rightarrow w_{S=0,364} = -\frac{9,33 \times 7,06^3 \times 0,092}{8D} \left[\frac{3,15 + 2(1,15) \frac{0,092^2}{1 - 0,092^2} \log 0,092}{1,15} (1 - 0,364^2) - \frac{4 \times 0,0232}{1 - 0,15} \log 0,364 + 2 \times 0,364^2 \log 0,364 \right] = \frac{-82,47}{D}$$

$$B_2 \rightarrow w_{S=0,364} = +\frac{11,35 \times 7,06^2}{2 \times 1,15 D} \frac{0,092^2}{1 - 0,092^2} \left(1 - 0,364^2 - 2 \frac{1,15}{0,85} \log 0,364 \right) = \frac{7,563}{D}$$

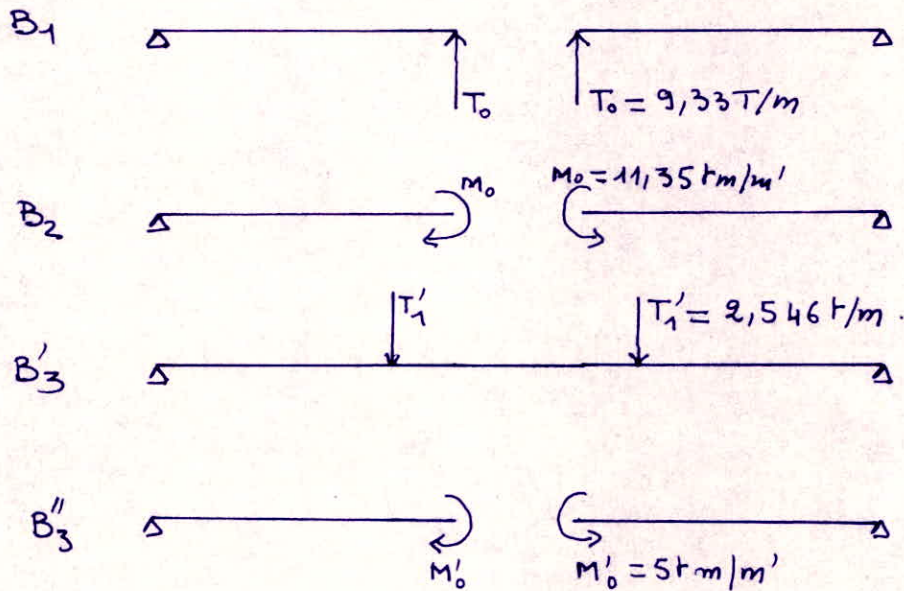
$$\frac{7,563}{D} - \frac{82,47}{D} - \frac{29,42}{D} T'_1 = 0$$

$$T'_1 = -2,546 \text{ t/m}$$

$$M_{rS=0,092} = -\frac{T'_1 \times 7,06 \times 0,364}{4} \left[(0,85) (1 - 0,364^2) - 2 \times 1,15 \log 0,364 \right] = -1,967 T'_1$$

$$M'_0 = 5 \text{ tm/m'}$$

Finalement le cas B se réduit à l'étude des cas suivants:



Après superposition des effets et tout calcul fait nous trouvons l'expression des efforts en fonction de ξ .

	M _r
	expressions en fonction de ξ
$0,092 \leq \xi \leq 0,364$	$M_r = 13,18 - 61,33\xi^2 - \frac{0,0645}{\xi^2} + 2,13 \log \xi$
$0,364 \leq \xi \leq 0,4547$	$M_r = 25,98 - 61,33\xi^2 - \frac{0,518}{\xi^2} + 11,4 \log \xi$
$0,4547 \leq \xi \leq 0,916$	$M_r = 18,22 - 61,33\xi^2 - \frac{0,006}{\xi^2} + 4,7 \log \xi$
$0,916 \leq \xi \leq 1$	$M_r = 12,047 - 61,33\xi^2 + \frac{4,18}{\xi^2} - 8,798 \log \xi$

$M\varphi$	
$\beta = \frac{r}{a}$	Expressions.
$0,092 \leq \beta \leq 0,364$	$M\varphi = 11,6 - 28,23 \beta^2 + \frac{0,0644}{\beta^2} + 2,21 \lg \beta$
$0,364 \leq \beta \leq 0,4547$	$M\varphi = 17,55 - 28,23 \beta^2 + \frac{0,518}{\beta^2} + 10,48 \lg \beta$
$0,4547 \leq \beta \leq 0,916$	$M\varphi = 14,745 + \frac{0,006}{\beta^2} - 28,23 \beta^2 + 3,78 \lg \beta$

T_n	
$\beta = \frac{r}{a}$	Expressions.
$0,092 \leq \beta \leq 0,364$	$T_n = \frac{0,1522}{\beta} - 22\beta$
$0,364 \leq \beta \leq 0,4547$	$T_n = \frac{9,8}{\beta} - 22\beta$
$0,4547 \leq \beta \leq 0,916$	$T_n = -22\beta + \frac{1,15}{\beta}$
$0,916 \leq \beta \leq 1$	$T_n = -22\beta - \frac{2,17}{\beta}$

w_n

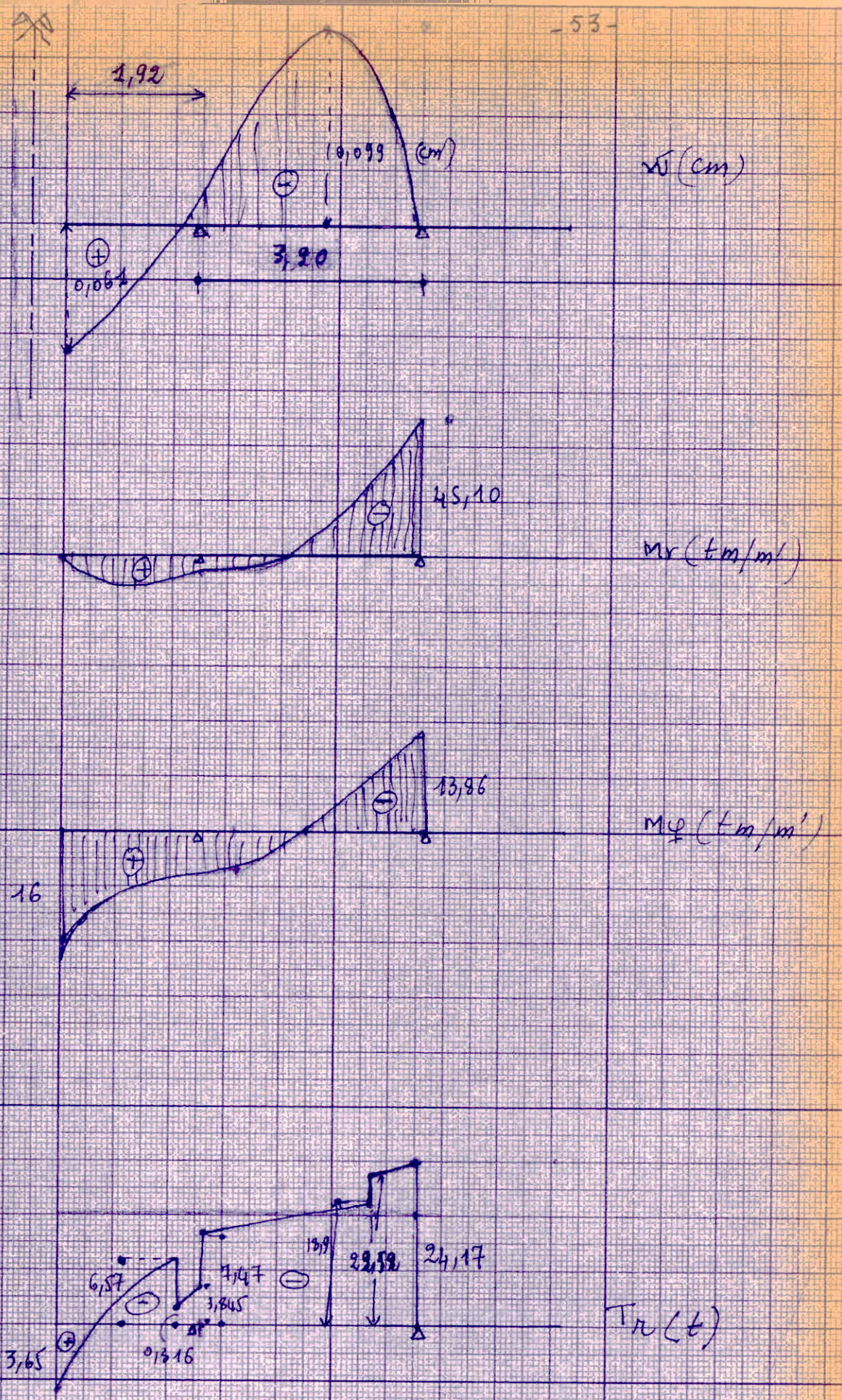
$\beta = \frac{r}{a}$	Expressions de w_n en fonction de β -
$0,092 \leq \beta \leq 0,364$	$w = 14,99 - 225,08 \beta^2 + 242,61 \beta^4 - 3,781 \beta^5 - 45,97 \beta^2 \log \beta.$
$0,364 \leq \beta \leq 0,4547$	$w = -38,53 - 227,21 \beta^2 + 242,61 \beta^4 - 30,4 \log \beta - 246,88 \beta^2 \log \beta.$
$0,4547 \leq \beta \leq 0,916$	$w = 15,24 - 257,98 \beta^2 + 242,61 \beta^4 - 0,38 \log \beta - 101,68 \beta^2 \log \beta$
$0,916 \leq \beta \leq 1$	$w = 282,223 - 524,836 \beta^2 + 242,61 \beta^4 + 245,06 \log \beta + 190,84 \beta^2 \log \beta.$

- Tableau de valeurs des efforts -

ξ	w (cm)	M_r tm/m'	M_φ tm/m'	T_r t/m'
0,092	0,062	+0,0417	16	3,65
0,1	0,061	+1,21	14,97	3,02
0,15	0,052	+4,89	11,53	0,18
0,2	0,042	+5,68	10,13	-1,79
0,25	0,03	+5,36	9,19	-3,41
0,3	0,017	+4,38	8,32	-4,86
0,33	0,0084	+3,55	7,77	-5,68
0,35	0,003	+2,9	7,4	-6,21
0,364	0,000	+2,41	7,12	-6,57 -0,516
0,38	0,0064	+2,50	6,92	-4
0,40	0,012	+2,48	6,67	-1,8
0,42	0,0188	+2,33	6,41	-2,57
0,45	0,028	+1,9	6	-3,68
0,4547	0,029	+1,81	5,96	-3,845 -7,47
0,48	0,037	+0,61	5,49	-8,16
0,5	0,044	-0,39	5,09	-8,7
0,55	0,059	-3,16	3,96	-10
0,6	0,074	-6,28	2,67	-11,28
0,65	0,086	-9,73	1,2	-12,53
0,7	0,095	-13,52	-0,42	-13,76
0,75	0,099	-17,64	-2,2	-14,96
0,8	0,097	-22,09	-4,16	-16,16
0,85	0,088	-26,86	-6,26	-17,35
0,9	0,07	-31,96	-8,51	-18,52
0,916	0,062	-33,66	-9,26	-18,9 -22,52
0,92	0,059	-34,2	-9,47	-22,6
0,94	0,048	-36,87	-10,52	-23
0,95	0,0414	-38,22	-11,06	-23,18
1	0,00	-45,10	-13,86	-24,17

$$D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{345000 \times 50^3}{12(1-0,15^2)} = 3,67 \cdot 10^9 \text{ kg/cm}^2$$

Les valeurs de w sont donc très faibles.



Représentation des diagrammes des efforts, et déplacements.

- Ferrailage du Fond

Armatures longitudinales:

Pour utiliserons des aciers à haute adhérence, de la classe FeE40. Comme la paroi de la cuve est constamment mouillée, nous abaisserons la contrainte admissible à la valeur 2400 kg/cm^2 .

1°) Section sur contreforts (à 2,94 m de nu extérieur de la paroi)

$$M_r = -45,1 \text{ tm/m}' \quad h_t = 80 \text{ cm} \Rightarrow h = 76 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 4510000}{100 \times 76^2 \times 2400} = 0,048 \Rightarrow \varepsilon = 0,9071, \quad k = 38,8$$

$$A = \frac{4510000}{2400 \times 0,907 \times 76} = 27,26 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 61,85 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Section à 2,00 m de nu extérieur de la paroi

Pour des raisons de sécurité nous prendrons 75% de la valeur de M_r trouvé pour $x = 2,94 \text{ m}$.

$$M_r = -0,75 \times 45,1 = -33,83 \text{ tm/m}' \quad h_t = 76 \text{ cm} \Rightarrow h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3383000}{100 \times 72^2 \times 2400} = 0,0408 \Rightarrow \varepsilon = 0,9142, \quad k = 43,25$$

$$A = 21,41 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 55,49 \text{ kg/cm}^2.$$

3°) Section à $x = 4 \text{ m}$ de la paroi de la cuve:

$$M_r = -28,86 \text{ tm/m}' \quad h = 63 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 2686000}{100 \times 63^2 \times 2400} = 0,0422 \Rightarrow \varepsilon = 0,9129, \quad k = 42,4$$

$$A = 19,46 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 56,6 \text{ kg/cm}^2$$

4°) Section à $x = 5 \text{ m}$ de la paroi :

$$M_r = -13,52 \text{ tm/m}' \quad h = 46 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 1352000}{100 \times 46^2 \times 2400} = 0,04 \Rightarrow \varepsilon = 0,915 \quad K = 43,8$$

$$A = 13,88 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 54,8 \text{ kg/cm}^2.$$

5°) Section à $x = 5,76 \text{ m}$ de la paroi de la cuve:

$$M_r = 2,9 \text{ tm/m}' \quad h_t = 50 \text{ cm} \rightarrow h = 46 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 290000}{2400 \times 46^2 \times 100} = 0,00856 \Rightarrow \varepsilon = 0,9581, \quad K = 104,5$$

$$A = 2,74 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 23 \text{ kg/cm}^2.$$

6°) Section à $x = 8,6 \text{ m}$ de la paroi de la cuve.

$$M_r = 5,68 \text{ tm/m}' \quad h = 46 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 568000}{2400 \times 46^2 \times 100} = 0,0168 \Rightarrow \varepsilon = 0,9427, \quad K = 72,5$$

$$A = 5,457 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 33,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Armatures en cercles: on utilise des FeE22 avec $\bar{\sigma}_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$
et des FeE40 avec $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

1°) à $x = 0,8 \text{ m}$ du bord extérieur de la paroi de la cheminée:

$$M_y = 16 \text{ tm/m}' \quad h = 46 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 1600000}{100 \times 46^2 \times 2400} = 0,0472 \Rightarrow \varepsilon = 0,9084, \quad K = 39,8 \Rightarrow$$

$$A = 15,95 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 60,3.$$

$$\text{soit } 5 \text{ HA20} = 15,7 \text{ cm}^2$$

2°) De $x = 0,8 \text{ m}$ à $1,7 \text{ m}$: nous prendrons le moment

dans la section $x = 0,8 \text{ m}$.

$$M_y = 10,13 \text{ tm/m}' \quad h = 46 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{15 \times 1013000}{100 \times 46^2 \times 2400} = 0,0299 \Rightarrow \varepsilon = 0,9254, \quad K = 52$$

$$\Rightarrow A = 9,91 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \text{ HA20} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 46,15 \text{ kg/cm}^2$$

3°) de $x = 1,70 \text{ m}$ à $x = 5,45 \text{ m}$:

La valeur du moment M_{φ} passe de $+6,92 \text{ tm/m'}$ à $-6,26 \text{ tm/m'}$, nous disposons donc les mêmes aciers en 2 nappes.

$$M_{\varphi} = 6,92 \text{ tm/m'} \quad h = 46 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0204 \Rightarrow \varepsilon = 0,9375 \rightarrow \sigma'_b = 65 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 6,05 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1 \text{ HA } 14/25$$

4°) De $x = 5,45 \text{ m}$ à $x = 6,41 \text{ m}$.

$$M_{\varphi} = 13,86 \text{ tm/m'} \quad h = 76 \text{ cm.}$$

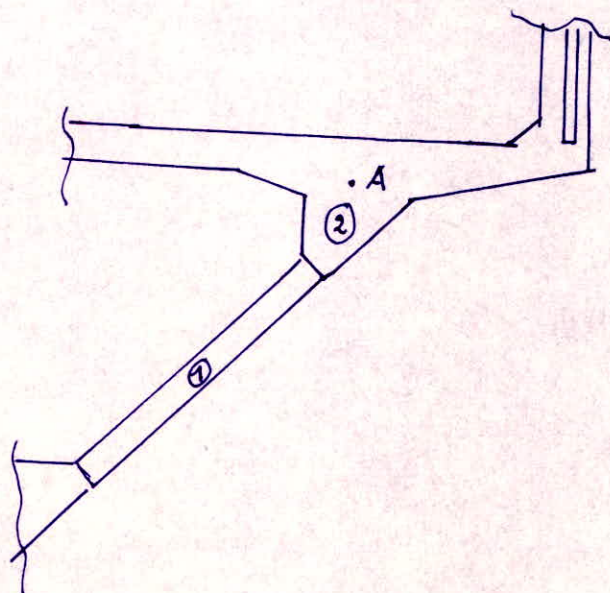
$$\mu = 0,0150 \Rightarrow \varepsilon = 0,9457 \quad \kappa = 77,2$$

$$A = 8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 1 \text{ HA } 16/25 \text{ cm.}$$

5°) Pour $x \geq 6,41 \text{ m}$.

Nous ignorons la variation de M_{φ} , par conséquent, nous adoptons la même section d'armature que ci-dessus.

G) Ferrailage des contreforts et de la ceinture

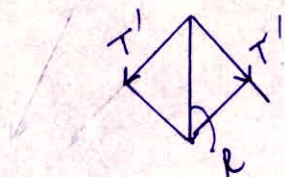


10) Effort de calcul

le contrefort et la ceinture sont soumis à la compression de la réaction R au point A .

a) Ferrailage de la ceinture:

La ceinture (2) est soumise à un effort T' égal à



$$T' = \frac{R}{\sqrt{2}} = \frac{24117}{\sqrt{2}} = 17090 \text{ T}$$

$$A = \frac{T'}{\sigma_a} = \frac{17090}{1600} = 10,68 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \phi 12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage du contrefort

L'effort T' est un effort de compression, à cet effort s'ajoute l'effort de compression dû au poids

poids : $\frac{q}{\sqrt{2}} \times 4,20 = \frac{2500 \times 0,4}{\sqrt{2}} \times 4,20 = 2969,8 \text{ kg}$

d'où : $T_c = 17090 + 2969,8 = 20059,8 \text{ kg}$

évaluation du moment Maximum.

Le contrefort est encastré aux 2 ceintures inférieure et supérieure)

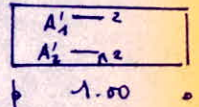
$q = 707,1 \text{ kg/ml}$



$M_{max} = \frac{q l^2}{12} = \frac{707,1 \times 4,20^2}{12} = 1039,44 \text{ kgm}$

Le contrefort sera calculé en flexion composée avec $M = 1039,44 \text{ kgm}$ et $N = T_c = 20059,8 \text{ kg}$

$e = \frac{M}{N} = \frac{1039,44}{20059,8} = 0,0518 \text{ m} < \frac{e_0}{h_t} = \frac{0,0518}{0,40} = 0,13$



Comme cette valeur est inférieure à celle donnée dans le Tableau I du "Charon Page 238"

La section est entièrement comprimée.

on choisit $w_1 = 0,01$ et $w_2 = 0,004$.

$K_1 = 0,701$ $C_1 = 3,747$ d'où :

$\sigma_1' = \frac{103944}{100 \times 40} \left(0,701 + \frac{5,18 \times 3,747}{40} \right) = 30,8 \text{ cm}^2$

$A_1 = 100 \times 40 \times 0,01 = 40 \text{ cm}^2$ soit 13 $\phi 20$

$A_2 = 100 \times 40 \times 0,004 = 16 \text{ cm}^2$ soit 5 $\phi 20$.

Soit 18 $\phi 20$ sur les 2 faces. = $56,52 \text{ cm}^2$

On peut encore diminuer la quantité d'acier vu que σ_1' est trop faible.

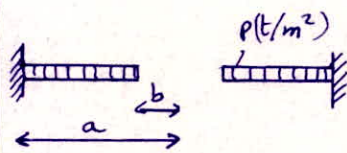
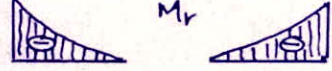
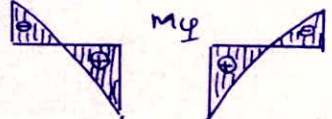
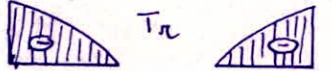
Etude des plaques.

Nous avons 3 types de planchers :

- des planchers d'épaisseur 25 cm.
- Un plancher d'épaisseur 40 cm
- " " " " 60 cm.

L'épaisseur des 2 derniers planchers a été augmentée pour reprendre les efforts secondaires éventuels.

Expression des efforts :

appuis et charge et diagramme.	Expression.
	$R_1 = \beta^2 \frac{(1-\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2 \ln \beta)}{1-\mu + (1+\mu)\beta^2}$
	$w = \frac{Pa^4}{64D} \left[-1 + 2(1-k_1 - 2\beta^2)(1-\beta^2) + \beta^4 - 4k_1 \ln \beta - 8\beta^2 \beta^2 \ln \beta \right]$
	$M_r = \frac{Pa^2}{16} \left[(1+\mu)(1-k_1) + 4\beta^2 - (3+\mu)\beta^2 - (1-\mu) \frac{k_1}{\beta^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta \right]$
	$M_\phi = \frac{Pa^2}{16} \left[(1+\mu)(1-k_1) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\beta^2 + (1-\mu) \frac{k_1}{\beta^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta \right]$
	$T_r = -\frac{Pa}{2} \left(\beta - \frac{\beta^2}{\beta} \right)$

on prend comme surcharge 500 kg/m^2 .

épaisseur du plancher	charge par mètre carré (P) kg/m^2
25 cm.	879,6
40 cm	999,44
60 cm.	1199,2

Épaisseur (cm)	Expression des efforts et déplacements en fonction de ξ .
25	$w = \frac{404,86}{D} \left[\xi^4 - 1 + 0,0673(1-\xi^2) + \xi^4 - 3,256 \ln \xi - 0,619^2 \ln \xi \right]$ $M_r = 293,24 \left[0,52 - 3,15 \xi^2 - \frac{0,692}{\xi^2} + 0,35 \ln \xi \right]$ $M_\varphi = 293,24 \left[0,259 - 1,45 \xi^2 + \frac{0,692}{\xi^2} + 0,35 \ln \xi \right]$ $T_r = -998,3 \left(\xi - \frac{0,0762}{\xi} \right)$
40	$w = \frac{476,26}{D} \left[\xi^4 - 1 + 0,0673(1-\xi^2) + \xi^4 - 3,256 \ln \xi - 0,619^2 \ln \xi \right]$ $M_r = 344,96 \left[0,52 - 3,15 \xi^2 - \frac{0,692}{\xi^2} + 0,35 \ln \xi \right]$ $M_\varphi = 344,96 \left[0,259 - 1,45 \xi^2 + \frac{0,692}{\xi^2} + 0,35 \ln \xi \right]$ $T_r = -1174,34 \left(\xi - \frac{0,0762}{\xi} \right)$
60	$w = \frac{571,456}{D} \left[\xi^4 - 1 + 0,0673(1-\xi^2) + \xi^4 - 3,256 \ln \xi - 0,619^2 \ln \xi \right]$ $M_r = 414 \left[0,52 - 3,15 \xi^2 - \frac{0,692}{\xi^2} + 0,35 \ln \xi \right]$ $M_\varphi = 414 \left[0,259 - 1,45 \xi^2 + \frac{0,692}{\xi^2} + 0,35 \ln \xi \right]$ $T_r = -1409 \left(\xi - \frac{0,0762}{\xi} \right)$

- Tableau de valeurs -

Epaisseur (cm)	WD	M _l (kgm)		M _r (kgm)		T _r (kg)	
	S=1	S=1	S=β	S=1	S=β	S=1	S=β
25	404,86	-146,33	2575,24	-974,14	0	922,23	0
40	476,26	-172,13	3029,45	-1145,96	0	1084,8	0
60	571,45	-206,58	3635,75	-1375,31	0	1301,64	0

- Etude du Ferrailage -

a) Plancher de 25 cm d'épaisseur

a1) armatures radiales:

$$M_r = 974,14 \text{ kg m/m'}$$

$$\mu = \frac{15 \times 974,14}{1600 \times 100 \times 22,5^2} = 0,01804.$$

$$\Rightarrow \epsilon = 0,9408 \quad , \quad k = 69,5$$

$$A = \frac{974,14}{0,9408 \times 22,5 \times 1600} = 2,71 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 10/m = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$G'_b = \frac{1600}{69,5} = 23,02 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures radiales : 1 ϕ 10/25 (enrobage = 2 cm)

a2) Armatures en cercles:

$$M_\varphi = 2575,24 \text{ kg m}$$

$$h = 22,2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 2575,24}{1600 \times 100 \times 22,2^2} = 0,10489.$$

$$\Rightarrow \epsilon = 0,9071 \quad , \quad k = 38,8$$

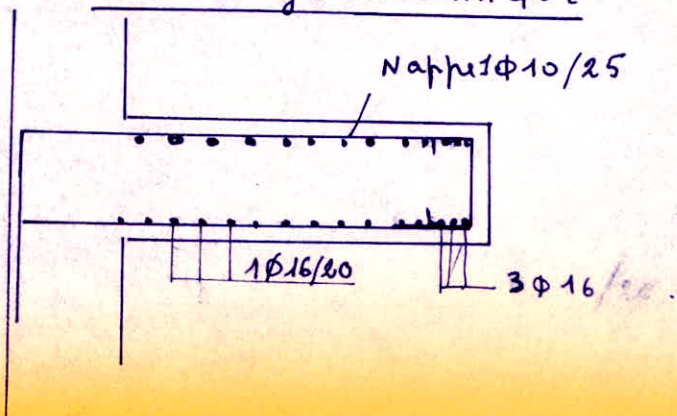
$$A = \frac{2575,24}{0,9071 \times 22,2 \times 1600} = 7,99 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \phi 16/m \text{ mètre}$$

$$= 10,05 \text{ cm}^2$$

$$G'_b = \frac{1600}{35,1} = 45,6 \text{ kg/cm}^2$$

armatures en cercles : 1 ϕ 16/20

Ferrailage mécanique.



b) Plancher de 40cm d'épaisseur:

b1) armatures radiales

$$M_r = 1145,96 \text{ kgm} \quad h = 37,6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1145,96}{100 \times 37,6^2 \times 1600} = 0,0076$$

$$\varepsilon = 0,9606 \quad k = 112$$

$$A = \frac{1145,96}{0,9606 \times 37,6 \times 1600} \approx 199 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \phi 8 \text{ par mètre} = 2,51 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ Nappe} : 1 \phi 8 / 20 \quad G'_b = 14,3 \text{ kg/cm}^2$$

Étant donné l'existence d'efforts secondaires, nous adoptons des $\phi 14$ tous les 25 cm.

b2) Armatures en cercles:

$$M_\varphi = 3029,45 \text{ kgm} \quad h = 37,4 \text{ m}$$

$$\mu = 0,0203 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9375 \quad k = 65$$

$$A = \frac{3029,45}{37,4 \times 0,9385 \times 1600} = 5,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \phi 12 \text{ par mètre}$$

$$= 5,65 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 12 / 20 \quad G'_b = 24,6 \text{ kg/cm}^2$$

Nous adoptons: $1 \phi 14 / 20 \text{ cm}$.

c) Plancher de 60cm d'épaisseur:

c1) Armatures radiales:

$$M_r = 1375,31 \text{ kgm} \quad h = 57,6 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0038 \quad \Rightarrow \varepsilon = 0,9718 \quad k = 162$$

$$A = \frac{1375,31}{0,9718 \times 57,6 \times 1600} = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 8 \text{ par mètre}$$

Armatures en cercles:

$$M_y = 3635,75 \text{ kg m} \quad h = 57,4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 3635,75}{100 \times 57,4^2 \times 1600} = 0,0104 \Rightarrow \varepsilon = 0,9543 \quad \rho = 94,5$$

$$A = \frac{3635,75}{0,9543 \times 57,4 \times 1600} = 4,15 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 12 \text{ par mètre}$$

$$= 4,52 \text{ cm}^2$$

Pour d'éventuels effets secondaires, nous adoptons le feuillage suivant:

armatures radiales : 1 ϕ 12/25

" en cercles : 1 ϕ 16/25

circles :

H) - ETUDE AU VENT -

I) Généralités :

1°) Action d'ensemble sur une construction (N.V 65 art 1.43)

L'action d'ensemble du vent, soufflant dans une direction 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.

II) Calcul des forces et des moments dus au vent :

Étant donné que notre construction présente plusieurs plans de symétrie et comme de plus la direction du vent est contenue dans un de ces plans. Les composantes T et U sont facilement calculables à l'aide des coefficients C_t et C_u (N.V 65 Page 78).

1° Force de trainée :

$$T = C_t S_t q_r$$

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

S_t = est l'aire de la projection horizontale de la construction (ou maître couple) normale à la direction du vent.

q_r = valeur moyenne de la pression dynamique.

Cette étude au vent sera menée 2 fois :

1° - lorsque la cuve n'est pas réalisée c'est à dire pour la tour toute seule.

2° - Pour le château d'eau entièrement construit

A) cuve non construite

1) Calcul de C_t : $C_t = \gamma C_{t_0}$ [N.V. 65 . art 3.2]

γ = coefficient dépendant du rapport de dimensions $\lambda = \frac{h}{l}$ (art 3.03) dans le cas où le maître couple à une largeur constante.

h = hauteur totale de la construction.

l = largeur du maître couple.

$$\lambda = \frac{34,9}{5,6} = 6,232$$

Une construction cylindrique à parois extérieures rugueuses à base circulaire sans nervures appartient à la catégorie V, d'où $\gamma = 1,095$

C_{t_0} = coefficient global de traînée pour un rapport de dimension $\lambda = 2,5$ (construction à génératrices verticales reposant sur le sol $C_{t_0} = 0,55$)

$$C_t = 1,095 \times 0,55 = 0,6.$$

2°) Calcul de S_t

La projection orthogonale de la tour est un rectangle de surface égale à $S_t = 34,9 \times 5,6 = 195,44 \text{ m}^2$

3°) Calcul de q_r :

$$q_r = q_H \times k_s \times \delta \times \beta. \quad \text{voir Tableau}$$

3.1 q_H : (art 1.24 NV65)

$$q_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60} \quad \text{voir Tableau.}$$

q_{10} = pression dynamique de base à 10 m de hauteur

H = hauteur en m comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction.

La construction est située à Bechar - Kenadsa à une altitude de 745 m }
 Region II } $\Rightarrow q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$.

3.2. évaluation du coefficient de site k_s
(art 1.242 NV 65)

Region II }
 site exposé } $\Rightarrow k_s = 1,3$.

3.3 évaluation du coefficient de réduction des pressions dynamiques. (art 1.244)

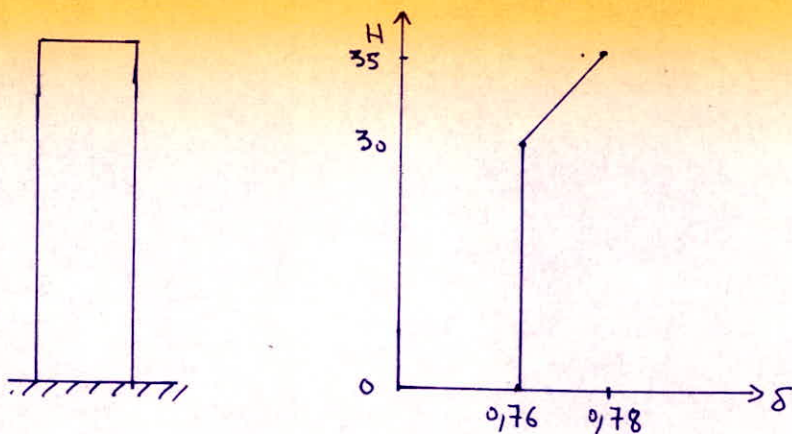
La plus grande dimension offerte au vent est : 34,9 m

Les courbes (fig R III-2 de N.V 65) donnent :

0 - 30 m $\delta = 0,76$ -

30 - 35 m δ varie linéairement de 0,76 à 0,78

en fonction de la hauteur.



variation de δ en fonction de H (m)

4°) Calcul des coefficient de majoration dynamique β :

4.1 - Cas des surcharges normales (art 1.3.11)

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble, sont multipliés à chaque niveau par un coefficient de majoration $\beta = \vartheta (1 + \xi \tau)$ avec :

ξ : coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation.

τ = coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H eu dessus du sol par l'échelle fonctionnelle R III 4.

ϑ = coefficient global dépendant du type de construction.

4.1.1 détermination de ϑ :

Pour les constructions à base circulaire appartenant à la catégorie V $\vartheta = 1$

4.1.2 : Détermination de ξ :

$$T = 1,79 h^2 \sqrt{\frac{P}{gEI}}$$

On désigne par :

h : hauteur du cylindre (Tour)

P = Poids par unité de hauteur de la Tour.

I = Moment d'inertie de la section.

E = module d'élasticité du matériau.

$$I = \frac{\pi}{64} (5,6^4 - 4,74^4) = 24,32 \text{ m}^4$$

$$P = 18,2 \text{ t/ml}$$

$$g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$h = 34,9 \text{ m}$$

$$E = 21000 \sqrt{G'_j} \quad \text{avec } G'_j = 1,20 G'_{28} \quad (\text{art 9,63 CCBA68})$$

Béton dosé à $400 \text{ kg/m}^3 \rightarrow G'_{28} = 300$

$$G'_j = 1,20 \times 300 = 360 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 21000 \times 360 = 7560000 \text{ kg/cm}^2$$

Comme, sur chantier il est difficile d'obtenir un béton dosé à 400 kg/m^3 vu les imprécisions qui en découlent dans la préparation ; on prend en général la valeur $E = 345000 \text{ kg/cm}^2$ valeur qu'on adoptera dans tous nos calculs.

$$T = 1,79 \times 34,9^2 \sqrt{\frac{18,2}{9,8 \times 3,45 \times 10^6 \times 24,32}} = 0,324 \text{ s}$$

$$\text{d'où } \xi = 0,32$$

4.1.3 Détermination du coefficient de pulsation τ .

Le coefficient de pulsation τ varie en fonction de la hauteur H de la construction.

Les valeurs de τ en fonction de M seront données dans le tableau de la page suivante.

4.2. Cas des surcharges extrêmes (N.V 65 Art 1,512)

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent les pressions dynamiques extrêmes servant au calcul de l'action d'ensemble seront multipliées par l'expression $[0,15 + \frac{\theta}{2}] \beta$.

Dans notre cas $\theta = 1$ et l'expression est équivalente à β .

Nous établirons un tableau donnant en fonction de la hauteur les valeurs moyennes des pressions dynamiques agissant sur les différents maître-couples.

Surface des maître-couples

$$St_i = (H_i - H_{i-1}) \times dm$$

Pression dynamique agissant sur le maître-couple :

C'est la valeur moyenne des pressions dynamiques agissant aux côtés H_i et H_{i+1} limitant le maître-couple

$$q_{r\text{moy}} = \frac{q_{rH_i} + q_{rH_{i+1}}}{2}$$

Force de Trainée partielle agissant sur le maître-couple St_i

$$T_i = C_t q r(m) St_i \quad (2)$$

$St_i =$ arie du maître couple.

Moment dans une section donnée (S)

Le moment dans une section (S) est égale à la somme des moments des efforts partiels situés au-dessus de la section (S)

$$M_S = \sum T_i (H_i - H_S) \quad (3)$$

Les résultats numériques des expressions (1) ; (2) et (3) sont résumés dans le Tableau ci-dessous:

- Curve non Contruite -

H (m)	ζ	ξ	θ	β	$r_d(m)$	q_H	δ	C_t	R_s	T_{dm}	$T_{dext} = 1,75 T_{dm}$
34,9	0,3225	0,32	1	1,1032	5,6	97,55	0,772	0,6	1,3	362,89	635
32,5	0,3262	0,32	4	1,1044	4	95,54	0,753	0,6	4	347,43	607,34
29,65	0,330	u	4	1,1056	4	93,01	0,749	4	4	326,43	588,75
27,5	0,3337	u	4	1,1067	4	91	0,749	4	4	329,48	576,59
25,5	0,3374	u	4	1,1079	1	89,03	4	4	4	322,70	564,74
23,4	0,340	u	4	1,1088	4	86,87	4	4	4	315,13	551,5
21,3	0,342	u	4	1,1094	4	84,59	4	4	4	307	537,25
19,2	0,345	u	4	1,110	4	82,19	1	4	4	298,47	522,3
17,1	0,3487	u	4	1,111	4	79,67	4	4	4	289,58	506,77
15	0,3525	u	4	1,1128	4	77	4	4	4	280,33	490,58
13	0,3559	4	4	1,1138	4	74,31	4	4	4	270,78	473,87
10,8	0,360	4	4	1,1152	4	71,18	4	4	4	259,7	454,48
7,95	0,36	4	4	1,1152	4	66,83	4	4	4	243,83	426,7
3,4	0,36	4	4	1,1152	4	59,07	4	4	4	215,52	377,16
0	0,36	4	4	1,1152	4	52,5	4	4	4	191,55	335,2

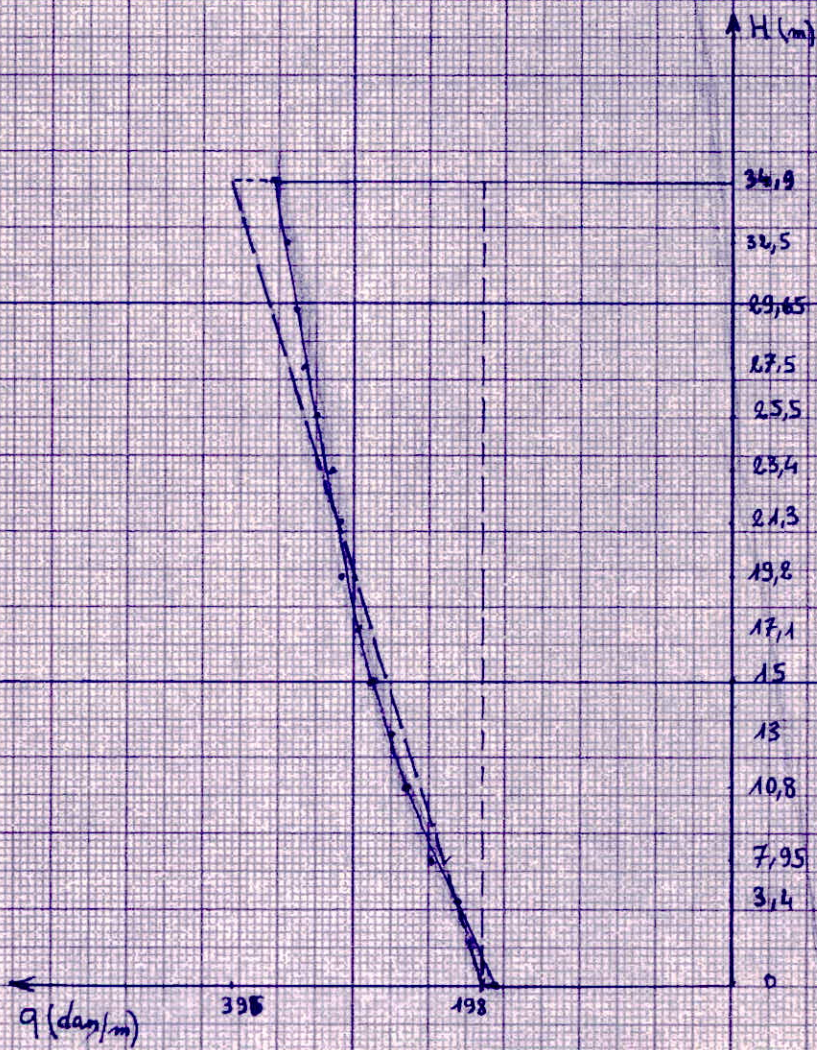
- 172 -

- suite -

Cotes h_i (cm)	T_{dm} dan/m	$T_{dmoy} = \frac{1}{2}(T_{dm_i} + T_{dm_{i+1}})$ dan/m	H_i m	$F_i = T_{dm}(h_i - h_{i-1})$ dan	$M_n = \sum F_i (\frac{h_i + h_{i-1}}{2})$ dan/m	$M_s = 1,75 M_n$ dan/m
34,9	362,89				0	0
32,5	347,05	354,97	33,70	851,93	1022,32	1789
29,65	336,43	341,74	31,075	973,96	4838,21	8466,86
27,5	329,48	332,95	28,175	715,84	9247,065	16182,36
25,5	322,7	326,1	26,50	652,2	14982,7	26219,77
23,4	315,13	318,92	24,45	669,73	22393,2	39188,1
21,3	307	311,06	22,35	653,23	31192,77	54587,35
19,2	298,47	302,73	20,25	635,73	39288,1	68754,2
17,1	289,58	294	18,15	617,4	52814,5	92425,4
15	280,33	284,95	16,05	598,39	65559,88	114729,79
13	270,78	275,55	14	551,1	78847,8	137983,6
10,8	259,7	265,24	11,9	583,53	94712,6	165747
7,95	243,83	251,76	9,375	717,52	117118,74	204957,8
3,4	215,52	229,67	5,675	1044,99	156899,6	274574,4
0	191,55	203,53	1,7	692	189578,9	331733

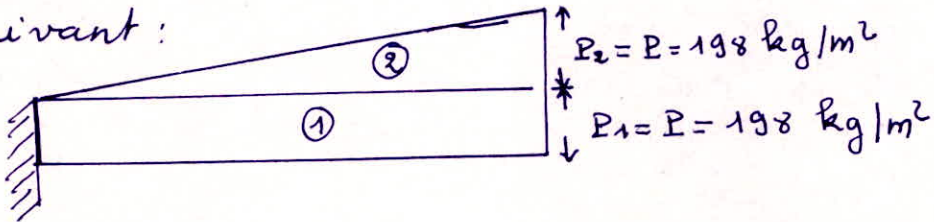
- 73 -

Repartition des pressions du vent sur la Toiture (cuve non construite)



Détermination de la flèche horizontale de la tour
(cuve non construite).

La tour sera sollicitée par le chargement simplifié suivant :



qu'on décomposera en 2 types de charge ① et ②

$$\left. \begin{aligned} \text{①} \rightarrow f_{x=34,9} &= -\frac{P_1 l^4}{8EI} \\ \text{②} \rightarrow f_{x=34,9} &= -11 \frac{1}{2} \frac{P_2 l^3}{60EI} \end{aligned} \right\} \Rightarrow f_{x=34,9} = -\frac{P l^4}{8EI} - \frac{11}{120} \frac{P l^4}{EI}$$

$$f_{(x=34,9)} = -\frac{26}{120} \frac{P l^4}{EI}$$

AN : $E = 3,45 \cdot 10^9 \text{ Kg/m}^2$

$I = 24,32 \text{ m}^4$

$P = 198 \text{ kg/m}$

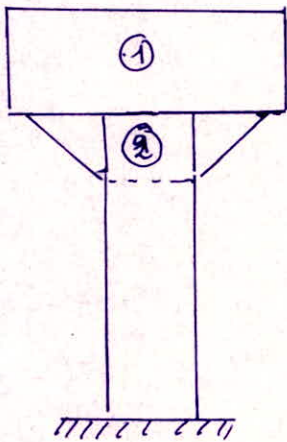
$$\Rightarrow f = 0,076 \text{ m} \cdot < \frac{34,9}{150} = 0,23 \text{ m}$$

B. Cuve Construite:

On considerera 2 cas dont le 1^{er} cas suppose la cuve vide et le second la cuve pleine.

1^{er} Cas : Cuve vide :

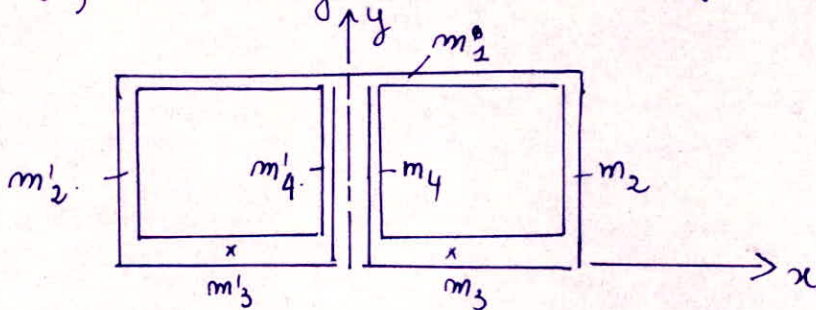
Son poids : $P = 953t$.



Comme masse oscillante, nous considererons le reservoir ① et la partie ② composee de contreforts :

a) Determination du Centre de gravite de la masse oscillante :

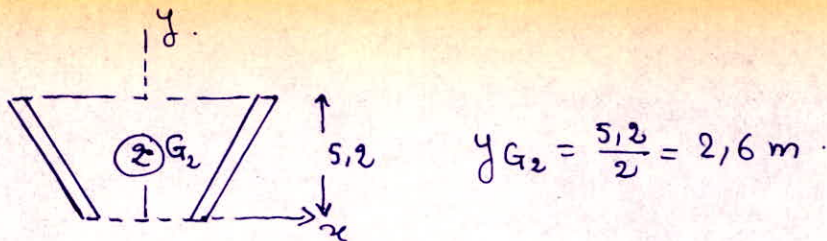
a1) Centre de gravite de la cuve (partie ①).



Soit $M = (m_2 + m'_2 + m'_4 + m_4) = 261,80t$ voir (metre)
 Le centre de gravite de cette masse se trouve a $y = 3,25m$

$$y_{G_V} = \frac{261,8 \times 3,25 + 272 \times 6,175 + 390 \times 0,25}{261,80 + 272 + 390} = 2,74m$$

a2) Centre de gravite de la partie ②



a3) centre de gravité de la masse oscillante :

$$y_{G_{2v}} = \frac{(391,3 + 94,64) \cdot 2,6 + 7,4 \times 0,2 + 953 \times (2,84 + 5,2)}{391,3 + 94,64 + 7,4 + 953} = 5,178 \text{ m}$$

calculée à partir de la partie inférieure des contreforts

b) Calcul de la période :

Pour appliquons la formule approchée pour le cas d'une masse concentrée reposant sur un support de masse non négligeable.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' h^3}{g 3EI}} \quad \text{où} \quad P' = P + \frac{33}{140} p h$$

avec : p = poids du support par unité de hauteur

P = " de la masse concentrée

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

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

E = module d'élasticité du matériau résistant.

Application numérique $h = 37,67 \text{ m}$

$$P' = 1446,34 + \frac{33}{140} \cdot 18 \times 37,67 = 1606,17 \text{ t}$$

$$E = 345 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 24,32 \text{ m}^4$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1606,17 \times 37,67^3}{9,81 \times 3 \times 3,45 \cdot 10^6 \times 24,32}} = 1,16 \text{ s}$$

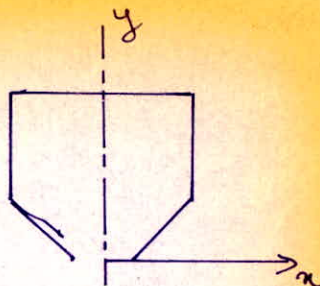
										Cuve vide				CUVE PLEINE			
										Surcharges normales		extrêmes		normales		extrêmes	

H(m)	τ	ξ_{vide}	ξ_{plein}	$\beta(vide)$	β_{plein}	$q_n = 2.55 q_0 \frac{H+1.5}{H+6}$	K_s	δ	C_r	$T_g = C_r d \delta$ <small>$q_n K_s \text{ dan/m}$</small>	$T_{dy} = T_g \times \beta$ <small>dan/m</small>	T_{gex}	T_{dyex}	T_{sn}	T_{dyn}	T_{sex}	T_{dyex}
41	0,315	1,01	1,4	1,3181	1,441	102,23	1,3	0,8	0,5	1041,93	1373,36	1823,4	2403,4	1041,93	1501,42	1823,4	2627,5
38,5	0,318	1,01	"	1,3219	1,4452	100,38	1,3	0,7820	0,5	1000,05	1321,97	1750	2313,4	1000,05	1445,28	1750	2529,24
35,2	0,3225	"	"	1,3257	1,4515	97,79	1,3	0,7730	0,5	963,037	1276,7	1685,3	2234,2	963,037	1397,85	1685,3	2446,24
34,9	0,3225	"	"	1,3257	1,4515	97,55	"	0,772	0,5	332,35	440,59	581,61	771,07	332,35	482,41	581,61	844,2
32,5	0,3262	"	"	1,330	1,4567	95,54	"	0,753	0,6	314,24	417,93	549,9	731,4	314,24	457,75	549,9	801,06
29,65	0,330	"	"	1,3333	1,4620	93,01	"	0,749	0,6	304,29	405,62	532,5	709,84	304,29	444,88	532,5	778,54
27,5	0,3337	"	"	1,337	1,4672	91	"	0,749	"	297,72	398,05	521	696,6	297,72	436,81	521	764,4
25,5	0,3374	"	"	1,3407	1,4723	89,03	"	4	"	291,27	390,5	509,7	683,4	291,27	428,84	509,7	750,47
23,4	0,340	"	"	1,3434	1,476	86,87	"	"	"	284,20	381,79	497,35	668	284,20	419,49	497,35	734,1
21,3	0,342	"	"	1,3454	1,4788	84,59	"	"	"	276,75	372,34	484,3	651,6	276,75	409,25	484,3	716,6
19,2	0,345	"	"	1,3484	1,4830	82,19	"	"	"	268,89	362,57	470,56	634,3	268,89	398,77	470,56	697,85
17,1	0,3487	"	"	1,3522	1,4882	79,67	"	"	"	260,65	352,45	456,14	616,78	260,65	387,9	456,14	678,83
15	0,3525	"	"	1,356	1,4935	77	"	"	"	251,91	341,59	440,84	597,78	251,91	376,23	440,84	658,4
13	0,3559	"	"	1,3594	1,4982	74,81	"	"	"	243,11	330,48	425,44	578,34	243,11	364,23	425,44	637,4
10,8	0,36	"	"	1,3636	1,504	71,18	"	"	"	232,87	317,54	407,52	555,69	232,87	350,24	407,52	612,92
7,95	0,36	"	"	1,3636	1,504	66,83	"	"	"	218,64	298,14	382,82	521,74	218,64	329	382,62	575,75
5,675	0,36	"	"	"	"	63	"	"	"	206,11	281	360,7	491,75	206,11	310	360,7	542,5
3,4	0,36	"	"	"	"	59,07	"	"	"	193,25	263,52	338,19	461,16	193,25	290,65	338,19	508,64
0	0,36	"	"	"	1,504	52,5	"	"	"	171,76	234,21	300,58	409,87	171,76	258,33	300,58	452,1

-78-

2^{ème} Cas : Cuve pleine :

Poids de l'eau 1425 t



$$y_{Gp} = \frac{14,25 \times 8,2 + 1446,34 \times 6,17}{1425 + 1446,34} = 7,17 \text{ m}$$

$$h = 38,67 \text{ m.}$$

$$P' = 2871,54 + \frac{33}{140} \cdot 18 \times 38,67 = 3035,4 \text{ t}$$

$$T = 1,67 \text{ s.}$$

$$C_t = \gamma C_{t0}$$

évaluation de γ :

Cas de la Tour :

$$\lambda = \frac{34,9}{5,6} = 6,232 \rightarrow \gamma = 1,095$$

$$C_t = 1,095 \times 0,155 = 0,6$$

Cas du réservoir :

$$\lambda = \frac{h^2}{S} = \frac{(5,80 + 0,5)^2}{19,60 \times 6,3} = 0,321 \rightarrow \gamma = 0,9 \rightarrow C_t = 0,5$$

Un tableau donnant T_s et T_d sera dressé pour les 2 cas.

Calcul à la résonance :

Action perpendiculaire à la direction du vent (ou portance)

Détermination de la vitesse critique :

$$V_{cr} = \frac{d}{ST}$$

d = largeur du maître couple.

S = nombre de Strouhal fonction de la rugosité des surfaces et de la forme de la construction et de la viscosité du fluide

V_{cr} = vitesse critique du fluide.

Notre construction appartient à la catégorie IV $\Rightarrow S = 0,2$

$$\text{Cuve vide : } T = 1,16 \text{ s} \rightarrow V_{cr} = \frac{5,6}{0,2 \times 1,16} = 24,13 \text{ m/s}$$

$$\text{Cuve pleine : } T = 1,67 \rightarrow V_{cr} = \frac{5,6}{0,2 \times 1,67} = 16,76 \text{ m/s}$$

Les vitesses V_{cr} sont dans les 2 cas inférieures à 25 m/s; nous devons donc calculer les forces de trainée et de dérive.

a) Cuve cuve:

1- force de dérive:

$$L_{cr} = \frac{0,5}{\Delta} q_{cr} d \frac{H}{h}$$

ou $\Delta = 0,30$ (construction en béton armé)

$$\text{et } q_{cr} = \frac{24,13^2}{16,3} = 35,72 \text{ dan/m}^2$$

$$h = 41 \text{ m}$$

H (m)	d (m)	L_{cr} dan/m
41	19,6	1167
38,5	19,6	1095,7
35,2	19,6	1001,8
32,5	5,6	264,3
29,65	5,6	241,1
27,5	5,6	223,6
25,5	5,6	207,35
23,4	5,6	190,3
21,3	"	173,2
19,2	"	156,12
17,2	"	139
15	"	122
13	"	106
10,8	"	87,8
0	"	0

2- force de traînée :

$$T_{cr} = \delta C_t \beta d q_{cr}$$

où δ, C_t, β, d ont les valeurs définies précédemment. et

$$q_{cr} = 35,72 \text{ dan/m}^2 \text{ et } C_t = \dots$$

H (m)	δ	β	C_t	d (m)	T_{cr} dan/m
41	0,8	1,3181	0,5	19,6	369,13
38,5	0,7820	1,3219	0,5	19,6	361,86
35,2	0,7730	1,3257	0,5	19,6	358,73
32,5	0,753	1,330	0,6	5,6	120,2
29,65	0,749	1,3333	0,6	5,6	119,85
27,5	0,749	1,337	"	"	120,2
25,5	"	1,3407	"	"	120,5
23,4	"	1,3434	"	"	120,76
21,3	"	1,3454	"	"	120,94
19,2	"	1,3484	"	"	121,2
17,1	"	1,3522	"	"	121,5
15	"	1,356	"	"	121,9
13	"	1,3594	"	"	122,2
10,8	"	1,3636	"	"	122,6
0	"	1,3636	"	"	122,6

Composition de la force de dérive et de la traînée dues à la pression critique :

On composera à chaque niveau la force de dérive et la traînée

$$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$$

et on retient dans chaque calcul la plus défavorable des actions F_{cr} et T_{cr} (actions dynamiques normales parallèles à la direction du vent, mais on ne les combine pas.

$$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$$

H(m)	L _{cr} dan/m	T _{cr} dan/m	F _{cr} dan/m
41	1167	369,13	1223,98
38,5	1095,7	361,86	1153,9
35,2	1001,8	358,73	1064,1
32,5	264,3	120,2	290,35
29,65	241,1	119,85	269,25
27,5	223,6	120,2	253,86
25,5	207,35	120,5	239,82
23,4	190,3	120,76	225,4
21,3	173,2	120,94	211,24
19,2	156,12	121,2	197,64
17,1	139	121,5	184,62
15	122	121,9	172,5
13	106	122,2	161,77
10,8	87,8	122,6	150,8
0	0	122,6	122,6

On constate que les T_{dn} (actions dynamiques // à la direction du vent) sont plus défavorables que F_{cr}, on retient donc les actions de T_{dn}.

B) cuve pleine :

1- force de dérive :

$$L_{cr} = \frac{0,15}{\Delta} q_{ex} d \frac{H}{h} \quad \text{avec } \Delta = 0,30 \text{ et } h = 41 \text{ m}$$

$$q_{ex} = \frac{16,76^2}{16,3} = 17,23 \text{ dan/m}^2$$

H (m)	d (m)	L _{cr} dan/m
41	19,6	562,85
38,5	19,6	528,5
35,2	19,6	483,2
32,5	5,6	182.
29,65	5,6	116,3
27,5	5,6	107,86.
25,5	4	100
23,4	//	91,78
21,3	//	83,54
19,2	//	75,31
17,1	//	67,1
15	//	58,84
13	//	50,98
10,8	//	42,36
0	//	0

2 - Force de Traînée :

$$T_{cr} = \delta C_t \beta d q_{cr}$$

$$q_{cr} = 17,23 \text{ dan/m}^2$$

H(m)	δ	C_t	β	d(m)	T_{cr} dan/m
41	0,8	0,5	1,3181	19,6	178,05
38,5	0,7820	0,5	1,3219	19,6	175,46
35,2	0,7730	0,5	1,3257	19,6	173,94
32,5	0,7530	0,6	1,330	5,6	57,97
29,65	0,749	0,6	1,3333	5,6	57,8
27,5	0,749	0,6	1,337	"	57,97
25,5	"	"	1,3407	"	58,1
23,4	"	"	1,3434	"	58,25
21,3	"	"	1,3454	"	58,34
19,2	"	"	1,3484	"	58,47
17,1	"	"	1,3522	"	58,63
15	"	"	1,3560	"	58,8
13	"	"	1,3594	"	58,94
10,8	"	"	1,3636	"	59,13
0	"	"	1,3636	"	59,13
	"	"			

Composition de la force de derive et de la trainée dues à la pression critique :

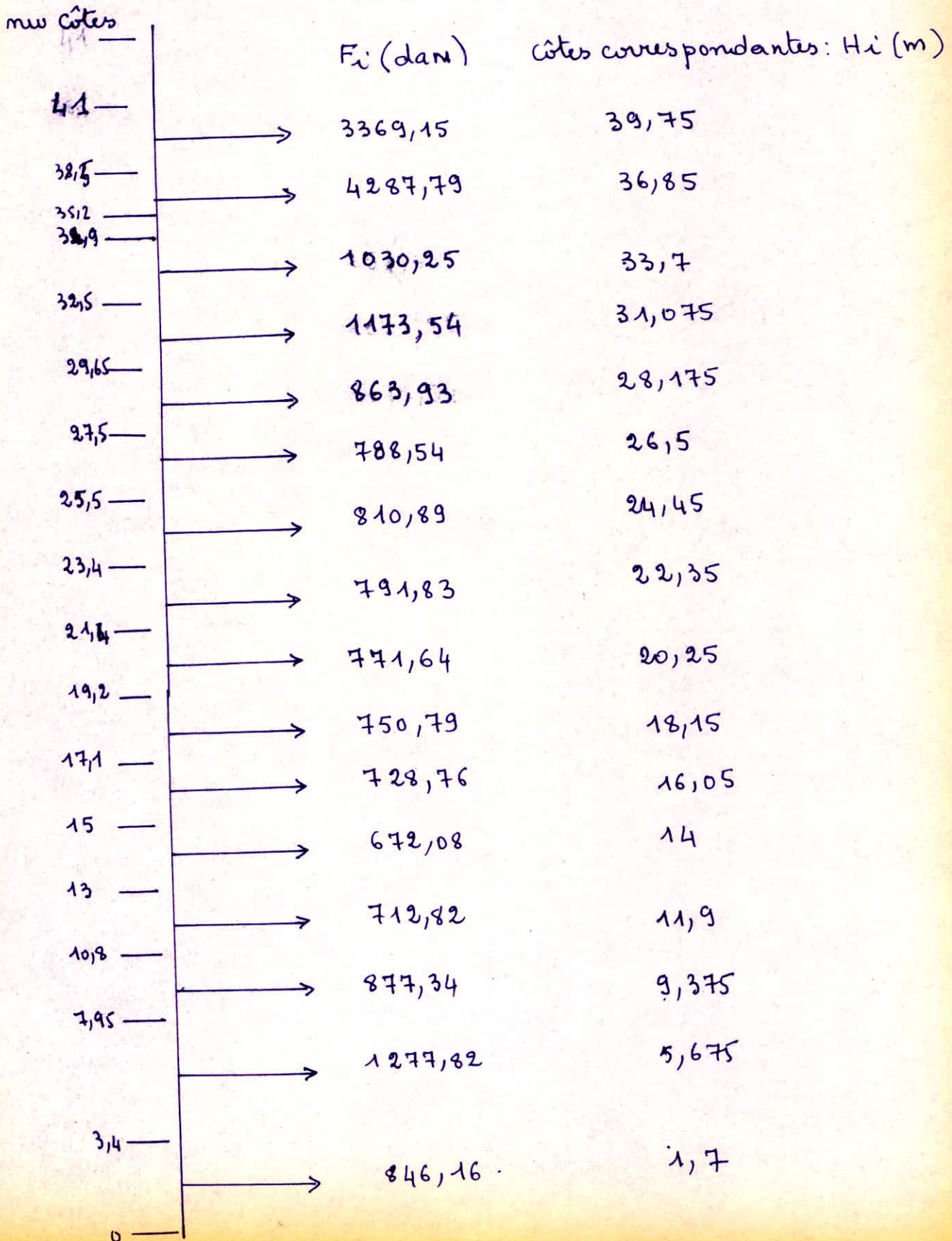
$$F_{cr} = \sqrt{T_{cr}^2 + L_{cr}^2}$$

H (m)	L_{cr} dan/m	T_{cr} dan/m	F_{cr} dan/m
41	562,85	178,05	590,34
38,5	528,5	175,46	556,86
35,2	483,2	173,94	513,55
32,5	182	57,97	190,96
29,65	116,3	57,8	129,9
27,5	107,86	57,97	122,45
25,5	100	58,1	115,65
23,4	91,78	58,25	108,7
21,3	83,54	58,34	101,9
19,2	75,31	58,47	95,34
17,1	67,1	58,63	89,12
15	58,84	58,80	83,18
13	50,98	58,94	77,93
10,8	42,36	59,93	73,39
0	0	59,13	59,13

On remarque que les valeurs de T_{cr} sont plus défavorables.

Calcul des moments :

La tour a été divisé en bandes de hauteur z_i
 $2,00 < z_i < 4,55$.



Exemple de calcul:

Calcul du moment à la section située à la cote
 $h_s = 29,65 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{(29,65)} &= 3369,15 (39,75 - 29,65) + 4287,79 (36,85 - 29,65) \\ &\quad + 1030,25 (33,7 - 29,65) + 1173,54 (31,075 - 29,65) \\ &= 70745,3 \text{ daN m.} \end{aligned}$$

Remarque: Au le brusque changement de section.
nous avons pris soin de prendre 2 côtes très voisines
35,2 et 34,9. qui nous serviront à calculer F_i
respectivement entre ces dernières et les côtes 32,5 et
29,65 ;

Entre 35,2 et 34,9 nous n'avons admis l'effet
d'aucune force F_i (la distance séparant ces 2
côtes étant faible (de l'ordre de 0,3 m)).

Détermination des moments dus au vent.

1°) Cuve vide

côtes h_i	T_{di}	$T_{dm} = \frac{1}{2}(T_{di} + T_{d(i-1)})$	H_i	$F_i = T_{dm} (h_i - h_{i-1})$	$M_n = \sum F_i (H_i - h_s)$	$1,75 M_n$
(m)	dan/m	dan/m	m	dan	kdan m	kdan m
41	1373,36	1347,66	39,75	3369,15	0	0
38,5	1321,97	1299,33	36,85	4287,79	4211,44	7370
35,2	1276,7	858,66	35,05	257,6	22406,6	39210
34,9	440,61	429,27	33,7	1030,25	217 40,2	43295,35
32,5	417,93	411,77	31,075	1173,54	44314,55	77550,45
29,65	405,62	401,83	28,175	863,93	70745,39	123804
27,5	398,05	394,27	26,5	788,54	92529	161926
25,5	390,50	386,14	24,45	810,89	114767	200842
23,4	381,79	377,06	22,35	791,83	138945	243153
21,4	372,34	367,45	20,25	771,64	166508	291389
19,2	362,57	357,52	18,15	750,79	194861	341008
17,1	352,45	347,03	16,05	728,76	224818	393431
15	341,59	336,04	14	672,08	256319	448559
13	330,48	324,01	11,9	712,82	287726	503520
10,8	317,54	307,84	9,375	877,34	323796	566643
7,95	298,14	280,84	5,675	1277,82	372789	652381
3,4	263,54	248,87	1,7	846,16	455909	797842
0	234,21				523832	916707

X X X

Determination des moments dus au vent

2°) Cuve Pleine.

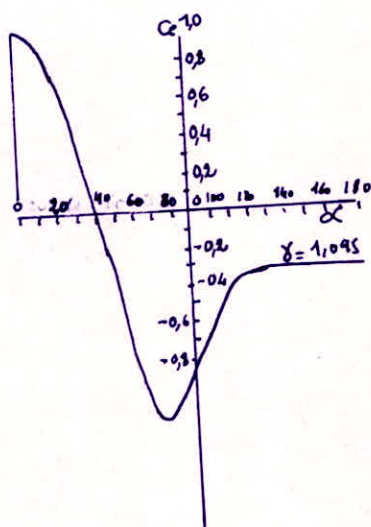
cotes h_i	T_{di}	$T_{dm} =$ $\frac{1}{2}(T_{di} + T_{d_{i-1}})$	H_i	$F_i = T_{dm}$ $(h_i - h_{i-1})$	$M_n =$ $\sum F_i (H_i - h_s)$	$1,75 M_n$
m	dan/m	dan/m	m	dan	dan m	dan m
41	1501,42				0	0
		1473,35	39,75	3683,37		
38,5	1445,28				4604,21	8057
		1421,57	36,85	4697,18		
35,2	1397,85				24499,78	42874,61
		940,13	35,05	282,032*		
34,9	482,41				26393,1	46187,8
		470,08	33,70	1128,19		
32,5	457,75				48464	848,13
		451,82	31,075	1287,68		
29,65	445,88				77379	135413
		441,34	28,175	948,88		
27,5	436,81				101222	177139
		432,82	26,50	865,64		
25,5	428,84				125566	219742
		424,16	24,45	890,74		
23,4	419,49				152972	267702
		414,37	22,35	870,18		
21,4	409,25				182227	318897
		404,01	20,25	848,42		
19,2	398,77				213283	373245
		393,33	18,15	825,99		
17,1	387,9				246103	430681
		382,06	16,05	802,33		
15	376,23				280920	491609
		370,23	14	740,46		
13	364,23				315056	551348
		357,23	11,9	785,90		
10,8	350,24				354604	620556
		339,54	9,375	967,69		
7,95	328,84				408334	714584
		309,74	5,675	1409,32		
3,4	290,65				499522	874163
		274,49	1,7	933,26		
0	258,33				576646	1009131

- Actions locales - Moments d'ovalisation: -

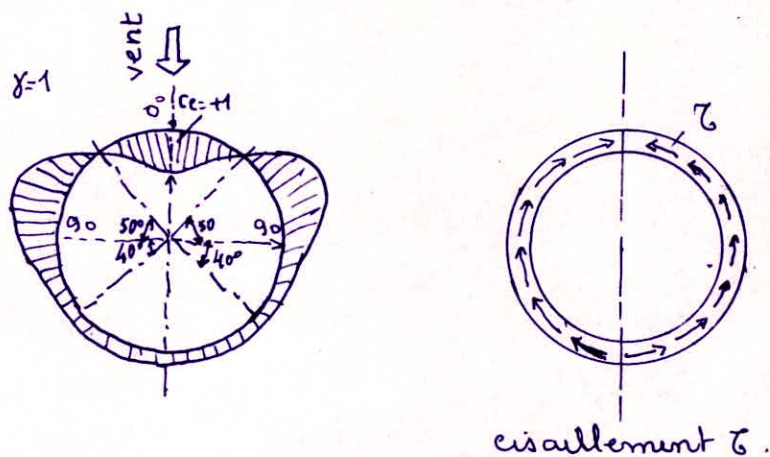
répartition périphérique des pressions:

$$\lambda = 6,23 \rightarrow \gamma = 1,095$$

Le diagramme de la catégorie **V** fig R.III.11 donne cette répartition; elle est représentée ainsi:



Sous forme polaire, la représentation est la suivante



Par suite, dans une section diamétrale quelconque, la répartition périphérique des pressions suivant le diagramme ci-dessus, engendrent des flexions transversales déformant l'anneau élémentaire considéré. Cet effet est désigné sous le nom d'ovalisation.

La pression unitaire exercée par le vent sur chaque élément de la paroi est $p = C_e q \delta_0$.

où

C_e : coefficient de pression donné ci-dessus

q : pression de calcul

$$q = q_H \cdot k_s \cdot C_{mas}$$

δ_0 = coefficient de dimensions relatif au diamètre moyen d_m de la section transversale considérée.

Chaque tronçon annulaire de hauteur dx est en équilibre sous l'action simultanée de la pression $p = C_e q \delta_0$ et des cisaillements τ engendré dans l'épaisseur de la paroi (efforts intérieurs). L'action de la pression et des efforts internes de cisaillement τ engendrent des moments flechissants d'ovalisation d'expression :

$$M_0 = K q \cdot \delta_0 \cdot d_m^2$$

$$K = K_e \quad \text{si } M_0 = M_{0e}$$

$$K = K_i \quad \text{si } M_0 = M_{0i}$$

M_{0e} et M_{0i} les moments flechissants qui mettent en traction respectivement les fibres extérieures et intérieures de la paroi de l'anneau.

Diver Marius a établi un diagramme donnant les valeurs de K_i et K_e en fonction de γ et de α

On calculera M_{0i} et M_{0e} respectivement à la pression maximum ($\alpha = 0$) et à la dépression maximum ($\alpha = 90$)

$$\delta_0 = 1,095 \approx \text{proche de } 1,1$$

Pour l'évaluation de K_i et K_e , le Diver Marius ne donne les valeurs que pour $\gamma = 1$ et $\gamma = 1,3$

Dans notre cas, il suffit de faire l'interpolation pour la valeur de $\delta = 1,1$

$$K_i = 0,063$$

$$K_e = 0,06.$$

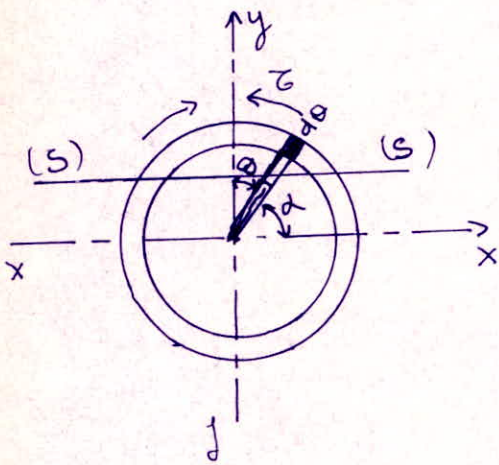
$\alpha = 0$ face au vent

et

$\alpha = 90^\circ$ face latérale

Pour le calcul des moments d'ovalisation, voir le Tableau de la page suivante.

Expression du cisaillement τ .



On considère un tronçon annulaire élémentaire. Il s'exerce des efforts de cisaillement dans l'épaisseur de cet anneau égale à

$$\tau(\theta) = \frac{T S_{xx}(\theta)}{I_{xx} e}$$

T = effort tranchant

$S(\theta)$ = moment statique par rapport à l'axe xx

I_{xx} = moment d'inertie de la section par rapport à xx

$e = 2e_0$ avec e_0 = épaisseur de la Tour.

Soit un élément infinitésimal de surface élémentaire $R e_0 d\theta$ d'angle polaire θ par rapport à l'axe yy alors :

$$S(\theta) = 2 \int_0^\theta \underbrace{R e_0 \sin \theta}_{\text{distance à l'axe } xx} \times e_0 R d\theta = 2 R^2 e_0 \sin \theta$$

$$I = 2 \int_0^{180} (R \cos \theta)^2 R e_0 d\theta = \pi e_0 R^3$$

$$\text{d'où : } \tau(\theta) = \frac{T \cdot 2 R^2 e_0 \sin \theta}{\pi e_0 R^3 \cdot 2 e_0} = \frac{T \sin \theta}{\pi e_0 R}$$

Evaluation - Sollicitations des actions locales du vent.
 - Moments d'ovalisation -

$k_s = 1,3$					Moments d'ovalisation			
Cotes	k_i	k_e	$q_m = q_n k_s C_m$	d_m^2	V_{normal}		$V_{extrême}$	
m			dan/m^2	m^2	$M_{oi} = k_i S_0 q d_m^2$	$M_{oe} = k_e S_0 q d_m^2$	$1,75 M_{oi}$ $dan m$	$1,75 M_{oe}$ $dan m$
34,9	0,063	0,06	126,82	26,58	184,34	175,58	322,6	307,26
32,9	"	"	124,2	"	180,53	171,95	315,93	300,9
29,65	"	"	120,91	"	175,75	167,39	292,9	292,94
27,5	"	"	118,3	"	171,95	163,78	300,9	286,62
25,5	"	"	115,74	"	168,2	160,24	294,35	280,42
23,4	"	"	112,93	"	164,15	156,35	287,26	273,61
21,3	"	"	109,97	"	159,85	152,25	279,74	266,44
19,2	"	"	106,85	"	155,3	147,93	271,77	258,88
17,1	"	"	103,57	"	150,54	143,39	263,44	250,93
15	"	"	100,1	"	145,5	138,58	254,6	242,52
13	"	"	96,6	"	140,4	133,74	245,7	234,
10,8	"	"	92,53	"	134,5	128,1	235,37	224,18
7,95	"	"	86,88	"	126,3	120,28	221	210,49
3,40	"	"	76,79	"	111,62	106,31	195,3	186,05
0	"	"	68,5	"	99,57	94,83	174,25	165,96
	"			"				

I) - ETUDE SISMIQUE -

A) Calcul statique équivalent :

Ce type de calcul substitue aux effets dynamiques réels les sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont ceux développés par l'action sismique :

Ce système équivalent résultent de la combinaison :

- d'un système de forces horizontales.

$$S_H = \Gamma_x W$$

- D'un système de forces verticales.

$$S_V = \pm \Gamma_y W.$$

W = designant la somme des charges et des surcharges d'exploitations

B) Méthode de calcul :

Notre construction vérifie les conditions d'application de l'article 3.112 du parasismique 69 page 81

1°) Détermination des coefficients sismiques :

a) Dans les directions horizontales :

$$\Gamma_x = \alpha \beta \gamma \delta.$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ étant des coefficients sans dimension.

a 1) coefficient d'intensité α .

$$\alpha = 2^{(I_N - 8)}$$

Bechar est une zone de faible sismicité $I_N = 7$

donc $\alpha = 0,5$

a 2) coefficient de réponse β :

Le coefficient de réponse β caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité pour laquelle

le projet a été établi

Il dépend

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée
- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- Accessoirement, de la nature du sol de fondation

Pour considérer un amortissement faible, d'où :

$$\beta = \frac{0,105}{4\sqrt{T^3}}$$

avec minimum de 0,075

Cuve pleine $T_p = 1,66 \text{ s} \rightarrow \beta_p = 0,072 \Rightarrow \beta_p = 0,075$

Cuve vide $T_v = 1,16 \text{ s} \rightarrow \beta_v = 0,094$

a.3) Coefficient de distribution : γ :

Ce coefficient dépend de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Ce coefficient $\gamma(h)$ applicable à tout élément situé à la cote h s'exprime par :

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum_0^h M(z) A(z) + \int_0^h m(z) A(z) dz}{\sum M(z) A^2(z) + \int m(z) A^2(z) dz} \quad (1)$$

Dans cette formule les sommations \sum et \int sont étendues respectivement à toutes les masses concentrées et réparties.

$M(z)$ = masse concentrée à la cote z

$m(z)$ = " répartie par unité de hauteur à la cote z

$A(z)$ = élongation de la masse concentrée $M(z)$ dans le mode fondamental d'oscillation.

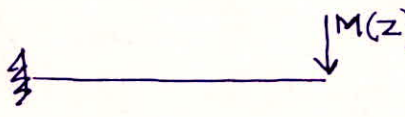
$A(z)$ = élongation de la masse répartie $m(z)$ dans le mode fondamental d'oscillation.

$M(z)$ représente dans notre cas la masse du réservoir et des contreforts concentrés en leur centre de gravité.

$$A(z) = A_M(z) + A_m(z) !$$

$A_M(z)$ et $A_m(z)$ représentent respectivement les équations des déformées sous l'effet de $M(z)$ et $m(z)$.

- Console encastrée soumise à une charge concentrée à son extrémité.



$$A_M(z) = \frac{M}{6EI} [-z^3 + 3z^2 H]$$

- Console encastrée soumise à une charge répartie

$$A_m(z) = \frac{m}{24EI} [z^4 - 4z^3 H + 6z^2 H^2]$$

Pour simplifier l'équation (1)

Posons : $A(z) M(z) = a$

$$M(z) A^2(z) = b$$

$$\int_0^H m(z) A(z) dz = c$$

$$\int_0^H m(z) A^2(z) dz = d.$$

L'équation (1) se simplifie et devient:

$$\gamma(H) = A(H) \frac{a + c}{b + d} \quad (2)$$

$$A(z) = A_1(z) + A_2(z) = \frac{M}{24EI} \left[\frac{B}{H} z^4 - 4(1+B)z^3 + 6H(2+B)z^2 \right]$$

en posant $B = \frac{Hm}{M}$.

Après intégration, nous obtenons :

$$a = \frac{M^2 H^3}{24 EI} (8 + 3B)$$

$$b = \frac{M^3 H^6}{(24 EI)^2} (8 + 3B)^2$$

$$c = \frac{Mm H^4}{24 EI} (1,2B + 3)$$

$$d = \frac{M^2 m H^7}{(24 EI)^2} (2,31 B^2 + 11,8 B + 15,1)$$

d'où :
$$\gamma(h) = \frac{(3B + 8)(6B + 8 + 1,2B^2)}{2,31 B^3 + 20,8 B^2 + 63,1 B + 64}$$

Application :

1°) Cuve vide.

$$H = 35,46 \text{ m}$$

$$M = 1445,5 \text{ t}$$

$$m = 19,0 \text{ t/ml}$$

$$B = \frac{35,46 \times 19}{1445,5} = 0,466$$

$$\gamma(35,46) = \frac{(3 \times 0,466 + 8)(6 \times 0,466 + 8 + 1,2 \times 0,466^2)}{2,31 \times 0,466^3 + 20,8 \times 0,466^2 + 63,1 \times 0,466 + 64} = 1,058$$

2°) Cuve pleine

$$H = 36,67 \text{ m}$$

$$M = 2870 \text{ t}$$

$$m = 19 \text{ t/ml}$$

$$B = 0,2427$$

$$\gamma(36,67) = 1,032$$

a4) Coefficient de fondation :

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

Le mode de fondation choisi étant le radeau, d'autre part, le sol est de consistance moyenne, nous prenons $\delta = 1$ (art 3.112. 15.151 du Parasismique 69)

b) Dans la direction verticale.

$$G_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} G_H$$

G_H étant le plus grand des coefficients sismiques trouvés pour cet élément dans les diverses directions horizontales.

Pour dresserons un tableau donnant S_v et S_H

Paramètres →	α	β	γ	δ	$W(t)$	$G_x = G_H$	$S_H = G_H W(t)$	$G_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} G_H$	$S_v = G_v W(t)$
Reservoir plein	0,5	0,075	1,032	1	2870	0,03867	111	0,05468	158,95
Reservoir vide	0,5	0,094	1,058	1	1445	0,04972	71,85	0,07	101,6

Pour dresserons un tableau récapitulatif donnant les contraintes à chaque niveau de la construction pour les sollicitations du 1^{er} et du second genre suivantes:

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

$$(S'_1) = (G) + (P) + (V)$$

$$(S_2) = (G) + 1,5(P) + 1,5(V)$$

$$(S'_2) = (G) + (P) + \gamma_w (W)$$

$$S''_2 = (G) + (P) + (S_i).$$

$$\text{avec } \gamma_w = 1,1 - 0,5 \frac{P_{G \max}}{G}$$

Dans le cas où $P_{G \max} < 0,20G$
et égal à l'unité dans le cas contraire

L'eau sera considérée comme surcharge pour les sollicitations (S_1) ; et (S_2) et comme charge pour les sollicitations S'_1 , S'_2 et S''_2 . Ces considérations aboutissent aux effets les plus défavorables dans le cas du réservoir plein

g) - Ferrailage de La Tour -

Étant donné que les actions du vent sont moins défavorables que celles du séisme; nous ferronnerons la tour au séisme.

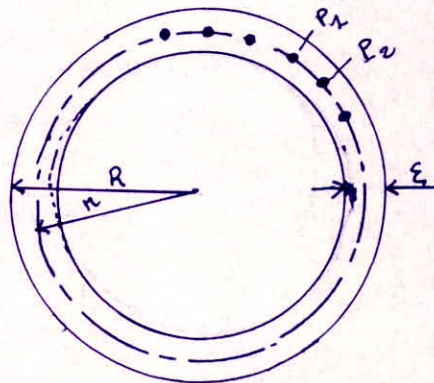
I) Méthode de calcul:

Pour appliquerons la méthode exposé dans le manuel « Calcul pratique des sections de B.A en flexion simple et composée de Pierre Charon »

A) Hypothèses de calcul.

Pour supposerons que :

- Les armatures longitudinales sont uniformément réparties sur une circonférence de rayon r , concentrique aux circonférences limitant la section.



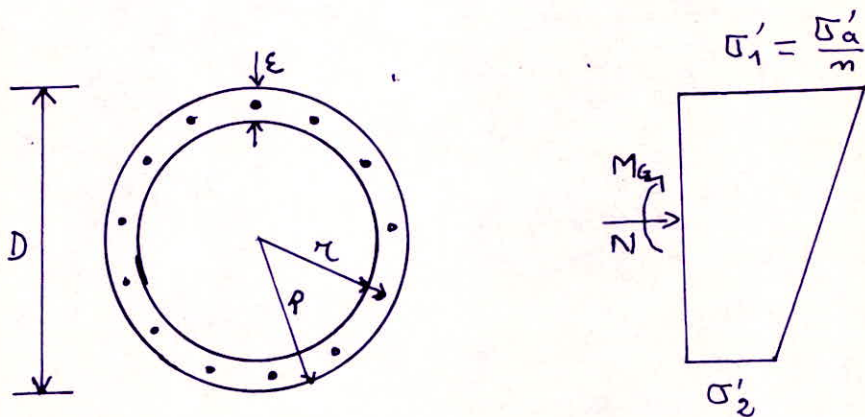
- Ces armatures longitudinales, de section totale A sont assez voisines les unes des autres pour pouvoir être considérées, dans les calculs comme formant une enveloppe continue dont la section par unité de longueur, aurait pour valeur $A_1 = \frac{A}{2\pi r}$

- L'épaisseur ϵ de l'anneau est faible devant R et que, dans ces conditions la contrainte du béton puisse être considérée comme constante entre les 2 points P_1 et P_2

Pour appelerons

B) Calcul des armatures:

10) Section entièrement comprimée:



La section totale des armatures longitudinales A , sera obtenue à l'aide des formules suivantes

$$B = 2\pi r e \quad \beta = \frac{B \bar{\sigma}'_b}{N} \quad \beta = \frac{M_G}{N} \quad \beta = \frac{2e}{r}$$

$$\tilde{\omega} = \frac{1}{0,15} \left(\frac{1+\beta}{\beta} - 1 \right) \quad A = \frac{15}{m} \tilde{\omega} \frac{B}{100}$$

Si on trouve pour $\tilde{\omega}$ une valeur très faible, ou même négative, on prendrait au moins $\tilde{\omega} = 0,25$. Pour la contrainte de l'acier le plus comprimé on aura

$$\sigma'_a = m \bar{\sigma}'_b$$

- Calcul des contraintes:

a) Les valeurs des contraintes extrêmes dans le béton seront calculées par application des formules suivantes:

$$\sigma'_1 = \frac{N}{B + nA} + \frac{M_G}{I/u}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N}{B + nA} - \frac{M_G}{I/u}$$

D = le diamètre de la section

R = le Rayon de la section

r = " " de la circonférence. suivant laquelle
sont disposés les armatures avec:

$$R = r + \frac{E}{2}.$$

E = l'épaisseur de l'anneau.

B = l'aire de l'anneau $B = 2\pi r E$

M = le moment de flexion appliqué à la section.

σ'_a = contrainte maximale des armatures comprimées

σ_a = " " " " tendues

σ'_b = " " de compression du béton

Avant d'aborder le calcul des armatures dans les différentes sections soumises à la flexion composée, il est nécessaire de déterminer si la section ainsi considérée est entièrement comprimée (tendue) ou partiellement comprimée (tendue) car les méthodes à utiliser sont \neq différentes pour chaque cas.

Ainsi :

- Pour qu'une section circulaire évidée soumise à la flexion composée soit entièrement comprimée, il faut que l'effort N soit un effort de compression et que la distance e entre G et le point de passage C_p de la résultante des forces extérieures soit telle que l'on ait

$$e = \frac{M_G}{N} \leq \frac{r}{2}.$$

- Pour qu'une section circulaire évidée soumise à la flexion composée soit partiellement comprimée, il faut que l'effort N soit un effort de compression et que la distance e entre G et le point de passage C_p de la résultante des forces extérieures soit telle que

$$\text{l'on ait } e = \frac{M_G}{N} > \frac{r}{2}$$

ou I/n = rapport du moment d'inertie relatif à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie, à l'ordonnée extrême de la section par rapport au même axe.

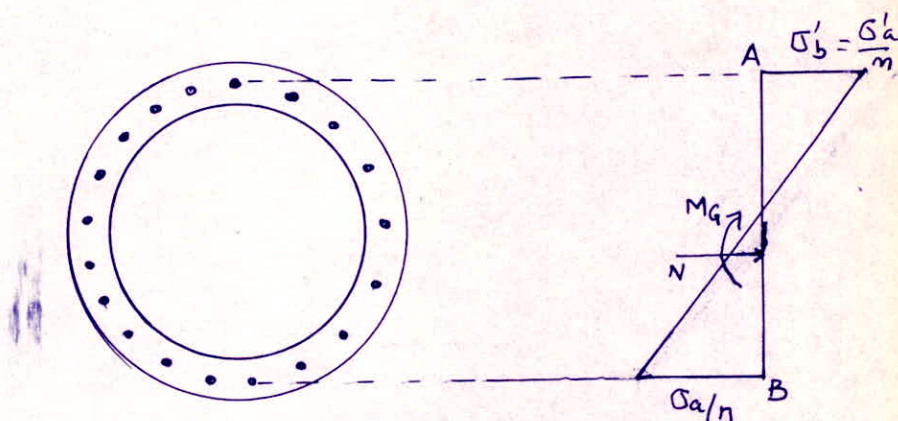
Pour une section circulaire évidée $\frac{I}{n} = (B+nA)\frac{r}{2}$

b) Les contraintes dans les aciers les plus comprimés seront obtenues par :

$$\sigma'_a = n \left[(1-2\delta) \sigma'_1 + \frac{2\delta N}{B+nA} \right]$$

Pour les sections circulaires évidées, compte tenu des hypothèses admises, on a pratiquement $\sigma'_a = n \sigma'_1$

2°) Section partiellement comprimée



Le calcul de la section des armatures se conduit ainsi :

— on calcul : $e = \frac{M_G}{N}$; $\eta = \frac{e}{2r}$; $\mu' = \frac{M}{2\sigma_b B r}$

on utilisera par la suite l'abaque n° 10 donné dans le manuel « Calcul pratique des sections en B.A de Pierre Charon »

Pour lire sur cet abaque les coordonnées $\tilde{\omega}$ et K du b , intersection de la courbe μ' avec la courbe τ , après interpolation si nécessaire.

et nous aurons alors:

$$A = \frac{15}{n} \tilde{\omega} \frac{B}{100} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{n}{15} K \bar{\sigma}'_b \quad \sigma'_a = n \bar{\sigma}'_b$$

Pour que la solution soit admissible, il faudrait diminuer la valeur admise pour $\bar{\sigma}'_b$

Pour le calcul des contraintes; on utilisera le même abaque n°10 pour obtenir la valeur de K .

on obtient alors les expressions de:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{\mu' B r} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{n}{15} K \bar{\sigma}'_b$$

si $n \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_a$ il est inutile de calculer $\bar{\sigma}_a$ puisqu'on a $\bar{\sigma}_a < n \bar{\sigma}'_b$

si $n \bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}_a$ on calculera $\bar{\sigma}_a$ par:

$$\bar{\sigma}_a = n \left[\bar{\sigma}'_b - \left(\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{n} \right) \frac{\delta}{1-\delta} \right]$$

Pour la section circulaire évidée, compte tenu des hypothèses admises on a pratiquement $\bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}'_b$

Application:

Ce voile représente l'ossature portante du réservoir supérieure, son élévation à partir de l'embase de la fondation étant égale à 29,65 m.

Ce voile est soumis à:

- un effort normal N du au poids propre et les surcharges d'exploitation.
- un moment M , du au seisme (car il est plus défavorable que le vent) rapporté au centre de gravité.

Calcul des excentricités -

$S_H = 71,85 (t)$ ~ Cuve vide ~

$H = 35,46 \text{ m}$

niveaux	bras de levier	Moment (t-m)	N_t (t)	$e_z \frac{M}{N}$ (m)	$r/2$ (m)	observations
29,65	5,81	417,5	1506,46	0,277	1,2875	$e < r/2$
27,5	7,96	572	1551,2	0,369	"	"
25,5	9,96	715,6	1590,2	0,45	"	"
23,4	12,06	866,5	1632,4	0,531	"	"
21,3	14,16	1017,4	1672,8	0,608	"	"
19,2	16,26	1168,3	1715	0,681	"	"
17,1	18,36	1319,2	1755,5	0,751	"	"
15	20,46	1470	1797,7	0,818	"	"
13	22,46	1613,8	1841	0,876	"	"
10,8	24,66	1771,8	1885	0,94	"	"
7,95	27,51	1976,6	1938,6	1,02	"	"
5,875	29,78	2140	2025,4	1,056	"	"
3,4	32,06	2303,5	2068,4	1,113	"	"
0	35,46	2547,8	2140	1,19	"	"

Calcul des excentricités

$S_H = 111 t$

Cuve pleine.

$H = 36,67 m.$

niveaux	bras de levier (m)	Moment (t m)	Nt (t)	$e = \frac{M}{N}$ (m)	$r/2$ m	observations
29,65	7,02	779,2	2931,6	0,266	1,2875	$e < r/2$
27,5	9,17	1017,9	2976,4	0,342	"	"
25,5	11,17	1239,9	3015,2	0,411	"	"
23,4	13,27	1473	3057,4	0,481	"	"
21,3	15,37	1706,1	3097,8	0,55	"	"
19,2	17,45	1939,2	3140	0,617	"	"
17,1	19,57	2172,3	3180,7	0,683	"	"
15	21,67	2505,4	3222,9	0,746	"	"
13	23,67	2627,4	3266,3	0,818	"	"
10,8	25,85	2871,6	3310,3	0,867	"	"
7,95	28,72	3188	3363,6	0,948	"	"
5,675	31,0	3440,4	3450,4	0,997	"	"
3,4	33,27	3693	3493,4	1,06	"	"
0	36,67	4070,4	3565	1,14	"	"

Caractéristiques de la section				. Cure vide.											
h (m)	r_m (m)	E_m (m)	$B=2\pi r_m^2$ (m ²)	MG (tm)	N (t)	$e = \frac{MG}{N}$ (m)	$\beta = \frac{B\sigma'_b}{N}$	$\beta = \frac{2e}{r}$	$\bar{\omega} = \frac{1}{0,15} \left(\frac{1+\beta}{\beta} - 1 \right)$	$\bar{\omega}$ adopté	$A = \bar{\omega} \frac{B}{100}$	$\frac{I}{V} = \frac{(B+nA)\pi r^2}{m^3}$	$G'_b = \frac{N + \frac{MG}{r}}{B+nA \frac{\pi r^2}{V}}$ kg/cm ²	$G'_b = \frac{N}{B+nA \frac{\pi r^2}{V}} - \frac{MG}{rV}$ kg/cm ²	$G'_a = n\sigma'_b$ kg/cm ²
0	2,575	0,45	7,28	2547,8	2140	1,19	4,66	0,924	< 0	0,15	364 cm ² 120 φ 20 = 377 cm ²	10,1	52	2,05	780
3,4	2,575	0,45	7,28	2303,5	2068,4	1,13	4,82	0,877	∪	0,15	364 cm ² 120 φ 20	10,1	49,17	3,56	737,5
7,95	∪	∪	∪	1976,6	1938,6	1,02	5,14	0,792	∪	0,33	240,2 cm ² 120 φ 16 = 241,2 cm ²	9,84	45,45	5,28	681,7
13	∪	∪	∪	1613,8	1841	0,876	5,92	0,68	∪	0,33	240,2 cm ²	9,84	40,49	7,69	607,35
17,1	∪	∪	∪	1319,2	1755,5	0,751	5,68	0,583	∪	0,35	240,2 cm ²	9,84	36,37	9,56	545,5
21,3	∪	∪	∪	1017	1672,8	0,608	5,96	0,472	∪	0,25	182,4 cm ² 120 φ 14 = 184,8 cm ²	9,73	32,59	11,68	488,9
25,5	∪	∪	∪	715,6	1590,2	0,45	6,27	0,349	∪	0,25	182,4 cm ²	9,73	28,39	13,68	425,9

- suite -

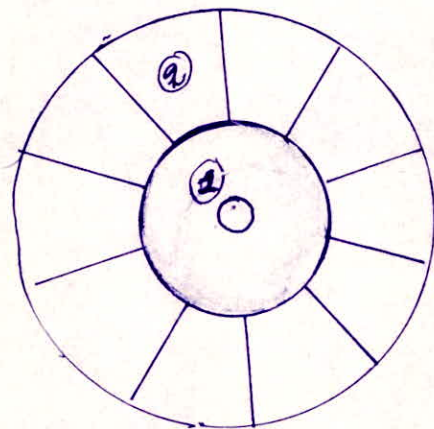
• CUVE VIDE pleine •

h (m)	M_G (tm)	N (t)	$e = \frac{M}{N}$ (m)	$\beta = \frac{2e}{\pi}$	$\rho = \frac{3G' \beta}{N}$	$\tilde{\omega} = \frac{1}{2,15} \left(\frac{1+\beta}{\beta} - 1 \right)$	$\tilde{\omega}$ adopté'	$A = \tilde{\omega} \frac{B}{100}$	$\frac{F}{V} = \frac{(\beta + nA)}{2} \frac{\pi}{2}$	$\sigma'_{b_1} = \frac{N}{B+nA} + \frac{M_G}{FV}$	$\sigma'_{b_2} = \frac{N}{B+nA} - \frac{M_G}{FV}$	$\sigma'_a = n \sigma'_{b_1}$
0	4070,4	3565	1,14	0,885	2,797	< 0	0,5	120 ϕ 20	10,1	85,74	5,14	1286,1
3,4	3693	3493,4	1,06	0,823	2,855	4	0,5	120 ϕ 20	10,1	81,1	7,96	1216,5
7,95	3188	3363,6	0,948	0,736	2,965	4	0,33	120 ϕ 16	9,84	76,41	11,62	1146,15
13	2627,4	3266,3	0,818	0,635	3,05	4	0,33	120 ϕ 16	9,84	69,45	16	1041,75
17,1	2172,3	3180,7	0,683	0,53	3,135	4	0,33	120 ϕ 16	9,84	63,7	19,54	955,5
21,3	1706,1	3097,8	0,55	0,427	3,219	4	0,25	120 ϕ 14	9,73	58,52	23,45	877,8
25,5	1239,9	3015,2	0,411	0,319	3,308	4	0,25	120 ϕ 14	9,73	52,64	27,15	789,6

- 109 -

ETUDE du plancher supérieur de fondation.

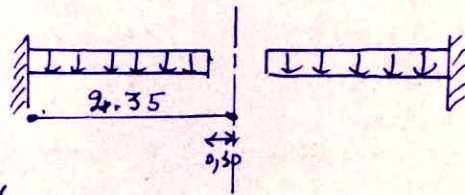
Présentation:



Le plancher est composé de dalles du type ② de forme trapezoidale et de dalles du type ① en couronne de cercle. chargée uniformément.

a) Dalle n° ①

Schema statique



Charge et surcharge

$$q = \frac{16000 \times 0,2}{\pi \frac{4,7^2}{4} - \pi \frac{0,6^2}{4}} + 1,2 \times 500 = 787,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\beta = 0,127$$

$$k_1 = 0,0203$$

$$M_r = 271,8 \left[1,19 - 3,15 \beta^2 - \frac{0,0172}{\beta^2} + 0,0742 \ln \beta \right]$$

$$M_{\varphi} = 271,8 \left[1,136 - 1,45 \beta^2 + \frac{0,0172}{\beta^2} + 0,0742 \ln \beta \right]$$

$$M_{r(\beta=1)} = 528 \text{ kg m}$$

$$M_{\varphi(\beta=1)} = 80,67 \text{ kg m}$$

$$M_{\varphi(\beta=0)} = 550,64 \text{ kg m}$$

10) Armatures radiales : $M_r = 528 \text{ kgm}$.

$$\mu = \frac{15 \times 52800}{100 \times 17,6^2 \times 1600} = 0,0159$$

$$\varepsilon = 0,9442 \quad k = 74,5$$

$$A = \frac{52800}{0,9442 \times 17,6 \times 1600} = 1,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \phi 8/m = 2,01 \text{ cm}^2$$

20) Armatures tangentielles :

$$M_\varphi = 550,64 \text{ kgm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 55064}{100 \times 17,6^2 \times 1600} = 0,0166$$

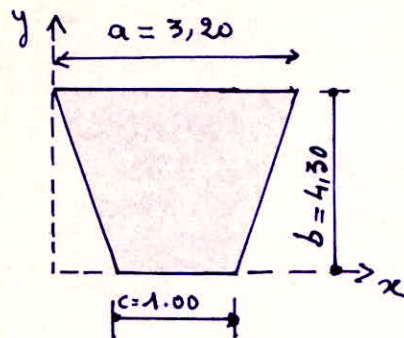
$$\varepsilon = 0,9429 \quad k = 72,5$$

$$A = \frac{55064}{0,9429 \times 17,6 \times 1600} = 2,07 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \phi 8/m = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_s = \frac{1600}{72,5} = 22,06 \text{ kg/cm}^2$$

3°) Dalle n°3 :

C'est une dalle de forme trapezoidale, elle peut être calculée de façon approchée comme une dalle rectangulaire ou triangulaire



Comme $\frac{c}{a} = \frac{1,00}{3,20} = 0,312 > 0,25$, cette dalle sera calculée

comme une dalle rectangulaire de dimensions réduites :

$$a_r = \frac{2}{3} (2c + a) \frac{a}{a+c} = \frac{2}{3} (2 \times 1 + 3,2) \frac{3,2}{3,2+1} = 2,64 \text{ m}$$

$$b_r = b - \frac{a(a-c)}{6(a+c)} = 4,3 - \frac{3,2(3,2-1)}{6(3,2+1)} = 4,02 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{a_r}{b_r} = \frac{2,64}{4,02} = 0,65$$

En fonction de γ , on peut facilement calculer M_{xs} , M_{ys} désignant respectivement le moment en treuvé dans le sens x et dans le sens y ainsi que M_{xvs} et M_{yvs} respectivement moment aux appuis suivant x et suivant y. à l'aide des coefficients donné dans « R. BARE'S »

γ	w_s	M_{xs}	M_{ys}	M_{xvs}	M_{yvs}
0,65	0,0261	0,0360	0,0061	0,0767	0,0242
		qa_r^2	qb_r^2	qa_r^2	qb_r^2

avec $q = 20 \text{ kg/m}^2$

• Tracé : On prendra pour q la valeur précédente ($q = 787,15 \text{ kg/m}^2$)

Sens x $M_{xs} = 197,5 \text{ kgm/m}$

Sens y $M_{ys} = 77,63 \text{ kgm/m}$

Aux appuis:

$$\text{Sens } x : M_{xvs} = 976,1 \text{ kgm}$$

$$\text{Sens } y : M_{yvs} = 307,97 \text{ kgm}$$

On armera l'ensemble de la dalle (entravée et aux appuis dans les 2 sens) par les armatures trouvées en prenant en compte dans les calculs l'effort maximum $M_{xvs} = 976,1 \text{ kgm}$).

$$\mu = \frac{97610 \times 15}{100 \times 17,5^2 \times 1600} = 0,0298$$

$$\varepsilon = 0,9254 \quad k = 52$$

$$A = \frac{97610}{0,9254 \times 17,5 \times 1600} = 3,76 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \phi 10/m = 3,93 \text{ cm}^2$$

K) stabilité des fondations -

10) Charges en tête (côte 745,6 m).

$$\text{Cuve vide} \begin{cases} N = 2157,84 \text{ t} \\ \text{Moment dû au vent: } 523,83 \text{ t m} \\ \text{Moment dû au séisme: } M_s = 2547 \text{ t m} \end{cases}$$

$$\text{Cuve pleine:} \begin{cases} \text{Moment dû au séisme: } 4070,4 \text{ t m} \\ \text{Moment dû au vent (en considérant l'eau} \\ \text{comme charge): } 576,65 \text{ t m} \end{cases}$$

• charges supplémentaires:

Poids de la charpente et tuyauteries: 1 t.

Surcharges d'exploitation non pondérées: 94,17 t

„ de neige (normale) 27 t

charge totale cuve vide 2158,84 t

• Caractéristiques de la section:

$$S = \pi \frac{5,6^2 - 4,7^2}{4} = 7,28 \text{ m}^2$$

$$D_m = 5,6 - 0,45 = 5,15 \text{ m}$$

$$I/U = \frac{\pi \times 5,15^2}{4} \times 0,45 = 9,37 \text{ m}^3$$

• Contraintes:

- dues aux charges verticales:

$$* \text{ Cuve vide: } \sigma'_b = \frac{2158,84}{7,28} = 29,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \text{ Surcharge d'exploitation: } \sigma'_b = \frac{94,17}{7,28} = 12,93 \text{ kg/cm}^2$$

* Surcharge de neige: $\sigma'_b = \frac{27}{7,28} = 0,37 \text{ kg/cm}^2$

* Moment dû au vent: $\sigma'_b = \frac{523,83}{9,37} = 5,59 \text{ kg/cm}^2$

* Moment dû au séisme: $\sigma'_b = \frac{2547}{9,37} = 27,2 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes extrêmes sous différentes sollicitations:

a) cuve vide

Sollicitations du 1^{er} genre:

(S₁): $\sigma'_b = 31,2 \text{ kg/cm}^2$

(S'₁): $\sigma'_b = 36,9 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 25,72 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitations du 2^e genre:

(S₂): $\sigma'_b = 40,53 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 23,76 \text{ kg/cm}^2$

(S'₂): $\sigma'_b = 42,18 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 21,09 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma_w = 1,1 - 0,5 \frac{94,17}{2158,84} = 1,078$

(S''₂): $\sigma'_b = 58,14 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 3,743 \text{ kg/cm}^2$

b) cuve pleine:

* eau: $\sigma'_b = \frac{1425}{7,28} = 19,6 \text{ kg/cm}^2$

* Moment dû au vent (eau considérée comme charge)

$\sigma'_b = \frac{576,6}{9,37} = 6,15 \text{ kg/cm}^2$

* Moment dû au séisme: $\sigma'_b = \frac{4070}{9,37} = 43,44 \text{ kg/cm}^2$

contraintes sous sollicitations:

1^{er} genre: (S₁): $\sigma'_b = 54,72 \text{ kg/cm}^2$

(S'₂): $\sigma'_b = 56,50 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 45,32 \text{ kg/cm}^2$

2^e genre:

$$(S_2): \sigma'_b = 69,37 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 52,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S'_2): \sigma'_b = 61,88 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 40,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_w = 1,1 - 0,5 \frac{94,17}{3583,84} = 1,087$$

$$(S''_2): \sigma'_b = 77,74 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 23,34 \text{ kg/cm}^2$$

2°) charges en pieds: (côtés 743,8 m).a) charges apportées par le plancher:

$$D = 8,4 + 0,9 + 4,7 = 14 \text{ m.}$$

$$e = 0,2$$

$$\text{Poids propre: } 0,2 \times 2,5 \times \pi \times \frac{14^2}{4} = 76,97 \text{ t.}$$

$$\text{Surcharges d'exploitation: } 94,17 \text{ t}$$

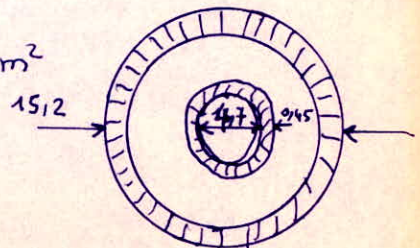
$$\text{Cure vide: } \begin{cases} N = 2235,8 \text{ t} \\ M_V = 559,40 \text{ t m} \\ M_S = 2677,13 \text{ t m} \end{cases}$$

$$\text{Cure pleine } \begin{cases} M_t \text{ dû au vent (eau = charge): } M = 615,66 \text{ t m} \\ M_t \text{ dû au séisme: } M_S = 4270,2 \text{ t m} \end{cases}$$

• Caractéristiques de la section:

$$S = \frac{\pi(15,2^2 - 14^2)}{4} + \frac{\pi(5,6^2 - 4,7^2)}{4} = 34,8 \text{ m}^2$$

$$D_m = 15,2 - 0,6 = 14,6 \text{ m.}$$



$$I = \frac{\pi 14,6^3}{8} \times 0,6 + \frac{\pi \times 5,15^3}{8} \times 0,45 = 757,42 \text{ m}^4$$

$$I/u = \frac{757,42 \times 2}{15,2} = 99,66 \text{ m}^3$$

Contraintes sous sollicitations:

a) cuve vide:

* Poids propre: $\sigma'_b = \frac{2235,81}{34,8} = 6,425$

* Surcharge d'exploitation: $\sigma'_b = \frac{94,17}{34,8} = 2,7 \text{ kg/cm}^2$

* Surcharge de neige: $\sigma'_b = 0,077 \text{ kg/cm}^2$

* Mt dû au vent: $\sigma'_b = \frac{559,40}{99,66} = 0,56 \text{ kg/cm}^2$

* Mt dû au séisme: $\sigma'_b = \frac{2677,13}{99,66} = 2,686 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes:

1^{er} genre:

(S₁): $\sigma'_b = 10,32 \text{ kg/cm}^2$

(S'₂): $\sigma'_b = 7,332 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 6,212 \text{ kg/cm}^2$

2^e genre:

(S₂): $\sigma'_b = 7,78 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 6,1 \text{ kg/cm}^2$

(S'₂): $\sigma'_b = 7,89 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 5,78 \text{ kg/cm}^2$

$\delta_w = 1,1 - 0,5 \times \frac{94,17}{2235,81} = 1,079$

(S''₂): $\sigma'_b = 9,381 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 4 \text{ kg/cm}^2$

b) cuve pleine

* eau: $\sigma'_b = \frac{1425}{34,8} = 4,09 \text{ kg/cm}^2$

* Moment dû au vent (eau considérée comme charge)

$\sigma'_b = \frac{61543}{99,66} = 0,62 \text{ kg/cm}^2$

* Moment dû au séisme:

$\sigma'_b = \frac{2677,13}{99,66} = 2,686 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes sous sollicitations:

1^{er} Genre:

$$(S_1) : \sigma'_b = 11,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S'_1) : \sigma'_b = 11,48 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 10,24 \text{ kg/cm}^2$$

2^{es} Genre:

$$(S_2) : \sigma'_b = 14,01 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 12,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S'_2) : \sigma'_b = 12,11 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 9,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_w = 1,1 - 0,5 \cdot \frac{94,17}{3660,81} = 1,087$$

$$S''_2 : \sigma'_b = 13,47 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 8,099 \text{ kg/cm}^2$$

3) Stabilité des fondations (côte 743 m).

• charge sur la semelle (non pondérée)

$$\text{cuve vide: } \begin{cases} N = 2868,7 \text{ t} \\ M^t \text{ dû au vent: } 575,2 \text{ tm} \\ M^t \text{ dû au séisme: } 2734,61 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\text{cuve pleine: } \begin{cases} N = 4293,7 \text{ t} \\ M^t \text{ dû au vent (eau = charge): } M = 633 \text{ tm} \\ M^t \text{ dû au séisme: } M = 4358,97 \text{ tm} \end{cases}$$

Caractéristiques de la section:

$$S = \frac{\pi \overline{17,2}^2}{4} = 232,35 \text{ m}^2$$

$$I/O = \frac{\pi D^3}{32} = \frac{\pi 17,2^3}{32} = 499,56 \text{ m}^3$$

Contraintes sous sollicitations:

a) cuve vide:

- * Poids propre : $\sigma'_b = 1,23 \text{ kg/cm}^2$
- * surcharge d'exploitation : $\sigma'_b = \frac{94,17}{232,35} = 0,405 \text{ kg/cm}^2$
- * " de neige : $\sigma'_b = \frac{27}{232,35} = 0,116 \text{ kg/cm}^2$
- * Mt dû au vent $\sigma'_b = \frac{575,2}{499,56} = 1,15 \text{ kg/cm}^2$
- * Mt dû au séisme : $\sigma'_b = \frac{2734,61}{499,56} = 5,47 \text{ kg/cm}^2$

1^{er} Genre :

$$(S_1) : \sigma'_b = 1,716 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S_2) : \sigma'_b = 1,397 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 1,157 \text{ kg/cm}^2$$

2^e Genre :

$$(S_2) : \sigma'_b = 1,480 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 1,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S_2') : \sigma'_b = 1,51 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 1,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_w = 1,1 - 0,5 \frac{94,17}{2868,7} = 1,084$$

$$(S_2) : \sigma'_b = 1,81 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 0,73 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cuve pleine :

$$* \text{ eau : } \sigma'_b = \frac{1425}{232,35} = 6,14$$

$$* \text{ Mt dû au vent : } \sigma'_b = \frac{633}{499,56} = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Mt dû au séisme : } \sigma'_b = \frac{4358,97}{499,56} = 8,72 \text{ kg/cm}^2$$

1^{er} Genre :

$$(S_1) : \sigma'_b = 2,015 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S_2) : \sigma'_b = 2,022 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 1,77 \text{ kg/cm}^2$$

2^e Genre :

$$(S_2) : \sigma'_b = 2,42 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$(S_2') : \sigma'_b = 2,14 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 1,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_w = 1,1 - 0,5 \frac{94,17}{4293,7} = 1,089$$

$$(S_2'') : \sigma_b' = 2,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 1,014 \text{ kg/cm}^2$$

stabilité au glissement

a) Cuve vide :

- Poussee due au vent : $H = 19,75 \text{ Kdan}$
charge verticale : $V = 2868,7 \text{ Kdan}$
$$\frac{H}{V} = \frac{19,75}{2868,7} = 0,007$$

- Poussee totale due au seisme : $H = 71,85 \text{ Kdan}$

- charge verticale : $V = 2868,7 \pm s_{iv} = 2868,7 \pm 101,6$

Le cas le plus defavorable s'obtient en retranchant à 2868,7 la valeur de la force verticale due au seisme
d'où : $V_m = 2767,1 \text{ Kdan}$.

$$\frac{H}{V} = \frac{71,85}{2767,1} = 0,026$$

b) Cuve pleine :

- Poussee due au vent : $H = 21,68 \text{ Kdan}$
- Charge verticale $V = 2868,7 + 1425 = 4293,7 \text{ Kdan}$
$$\frac{H}{V_m} = \frac{21,68}{4293,7} = 0,005$$

- Poussee due au seisme : $H = 111$

- charge verticale : $V = 2868,7 - 158,95 = 2709,05 \text{ Kdan}$

$$\frac{H}{V_m} = 0,041 \leq 3$$

• Même sans tenir compte de la butée de la semelle sur les terres, le seul frottement sur le sol de fondation équilibre très largement l'effet horizontal dû au seisme ou au vent.

L) - Ferrailage des Fondations -

I) Presentation:

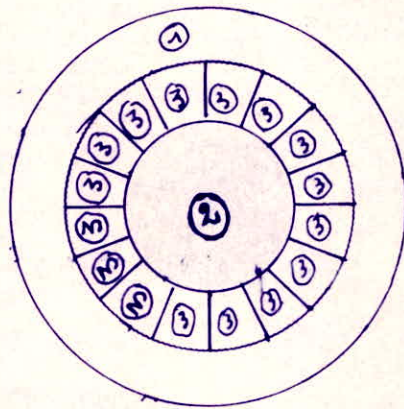
La semelle de fondation est composée de :

- d'un radier circulaire de 80cm d'épaisseur.
- d'une poutre circulaire de rive de : 60cm de largeur.
- de Contreforts.

10) Radier:

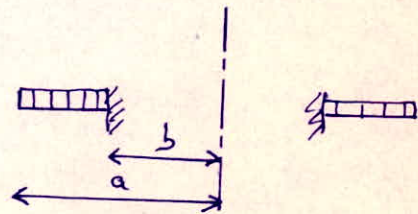
Le radier se décompose en 3 catégories de dalles :

- dalle en couronne de cercle du type ①
- dalle circulaire du type ②
- dalles trapézoïdales du type ③



1.1. Dalle n° ①

schema statique:



Les formules des efforts ont été déjà établies précédemment

$$a = 8,6 \text{ m} \quad b = 7,6 \text{ m}$$

$$\beta = 0,884$$

$$k_{10} = 1,276$$

expressions des efforts en fonction de $S = r/a$

$$M_r = q \left[18,47 - 14,55 S^2 - \frac{3,92}{S^2} + 21,25 \log S \right]$$

$$M_\varphi = q \left[2,763 - 6,699 S^2 + \frac{3,92}{S^2} + 21,25 \log S \right]$$

$$T_r = -4,39 \left[S - \frac{1}{S} \right]$$

le radier sera chargé uniformément par la contrainte trouvée à la cote 743.00 (pied de la semelle) pour la sollicitation du 1^{er} genre $G+1,2E$ soit $q = 20,15 \text{ t/m}^2$

$$\begin{aligned} M_r(\beta=0) &= -40,81 \text{ tm/m}' \\ M_\varphi(\beta=0) &= -1,79 \text{ tm/m}' \\ M_\varphi(\beta=1) &= -0,52 \text{ tm/m}' \\ T_x(\beta=0) &= 21,42 \text{ t.} \end{aligned}$$

1.2. Ferraillage:

- Armatures radiales:

$$M_r = -10,81 \text{ tm/m}'$$

$$\mu = 0,0166 \quad \varepsilon = 0,9429 \quad k = 72,5$$

$$A = 9,18 \text{ cm}^2 \text{ soit } \exists \phi 16 / \text{m} = 10,05 \text{ cm}^2$$

- Armatures en cercles:

$$\mu = 0,0027 \quad \varepsilon = 0,8761 \quad k = 194 \quad A = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

Armatures transversales

$$\tau_b = \frac{21420}{100 \times \frac{7}{8} \times 78} = 3,13 < 1,15 \times 6,2 = 7,13 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

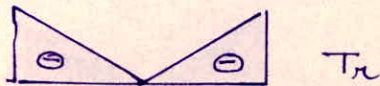
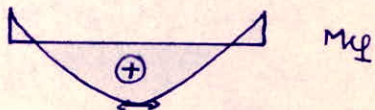
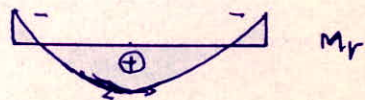
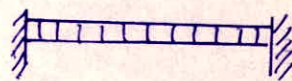
2°) Dalle n°2

schema statique:

$$M_r = \frac{qa^2}{16} [1+\gamma - (3+\gamma)S^2]$$

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

$$T_x = -\frac{q}{2} a S.$$



Expressions des efforts en fonction de $\beta = \frac{r}{a}$

$$M_r = 0,345 q [1,15 - 3,15 \beta^2]$$

$$M_\varphi = 0,345 q [1,15 - 1,45 \beta^2]$$

$$T_r = -1,175 q \beta$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r(\beta=1) = -13,91 \text{ t/m/m}' \\ M_r(\beta=0) = +8 \text{ t/m/m}' \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_\varphi(\beta=1) = -2,075 \text{ t/m/m} \\ M_\varphi(\beta=0) = 8 \text{ t/m/m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_r(\beta=1) = 23,676 \text{ t/m} \end{array} \right.$$

Ferraillage:

• Armatures radiales:

• Aux appuis: $M_r = 13,91 \text{ t/m/m}'$

$\mu = 0,0214$ $\varepsilon = 0,9559$ $k = 63$

$A = 11,91 \text{ cm}^2$ soit $6 \phi 16/m$.

• β_n travée: $M_r = 8 \text{ t/m/m}'$

$\mu = 0,0123$ $\varepsilon = 0,9505$ $k = 86$

$A = 6,74 \text{ cm}^2$ soit $4 \phi 16/m$.

• Armatures en cercles:

Aux appuis: $M_\varphi = 2,075 \text{ t/m/m}$

$\mu = 0,0032$ $\varepsilon = 0,9741$ $k = 178$

$A = 1,71 \text{ cm}^2$ soit $2 \phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

β_n travée: $M_\varphi_{\beta=0} = M_r_{\beta=0} = 8 \text{ t/m/m}$.

on obtient $4 \phi 16/m$.

• Armatures transversales

$$T_r = 23,676 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{23676}{(78 \times 7/8) \times 100} = 3,46 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \times \overline{\sigma}_b$$

pas d'armatures transversales.

Dalle n°3

c'est une dalle de forme trapézoïdale de même dimensions que celle étudiée déjà pour le plancher supérieur de fondation.

On chargera ce plancher par la contrainte $G + 1,2P = 20150 \text{ kg/m}^2$

• Travée : sens x $M_{xs} = 5,056 \text{ Tm/m}$

sens y $M_{ys} = 1,99 \text{ Tm/m}$

• Aux appuis : sens x : $M_{xvs} = 10,77 \text{ Tm/m}$

sens y : $M_{yvs} = 7,88 \text{ Tm/m}$

Ferraillage :

• En travée : $M_{xs} = 5,056 \text{ Tm/m}$ (sens x)

$\mu = 0,0078$ $\epsilon = 0,9603$ $k = 111$

$A = 4,13 \text{ cm}^2$ soit $3 \phi 14/m = 4,62 \text{ cm}^2$ ($1 \phi 14/30 \text{ cm}$)

• $M_{ys} = 1,99 \text{ Tm/m}$ $\mu = 0,0031$ $\epsilon = 0,9746$ $k = 182$

$A = 1,64 \text{ cm}^2$ soit $3 \phi 10/m$

• Aux appuis :

$M_{xvs} = 10,77 \text{ Tm/m}$ (sens x)

$\mu = 0,0166$ $\epsilon = 0,9432$ $k = 73$

$A = 9,15 \text{ cm}^2$ soit $5 \phi 16/m$ (soit $10,05 \text{ cm}^2$)

$M_{yvs} = 7,88 \text{ Tm/m}$ (Dans le sens y)

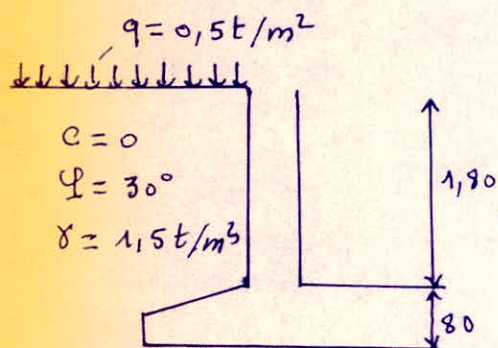
$\mu = 0,0121$ $\epsilon = 0,9510$ $k = 87$

$A = 6,67 \text{ cm}^2$ soit $4 \phi 16/m$

Poutre circulaire :

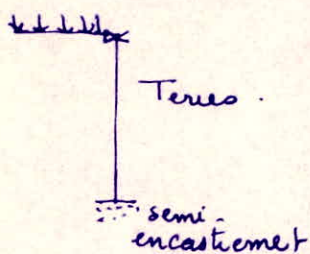
on le calculera successivement comme mur de soutènement et comme poutre circulaire encastree sur les nervures. et nous adoptons la section d'acier la f qui donne l'effet le plus favorable.

1) Comme voile vertical soutenant les Terres.



on supposera en plus une surcharge de $0,5 \text{ t/m}^2$

• schéma statique :



Dans une 1^{ere} etape, nous assimilons la poutre à une poutre isostatique de largeur 1 metre chargée par la poussée du sable et de la surcharge. On app. admettra par la suite $0,5 \text{ Mo}$ au niveau du radier car nous avons considéré un semi-encastrement au niveau du radier et un appui simple au niveau de la dalle supérieure.

• Charge due à la poussée des terres :



$$A = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,334$$

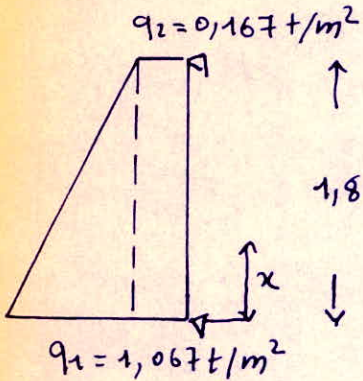
$$q_1 = A \delta h = 0,334 \times 1,5 \times 1,8 = 0,9 \text{ t/m}^2$$

• Surcharges:



$$q_2 = Aq = 0,334 \times 0,5 = 0,167 \text{ t/m}^2$$

• Schema de chargement de la poutre:



$$M_x = \frac{x(h-x)}{6} \left[(q_1 - q_2) \left(2 - \frac{x}{h} \right) + 3q_2 \right]$$

Le moment sera maximum pour

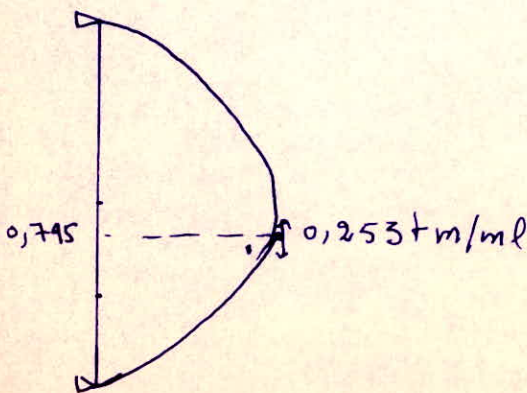
$$x = h - \frac{h}{q_1 - q_2} \left[\sqrt{\frac{q_1^2 + q_2^2 + q_1 q_2}{3}} - q_2 \right]$$

C'est à dire: $x = 0,795 \text{ m}$

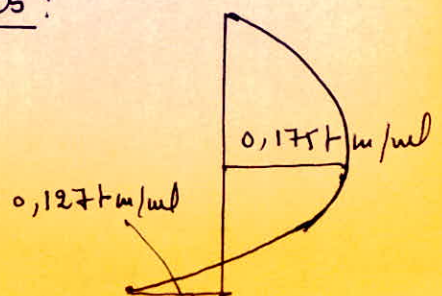
$$M_x = \left(0,6903 - 0,5335x + 0,0834x^2 \right) x$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 0,2535 \text{ t m/ml}$$

• Diagramme des moments dans la poutre isostatique:



• Diagramme des moments décalés:



Armatures en travée :

$$\mu = \frac{15 \times 17500}{100 \times 58^2 \times 1600} = 0,00052 \Rightarrow \varepsilon = 0,9895 \quad k = 460$$

$$A = \frac{17500}{0,9895 \times 58 \times 1600} = 0,197 \text{ cm}^2$$

Armatures sur appuis :

$$\mu = \frac{15 \times 12700}{100 \times 58^2 \times 1600} = 0,00038 \cdot \varepsilon = 0,9903 \quad k = 500$$

$$A = \frac{12700}{0,9903 \times 58 \times 1600} = 0,143 \text{ cm}^2$$

2°) Armatures transversales

$$T = 0,167 \times 1,8 + \frac{1}{2} (1,067 + 0,167) \times 1,8 = 1,110 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{1110}{100 \times 58 \times 0,9895} = 0,19 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\tau}_b = 21,7$$

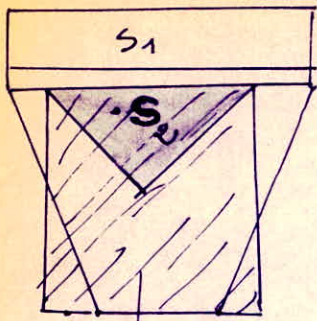
$$\rho_a = 1 - \frac{0,19}{9 \times 6,2} = 0,99$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,99 = 2376 \text{ kg/cm}^2$$

On prend $A_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1110 \times 25}{0,9903 \times 58 \times 2376} = 0,2 \text{ cm}^2 \quad \text{section faible}$$

2°) Comme poutre circulaire encastrée sur les nervures:



La poutre a une portée de 3,20 m de dimensions 2,60 x 0,60 encastrée sur les nervures.

Elle reprend la surface

$$S = S_1 + S_2$$

rectangle de dimensions réduites (2,64 x 4,02)

$$S_0 = 3,2 \times 1,60 + \frac{1}{2} 2,64 \times \frac{2,64}{2} = 6,8824 \text{ m}^2$$

la charge uniforme q sera égale à $\frac{6,8824 \times 20150}{3,2} = 43211,67 \text{ kg/m}$

Aux appuis: $M = \frac{43211,67 \times 3,2^2}{12} = 36873,96 \text{ kg m}$

$$\mu = \frac{36873,96 \times 15}{60 \times 257,2^2 \times 1600} = 0,00871 \quad \epsilon = 0,9580 \quad k = 104$$

$$A = \frac{36873,96}{0,9580 \times 257,2 \times 1600} = 9,35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

Travée: $M = \frac{36873,96}{2} = 18436,96 \text{ kg m}$

$$\mu = \frac{15 \times 18436,96}{60 \times 257,4^2 \times 1600} = 0,0043 \quad \epsilon = 0,9701 \quad k = 152$$

$$A = \frac{18436,96}{0,9701 \times 257,2 \times 1600} = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \phi 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

C'est une poutre de grande hauteur, on ajoutera des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre, car les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieures n'empêchent la fissuration du béton que dans leur voisinage. Des fissures risquent d'apparaître dans la zone tendue qui, dans ce cas est importante. Une telle

disposition est applicable lorsque la hauteur de la poutre exprimée en cm dépasse $2 \left(80 - \frac{\sigma_{en}}{100} \right)$ avec σ_{en} exprimée en bars. (dans notre cas, égale à 116 < 260).

• Armatures transversales :

$$T = \frac{q \ell}{2} = \frac{43211,67 \times 3,2}{2} = 69138,67 \text{ daN}$$

$$\sigma'_b = \frac{1600}{104} = 15,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \times 0,2 = 21,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \tau_b = \frac{69138,67}{60 \times 0,9580 \times 257,2} = 4,68 \text{ kg/cm}^2$$

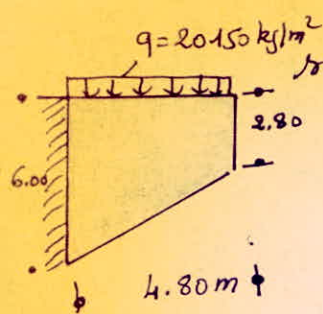
$$\rho_a = 1 - \frac{4,68}{9 \times 6,2} = 0,916 \rightarrow G_{at} = 2015,2 \text{ kg/cm}^2$$

on prend $t = 30 \text{ cm}$. $A_t \geq \frac{69138,67 \times 30}{0,9580 \times 257,2 \times 2015,2} = 4,17 \text{ cm}^2$

soit 2 cadres $\phi 12$. = $4,52 \text{ cm}^2$

-130-

Neurures: on les calculera comme des consoles de portée 4,80 m. Elles reprennent chacune une surface trapézoïdale:



$$S = \frac{1}{2} (3.40 + 1.00) \times 4.8 + 0.150 \times 4.8 = 12.96 \text{ m}^2$$

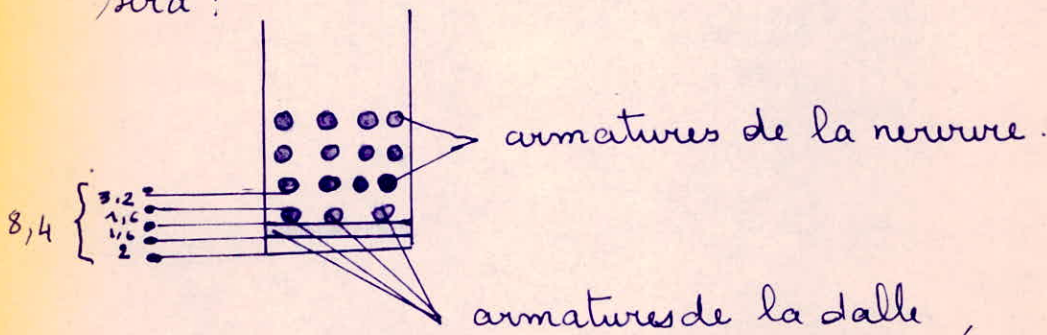
$$q = \frac{20150 \times 12.96}{4.8} = 54405 \text{ kg/ml}$$

charge à l'extrémité $P = 2 \times 69138.67 = 138277.34 \text{ kg}$
 a) à l'encastrement: (à $x = 4.80 \text{ m}$).

$$M = 138277.34 \times 4.8 + \frac{54405 \times 4.8^2}{2} = 1290476.83 \text{ dan/m}$$

hauteur utile à prendre en compte:

Pour éviter le changement de direction aux armatures du radier au niveau des neurures; la hauteur utile sera:



on utilisera des armatures à haute adhérence du type FeE40

$$h = 600 - 16.4 = 583.6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{1290476.83 \times 15}{50 \times 583.6^2 \times 2666} = 0.0426$$

$$\varepsilon = 0.9126$$

$$k = 42.2$$

$$\sigma'_b = \frac{2666}{42.2} = 63.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{1290476.83}{583.6 \times 2666} = 90.77 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 \text{ HA } 32 = 96.5 \text{ cm}^2$$

b) entre 3,80 et 2,80 m (distance calculée à partir de l'extrémité de la neurure)
 $h_t = 3.40 \text{ m}$. $M = 138277.34 \times 3.8 + \frac{54405 \times 3.8^2}{2} = 918257.97 \text{ kgm}$

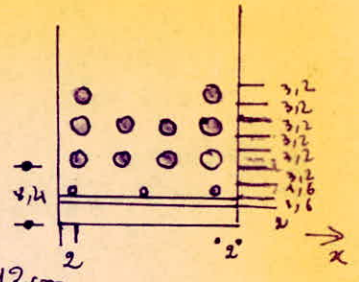
Un calcul approché a donné 10 HA 32.

y_1

Determination de la hauteur utile h :

$$y_G = \frac{2 \times 8,04 \times 22,8 + 4 \times 8,04 \times 16,4 + 4 \times 8,04 \times 10}{2 \times 8,04 + 4 \times 8,04 + 4 \times 8,04} =$$

15,12 cm



$$h = 540 - 15,12 = 524,88 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 91825799}{50 \times 524,88^2 \times 2666} = 0,0375 \quad \varepsilon = 0,9173 \quad k = 45,5$$

$$A = \frac{91825799}{0,9173 \times 524,88 \times 2666} = 71,54 \text{ cm}^2 \quad \sigma_b' = \frac{2666}{45,5} = 58,6 \text{ kg/cm}^2$$

Soit 10 HA 32 = 72,38 cm².

c) Entre $x = 2,80$ à $x = 1,80$ cm.

$$h_t = 4150 \text{ m}$$

$$M = 138277,34 \times 2,8 + \frac{54405 \times 2,8^2}{2} = 600444,4 \text{ kgm}$$

Un calcul approché donne 8 HA 32

$$h = 450 - \left(8,4 + \frac{3,2}{2} + 3,2\right) = 436,8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 600444,25}{50 \times 436,8^2 \times 2666} = 0,0354 \quad \varepsilon = 0,9194 \quad k = 47$$

$$A = \frac{600444,25}{0,9194 \times 436,8 \times 2666} = 56,08 \text{ cm}^2$$

on prendra 8 HA 32 = 64,34 cm²

d) Entre $x = 1,80$ à $0,00$

$$h_t = 4,00 \text{ m}$$

$$M = 138277,34 \times 1,8 + \frac{54405 \times 1,8^2}{2} = 337035,31 \text{ kgm}$$

Un calcul approché donne 4 HA 32

$$h = 480 - 10 = 390 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 337035,31}{50 \times 390^2 \times 2666} = 0,0249$$

$$E = 0,9312$$

$$R_s = 57,8$$

$$A = \frac{33703531}{390 \times 0,9312 \times 2666} = 34,8 \text{ cm}^2$$

on prendra 4HA32 = 32,16 cm².

La section des 3 aciers $\phi 16$ de la dalle filant dans la nervure suffisent à compenser la différence de section entre celle calculée et celle adoptée.

Armatures transversales : on utilise des aciers lisses de nuance FeE24 ($\sigma_{en} = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

a) De $x = 3,80$ à l'encastrement ($x = 4,80 \text{ m}$)

$$T = 138277,34 + 54405 \times 4,8 = 399421,31 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{399421,31}{50 \times 0,9126 \times 583,6} = 14,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 6,2 = 21,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \frac{14,99}{9 \times 6,2} = 0,731$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,731 = 1755,7 \text{ kg/cm}^2$$

On prend $t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{399421,31 \times 25}{0,9126 \times 583,6 \times 1755,7} = 10,68 \text{ cm}^2$$

2 Cadres $\phi 12$ + 6 épingles $\phi 12 = 11,31 \text{ cm}^2$

b) Entre 3,8 et 2,8 :

$$T = 138277,34 + 54405 \times 3,8 = 345016,34 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{345016,34}{50 \times 524,88 \times 0,9173} = 14,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \frac{14,33}{9 \times 6,2} = 0,743$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,743 = 1783,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 25 \text{ cm} \rightarrow A_t = \frac{345016,34 \times 25}{0,9173 \times 524,88 \times 1783,2} = 10,04 \text{ cm}^2$$

2 Cadres $\phi 12$ + 6 épingles $\phi 12 = 11,31 \text{ cm}^2$

30) Entre 2,80 à 1,80 m:

$$T = 138277,34 + 54405 \times 2,8 = 290611,34 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{290611,34}{50 \times 0,9194 \times 436,8} = 14,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \frac{14,47}{9 \times 6,2} = 0,74$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,74 = 1776 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 25 \text{ cm} \rightarrow A_t \geq \frac{290611,34 \times 25}{436,8 \times 0,9194 \times 1776} = 10,18 \text{ cm}^2$$

2 cadres $\phi 12$ + 6 épingles $\phi 12$

On prendra également les mêmes aciers transversaux entre 1,80 et 0,00.

- Table des matières -

A) Caractéristiques des matériaux.	1
B) Évaluation des poids	6
C) Étude de la couverture	10
D) Ferrailage des poteaux	23
E) Ferrailage des parois de la cuve.	30
F) Étude du fond de la cuve.	38
G) Contreforts et ceinture	58
H) Étude au vent	65
I) Étude sismique	94
J) Ferrailage de la tour	101
K) Stabilité des fondations.	114
L) Ferrailage des fondations	121

