

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DES CELLULES
DE STOCKAGE D'UN SILO

Proposé par :
C.T.C.

Etudié par :
CHERIET T.
SAADOUNE D.

Dirigé par :
M. SENDJANI
M. ZEGHLACHE



PROMOTION :
JUIN 84



SOMMAIRE

Chapitre I:	1. Introduction	1
	2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
	3. Descente de charges.	7
Chapitre II:	- Etude au vent	8
Chapitre III:	1. Etude au séisme	15
	2. Calcul dynamique	16
Chapitre IV:	- Etude de la matière ensilée	34
Chapitre V:	- Calcul des cellules	40
	1. Calcul de la cellule isolée	41
	1.1 Calcul en Anneau	41
	1.2 Influence des points durs	42
	2. Calcul de l'encastrement de la cellule la plateforme	49
	3. Effets dus au gradient thermique	52
	4. Calcul des trémies	53
	5. Calcul de la ceinture	56
	6. Calcul des poteaux.	58
Chapitre VI:	Etude du contreventement.	59
	1. Répartition des efforts sismiques dans les cellules	60
	2. Répartition des efforts sismiques dans les planchers	66
	3. Vérification de la cellule isolée pour le 2 ^{ème} genre	69
	4. Etude de la coque au niveau des ouvertures	70
Chapitre VII:	- Calcul des éléments	71
	1. Acrotère	71
	2. Plancher pontés	73
	3. Poteaux, corbeaux	94
Chapitre VIII:	- Fondations	92
	1. Calcul des pieux	93
	2. Calcul du radier	97

REMERCIEMENTS

Nous tenons à présenter nos sincères remerciements à MM. SENDJANI et ZEGHLACHE pour leur aide si précieuse.

Notre profonde reconnaissance à MM. GRANDMAISON, HAFIDI et YAVARI pour leur précieuse collaboration, qui ils trouvent ici l'expression de nos meilleurs sentiments.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants de l'E.N.P.A qui nous ont permis de surmonter toutes les difficultés techniques et matérielles.

T. CHERIET

D. SAADOUNE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents

Mes grands parents

Mes frères

et tous mes amis

Dounis

Je dédie ce modeste travail à :

- la mémoire de mon père
 - Ma chère Mère à qui je dois
tout le respect, le dévouement
et la reconnaissance
 - Mes frères Rachid et Tarek
 - Ma sœur Saloua
 - Mes grands parents et toute la famille
 - Mes amis
- et à tous ceux qui me sont chers

TAGUFIK .

INTRODUCTION

Presentation

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants des cellules de stockage d'un silo qui sera implanté à Mostaganem, zone de moyenne sismicité (Zone II)

Caracteristiques du silo

Le silo est constitué d'une tour de travail de dimensions 14×10 et de 28 cellules cylindriques, regroupées en 3 batteries. La tour de travail et les batteries de cellules sont reliées par des joints de dilatation.

La première batterie est constituée de 9 cellules, de diamètre 8,72m chacune. La deuxième et troisième batterie sont constituées de 19 cellules.

Les parois des cellules sont des voiles cylindriques en béton armé. Chaque cellule présente 8 poteaux de dimensions 30×50 , à la jonction terminale du cylindre. L'ensemble des cellules est recouvert d'un plancher composé de poutres et de panneaux de dalles préfabriquées.

Le silo s'étale sur une longueur de 103m, et une largeur de 24,5m. La hauteur totale est de 51m.

La capacité du silo est présentée en 2 phases. La première est de 30.000t fournie par les 17 premières cellules et la deuxième de 20.000t pour les 11 cellules restantes.

Coffrage

Les cellules seront réalisées par un coffrage glissant dont le principe est le suivant.

À la base d'une paroi à exécuter, on place de part et d'autre de celle-ci, des coffrages en bois d'un mètre de hauteur. Le béton est coulé entre ces panneaux, après mise en place du ferailage. Dès la première prise du béton, les panneaux sont élevés et fixés à une nouvelle hauteur, et on recommence l'opération jusqu'au sommet de la paroi.

Remplissage des cellules

Le remplissage se fera par une chute libre de la matière, à partir des gouottes disposées au sommet des cellules. La dalle de couverture des cellules, permettra l'emplacement de la bande transporteuse et des autres accessoires.

Vidange des cellules

L'évacuation de la matière se fera par écoulement gravitaire à partir de l'orifice de vidange. L'orifice a une forme circulaire de diamètre 0,40m. Cette vidange, naturelle centrée, est assurée par une trémie tronconique.

Règlementation utilisée

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règlements suivants :

- règles C.C.B.A 68
- règles N.V 65
- règles P.S 69 + compléments
- règles de conception et de calcul des piles en béton
(Annals I.T.B.T.P, décembre 1975 - S.N.B.A.T.I)

Caracteristiques mecaniques des materiaux

1. Béton

Le béton est dosé à 350 kg/m³ de ciment C.P.A 325
 Grosseur maximale du granulat 25 mm
 grosseur maximale des grains de sable 5 mm
 La composition de 1 m³ de béton à prendre, en consideration pers.:

- 800 l de gravillons C_g ≤ 25 mm (gravier roulé ou concassé, il doit être dur et propre)
- 400 l de sable (il doit être propre, ne comportant ni terre, ni matière organique)
- 350 kg de ciment CPA 325
- 175 l d'eau (eau pure, sans acide, ni alcalin)

Le béton est peu contrôlé, sa résistance nominale de compression à 28 jours est: $\sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à 28 jours d'âge

1.1 Contrainte de compression admissible (C.C.B.A 68. Art 9.4)

a. Sollicitation du 1^{er} genre:

$$\bar{\sigma}_b = d \cdot B \cdot \gamma \cdot \xi \cdot E \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } \sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

d: dépend de la classe du ciment donc de la vitesse du durcissement
 $d = 1$ pour CPA 325

B: dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton
 $B = 5/6$ pour contrôle atténué

γ : dépend des épaisseurs relatives (hm) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g).
 si $hm \geq 4 C_g$ $\gamma = 1$
 si $hm < 4 C_g$ $\gamma = \frac{hm}{4 C_g}$

ξ : dépend de la nature de la sollicitation.
 - compression simple $\xi = 0,3$
 - flexion simple et flexion composée avec effort de traction. $\xi = 0,6$
 - flexion composée avec effort de compression:

section rectangulaire: $\xi = \begin{cases} 0,3 (1 + 2e_0/h_e) & \text{si } 0 < e_0 < 0,5 h_e \\ 0,6 & \text{si } e_0 \geq 0,5 h_e \end{cases}$

section annulaire: $\xi = \begin{cases} 0,3 (1 + 1,35 e_0/D) & \text{si } 0 < e_0 < 0,75 D \\ 0,6 & \text{si } e_0 \geq 0,75 D \end{cases}$

e_0 : excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

E: dépend du mode de la sollicitation et de la forme de la section:

- Compression simple, quelque soit la forme de la section: $E = 1$
 - flexion composée avec traction ou flexion simple pour la section rectangulaire $E = 1$.
 - pour les autres cas E est déterminé par la condition: $\bar{\sigma}_m \leq \bar{\sigma}_{bo}$
- où: $\bar{\sigma}_m$ = contrainte moyenne dans le béton.
 $\bar{\sigma}_{bo}$ = contrainte admissible en compression simple.
- Généralement E est inférieur ou égal à 1 et supérieur à 0,5
 $0,5 < E \leq 1$

b. Sollicitation du 2nd genre:

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot d \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot E \cdot \sigma_{28}$$

$d, \beta, \gamma, \delta, E$ sont déterminés précédemment

1.2 Contrainte de traction de référence (C.C.B.A 68 Art 9.5)

a. Sollicitation du 1^{er} genre

$$\bar{\sigma}_b = d \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28}$$

d, β, γ ont même signification et même valeurs que précédemment
 θ est lié à la résistance nominale du béton par la formule:

$$\theta = 0,018 + \frac{2,7}{\sigma_{28}}$$

b. Sollicitation du 2nd genre

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot d \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28}$$

On a donc:

- compression simple:
 - 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_{bo} = 1,5/6 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$
 - 2^e genre: $\bar{\sigma}_{bo} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,25 \text{ Kg/cm}^2$
- flexion simple (section rectangulaire)
 - 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ Kg/cm}^2$
 - 2^e genre: $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$

Pour la contrainte de traction de référence:

- 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,00258 = 5,8 \text{ Kg/cm}^2$
- 2^e genre: $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ Kg/cm}^2$

2. Aciers

L'acier doit être propre et dépourvu de toute trace de rouille non adhérente, de peinture et de graisse.

Ces aciers utilisés pour constituer les armatures de béton armé sont de trois types:

a. Aciers doux:

Ils sont de nuance Fe E 24 dont la limite d'élasticité nominale est fixée à $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

- Contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \sigma_{en}$$

1^{er} genre: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$
 2^e genre: $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2400 = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

b. Aciers à haute adhérence :

Ceux sont des armatures qui ont subi un traitement mécanique leur conférant une limite d'élasticité élevée. La haute adhérence est généralement obtenue par des nervures, en saillies, sur le corps de l'armature, ou par torsion d'un profil circulaire, ou par les 2 procédés à la fois.

Ils sont de marque FE 40 A, dont la limite d'élasticité nominale est :

- pour $\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- pour $\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

- Contraintes admissibles :

pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$ { - 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 - 2^e genre: $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

pour $\phi > 20 \text{ mm}$ { - 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2666,7 \text{ Kg/cm}^2$
 - 2^e genre: $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

c. Treillis soudés.

Les treillis soudés sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement, et soudés électriquement à leur point de croisement.

Les caractéristiques mécaniques des treillis soudés, formés de fils lisses bruts de laminage, sont données ci-dessous pour $\xi = 1$.

pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$
 pour $\phi > 6 \text{ mm}$ $\sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

- Contraintes admissibles.

pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ { - 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 3533 \text{ Kg/cm}^2$
 - 2^e genre: $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$

pour $\phi > 6 \text{ mm}$ { - 1^{er} genre: $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 3000 \text{ Kg/cm}^2$
 - 2^e genre: $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

3. Contrainte de fissuration du béton. (C.C.B.A 68 Art 4.9)

Pour limiter la largeur des fissures du béton, la valeur de la contrainte de traction des armatures sera limitée par la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_a = \frac{k \cdot \xi \cdot \bar{\sigma}_p}{\phi (1 + 10 \bar{w}_p)} \quad \text{et} \quad \sigma_a = 2,4 \sqrt{k \cdot \xi \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\phi}}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle

K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

Pour les sites, dont les pavois appartiennent à la seconde catégorie le coefficient K est pris égal à : $0,8 \cdot 10^6$.

Z : coefficient de fissuration : $Z=1$ pour les ronds lisses

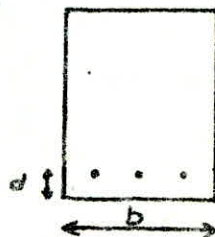
$Z=1,6$ pour les H.A

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue (mm)

σ_b : contrainte de traction du béton.

\bar{u}_f : pourcentage d'acier : $\bar{u}_f = \frac{A}{B_f}$

avec : A : section totale des barres tendues
 $B_f = 2 \cdot d \cdot b$



La contrainte utilisée est :

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

4. Coefficient d'équivalence.

Les règlements C.C.B.A 68 fixent pour un béton moyen, le coefficient d'équivalence $n = 15$.

DESCENTE DE CHARGES

1. Introduction.

Le procédé de calcul, est de ramener tous les charges et surcharges des éléments, constituant le silo, aux fondations

2. Charges et surcharges.

a. Plancher terrasse: niveau 4,8 m

- étanchéité multicouche auto. protégée :	0,7 t/m ²
- béton de pente : 2,4 · 0,17	0,41 t/m ²
- dalle : 2,5 · 0,15	0,375 t/m ²
- surcharge (terrasse non accessible) : 0,1 · 1,2	0,12 t/m ²
	<hr/>
	1,005 t/m ²

$$\text{Surface du plancher} = 26,98 \cdot 24,38 - 6 \left[8,97 \cdot 4,52 \cdot \frac{\pi \cdot 4,52^2}{2} \right] + 1,26 \cdot 14$$

$$= 630 \text{ m}^2$$

$$q_2 = 1,005 \cdot 630 = 633,15 \text{ t.}$$

$$\text{poutres : } 45,47 \cdot 2,5 = 113,70 \text{ t}$$

$$\text{poteaux : } 0,24 \cdot 0,24 \cdot 2,24 \cdot 2,5 \cdot 12 = 4,90 \text{ t}$$

$$\text{caotère : } 3 \cdot \pi \cdot 8,88 \cdot 1,20 \cdot 0,16 \cdot 2,5 = 40,17 \text{ t}$$

$$+ 791,92 \text{ t}$$

b. Plancher: niveau 46,21 m

- dalle : 2,5 · 0,15	0,375 t/m ²
- chape : 2,5 · 0,02	0,050 t/m ²
- surcharge : 0,5 · 1,2	0,600 t/m ²
	<hr/>
	1,025 t/m ²

$$\text{Surface du plancher} = 630 \text{ m}^2$$

$$q_2 = 1,025 \cdot 630 = 645,75 \text{ t}$$

$$\text{poutres : } 41,75 \cdot 2,5 = 104,38 \text{ t}$$

$$+ 750,13 \text{ t.}$$

c. Plancher: niveau 0,00 m

$$\text{poutres : } \pi [8,88 \cdot 0,16 \cdot 8 + 8,62 \cdot 0,16] \cdot 46,23 \cdot 2,5 + \pi \cdot 8,88 \cdot 0,16 \cdot 3 \cdot 3,39 \cdot 2,5 = 474,8 \text{ t}$$

$$\text{jonctions : } 2,5 \cdot 0,10 \cdot 46,23 \cdot 21 = 242,7$$

$$\text{treillis : } 2,5 \cdot 2,57/3 \cdot \pi [3,81^2 + 0,6^2 + 3,81 \cdot 0,6 + 3,46^2 + 0,4^2 + 3,46 \cdot 0,4] \cdot 9 = 221$$

$$\text{ceinture : } 2,5 \cdot \pi [0,8 \cdot 4,36^2 + 0,8/3 (4,36^2 + 3,46^2 + 3,46 \cdot 4,36)] \cdot 9 = 207$$

$$\text{poteaux : } 0,30 \cdot 0,50 \cdot 4,19 \cdot 8 \cdot 9 \cdot 2,5 = 113,13$$

$$\text{b p e} = 16000$$

$$\text{Le poids total} = 23074 \text{ t.}$$

$$+ 21532 \text{ t}$$

ETUDE AU VENT

1. Généralités.

Les actions climatiques (vent) sont données par le D.T.U. règle N. 465. Il suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

Notre ouvrage présente une surface courbe, donc il est nécessaire d'introduire la notion du "moitié couple".

Le moitié couple est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent.

L'action élémentaire exercée par le vent sur l'une des faces d'un élément de paroi est égale au produit de la pression dynamique q et d'un coefficient "c".

2. Pression dynamique

$$q_n = k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot q_H$$

a. effet de site: k_s

Zone II, site exposé, les règlements donnent $k_s = 1,30$

b. effet de masque: k_m

Notre ouvrage n'est pas abrité par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque. $k_m = 1$.

c. effet de dimension: δ

δ est un coefficient de réduction, qui est donné, en fonction de la dimension verticale de la surface offerte au vent.

$$H \geq 50 \text{ m} \quad \delta = 0,9 \quad ; \quad H = 40 \text{ m} \quad \delta = 0,8 \quad ; \quad H \leq 30 \text{ m} \quad \delta = 0,7$$

d. effet de la hauteur: q_H

q_H est la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol. Pour $0 \leq H \leq 500 \text{ m}$; q_H est défini ainsi:

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

q_{10} : c'est la pression dynamique de base à 10m du sol, pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50m.

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

$$H = 0 \quad q_0 = 52,5 \text{ daN/m}^2 \quad ; \quad H = 51 \quad q_{51} = 108,8 \text{ daN/m}^2$$

$q_n = 1,30 \cdot 1 \cdot \delta \cdot q_H = 1,30 \cdot \delta \cdot q_H$
 $q_e = 1,75 \cdot q_n = 1,75 \cdot 1,30 \cdot \delta \cdot q_H = 2,27 q_H$

On calculera les pressions dynamiques normales et extrêmes pour différents niveaux.

H (m)	q_H (daN/m ²)	δ	q_n (daN/m ²)	q_e (daN/m ²)
0	52,5	0,7	47,8	83,6
10	70,0	0,7	63,7	111,5
20	83,1	0,7	75,6	132,3
30	93,3	0,7	84,9	148,6
40	101,5	0,8	105,6	184,7
50	108,2	0,9	126,6	221,5
51	108,7	0,9	127,3	222,8

Les valeurs de la pression dynamique corrigée, varient, entre 47,8 daN/m² à la côte 0 et 127,3 daN/m² à la côte 51. Ces valeurs sont conformes aux règlements N.V 65 qui limitent les valeurs corrigées de la pression dynamique normale à 170 daN/m² au maximum et 50 daN/m² au minimum.

3. Actions d'ensemble.

- L'action d'ensemble se ramène à la résultante R de 3 forces :
- la traînée T: suivant la direction horizontale du vent. Elle produit un effet d'entraînement, et de renversement
 - la dérive L: suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontal.
 - la portance U: suivant une direction Ascendante verticale, elle réduit l'action du poids.

3.1 Détermination de la force de traînée.

Des trois efforts ci dessus ; c'est la plus importante, celle qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage ou, contrairement.

$$T_r = C_t \cdot \beta \cdot q \cdot a$$

a: Coefficient de traînée. C_t

Il dépend de l'éblouissement de l'ouvrage et de la rugosité de la surface.

$$C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0$$

C_{t_0} : coefficient global de traînée, donné par les tableaux en fonction de la catégorie à laquelle appartient la construction.
Notre ouvrage sera classé dans la catégorie I: $C_{t_0} = 1,30$

γ_0 : est un coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme RIII-10 NV 65
 $\lambda = \frac{h}{d}$ h : dimension verticale $h = 51m$
 d : dimension horizontale $d = 26,98m$
 $\lambda = 1,89 \rightarrow \gamma_0 = 0,98$

d'où $C_t = 1,30 \cdot 0,98 = 1,276$

b. Coefficient de majoration dynamique. β

Aux effets statiques, s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction; avec en premier lieu la période du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction étudiée. L'introduction du coefficient de majoration dynamique, augmentant avec la période, permet de substituer à tous ces phénomènes les forces statiques qui sont censés produire les mêmes conséquences. Ce coefficient est donné par la formule:

$$\beta = (1 + \gamma \tau) \theta$$

γ : coefficient de réponse, donné en fonction de la période T du mode fondamental. fig R. III. 3 NV 65

τ : coefficient de pulsation, il est fonction de la hauteur H du niveau considéré. fig R. III. 4 NV 65

θ : coefficient global dépendant du type de construction, et de la côte H_s du Sommet de la construction.

- Période propre de vibration. T

Pour une structure qui a une masse répartie sur toute sa hauteur, la période est donnée par:

$$T = 1,79 \cdot h^2 \sqrt{\frac{P}{g \cdot EI}}$$

h : hauteur de la cellule. $h = 51m$.

P : poids par unité de hauteur: à vide $P = 138,71 \text{ t/ml}$
à charge $P = 452,43 \text{ t/ml}$

I : moment d'inertie de la section: $I_x = 2085,34 \text{ m}^4$
 $I_y = 2563,23 \text{ m}^4$

E : module d'élasticité du matériau.
 $E = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 21000 \sqrt{270} = 345 \cdot 10^7 \text{ Kg/m}^2$.

à vide : $T_x = 0,206 \Delta$; $T_y = 0,116 \Delta$

$T = 0,206 \Delta \rightarrow \gamma_v = 0,2$

à charge : $T_x = 0,373 \Delta$; $T_y = 0,336 \Delta$

$T = 0,373 \Delta \rightarrow \gamma_{ch} = 0,3$

θ : pour $H_s \leq 30m$ $\theta = 0,7$
 pour $30m < H_s < 60m$ $\theta = 0,7 + 0,01 (H_s - 30)$

H(m)	τ	θ	$1 + \tau \gamma_v$	$1 + \tau \gamma_{ch}$	β_v	β_{ch}
0	0,36	0,70	1,072	1,108	0,73	0,78
10	0,36	0,70	1,072	1,108	0,75	0,78
20	0,35	0,70	1,069	1,104	0,75	0,77
30	0,33	0,70	1,066	1,099	0,75	0,77
40	0,32	0,80	1,063	1,095	0,85	0,88
50	0,30	0,90	1,060	1,090	0,95	0,98
51	0,30	0,91	1,059	1,089	0,96	0,99

Le coefficient β est inférieur à 1, donc il n'y a pas lieu de tenir compte de l'effet dynamique.

d'où la valeur de T_n : $H=0$ $T_n = 1642,72 \text{ Kg/m}$ $T_e = 2873,71 \text{ Kg/m}$
 $H=51m$ $T_n = 4375,42 \text{ Kg/m}$ $T_e = 7656,98 \text{ Kg/m}$

3.2 Détermination de la force de derive L.

La force de derive L prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent, ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles ($\leq 25 \text{ m/s}$)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L = C_d \cdot \beta' \cdot \delta \cdot q_{cr} \cdot d \cdot H/h$$

C_d : coefficient de derive. Les règles N.V 65 donnent $C_d = 0,2$

β' : coefficient de majoration dynamique : $\beta' = \frac{II}{\Delta}$

Δ : décrement logarithmique de l'amortissement visqueux. Les règles N.V 65 recommandent $\Delta = 0,3$ pour les ouvrages en béton armé. $\beta = 10,46$

- S: coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimension: $S=0,8$
 q_{cr} : pression dynamique critique, correspondant à la vitesse de résonance.
 d: largeur du maille couple.
 h: hauteur de la construction
 H: cote du niveau considéré, comptée à partir du sol.

La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons est donnée par:

$$T_k = \frac{d}{S \cdot V}$$

- V: vitesse du fluide
 d: la largeur du maille couple ou diamètre moyen.
 S: nombre de STROUHAL. $S=0,2$ pour le cylindre rugueux
 La résonance est obtenue lorsque T_k est égale à T.
 $T_k = T \Rightarrow$ à vide $V_{cr} = 366,6 \text{ m/s}$
 à charge $V_{cr} = 677,9 \text{ m/s}$

La vitesse critique est supérieure à 25 m/s , il est inutile de faire un calcul à la résonance (Annexe 8.31. NV65)

3.3 Détermination de l'effort de portance. U

La portance est donnée par la formule: $U = C_u \cdot q_H \cdot S_u$.

- C_u : coefficient de portance. $C_u = C_e \cdot C_i$
 pour $d=0$ $C_e = 0,8$ } $C_u = 1,1$.
 $C_i = -0,3$

S_u : surface de la terrasse. $S_u = 630 \text{ m}^2$

$$q_H = q_{s1} = 108,8 \text{ kg/m}^2$$

$$U = 1,1 \cdot 108,8 \cdot 630 = 75,4 \text{ t}$$

Le poids de l'ouvrage à vide: $P = 7074 \text{ t}$

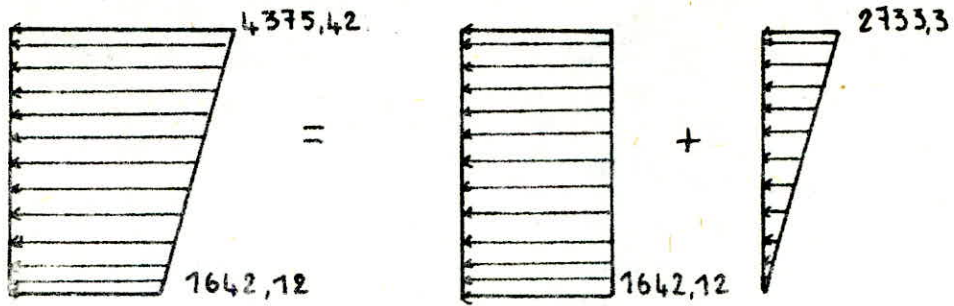
Le poids de l'ouvrage étant largement supérieur à la force de portance, il n'y a pas lieu d'en tenir compte dans les calculs, car il n'y a pas risque de soulèvement.

3.4 Détermination des sollicitations.

Sous l'effet de la charge statique, le calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant sera obtenu en assimilant notre bâtiment à une console encastée à sa base. Le calcul se fera par la méthode de la résistance des matériaux.

Pour simplifier les calculs, on considèrera que la face de travée est linéaire, ainsi notre bâtiment sera soumis à une charge trapézoïdale, qu'on décomposera en une charge uniformément répartie et

une charge triangulaire



H(m)	T _a (t)	M _a (t.m)	T _e (t)	M _e (t.m)	T _n (t)	M _n (t.m)	T _c (t)	M _c (t.m)
0	83,7	2135,4	69,7	2369,5	153,4	4504,9	268,5	7883,6
10	67,3	1380,1	64,0	1681,5	131,4	3061,6	229,9	5357,9
20	50,9	789,0	59,0	1047,1	109,9	1836,1	192,3	3213,2
30	34,5	362,1	45,6	520,0	80,1	882,0	140,1	1543,5
40	18,1	99,3	26,8	153,4	44,9	252,8	78,5	442,4
50	1,6	0,8	1,4	1,4	3,0	2,2	3,3	3,8
51	0	0	0	0	0	0	0	0

4. Action locale.

4.1. Pression sur la paroi

Pour le calcul de la section transversale de la cellule, on utilise la pression dynamique du vent. $q = \frac{v^2}{16}$

correspondant à la vitesse normale V_n . Les coefficients de traînée et de dérive (C_d ; C_e), n'interviennent pas dans le calcul.

La vibration de la section annulaire n'est pas à craindre, et on obtient une pression unitaire sur la paroi. $p = C_e \cdot q$.

C_e : coefficient de pression, il est fonction de l'éclairement de la cellule.

En ce qui concerne l'action intérieure du vent, les répls N.V65 prévoient une dépression uniformément répartie sur la paroi. $p = 0,3 q$.

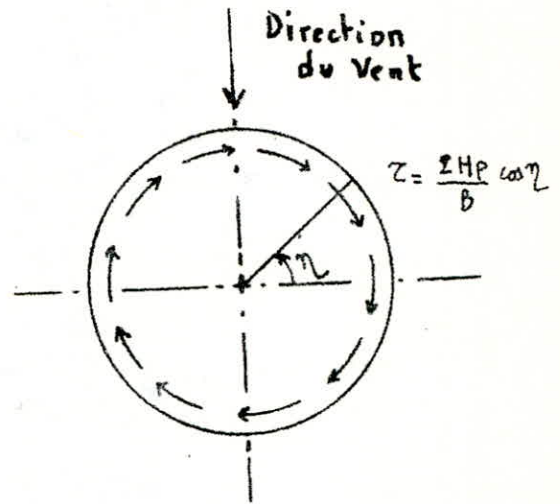
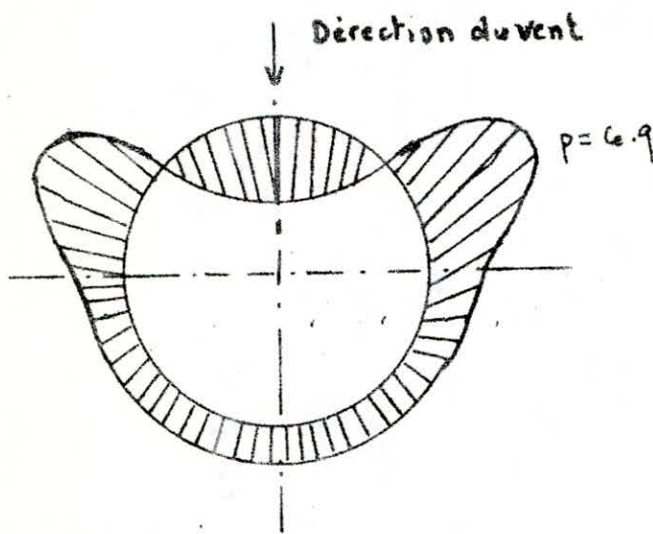
4.2 Moment fléchissant d'ovalisation

L'action du vent sur les parois de la cellule, est équilibrée par

le cisaillement τ , engendré dans l'épaisseur de la coque.
La valeur de la contrainte de cisaillement en chaque point:

$$\tau = \frac{2 \cdot H_p}{B} \cdot \cos \gamma$$

H_p : étant l'effort tranchant dans la section annulaire
 B : aire transversale de la coque.



Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovallation M_p . Ils ont été calculés pour les deux cas envisagés dans la règle N.V 65

- $\gamma = 1$ fibres extérieures tendues: $M_p = 0,053 q \cdot D_m^2$
fibres intérieures tendues: $M_p = 0,061 q \cdot D_m^2$
- $\gamma = 1,3$ fibres extérieures tendues: $M_p = 0,064 q \cdot D_m^2$
fibres intérieures tendues: $M_p = 0,079 q \cdot D_m^2$

ETUDE AU SEISME

1. Généralités

Les secousses telluriques correspondent à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre appelée manteau.

Le séisme, de part ses secousses, engendre dans la construction des accélérations particulières pouvant atteindre parfois l'ordre de la pesanteur. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

On peut concevoir deux composantes : l'une horizontale et l'autre verticale.

Pour palier aux effets sismiques, on doit prendre, en considération quelques recommandations de conception générale des structures.

- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Eviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Eviter les ensembles mal équilibrés, en hauteur ou en inertie.
- Réaliser une bonne disposition d'armatures.
- Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux effets de soulèvement dus au séisme.
- Prévoir des fondations profondes ancrées qui ancrent la construction dans le sol.

La justification par le calcul de la sécurité d'une construction vis à vis des effets d'origine sismique comporte :

- La vérification de sa résistance et de sa stabilité de forme vis à vis des sollicitations d'ensemble.
- La vérification de la stabilité de certains éléments vis à vis de sollicitations locales.

Les forces d'inertie développées par l'action sismique sont engendrées à partir des masses correspondant aux charges et surcharges prises en totalité pour le cas d'un silo.

On peut évaluer ces sollicitations, soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques sont censés engendrer les mêmes sollicitations maximales que l'action sismique, soit par le calcul dynamique direct.

Notre silo a une hauteur de 51 m, situé en zone II, qui nous impose de faire un calcul dynamique, pour évaluer la période propre du mode fondamental ainsi que le 2^e et 3^e mode.

1. Introduction

On dira qu'il y a effet dynamique, lorsque la détermination des sollicitations implique l'intervention explicite de la variable temps dans les calculs.

Pendant l'excitation, la structure effectue une série d'oscillations forcées, régies par des lois complexes, il leur succède, dès que l'excitation a pris fin, des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples.

Notre problème fondamental est de déterminer la réponse de la structure lors de cette excitation. La connaissance de l'état de contrainte à tout instant dépend essentiellement des coefficients de réponse de la structure dont la valeur est principalement fonction de la période du mode fondamental d'oscillation.

L'étude des oscillations du système suppose le choix d'un modèle mathématique (oscillateur) qui se rapproche le plus possible par ses propriétés du système réel.

Notre pîlo, est composé de masses réparties, pour cela, on est amené à fractionner fictivement la structure en un certain nombre de tronçons, aux centres de gravité desquels on suppose concentrées les masses correspondantes. On se ramène ainsi à un système en nombre fini de degrés de liberté.

Le pîlo a été fractionné en 17 tronçons, qui donne une précision raisonnable.

2. Calcul de la période propre d'oscillation.

La détermination de la période propre d'oscillation, ne peut être connue avec précision, mais elle sera évaluée par des formules empiriques, approchées par défaut. Pour cela, différentes méthodes seront considérées.

2.1. Méthode de RAYLEIGH

La méthode a sa base la loi de conservation de l'énergie, c'est à dire que RAYLEIGH a élaboré le principe suivant:

La pulsation d'un système conservatif qui exécute des mouvements oscillatoires autour de sa position d'équilibre, a une valeur stationnaire dans le voisinage du mode propre correspondant. Cette valeur stationnaire est toujours minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental.

Pour établir l'expression de la pulsation fondamentale, on applique la loi de conservation d'énergie.

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) = \text{cte.}$$

$E_c(t)$: énergie cinétique du système oscillant

$E_p(t)$: énergie potentielle.

Notre système, schématisé par une console encastrée à sa base, avec 17 masses concentrées (m_1, m_2, \dots, m_{17}) oscille en effectuant des déplacements $x_1(t); x_2(t); \dots; x_{17}(t)$.

des expressions d'énergie sont:

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{17} m_k \cdot \dot{x}_k^2(t) ; E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{17} Q_k \cdot x_k(t) ; Q_k = m_k \cdot g$$

Les déplacements $x_k(t)$ sont des harmoniques.

$$x_k(t) = \alpha_k \sin(\omega_1 t + \varphi_1)$$

d'où:

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \omega_1^2 \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^{17} m_k \cdot \alpha_k^2 = E_c^{\max} \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^{17} Q_k \cdot \alpha_k = E_p^{\max} \cdot \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1)$$

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) = \text{cte.}$$

$$\left. \begin{aligned} E_c(t) = 0 &\rightarrow E_T = E_p^{\max} \\ E_p(t) = 0 &\rightarrow E_T = E_c^{\max} \end{aligned} \right\} \Rightarrow E_c^{\max} = E_p^{\max}$$

$$\omega_1^2 \sum_{k=1}^{17} m_k \cdot \alpha_k^2 = \sum_{k=1}^{17} Q_k \cdot m_k \Rightarrow \omega_1^2 = \frac{\sum_{k=1}^{17} Q_k \cdot \alpha_k}{\sum_{k=1}^{17} m_k \cdot \alpha_k^2}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \Rightarrow T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{17} m_k \cdot \alpha_k^2}{g \cdot \sum_{k=1}^{17} m_k \cdot \alpha_k}}$$

T_1 : période propre du mode fondamental.

- Etapes de calcul.

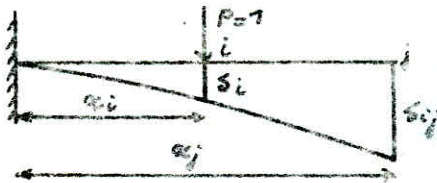
On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de la pesanteur.

Sont $P_1, \dots, P_i, \dots, P_n$, les poids supposés concentrés au centre de gravité de chaque tronçon.



Sont S_1, S_2, \dots, S_n , les flèches prises par les diverses masses, en supposant que la déformation reste entièrement élastique. Les flèches seront données par les formules classiques de la R.D.M.

1^{er} cas:



$$i < j \\ S_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right)$$

2^{ème} cas



$$i > j \\ S_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$$

remarque: En vertu du théorème de réciprocité de MAXWELL-BETTI.

$$\text{on a: } \begin{aligned} S_{ij} &= S_{ji} \\ S_i &= \sum_{k=1}^n W_k \cdot S_{kj} \end{aligned} \quad W_i = P_i$$

- Matrice de Souplesse.

$\frac{1}{6EI}$

147	248	385	543	701	859	1017	1175	1333	1491	1649	1807	1965	2123	2281	2360	2550
248	454	745	1080	1415	1750	2085	2420	2755	3090	3424	3760	4094	4429	4764	4931	5332
385	745	1322	2004	2687	3370	4053	4735	5418	6101	6784	7467	8149	8832	9515	9856	10673
543	1080	2004	3212	4446	5680	6914	8148	9382	10616	11850	13084	14319	15553	16787	17404	18881
701	1415	2687	4446	6366	8314	10261	12208	14156	16103	18051	19998	21946	23893	25841	26814	29145
859	1750	3370	5680	8314	11109	13932	16755	19578	22400	25223	28046	30869	33692	36514	37926	41304
1017	2085	4053	6914	10261	13932	17765	21625	25485	29346	32206	37068	40926	44786	48646	50576	55196
1175	2420	4735	8148	12208	16755	21625	26658	31717	36777	41836	46896	51955	57015	62074	64604	70658
1333	2755	5418	9382	14156	19578	25485	31717	38111	44532	50953	57374	63794	70215	76636	79846	87530
1491	3090	6101	10616	16103	22400	29346	36777	44532	52449	60393	68337	76282	84226	92170	96142	105648
1649	3424	6784	11850	18051	25223	32206	41836	50953	60393	69996	79625	89258	98884	108514	113328	124852
1807	3760	7467	13084	19998	28046	37066	46896	57374	68337	79625	91075	102552	114029	125506	131244	144978
1965	4094	8149	14319	21946	30869	40926	51955	63794	76282	89258	102552	116041	129497	142983	149727	165865
2123	4429	8832	15553	23893	33692	44786	57015	70215	84226	98884	114029	129497	145128	160785	168614	187330
2281	4764	9515	16787	25841	36514	48646	62074	76636	92170	108514	125506	142983	160785	178745	187745	209274
2360	4931	9856	17404	26814	37926	50576	64604	79846	96142	113328	131244	149727	168614	187745	197350	220348
2550	5332	10673	18881	29145	41304	55196	70658	87530	105648	124852	144978	165865	187350	209274	220348	247072

Détermination des déplacements.

Z (m)	Pi (F)	Xi (t.m)	Pi Xi (t ² .m ³)	Pi Xi ² (t ³ .m ⁴)
à vide				
4,980	899,50	7,70 . 10 ⁸	6927,28 . 10 ⁸	53348,81 . 10 ¹⁶
46,21	673,64	6,93 . 10 ⁸	4669,70 . 10 ⁸	32370,54 . 10 ¹⁶
44,71	316,06	6,67 . 10 ⁸	2089,56 . 10 ⁸	13814,67 . 10 ¹⁶
41,71	316,06	5,97 . 10 ⁸	1887,69 . 10 ⁸	11274,33 . 10 ¹⁶
38,71	316,06	5,34 . 10 ⁸	1687,66 . 10 ⁸	9041,59 . 10 ¹⁶
35,71	316,06	4,72 . 10 ⁸	1490,76 . 10 ⁸	7031,50 . 10 ¹⁶
32,71	316,06	4,11 . 10 ⁸	1299,23 . 10 ⁸	5340,76 . 10 ¹⁶
29,71	316,06	3,52 . 10 ⁸	1111,52 . 10 ⁸	3908,97 . 10 ¹⁶
26,71	316,06	2,95 . 10 ⁸	932,24 . 10 ⁸	2749,73 . 10 ¹⁶
23,71	316,06	2,41 . 10 ⁸	762,48 . 10 ⁸	1837,99 . 10 ¹⁶
20,71	316,06	1,91 . 10 ⁸	602,27 . 10 ⁸	1147,66 . 10 ¹⁶
17,71	316,06	1,45 . 10 ⁸	457,67 . 10 ⁸	662,56 . 10 ¹⁶
14,71	316,06	1,04 . 10 ⁸	327,46 . 10 ⁸	339,28 . 10 ¹⁶
11,71	316,06	0,68 . 10 ⁸	215,27 . 10 ⁸	146,63 . 10 ¹⁶
8,71	316,06	0,40 . 10 ⁸	125,55 . 10 ⁸	49,87 . 10 ¹⁶
6,10	233,88	0,20 . 10 ⁸	46,33 . 10 ⁸	9,18 . 10 ¹⁶
4,19	1080	0,09 . 10 ⁸	103,43 . 10 ⁸	9,90 . 10 ¹⁶

à charge

4,980	899,50	22,32 . 10 ⁸	20073,80 . 10 ⁸	448070,0 . 10 ¹⁶
46,21	673,64	20,18 . 10 ⁸	13592,50 . 10 ⁸	274265,0 . 10 ¹⁶
44,71	1480,54	19,28 . 10 ⁸	28550,10 . 10 ⁸	550549,0 . 10 ¹⁶
41,71	1480,54	17,50 . 10 ⁸	25907,20 . 10 ⁸	453337,0 . 10 ¹⁶
38,71	1480,54	15,72 . 10 ⁸	23276,70 . 10 ⁸	365952,0 . 10 ¹⁶
35,71	1480,54	13,96 . 10 ⁸	20669,50 . 10 ⁸	288563,0 . 10 ¹⁶
32,71	1480,54	12,24 . 10 ⁸	18121,80 . 10 ⁸	221810,0 . 10 ¹⁶
29,71	1480,54	10,53 . 10 ⁸	15585,70 . 10 ⁸	164073,0 . 10 ¹⁶
26,71	1480,54	8,88 . 10 ⁸	13149,10 . 10 ⁸	116781,0 . 10 ¹⁶
23,71	1480,54	7,30 . 10 ⁸	10814,60 . 10 ⁸	78995,9 . 10 ¹⁶
20,71	1480,54	5,80 . 10 ⁸	8589,76 . 10 ⁸	49828,8 . 10 ¹⁶
17,71	1480,54	4,44 . 10 ⁸	6570,59 . 10 ⁸	29160,0 . 10 ¹⁶
14,71	1480,54	3,19 . 10 ⁸	4728,97 . 10 ⁸	15104,7 . 10 ¹⁶
11,71	1480,54	2,11 . 10 ⁸	3125,44 . 10 ⁸	6597,9 . 10 ¹⁶
8,71	1480,54	1,25 . 10 ⁸	1846,50 . 10 ⁸	2302,9 . 10 ¹⁶
6,10	1095,99	0,62 . 10 ⁸	678,00 . 10 ⁸	419,8 . 10 ¹⁶
4,19	1080	0,30 . 10 ⁸	324,00 . 10 ⁸	97,0 . 10 ¹⁶

- Calcul des périodes.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum p_i X_i^2}{6.EI.g. \sum p_i X_i}}$$

1^{er} cas: cellules vides:

$$\sum_{i=1}^{17} p_i X_i^2 = 143053,98 \cdot 10^{16} \text{ (t}^3 \cdot \text{m}^6) ; \sum_{i=1}^{17} p_i X_i = 24735,765 \cdot 10^8 \text{ (t}^2 \cdot \text{m}^3)$$

$$E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 ; I_x = 2085,34 \text{ m}^4 ; I_y = 2563,23 \text{ m}^4$$

$$T_x = 0,232 \text{ s} \rightarrow \beta = 0,13 ; T_y = 0,209 \text{ s} \rightarrow \beta = 0,13$$

2^{er} cas: cellules pleines:

$$\sum_{i=1}^{17} p_i X_i^2 = 3,066 \cdot 10^{22} \text{ (t}^3 \cdot \text{m}^6) ; \sum_{i=1}^{17} p_i X_i = 2,156 \cdot 10^{13} \text{ (t}^2 \cdot \text{m}^3)$$

$$T_x = 0,364 \text{ s} \rightarrow \beta = 0,12 ; T_y = 0,328 \text{ s} \rightarrow \beta = 0,12$$

1^{er} Mode de vibration.

à vide: $T_{ix} = 0,232 \text{ s} ; W_{ix} = 27,08 \text{ s}^{-1}$
 $T_{iy} = 0,209 \text{ s} ; W_{iy} = 30,06 \text{ s}^{-1}$

à charge: $T_{ix} = 0,364 \text{ s} ; W_{ix} = 17,26 \text{ s}^{-1}$
 $T_{iy} = 0,328 \text{ s} ; W_{iy} = 19,16 \text{ s}^{-1}$

2.2 Méthode de Stodola-Vianello:

Elle consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode; cette hypothèse est ensuite améliorée par itération successive jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue. La fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement.

Pour cette méthode, nous réduisons le nombre de masses, qui cette fois-ci est un nombre de 12.

- Matrice de souplesse

S = 10¹⁰

5722	5105	4712	3941	3201	2505	1868	1301	820	437	153	59
5105	4572	4231	3555	2900	2279	1705	1192	754	403	141	55
4712	4231	3923	3308	2708	2134	1601	1122	711	381	134	52
3941	3555	3308	2814	2323	1844	1393	983	626	337	119	46
3201	2900	2708	2323	1938	1555	1185	843	541	294	104	41
2505	2279	2134	1844	1555	1265	977	703	456	250	89	35
1868	1705	1601	1393	1185	977	769	563	371	206	75	29
1301	1192	1122	983	843	703	563	424	286	162	60	24
820	754	711	626	541	456	371	286	201	118	45	18
437	403	381	337	294	250	206	162	118	74	30	13
153	141	134	119	104	89	75	60	45	30	15	7
59	55	52	46	41	35	29	24	18	13	7	4

- Matrice dynamique D = S.M.

a vide

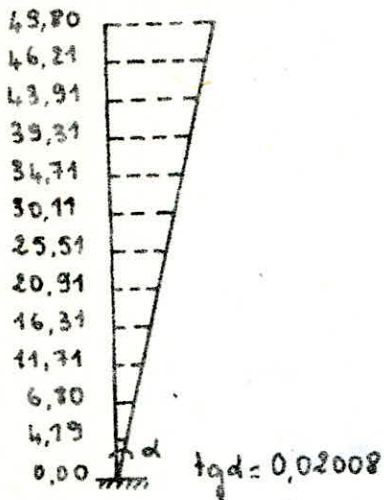
5116939	3438932	2285472	1909848	1551291	1213948	905251	630478	397580	211775	71244	63720
4591948	3078882	2050315	1722189	1405349	1104426	82620	577655	365396	195298	65607	59400
4238444	2850171	1901125	1603090	1312324	1034158	77861	543732	344558	184636	62397	56160
3544930	2394730	1603090	1363693	1125143	893621	619062	476372	303566	163514	55412	49680
2879300	1953556	1312324	1125143	939474	738545	574263	408526	262174	142475	68428	44280
2253247	1535226	1034158	893621	735569	643032	473464	340681	220982	121153	41443	37800
1680266	1148556	77861	675062	574263	473464	372665	272835	179790	99830	34924	31320
1170250	802979	543732	476372	408526	340681	272835	205475	138598	78507	27939	25920
737590	507925	344558	303566	262174	220982	179790	138598	97407	57184	20954	19440
393082	271477	184636	163514	142475	121153	99830	78507	57184	35861	13970	14040
197624	94983	64938	57669	50399	43430	36946	29077	21807	14538	6985	7560
53074	37050	25200	22292	19869	16964	14054	11634	8723	6300	3260	4320

a charge.

5116939	3438932	4069694	8946701	7266782	5686751	4240659	2933478	1861531	992060	333744	63720
4591948	3078882	3605047	8070419	6583464	5173695	3870623	2706031	171701	914745	307567	59400
4238444	2850171	2905838	7509689	6147593	4844521	3634526	2547420	1644084	864931	292299	56160
3544930	2394730	2509689	6388230	5273582	4176475	3162333	2231567	1421120	765044	253034	49680
2879300	1953556	1647593	5273582	4399570	3500537	2690140	1943745	1228157	667427	226860	44280
2253247	1535226	1284521	1186115	3500537	2877752	2263350	1595922	1035193	567540	194438	37800
1680266	1148556	8634526	3162333	2690140	2263350	1745753	1278100	842229	467653	163600	31320
1170250	802979	2547420	2231567	1943745	1595923	1278100	1019302	649266	367766	130379	25920
737590	507925	1644084	1424120	1228157	1035193	842229	649266	456302	267879	98160	19440
393082	271477	864931	765044	667427	567540	467653	367766	267879	167992	65430	14040
197624	94983	304201	263339	236097	202044	170262	136210	102157	63405	32421	7560
53074	37050	118048	104427	93077	75456	65835	54484	40863	29512	15269	3240

- Calcul du premier mode.

On part avec une déformée linéaire telle que $V_i = (\text{tg } \alpha) \cdot H$.



$V_1 =$

1
0,9279
0,8817
0,7894
0,6910
0,6046
0,5122
0,4199
0,3275
0,2351
0,1365
0,0841

1^{er} cas: à mode:

$V_1^A = 10^{10}$

14597490,00
13110450,00
12159961,00
10277214,00
8443329,00
6686153,30
5044694,20
3557375,60
2268634,10
1223597,70
492717,75
168597,68

1^{er} itération

$V_1^A = 10^{10}$

1
0,7981
0,8330
0,7040
0,5784
0,4570
0,3456
0,2437
0,1554
0,0838
0,0296
0,0115

2^{ème} itération.

$V_1^B = 10^{20}$

13484484,00
12099602,00
11215212,00
9463950,00
7760481,70
6132038,00
4615302,20
3245631,50
2063879,70
1109665,50
391035,65
152012,35

$V_1^B = 10^{20}$

1
0,8973
0,8317
0,7018
0,5755
0,4548
0,3423
0,2407
0,1531
0,0823
0,0280
0,0113

3^{ème} itération.

$$\hat{V}_1^3 = 10^{-30}$$

13459905,00
12077600,00
11194699,00
9446319,40
7745738,40
6120134,90
4606137,90
3239031,80
2059575,60
1107303,40
390222,39
151677,64

$$\phi_1 = V_1^3 = 10^{-30}$$

1
0,8973
0,8317
0,7018
0,5755
0,4547
0,3422
0,2407
0,1530
0,0823
0,0290
0,0143

$$W_x^2 = \frac{(\hat{V}_1^3)^T m V_1^2}{(\hat{V}_1^3)^T m \hat{V}_1^2} =$$

$(\hat{V}_1^3)^T$: matrice transposée de \hat{V}_1^3 (à 1 ligne)
 V_1^2 : matrice colonne.
 on ne tient pas compte du 10^{-30} pour ϕ_1 .

$$W_{1x}^2 = 742,97 \Delta^{-2} \rightarrow T_x^1 = 0,2305 \Delta$$

$$W_{1y}^2 = 913,23 \Delta^{-2} \rightarrow T_y^1 = 0,2079 \Delta$$

2^{ème} cas: à charge.

1^{ère} itération

$$\hat{V}_1^4 = 10^{-10}$$

37459434,0
33783504,0
31492568,0
26748850,0
22126396,0
17676414,0
13467684,0
9577922,2
6138339,8
3335590,7
1182184,2
461614,6

$$V_1^4 = 10^{-10}$$

1
0,9049
0,8394
0,7141
0,5907
0,4719
0,3595
0,2557
0,1639
0,0890
0,0316
0,0123

2^{ème} itération.

$$\hat{V}_1^2 = 10^{-20}$$

33273714,00
29978535,00
27871454,00
23675655,00
19541135,00
15563760,00
11820868,00
8372585,30
5349635,90
2795336,70
1021371,50
398145,67

$$V_1^2 = 10^{-20}$$

1
0,9009
0,8376
0,7115
0,5873
0,4677
0,3552
0,2516
0,1608
0,0870
0,0307
0,0120

3^{ème} itération

$$\hat{V}_4^3 = 10^{-30}$$

35444726,00
29861476,00
27762029,00
23581504,00
19462278,00
15499685,00
11771232,00
8336609,30
5326295,30
2882450,90
1016735,60
396330,10

$$V_4^3 = 10^{-30}$$

1
0,9009
0,8376
0,7415
0,5872
0,4676
0,3552
0,2516
0,1607
0,0870
0,0307
0,0120

$$W_4^2 = \frac{(\hat{V}_4^3)^T \cdot m \cdot V_4^2}{(\hat{V}_4^3)^T \cdot m \cdot \hat{V}_4^3}$$

$$W_{4x}^2 = 301,72 \Delta^2 \rightarrow T_{4x} = 0,3617 \Delta$$

$$W_{4y}^2 = 370,86 \Delta^2 \rightarrow T_{4y} = 0,3263 \Delta$$

- 1^{er} Mode de vibration.

à vide : $T_{1x} = 0,2305 \Delta$ $W_{1x} = 27,26 \Delta^{-1}$
 $T_{1y} = 0,2079 \Delta$ $W_{1y} = 30,22 \Delta^{-1}$

à charge : $T_{1x} = 0,3617 \Delta$ $W_{1x} = 17,37 \Delta^{-1}$
 $T_{1y} = 0,3263 \Delta$ $W_{1y} = 19,26 \Delta^{-1}$

2.3 Méthode Exacte

Pour le cas d'une console soumise à une charge uniformément répartie, des formules exactes, données dans le bouquin "Dynamics of structures", W. CLAUGH - J. PENZIEN, donnent les pulsations horizontales et verticales.

1^{er} Pulsation propre horizontale.

- A vide

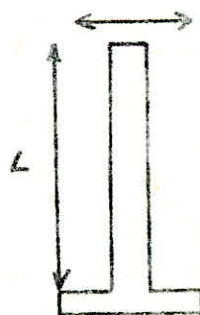
$$\bar{m} = 137,17 \text{ t/ml} ; L = 51 \text{ m} ; E = 3,45 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$I_x = 2085,34 \text{ m}^4 ; I_y = 2563,23 \text{ m}^4$$

Suivant x.x :

$$\omega_1 = (1,875)^2 \sqrt{\frac{E \cdot I_x}{\bar{m} \cdot L^4}} ; \omega_1 = 80,95 \Delta^{-1} ; T_1 = 0,2029 \Delta$$

$$\omega_2 = (4,694)^2 \sqrt{\frac{E \cdot I_x}{\bar{m} \cdot L^4}} ; \omega_2 = 194,00 \Delta^{-1} ; T_2 = 0,0324 \Delta$$



$$\omega_3 = (7,855)^2 \sqrt{\frac{E \cdot I_x}{m \cdot L^4}} ; \quad \omega_3 = 543,27 \text{ s}^{-1} ; \quad T_3 = 0,0116 \text{ s.}$$

Suivant y.y:

on considèrera les mêmes formules avec I_y .

$$\omega_1 = 34,32 \text{ s}^{-1} ; \quad T_1 = 0,1831 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 215,09 \text{ s}^{-1} ; \quad T_2 = 0,0292 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 602,31 \text{ s}^{-1} ; \quad T_3 = 0,0104 \text{ s}$$

A charge:

$$\bar{m} = 450,00 \text{ t/m} ; \quad L = 51 \text{ m} ; \quad E = 3,45 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 ; \quad I_x = 2085,34 \text{ m}^4 ; \quad I_y = 2563,23 \text{ m}^4$$

Suivant x.x.

$$\omega_1 = 17,07 \text{ s}^{-1} ; \quad T_1 = 0,3680 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 107,00 \text{ s}^{-1} ; \quad T_2 = 0,0587 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 299,65 \text{ s}^{-1} ; \quad T_3 = 0,0209 \text{ s}$$

Suivant y.y:

$$\omega_1 = 18,93 \text{ s}^{-1} ; \quad T_1 = 0,3319 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 118,63 \text{ s}^{-1} ; \quad T_2 = 0,0529 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 332,21 \text{ s}^{-1} ; \quad T_3 = 0,0129 \text{ s.}$$

1^{er}. Mode de vibration:

$$\bar{a} \text{ vide: } \quad \omega_{1x} = 30,95 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{1x} = 0,2029 \text{ s}$$

$$\omega_{1y} = 34,32 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{1y} = 0,1831 \text{ s}$$

$$\bar{a} \text{ charge: } \quad \omega_{1x} = 17,07 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{1x} = 0,3680 \text{ s}$$

$$\omega_{1y} = 18,93 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{1y} = 0,3319 \text{ s}$$

2^e Mode de vibration.

$$\bar{a} \text{ vide: } \quad \omega_{2x} = 194 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{2x} = 0,0324 \text{ s}$$

$$\omega_{2y} = 215,09 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{2y} = 0,0292 \text{ s}$$

$$\bar{a} \text{ charge: } \quad \omega_{2x} = 107 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{2x} = 0,0589 \text{ s}$$

$$\omega_{2y} = 118,63 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{2y} = 0,0529 \text{ s}$$

3^e Mode de vibration

$$\bar{a} \text{ vide: } \quad \omega_{3x} = 543,27 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{3x} = 0,0116 \text{ s}$$

$$\omega_{3y} = 602,31 \text{ s}^{-1} ; \quad T_{3y} = 0,0104 \text{ s}$$

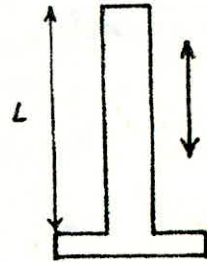
à charge : $\omega_{3x} = 299,63 \text{ s}^{-1}$; $T_{3x} = 0,0209 \text{ s}$
 $\omega_{3y} = 332,21 \text{ s}^{-1}$; $T_{3y} = 0,0189 \text{ s}$

2^e Pulsations propres verticales

$$\omega_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E \cdot A}{\bar{m} \cdot L^2}}$$

$$\omega_2 = \frac{3 \cdot \pi}{2} \sqrt{\frac{E \cdot A}{\bar{m} \cdot L^2}}$$

$$\omega_3 = \frac{5 \cdot \pi}{2} \sqrt{\frac{E \cdot A}{\bar{m} \cdot L^2}}$$



$\bar{m}_v = 137,17 \text{ t/ml}$; $\bar{m}_{ch} = 450,90 \text{ t/ml}$; $L = 51 \text{ m}$; $E = 3,45 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$; $A = 630 \text{ m}^2$

1^e Mode de vibration

à vide : $\omega_1 = 387,70 \text{ s}^{-1}$; $T_1 = 0,0162 \text{ s}$
 à charge : $\omega_1 = 136,14 \text{ s}^{-1}$; $T_1 = 0,0462 \text{ s}$

2^e Mode de vibration

à vide : $\omega_2 = 1163,11 \text{ s}^{-1}$; $T_2 = 0,0054 \text{ s}$
 à charge : $\omega_2 = 408,44 \text{ s}^{-1}$; $T_2 = 0,0154 \text{ s}$

3^e Mode de vibration.

à vide : $\omega_3 = 1938,52 \text{ s}^{-1}$; $T_3 = 0,0032 \text{ s}$
 à charge : $\omega_3 = 680,67 \text{ s}^{-1}$; $T_3 = 0,0092 \text{ s}$

- Calcul des sollicitations :

1° Forces horizontales : S_H .

Le système de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction et est appliquée au centre de gravité de ce dernier.

Ces forces sont parallèles et de même sens, leur intensité varie avec leur direction.

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément est donnée par :

$$S_H = \Gamma \cdot W = (\sigma_x, \sigma_y) \cdot W.$$

(σ_x, σ_y) = coefficient sismique de l'élément pour la direction (ox, oy)

W = Poids des charges permanentes et des surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

$$\Gamma = d \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \xi$$

1.1. Coefficient d'intensité : d .

Il dépend de l'intensité nominale i_N . Pour les zones de moyenne sismicité (zone II). $d = 1$

1.2. Coefficient de réponse : β

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse égale à l'intensité de référence. Il dépend de la période T du mode fondamental de vibration de la construction et du degré d'amortissement de l'ouvrage.

Pour notre cas, on considère un amortissement normal, pour le cas du silo vide et plein.

$$\beta = \frac{0,085}{(T)^{1/3}}$$

1.3 Coefficient de distribution : γ

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

Dans le cas de notre silo, dont la masse a été fractionnée en 17 masses concentrées, γ s'exprime par la relation suivante :

$$\gamma(h) = h \frac{\sum_{z=1}^{17} z M(z)}{\sum_{z=1}^{17} z^2 M(z)} \quad (\text{voir. Tableau})$$

1.4. Coefficient de fondation : ξ

Il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage. Il est en outre indépendant des propriétés dynamiques de l'ouvrage.

Dans notre cas, le mode de fondation sont des pieux appuyés en pointe à travers un terrain meuble, ayant une assez forte teneur en eau.

$$\xi = 1,15$$

à vide : $\Gamma = 1 \cdot 0,13 \cdot 1,15 \cdot \gamma(h) \cdot W_v$.

à charge : $\Gamma = 1 \cdot 0,12 \cdot 1,15 \cdot \gamma(h) \cdot W_{ch}$.

Determination du coefficient de distribution $\gamma(h)$.

$Z(m)$	$M_V(z) (t)$	$Z M_V(z) (t.m)$	$Z^2 M_V(z) (t.m^2)$	$M_{ch}(z) (t)$	$Z M_{ch}(z) (t.m)$	$Z^2 M_{ch}(z) (t.m^2)$
49,80	836,50	41657,70	2074553,46	836,50	41657,70	2074553,46
46,21	340,64	15740,97	727390,41	340,64	15740,97	727390,41
44,71	316,06	14131,04	631798,91	1480,54	66194,94	2958575,92
41,71	316,06	13182,86	549857,20	1480,54	61753,32	2575731,12
38,71	316,06	12234,68	473604,56	1480,54	57311,71	2218536,04
35,71	316,06	11286,50	403041,00	1480,54	52870,08	1887990,60
32,71	316,06	10338,32	338166,53	1480,54	48428,46	1584095,04
29,71	316,06	9390,14	278981,14	1480,54	43986,84	1306849,12
26,71	316,06	8441,96	225484,82	1480,54	39545,22	1056252,90
23,71	316,06	7493,78	177677,58	1480,54	35103,60	832306,44
20,71	316,06	6545,60	135559,43	1480,54	30661,98	635009,67
17,71	316,06	5597,42	99130,35	1480,54	26220,36	464362,64
14,71	316,06	4649,25	68390,36	1480,54	21778,74	320365,31
11,71	316,06	3701,08	43399,44	1480,54	17337,12	203017,72
8,71	316,06	2752,90	23977,61	1480,54	12895,50	112319,80
6,70	233,88	1426,68	8702,82	1095,59	6623,10	40766,90
4,79	1080	4525,20	18960,59	1080	4525,20	18960,59
		173096,05	6278016,2		582695,14	19018081,08

$\gamma(h) = 0,0276 h$

$\gamma_{ch}(h) = 0,030h$

- Calcul des efforts à vide.

Z (m)	$\gamma(h)$	W (t)	$F_x = F_y$ (t)	$M_{xx} = M_y$ (tm)	$T_x = T_y$ (t)
49,80	1,375	899,50	184,90	0	0
46,21	1,275	673,64	128,40	663,79	184,90
44,71	1,234	316,06	58,31	1133,74	313,30
41,71	1,151	316,06	54,39	1308,67	371,61
38,71	1,068	316,06	50,46	3677,95	426,00
35,71	0,986	316,06	46,59	4955,95	476,46
32,71	0,903	316,06	42,67	6525,10	523,05
29,71	0,820	316,06	38,75	8222,26	565,72
26,71	0,737	316,06	34,82	10035,67	604,47
23,71	0,654	316,06	30,90	11953,54	639,29
20,71	0,572	316,06	27,03	13964,11	670,19
17,71	0,489	316,06	23,11	16053,77	697,22
14,71	0,406	316,06	19,18	18216,76	720,03
11,71	0,323	316,06	15,26	20435,29	739,51
8,71	0,240	316,06	11,34	22699,60	754,77
6,10	0,168	233,78	5,87	24699,15	766,11
4,19	0,116	1030	18,73	26173,63	771,98
0,00				29486,71	790,71

Calcul des efforts à charge.

Z(m)	γ(h)	W (t)	F _x =F _y (t)	M _x =M _y (t.m)	T _x =T _y (t)
49,80	1,494	899,50	185,45	0	0
46,21	1,386	673,64	128,85	665,77	185,45
44,71	1,341	1480,54	273,99	1137,22	314,30
41,71	1,251	1480,54	255,60	2902,09	588,29
38,71	1,161	1480,54	237,21	5433,76	843,89
35,71	1,071	1480,54	218,82	8072,56	1081,10
32,71	0,981	1480,54	200,43	12576,82	1299,92
29,71	0,891	1480,54	182,04	17077,87	1500,35
26,71	0,801	1480,54	163,66	22125,04	1682,39
23,71	0,711	1480,54	145,27	27663,19	1846,05
20,71	0,621	1480,54	126,88	33637,15	1991,32
17,71	0,531	1480,54	108,49	39991,75	2118,20
14,71	0,441	1480,54	90,10	46671,82	2226,69
11,71	0,351	1480,54	71,71	53622,19	2316,79
8,71	0,260	1480,54	53,32	60777,69	2388,5
6,10	0,183	1095,59	27,67	67160,31	2441,62
4,19	0,126	1080	18,78	71876,66	2469,29
0,00				82501,67	2488,07

2°. Forces verticales

Ceux sont des forces qui agissent de bas en haut ou vice versa leur intensité est: $\sigma_v \cdot W$ où σ_v = accélération particulaire nominale.

$$\sigma_v = \frac{1}{(\alpha)^{1/2}} \cdot \sigma_H = \sigma_H \quad \cos \alpha = 1.$$

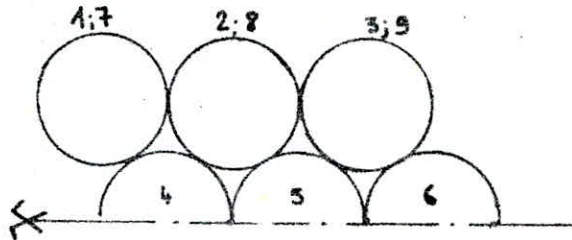
$$S_v = \sigma_H \cdot W = S_H$$

Le système de forces va engendrer des efforts normaux supplémentaires.

3°. Couple de Torsion.

On doit associer à chaque force horizontale, un système de couples de torsion qui résulte de l'excentricité de la force.

3.1. schéma de la batterie.



3.2. Détermination du centre de Torsion.

$$x_T = \frac{\sum I_i \cdot x_i}{\sum I_i} \quad ; \quad y_T = \frac{\sum I_i \cdot y_i}{\sum I_i}$$

Mue la symétrie de la structure du point de vue rigidité, le centre de torsion est confondu avec le centre géométrique.

3.3. Détermination du centre de masse.

$$x_M = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad ; \quad y_M = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

a. cellules toutes pleines ou toutes vides.
(x_M et y_M) sont confondus avec (x_T ; y_T)

b. cellules 1, 2, 3 pleines.

$$x_M = 0 \quad \text{par rapport à } x_T$$

$$y_M = 4,68 \text{ m} \quad \text{"} \quad y_T$$

c. cellules 4, 5, 6, 9 pleines.

$$x_M = 5 \text{ m} \quad \text{par rapport à } x_T$$

$$y_M = 0 \quad \text{"} \quad y_T$$

ETUDE DE LA MATIERE ENSILEE

1. Introduction

Le silo, destiné à stocker le b \ddot{e} te, est constitu \acute{e} par plusieurs r \acute{e} cipients qui on appelle cellules.

Ces cellules sont accol \acute{e} es, \grave{a} parois verticales, \grave{a} fond conique, fond \acute{e} es sur un bon sol. Elles sont contigues \grave{a} une tour destin \acute{e} e \grave{a} abriter les appareils de manutention (traitement du produit ensil \acute{e}).

Nous supposons que le produit stock \acute{e} est granuleux et pulv \acute{e} rent sans coh \acute{e} sion.

2. R \acute{e} glements \grave{a} appliquer

Les r \acute{e} glements \grave{a} appliquer dans les calculs et l'ex \acute{e} cution seront donn \acute{e} s par le "Syndicat national du b \ddot{e} ton arm \acute{e} et des techniques industrialis \acute{e} s" (S.N.B.A.T.I), dont une commission a \acute{e} t \acute{e} charg \acute{e} e d' \acute{e} tabli une m \acute{e} thode de calcul des sollicitations dans les cellules, en vue de r \acute{e} aliser des silos qui devront satisfaire aux crit \acute{e} res de s \acute{e} curit \acute{e} , de durabilit \acute{e} et d' \acute{e} conomie.

Il est important de noter, que pour \acute{e} viter le nombreux d \acute{e} sordres qui sont pr \acute{e} cis \acute{e} ment d \acute{u} s \grave{a} l'utilisation de m \acute{e} thodes de calculs associ \acute{e} es \grave{a} des coefficients num \acute{e} riques provenant de textes diff \acute{e} rents, les r \acute{e} gles techniques fixent un domaine de d \acute{e} fini \acute{t} ion du silo, \acute{e} tabli \acute{s} sant une m \acute{e} thode de calcul des pressions exerc \acute{e} es, donnent des valeurs num \acute{e} riques pour le poids volumique et l'angle de frottement interne ainsi que l'angle de frottement du produit sur la paroi en fonction de la rugosit \acute{e} de cette derni \acute{e} re, formant un tout indissociable.

3. Objet et domaine d'application

Les pr \acute{e} sents r \acute{e} gles ont pour objet d' \acute{e} tabli :

- un domaine de d \acute{e} fini \acute{t} ion de l'ouvrage \acute{e} tudi \acute{e} . Pour cela on fera intervenir des param \acute{e} tres g \acute{e} om \acute{e} triques, caract \acute{e} risant les dimensions des silos, ainsi que les proc \acute{e} d \acute{e} s de vidange.
- Une m \acute{e} thode d' \acute{e} valuation des sollicitations exerc \acute{e} es par la mati \acute{e} re ensil \acute{e} e sur la paroi et le fond des silos. Pour cela on fera intervenir des coefficients de minoration, et de majoration pour que le calcul de r \acute{e} sistance nous assure une s \acute{e} curit \acute{e} au moins \acute{e} quivalente \grave{a} celle des r \acute{e} gles C.C.B.A 68
- des principes \grave{a} observer dans la conception, le calcul et la r \acute{e} alisation des \acute{e} l \acute{e} ments en b \ddot{e} ton arm \acute{e}

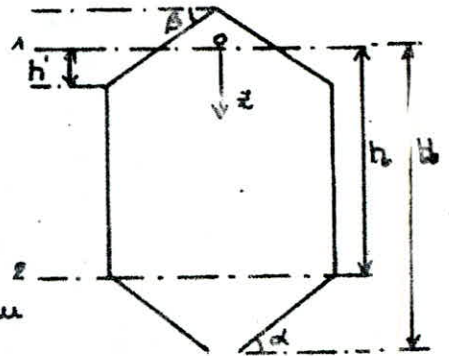
Pour que ces r \acute{e} gles restent toujours valables, il faut que mati \acute{e} re mati \acute{e} re ensil \acute{e} e soit un produit pulv \acute{e} rent sans coh \acute{e} sion. Donc le produit ensil \acute{e} sera suppos \acute{e} sec.

4. Détermination des valeurs nominales des actions exercées sur les parois verticales et sur le fond du silo.

4.1 Données géométriques caractérisant le silo.

S : aire de la section droite de la cellule. $S = 59,72 \text{ m}^2$
 L : périmètre de cette section. $L = 27,40 \text{ m}$
 $r_h = \frac{S}{L}$ rayon hydraulique $r_h = 2,18 \text{ m}$

β : obliquité du talus de remplissage par rapport au plan horizontal
 d : obliquité de la paroi de la trémie par rapport au plan horizontal
 niveau 1 : plan moyen de remplissage
 niveau 2 : plan de base
 V : volume de matière stockée dans la trémie au dessus du plan de base
 z : abscisse de profondeur à partir du plan moyen de remplissage



$\beta = 26^\circ$; $d = 39^\circ 49'$; $V = 74,46 \text{ m}^3$; $h = \frac{2}{3} \cdot r_h \cdot \text{tg } \beta = 0,709 \text{ m}$;
 $h = 39,80 \text{ m}$; $H = 43,20 \text{ m}$.

Élancement du silo.

$$\frac{H}{r_h} = \frac{43,20}{2,18} = 19,81 \geq 3,5$$

L'élancement du silo est supérieur à l'élancement limité pris égal à 3,5. On optera pour une vidange normale, nu que.

- l'écoulement se fait exclusivement par gravité, sans insufflation d'air.
- Il n'y a aucun appareil à l'intérieur du silo.
- L'orifice de vidange est situé au centre de gravité du fond.

4.2 Définitions mécaniques relatives au matériau.

γ : poids volumique du produit ensilé. $\gamma = 850 \text{ kg/m}^3$
 f : angle de frottement interne. $f = 26^\circ$
 δ : angle de frottement sur les parois $\delta = 20,03^\circ$
 $\varphi = \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } f}$ relatif à une paroi en béton non revêtu $\varphi = 0,75$

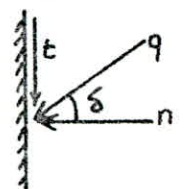
4.3 Définitions des actions exercées sur les parois

q : action constituée par la contrainte oblique du matériau sur la paroi verticale.

n : composante horizontale de q.

t : composante verticale de q.

T : résultante des actions "t" pour une bande verticale de hauteur h (et de largeur unité).



n : action verticale moyenne à l'unité de surface de section plane.

n_0, t_0, v_0 : valeurs de base des actions n, t, v .

La valeur de base v_0 est liée à la valeur de base n_0 par la relation:

$$v_0 = \frac{n_0}{\lambda} + \gamma \cdot h'' \quad \text{avec:} \quad h'' = \frac{1}{2} \cdot z_h \cdot \text{tg } \delta = 0,399$$

λ : paramètre définissant les états d'équilibre.

4.4 Définitions des états d'équilibre

Deux états d'équilibre sont à considérer, chaque état sera caractérisé par une valeur distincte de λ .

- Etat 1: Il est caractérisé par une valeur faible de λ . Il se produit en général après un remplissage effectué en une seule étape, et le massif pulvérulent demeure au repos.

Cet état sera considéré pour l'étude des sollicitations des éléments qui composent le fond du silo.

$$\lambda_1 = \frac{1 - m \sin^2 \varphi}{1 + m \sin^2 \varphi} \cos^2 \delta \quad m = (1 - \mu^2)^{1/2}$$

$$\lambda_1 = 0,485$$

- Etat 2: Il est caractérisé par une valeur supérieure de λ . Cet état sera considéré pour le calcul des sollicitations sur les parois latérales

$$\lambda_2 = \cos^2 \delta$$

$$\lambda_2 = 0,882$$

4.5 Détermination des hauteurs de référence et des profondeurs réduites

- hauteur de référence:
$$z_0 = \frac{z_h}{\lambda \cdot \text{tg } \delta}$$

$$z_{01} = 12,289 \text{ m} ; \quad z_{02} = 6,758 \text{ m}$$

- Profondeur réduite:
$$x = \frac{z - h''}{z_0}$$

$$x_1 = \frac{z - 0,399}{12,289} ; \quad x_2 = \frac{z - 0,399}{6,758}$$

4.6 Relations donnant n, t, T, v .

$$a - n = k_n \cdot n_0 = k_n \cdot \frac{\gamma \cdot z_h}{\text{tg } \delta} \cdot y \quad ; \quad y = 1 - e^{-x}$$

k_n : coefficient de comportement, il tient compte des surpressions pouvant apparaître sur une certaine étendue de la paroi d'un silo. $k_n = 1,15$.

Cette relation, n'est applicable que si $z \geq z_T$.

z_T : profondeur de transition.

Pour $z < z_T$, l'état de contrainte au sein de la matière ensilée se trouve sensiblement perturbé.

$$z_T = h'' + (6|h' - h''| z_0)^{1/2}$$

- Diagramme donnant la variation de n :

au départ on a 2 segments de droite, ensuite on a une variation exponentielle.

$$n_s = \frac{K_n \cdot \delta \cdot z_h \cdot \alpha_T}{\text{tg } \delta \cdot z}$$

$$\alpha_T = \sqrt{\frac{6|h' - h''|}{z_0}} \quad ; \quad z_s = \frac{z_T + h''}{2}$$

$$z_{T1} = 5,180 \text{ m}$$

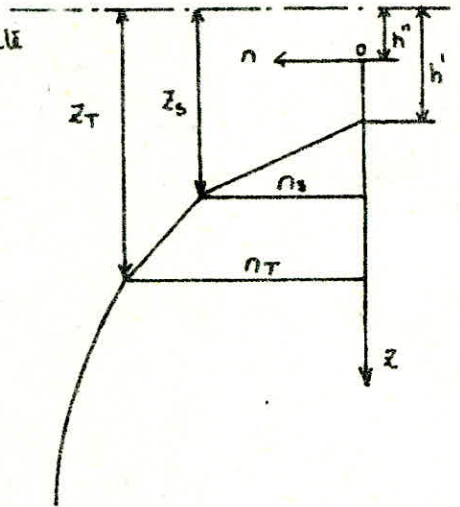
$$z_{T2} = 3,944 \text{ m}$$

$$\alpha_{T1} = 0,389 \text{ m}$$

$$\alpha_{T2} = 0,525 \text{ m}$$

$$z_{s1} = 2,789 \text{ m}$$

$$z_{s2} = 2,472 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} \sigma &= n \cdot \text{tg } \delta = K_n \cdot \delta \cdot z_h \cdot y \\ T &= \delta \cdot z_h \cdot z_0 \cdot (\alpha \cdot y) \\ N &= K_v \cdot \delta \cdot (z_0 y + h'') \end{aligned}$$

K_v : coefficient de comportement, il tient compte de l'incertitude relative au mode de distribution de la pression sur le fond et du risque de surpression résultant de "ruptures de voûte" au sein de la matière maillée. $K = 1,35$.

4.1 Détermination des efforts.

- (voir tableau)

- Efforts au niveau du plan de base

$$n_1 = 5590 \text{ kg/m}^2$$

$$n_2 = 5809 \text{ kg/m}^2$$

$$n'_1 = 13988 \text{ kg/m}^2$$

$$n'_2 = 8189 \text{ kg/m}^2$$

$$T_1 = 5176 \text{ kg/m}$$

$$T_2 = 60524 \text{ kg/m}$$

4.8. Vérification globale d'équilibre

On doit vérifier que :

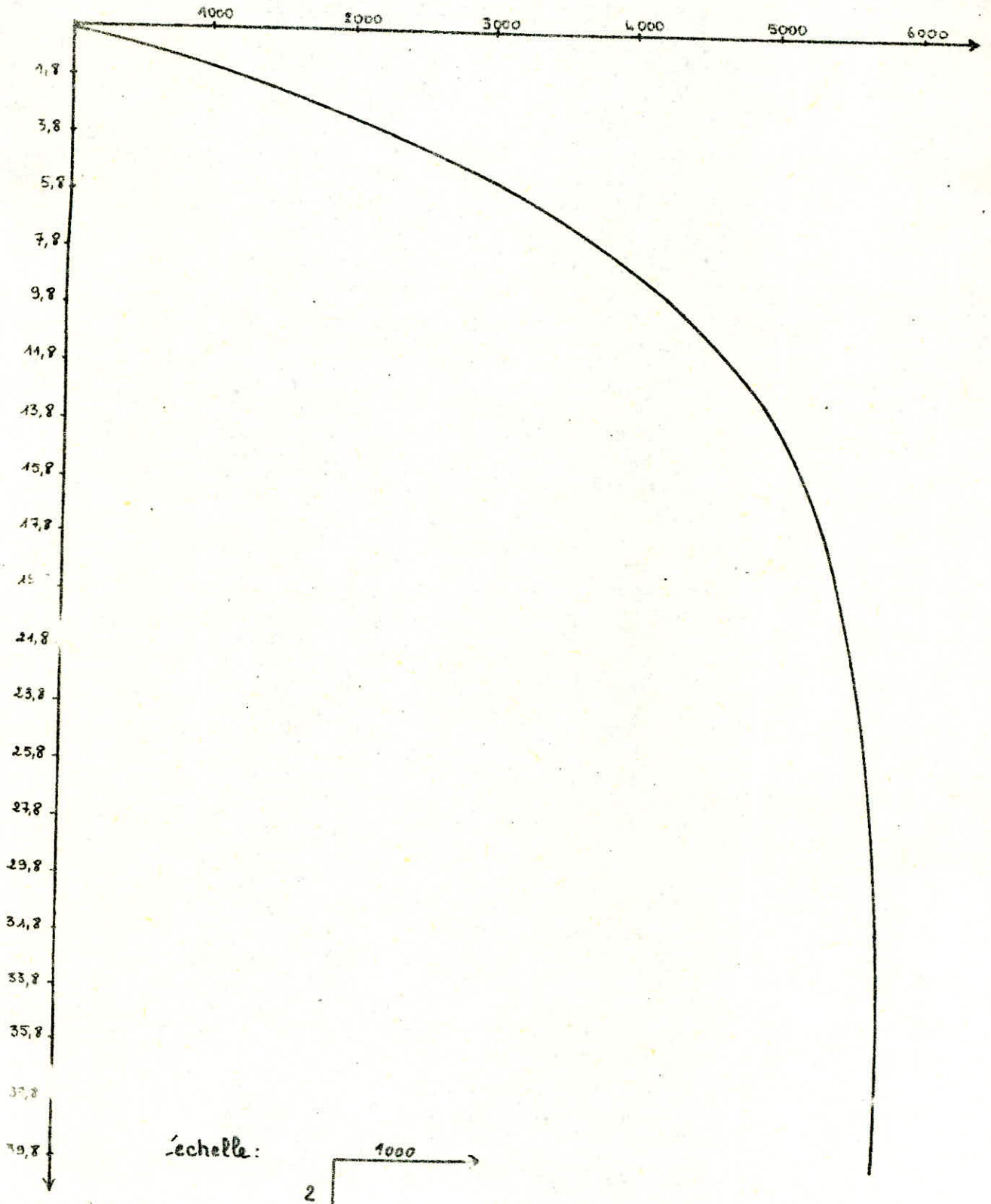
$$N_{0,1} \cdot S + T_1 \cdot L = \gamma \cdot h \cdot S \quad \text{au niveau du plan de base.}$$

$$n_0 \cdot \frac{N_1}{K_v} = \gamma (z_{0,1} \cdot \bar{y}_1 + h'')$$

$$n_1 = 13988 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad N_{0,1} = 10361 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} N_{0,1} \cdot S + T_1 \cdot L &= 2020791 \text{ kg} \\ \gamma \cdot h \cdot S &= 2020328 \text{ kg} \end{aligned}$$

Z(m)	x_1	y_1	n_1 (kg/m ³)	x_2	y_2	n_2 (kg/m ³)	$\lambda \cdot n_2$ (kg/m)
1,8			584			1210	5372
3,8			1165			2309	10251
5,8	0,440	0,356	2078	0,799	0,550	3204	14225
7,8	0,602	0,452	2577	1,095	0,666	3880	17227
9,8	0,765	0,535	3062	1,391	0,751	4376	19429
11,8	0,928	0,605	3463	1,687	0,815	4748	21081
13,8	1,090	0,664	3800	1,983	0,862	5022	22298
15,8	1,253	0,714	4087	2,279	0,898	5232	23230
17,8	1,416	0,757	4333	2,575	0,92	5383	23901
19,8	1,579	0,794	4544	2,871	0,943	5494	24393
21,8	1,741	0,825	4722	3,167	0,958	5572	24784
23,8	1,904	0,851	4871	3,463	0,969	5646	25068
25,8	2,067	0,873	4997	3,759	0,977	5692	25272
27,8	2,230	0,89	5105	4,055	0,983	5727	25428
29,8	2,392	0,909	52	4,351	0,987	5751	25534
31,8	2,555	0,922	5277	4,646	0,990	5758	25610
33,8	2,718	0,934	5346	4,942	0,993	5785	25685
35,8	2,881	0,94	5403	5,238	0,995	5797	25739
37,8	3,043	0,952	5449	5,534	0,996	5803	25763
39,8	3,206	0,960	5495	5,830	0,997	5809	25792



- Diagramme donnant: $n_z = f(z)$

CALCUL DES CELLULES

1. Introduction.

Vu l'importance des pressions horizontales exercées sur les parois par la matière ensilée, on calculera les cellules sous les sollicitations du premier genre.

2. Calcul des parois verticales

La paroi verticale d'une cellule cylindrique, d'épaisseur constante peut être assimilée à:

- Des anneaux limités chacun par deux plans horizontaux et sollicités par une pression horizontale intérieure qui a pour effet d'allonger la circonférence.
- Des boudes ou poutres verticales, limitées chacune par deux plans diamétraux. Ces poutres seront encastrées dans la plateforme et articulées à la dalle de couverture des cellules.

2.1 Dimensionnement des cellules.

Pour le dimensionnement des cellules, on considère une cellule isolée indépendante du radier et de la couverture. Sous l'effet de la pression radiale, la cellule se comporte comme une membrane.

On considère une tranche de 1m de hauteur, un effort de traction N , s'exerce sur la section verticale de la tranche.

On suppose que le béton peut supporter, sans se fissurer, un effort de traction N égal à l'effort créé par le 1/10 de la contrainte nominale σ_{28} .

$$N = n \cdot r \leq \frac{e \cdot 100 \cdot \sigma_{28}}{10}$$

$$n = 5809 \text{ Kg/m}^2 ; r = 4,44 \text{ m} ; \sigma_{28} = 270 \text{ Kg/cm}^2 \quad e \geq 11,46 \text{ cm.}$$

On prendra $e = 16 \text{ cm}$, constant sur toute la hauteur de la cellule.

2.2 Jonction des cellules

La jonction des cellules est assurée par une partie commune de la paroi verticale de 2 cellules adjacentes. La zone de jonction doit être rigide, par conséquent, elle doit avoir une longueur suffisante.

$$e_g = 30 \text{ cm} ; a_g = 28 \text{ cm} ; l_g = 250 \text{ cm.}$$

1. CALCUL DE LA CELLULE ISOLEE

On va étudier le comportement de la cellule supposée indépendante des liaisons inférieure et supérieure (radier et couverture)

Dans un premier temps, on va considérer la cellule isolée, qui sera théoriquement soumise à une traction uniforme au niveau de ses sections verticales. Cette traction varie en fonction des pressions internes p_z . On en déduit la quantité d'acier, en cerces, qui reprendra cette traction, pour l'anneau considéré

Le comportement, de l'anneau est perturbé par l'existence des liaisons des cellules entre elles. Pour en tenir compte de ces liaisons on étudiera la cellule, comme étant composée de plusieurs arcs encastrés au niveau des jonctions.



1.1. CALCUL EN ANNEAU

On étudie une tranche d'un mètre de hauteur sous l'effet des pressions radiales. Les éléments de réduction, au niveau d'une section verticale, réduisent à :

$$N = n \cdot r \quad ; \quad M = 0 \quad ; \quad T = 0$$

La résistance du béton à la traction étant négligée, la quantité d'acier en cerces nécessaire est :

$$A = \frac{M}{2 \cdot \sigma_{ad}}$$

/ par nappe

Pour déterminer la quantité d'acier, on étudie les sollicitations après avoir divisé la cellule en plusieurs tranches horizontales.

Dans chaque tranche, le ferrailage sera uniforme et identique à celui correspondant à son point le plus bas.

- Aciers en cerces.

Tranches (m)	$f = 1,2 \cdot \eta \cdot r$	A choisi par nappe	espacement (cm)	σ_a (Kg/cm ²)
0,00 à 5,80	17071	7HA8 = 3,51 cm ² .pm	14,0	2432
5,80 à 7,80	20673	8HA8 = 4,02 cm ² .pm	12,3	2572
7,80 à 11,80	25297	10HA8 = 5,02 cm ² .pm	10,0	2520
11,8 à 15,8	27876	8HA10 = 6,28 cm ² .pm	12,5	2220
15,8 à 25,8	30527	9HA10 = 7,06 cm ² .pm	11,0	2147
25,8 à 33,8	30950	10HA10 = 7,85 cm ² .pm	10,0	1974

- Vérification de la condition de non-fragilité - C.C.B.A 68 art 9 et 52

Il faut vérifier que: $A \geq \text{Max} (A_0; \text{min} (A_1, A_2))$

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0$$

$$A_2 = \frac{0,69 \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h$$

$$A_0 = 6,10 \text{ cm}^2; \quad h = 16 - 2(2,5 + 0,5) = 10 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2; \\ \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_0 = 6,10 \text{ cm}^2; \quad A_1 = 7,32 \text{ cm}^2; \quad A_2 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 6,10 \text{ cm}^2$$

cette condition est vérifiée pour tous les tranches.

12 - INFLUENCE DES POINTS DURS

Pour tenir compte des effets des points durs (jonction), on fera un calcul d'arc encastré à ses extrémités, en considérant que ces points resteront fixes.

4.1 Etude d'un arc encastré à ses extrémités, soumis à une pression radiale.

Le système à étudier est hyperstatique d'ordre 3, pour le résoudre on utilisera les 3 équations de la statique et les 3 équations de déformation de BRESSE

a. Equations de Bresse.

$$M_B = M_A - W_A (y_B - y_A) - \int_{AB} \frac{N}{ES} dx - \int_{AB} \frac{I}{GS_A} dy + \int_{AB} \frac{M}{EI} (y_B - y) ds$$

$$V_B = V_A + W_A (x_B - x_A) - \int_{AB} \frac{N}{ES} dy + \int_{AB} \frac{I}{GS_A} dx - \int_{AB} \frac{M}{EI} (x_B - x) ds$$

$$W_B = W_A - \int_{AB} \frac{M}{EI} ds$$

w_A et v_A , c'est les rotations aux appuis.

L'arc est encastré à ses extrémités alors: $M_A = M_B = 0; V_A = V_B = 0;$

$w_A = w_B = 0; y_A = y_B = 0$ ainsi que $x_B = 0$

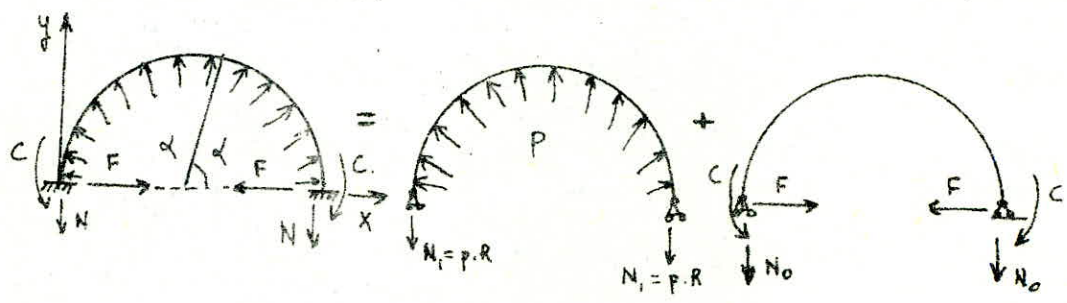
Et en faisant l'hypothèse que $ES = GS_A$, ce qui est admissible en raison de la faible influence de la déformation d'effort tranchant, les équations deviennent:

$$\frac{1}{S} \left[\int_{AB} N dx - \int_{AB} T dy \right] + \frac{1}{I} \int_{AB} M y ds = 0$$

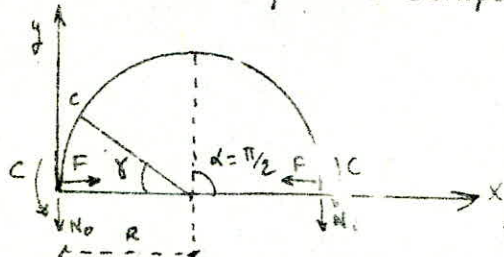
$$\frac{1}{S} \left[\int_{AB} N dy - \int_{AB} T dx \right] + \frac{1}{I} \int_{AB} M x ds = 0$$

$$\int_{AB} M ds = 0$$

- Arc en demi cercle.



Etude du système complémentaire



toute section de l'arc est caractérisée par
 $\alpha = R (1 - \cos \delta)$
 $y = R \sin \delta$

convention de signe : appui gauche $\begin{cases} M+ \curvearrowright \\ N+ \rightarrow \end{cases}$

les éléments de réduction :

$$M_c = - [C + N_0 \cdot R \cdot (1 - \cos \delta) + F \cdot R \cdot \sin \delta]$$

$$N_c = - N_0 \cos \delta + F \cdot \sin \delta$$

$$T_c = + N_0 \sin \delta + F \cdot \cos \delta$$

le système réel de ent :

$$M_c + 0 = 11$$

$$N_c - P \cdot R = \Lambda$$

$$T_c + 0 = T$$

En remplaçant dans les équations de BRESSE et après résolution du système, on trouve :

$$N_0 = - F \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C = \frac{F \cdot R}{\sin \alpha} \left[\cos \alpha - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right]$$

$$F = \frac{P \cdot R \cdot \sin \alpha}{\alpha + \frac{5 \cdot R^2}{2} \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin^2 \alpha}{4} - \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} \right)}$$

les expressions des éléments de réduction deviennent :

$$N = - P \cdot R + F \left(\frac{\cos \alpha \cdot \cos \delta}{\sin \alpha} - \sin \delta \right) = - P \cdot R + \frac{F \cdot \cos \beta}{\sin \alpha}$$

$$T = - F \left(\frac{\cos \alpha \cdot \sin \delta}{\sin \alpha} + \cos \delta \right) = + \frac{F \cdot \sin \beta}{\sin \alpha}$$

$$M = - \frac{F \cdot R}{\sin \alpha} \left(\cos \beta - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right)$$

- calcul de l'arc en demi cercle. $d = \pi/2$

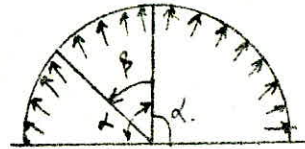
On étudiera les éléments de réduction au niveau le plus sollicité, c'est à dire pour $z = 39,80\text{m}$ avec $P = 5809\text{ kg/m}^2$. L'arc a une épaisseur de 1m (h)

Caractéristiques de l'arc:

$d = \pi/2$; $R = 4,44\text{ m}$; $e = 0,16\text{ m}$; $h = 1\text{ m}$.

$I = \frac{h \cdot e^3}{12} = 3,41 \cdot 10^{-4}\text{ m}^4$

$S = h \cdot e = 0,16\text{ m}^2$



$$F = \frac{P \cdot R \cdot \sin^2 \alpha}{d + \frac{S \cdot R^2}{I} \left(\frac{d}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} - \frac{\sin^2 \alpha}{d} \right)} = 3,22 \cdot 10^{-3} P.$$

Elément de réduction.

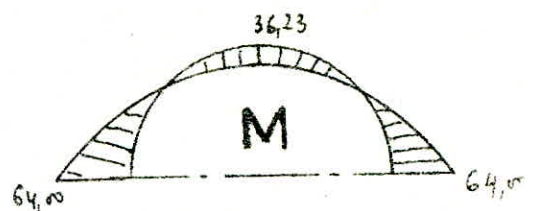
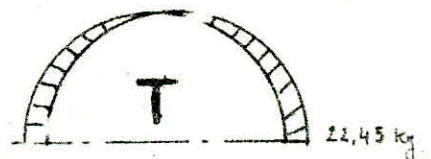
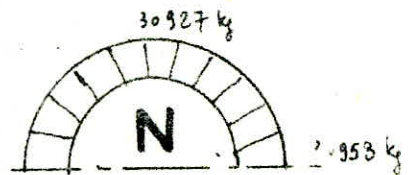
$$N = -R \cdot P + \frac{F \cdot \cos \beta}{\sin \alpha} = P \left(-4,44 + 3,22 \cdot 10^{-3} \cdot \cos \beta \right)$$

$$T = \frac{F \cdot \sin \beta}{\sin \alpha} = 3,22 \cdot 10^{-3} \cdot P \cdot \sin \beta$$

$$M = -\frac{F \cdot R}{\sin \alpha} \left(\cos \beta - \frac{\sin \alpha}{d} \right) = -14,30 \cdot 10^{-3} \cdot P \left(\cos \beta - 0,6366 \right)$$

avec $P = 1,2 \cdot 5809 = 6970,8\text{ kg/m}^2$

β	$ N $ (kg)	$ T $ (kg)	M (kg.m)
90°	30958	22,45	64,00
80°	30946	22,10	46,00
70°	30942	21,09	29,50
60°	30939	19,44	13,61
50°	30935	17,19	- 0,62
40°	30932	14,43	- 12,90
30°	30930	11,23	- 22,88
20°	30927	7,69	- 30,22
10°	30927	3,90	- 34,71
0°	30927		- 36,23



On remarque que N_{max} et T_{max} sont obtenus à l'appui: $\alpha = 0$
 $\beta = 90^\circ$.

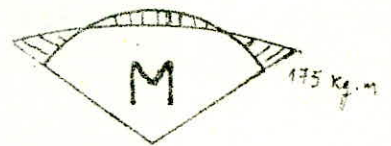
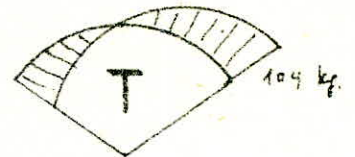
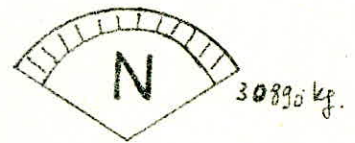
- calcul de l'arc $\frac{2\pi}{3}$. $\alpha = \frac{\pi}{3}$

caractéristiques de l'arc : $\alpha = \pi/3$; $R = 4,44\text{ m}$; $e = 0,16\text{ m}$; $h = 1\text{ m}$;
 $S = 0,16\text{ m}^2$; $I = 3,41 \cdot 10^{-4}\text{ m}^4$; $P = 5809\text{ kg/m}^2$; $F = 14,99 \cdot 10^{-3} P$

Eléments de réduction

$N = P (-4,44 + 17,30 \cdot 10^{-3} \cos \beta)$
 $T = 17,30 \cdot 10^{-3} P \sin \beta$
 $M = -76,83 \cdot 10^{-3} P (\cos \beta - 0,827)$
 $P = 1,2 \cdot 5809 = 6970,8\text{ kg/m}^2$

β	$ N (\text{kg})$	$ T (\text{kg})$	$M (\text{kg}\cdot\text{m})$
60°	30890	104,46	175,0
50°	30872	93,00	99,0
40°	30858	76,50	33,0
30°	30846	60,20	- 27,0
20°	30837	42,00	- 60,4
10°	30832	21,00	- 84,5
0°	30830	0	- 92,6



La section la plus sollicitée pour $\beta = \pi/3$
 $M_{\max} = 175\text{ kg}\cdot\text{m}$; $N = 30890\text{ kg}$

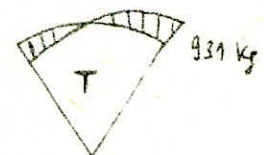
- calcul de l'arc $\frac{\pi}{3}$. $\alpha = \frac{\pi}{6}$

caractéristiques de l'arc : $\alpha = \pi/6$; $R = 4,44\text{ m}$; $e = 0,16\text{ m}$; $h = 1\text{ m}$;
 $S = 0,16\text{ m}^2$; $I = 3,41 \cdot 10^{-4}\text{ m}^4$; $P = 5809\text{ kg/m}^2$; $F = 133,70 \cdot 10^{-3} \cdot P$

Eléments de réduction

$N = P (-4,44 + 0,267 \cos \beta)$
 $T = 0,267 P \sin \beta$
 $M = -1,187 \cdot P (\cos \beta - 0,955)$

β	$ N (\text{kg})$	$ T (\text{kg})$	$M (\text{kg}\cdot\text{m})$
30°	29339	931	736
20°	29201	637	127
10°	29147	323	- 247
0°	29089	0	- 372



- tableau récapitulatif, donnant M_{max} et N_{max} pour les différentes tranches.

tranches	arc π : $\alpha = \pi/2$	arc $2\pi/3$: $\alpha = \pi/3$	arc $\pi/3$: $\alpha = \pi/6$
0,00 à 5,80 appui $P = 3845$, $\beta = 0$	$M_a = 35,3$; $N_a = 17072$ $M_t = -20$; $N_t = 17059$	$M_a = 97$; $N_a = 17038$ $M_t = -57$; $N_t = 17005$	$M_a = 405$; $N_a = 16182$ $M_t = -205$; $N_t = 16045$
5,80 à 7,80 appui $P = 4656$; $\beta = 0$	$M_a = 42,7$; $N_a = 20672$ $M_t = -24$; $N_t = 20657$	$M_a = 117$; $N_a = 20632$ $M_t = -62$; $N_t = 20592$	$M_a = 492$; $N_a = 19556$ $M_t = -249$; $N_t = 19430$
7,80 à 11,80 appui $P = 5698$ $\beta = 0$	$M_a = 52,34$; $N_a = 25299$ $M_t = -30$; $N_t = 25280$	$M_a = 143$; $N_a = 25250$ $M_t = -76$; $N_t = 25200$	$M_a = 602$; $N_a = 23984$ $M_t = -304$; $N_t = 23772$
11,80 à 15,80 appui $P = 6278$ $\beta = 0$	$M_a = 57,64$; $N_a = 27874$ $M_t = -33$; $N_t = 27853$	$M_a = 158$; $N_a = 27620$ $M_t = -86$; $N_t = 27766$	$M_a = 663$; $N_a = 26422$ $M_t = -335$; $N_t = 26198$
15,80 à 25,80 appui $P = 6830$ $\beta = 0$	$M_a = 62,7$; $N_a = 30325$ $M_t = -36$; $N_t = 30302$	$M_a = 172$; $N_a = 30266$ $M_t = -91$; $N_t = 30207$	$M_a = 721$; $N_a = 28745$ $M_t = -364$; $N_t = 28507$
25,80 à 38,80 appui $P = 6970$ $\beta = 0$	$M_a = 64$; $N_a = 30950$ $M_t = -36,23$; $N_t = 30927$	$M_a = 175$; $N_a = 30890$ $M_t = -92,6$; $N_t = 30830$	$M_a = 736$; $N_a = 29338$ $M_t = -372$; $N_t = 29089$

4.2 Vérification des sections calculées en anneau

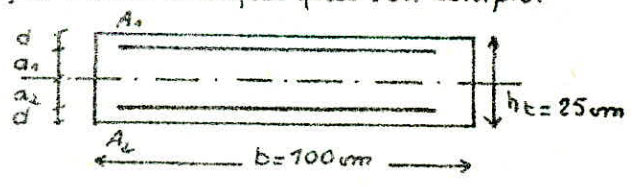
Dans une section (s) de l'arc, le système de force extérieure se réduit à un effort normal de traction N et un moment fléchissant M , d'où un calcul en flexion composée. Les contraintes normales seront calculées d'après les formules des poutres à axe rectiligne ou la poutre courbure de notre arc ($\frac{e}{R} = \frac{0,16}{4,44} = 0,036 < \frac{1}{5} = 0,2$)

Les vérifications seront faites au niveau des sections d'encastrement des arcs, qui sont les plus sollicitées et avec les quantités d'aciers trouvées pour le calcul de l'anneau, en considérant les sollicitations de service

1^{re} tranche. ($\alpha = \pi/2$)

La section étant entièrement tendue, le béton n'est pas pris en compte.

$A_1 = A_2 = 6,72 \text{ cm}^2$ (7HA8)
 $a_1 = a_2 = 10 \text{ cm}$



- Contraintes des armatures.

Armatures les plus sollicitées (A_1): $\sigma_{a1} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M \cdot a_1}{A_1 \cdot a_1^2 + A_2 \cdot a_2^2} \leq \bar{\sigma}_a$

$\sigma_{a2} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M \cdot a_2}{A_1 \cdot a_1^2 + A_2 \cdot a_2^2} \geq 0$

$a_1 + a_2 = Z$ et que $A_1 \cdot a_1 = A_2 \cdot a_2$

d'où: $\sigma_{a1} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M}{A_1 \cdot Z}$; $\sigma_{a2} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M}{A_2 \cdot Z}$

Branches	N (kg)	M (Kg.m)	\bar{C}_{01} (Kg / m ²)	\bar{C}_{02} (Kg / m ²)	$\bar{\sigma}_n$
arc π $d = \frac{\pi}{2}$					
0,00 à 5,80 appui $A_1 = A_2 = 3,51 \text{ m}^2$ $B=0$	14227 14216	30 -17	2072 1976	1987 2074	2312
5,80 à 7,80 appui $A_1 = A_2 = 4,02 \text{ m}^2$ $B=0$	17227 17214	36 -20	2197 2089	2096 2193	2312
7,80 à 11,80 appui $A_1 = A_2 = 5,02 \text{ m}^2$ $B=0$	21083 21067	44 -25	2147 2047	2053 2149	2312
11,80 à 15,80 appui $A_1 = A_2 = 6,28 \text{ m}^2$ $B=0$	23228 23211	48 -28	1891 1803	1808 1893	2068
15,80 à 25,80 appui $A_1 = A_2 = 7,06 \text{ m}^2$ $B=0$	25271 25252	53 -30	1830 1745	1749 1832	2068
25,80 à 39,8 appui $A_1 = A_2 = 7,85 \text{ m}^2$ $B=0$	25792 25773	54 -30,4	1680 1602	1606 1682	2068
arc $2\pi/3$ $d = \pi/3$					
0,00 à 5,80 appui $A_1 = A_2 = 3,51$ $B=0$	14198 14170	81 -63	2144 1896	1907 2141	2312
5,80 à 7,80 appui $A_1 = A_2 = 4,02$ $B=0$	17193 17160	98 -52	2270 2002	2006 2266	2312
7,80 à 11,80 appui $A_1 = A_2 = 5,02$ $B=0$	21041 21000	120 -64	2226 1962	1967 2221	2312
11,80 à 15,80 appui $A_1 = A_2 = 6,28$ $B=0$	23183 23158	132 -70	1961 1727	1737 1957	2068
15,80 à 25,80 appui $A_1 = A_2 = 7,06$ $B=0$	25222 25173	144 -76	1898 1675	1675 1890	2068
25,80 à 39,80 appui $A_1 = A_2 = 7,85$ $B=0$	25742 25692	146 -78	1740 1537	1542 1740	2068
arc $\pi/3$ $d = \pi/6$					
0,00 à 5,80 appui $A_1 = A_2 = 3,51$ $B=0$	13485 13371	338 -17	2428 1418	1413 2391	2312
5,80 à 7,80 appui $A_1 = A_2 = 4,02$ $B=0$	16330 16192	410 -207	2568 1500	1494 2529	2312
7,80 à 11,80 appui $A_1 = A_2 = 5,02$ $B=0$	19984 19825	501 -253	2577 1470	1464 2478	2312
11,80 à 15,80 appui $A_1 = A_2 = 6,28$ $B=0$	22078 21832	553 -279	2276 1294	1290 2185	2068
15,80 à 25,8 appui $A_1 = A_2 = 7,06$ $B=0$	23954 23751	607 -303	2144 1253	1248 2171	2068
25,8 à 39,8 appui $A_1 = A_2 = 7,85$ $B=0$	24448 24241	613 -310	1968 1173	1146 1939	2068

puisque les contraintes ne sont pas vérifiées pour les cinq premières tranches, on doit augmenter la quantité d'acier et vérifier à nouveau les contraintes.

tranche (m)	A choisi (cm ²)	t (cm)	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
0,00 à 5,80	8HA8 = 4,02	12,5	2120	1234	2312
5,80 à 7,80	9HA8 = 4,52	11,0	2284	1329	2312
7,80 à 15,80	8HA10 = 6,28	12,5	2012	1170	2068
11,80 à 15,80	8HA10 + 1HA8 = 6,78	11,0	2053	1195	2068
15,80 à 25,80	9HA10 + 1HA8 = 7,56	10,0	2003	1166	2068
25,80 à 39,80	10HA10 = 7,85	10,0	1968	1146	2068

2. Calcul de l'encastrement de la cellule dans la plateforme

Cette étude va nous permettre de connaître les efforts d'encastrement de la cellule dans la plateforme. Pour ce faire, on va considérer une tronde verticale de 1m de largeur encastée dans la plateforme et appuyée élastiquement sur les anneaux suivant toute sa hauteur.

Soit: P_1 : la part de la pression P reprise par la poutre verticale.

P_2 : la part de la pression P reprise par les anneaux.

$I = \frac{e^3}{12}$: Inertie de la poutre de largeur unité.

On choisit comme origine des coordonnées le lieu de l'encastrement de la cellule dans la plateforme ($z = 46,23$ m) et on considère que la cellule est chargée jusqu'au niveau $z = 46,23$ m, c'est à dire qu'on fait abstraction de l'existence de la tienne, donc on se place dans un cas très défavorable.

$$\text{on a: } P_2 = 1,2 \cdot 1,15 \cdot 5066,3 \left[1 - \exp\left(-\frac{z-0,393}{6,758}\right) \right]$$

$$\text{on pose } x = 46,23 - z \rightarrow z = 46,23 - x \quad P_x = 6992 \left[1 - \exp\left(-\frac{45,84-x}{6,76}\right) \right]$$

$$P_x = 6992 \left[1 - \exp(ax) \cdot \exp(-6,78) \right] = K \cdot \left[1 - \exp(ax) \cdot b \right]$$

avec: $K = 6992$; $a = 0,15$; $b = 0,001$

En vertu des définitions des moments fléchissants et des efforts tranchants on a:

$$-\frac{d^2 M}{dx^2} = -\frac{dT}{dx} = P_1$$

On soit que la dérivée seconde de la déformation y vaut:

$$y'' = -\frac{M}{EI} \quad \text{donc} \quad P_1 = EI \cdot \frac{d^4 y}{dx^4}$$

la déformation radiale de l'anneau est:

$$y = \frac{P_2 \cdot R^2}{E \cdot e} \rightarrow P_2 = \frac{E \cdot e}{R^2} \cdot y$$

$$\text{et: } P = P_1 + P_2 \quad EI \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E \cdot e}{R^2} \cdot y = P \rightarrow \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{12}{R^2 \cdot e^2} \cdot y = \frac{P}{EI}$$

$$\text{posons: } 4\beta^4 = \frac{12}{R^2 \cdot e^2} \rightarrow \beta = \frac{(3)^{1/4}}{(R \cdot e)^{1/2}} = 1,56$$

$$\text{d'où l'équation différentielle: } \frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = \frac{P}{EI}$$

La solution générale de l'équation sans second membre est:

$$y_1 = C_1 \exp(\beta x) \sin \beta x + C_2 \exp(\beta x) \cos \beta x + C_3 \exp(-\beta x) \sin \beta x + C_4 \exp(-\beta x) \cos \beta x$$

La solution particulière avec second membre.

$$y_2 = \frac{P \cdot R^2}{E \cdot e} = \frac{K \cdot R^2}{E \cdot e} (1 - b \cdot \exp(ax))$$

qui correspond à la déformation de la cellule indépendante de la plateforme et de la couverture.

La solution générale de l'équation différentielle est la somme des 2 solutions précédentes.

$$y = \frac{K \cdot R^2}{E \cdot e} (1 - b \cdot e^{ax}) + C_1 \cdot e^{\beta x} \sin \beta x + C_2 \cdot e^{\beta x} \cos \beta x + C_3 \cdot e^{-\beta x} \sin \beta x + C_4 \cdot e^{-\beta x} \cos \beta x$$

La déformation radiale à la tête de la cellule indépendante est nulle ($P_2 = 0$). La cellule liée au radier et à la couverture ne doit pas avoir une déformation infinie quand $x \rightarrow +\infty$.

On peut donc dire que les coefficients C_1 et C_2 doivent être nécessairement nuls.

$$\text{En posant } A = \frac{K \cdot R^2}{E \cdot e}$$

L'équation de la déformée de la paroi devient:

$$y = A(1 - b e^{ax}) + C_3 e^{-\beta x} \sin \beta x + C_4 e^{-\beta x} \cos \beta x.$$

Les parois de la cellule sont encastrées dans la plateforme qu'on suppose rigide. On doit avoir les conditions aux limites suivantes

Pour $x=0 \rightarrow y=0$ et $y'=0$ (déplacement et rotation nuls)

$$y=0 \rightarrow C_4 = -A(1-b)$$

$$y' = -A \cdot b \cdot a \exp(ax) + (C_3 - C_4) \beta \exp(-\beta x) \cos \beta x - (C_3 + C_4) \beta \exp(-\beta x) \sin \beta x$$

$$y'=0 \text{ pour } x=0 \rightarrow -A \cdot b \cdot a + (C_3 - C_4) \beta = 0 \rightarrow C_3 = A \left(\frac{b \cdot a}{\beta} + b - 1 \right)$$

ainsi, l'équation de la déformée prend la forme.

$$y = A \left[(1 - b \cdot e^{ax}) + \left(\frac{b \cdot a}{\beta} + b - 1 \right) e^{-\beta x} \sin \beta x - (1 - b) e^{-\beta x} \cos \beta x \right]$$

$$\text{on a: } M = -EI y'' \quad ; \quad T = -EI y'''$$

$$y'' = -A \cdot b \cdot a^2 \cdot e^{ax} + 2 \cdot C_4 \cdot \beta^2 \cdot e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x - 2 \cdot C_3 \cdot \beta^2 \cdot e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x$$

$$y''' = -A \cdot b \cdot a^3 \cdot e^{ax} + (C_4 + C_3) \cdot 2 \cdot \beta^3 \cdot e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x + (C_3 - C_4) \cdot 2 \cdot \beta^3 \cdot e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x.$$

à l'encastrement on a: (pour $x=0$)

$$M_0 = \frac{K \cdot R^2 \cdot e^2}{12} \left[b \cdot a^2 + 2 \beta^2 (1 - b - \frac{b \cdot a}{\beta}) \right]$$

$$T_0 = \frac{K \cdot R^2 \cdot e^2 \cdot b}{12} \left[a^3 - 2 \cdot a \cdot \beta^2 \right]$$

$$K = 6992 \quad ; \quad b = 0,007 \quad ; \quad a = 0,15 \quad ; \quad R = 4,44 \quad ; \quad e = 0,16 \quad ; \quad \beta = 1,56.$$

$$M_0 = 1430 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{boude de } 1 \text{ m de largeur}$$

$$T_0 = 0,21 \text{ Kg} / \text{ml}.$$

L'effort tranchant a une valeur faible et il sera négligé dans le calcul de résistance.

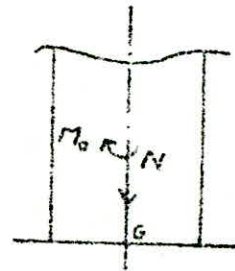
Etude de la bande verticale

La boude de paroi est sollicitée par:

$$\text{- son poids propre (compression centrée)} = 2500 \cdot 46,23 \cdot 0,16 = 18492 \text{ Kg}.$$

- résultante des forces de frottement due à la matière ensilée:
 $1,2 \cdot 60524 = 72628,8 \text{ Kg.}$
 $N = 91120,8 \text{ Kg}; M = 1430 \text{ Kg.m}$

Le moment est considéré comme positif quand il provoque une tension dans les fibres intérieures. La section sera calculée en flexion composée.



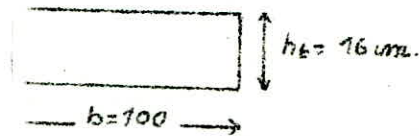
$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1430}{91120,8} = 0,0156 \text{ m} < e_1 = \frac{h}{6} = 0,266 \text{ m.}$$

La résultante des forces est à l'intérieur du noyau central, donc la section est entièrement comprimée.

- Contraintes dans le béton.

$$\sigma'_{b1} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot v$$



$$B = 16 \cdot 100 = 1600 \text{ cm}^2; I = \frac{16^3 \cdot 100}{12} = 3133,33 \text{ cm}^4; v = 8 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_{b1} = 90,45 \text{ kg/cm}^2; \sigma'_{b2} = 23,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{2 \cdot e_0}{h} \right) = 81 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte n'est pas vérifiée, donc on prévoit une quantité d'acier comprimé. On prendra la même quantité d'acier par nappe.

En utilisant la méthode de P. Charron, on a:

$$A_1 = A_2 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera ST12 par nappe } e = 20 \text{ cm.}$$

- Vérifications des contraintes.

$$I = 39076 \text{ cm}^4; B = 1769,5 \text{ cm}^2.$$

béton: $\sigma'_{b1} = \frac{91120,8}{1769,5} + \frac{143000}{39076} \cdot 8 = 51,4 + 29,27 = 80,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$$\sigma'_{b2} = \frac{91120,8}{1769,5} - \frac{143000}{39076} \cdot 8 = 22,2 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 0$$

acier: $\sigma_{a1} = 15 \left[\frac{91120,8}{1769,5} + \frac{143000}{39076} \cdot 2,5 \right] = 1210 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

la contrainte de fissuration est égale à: $\bar{\sigma}_a = 1888 \text{ kg/cm}^2$.

condition de non fragilité: $A \geq \max(A_0; \min(A_1, A_2))$

$$A_1 = 5,76 \text{ cm}^2; A_2 = 0,96 \text{ cm}^2 \rightarrow A \geq 4,8 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

d'autre part la quantité d'acier des armatures verticales doit être:

$$A_v \geq \frac{1}{4} \text{ des armatures horizontales d'un côté et au pourcentage minimum qui est } \rho = 0,2\%$$

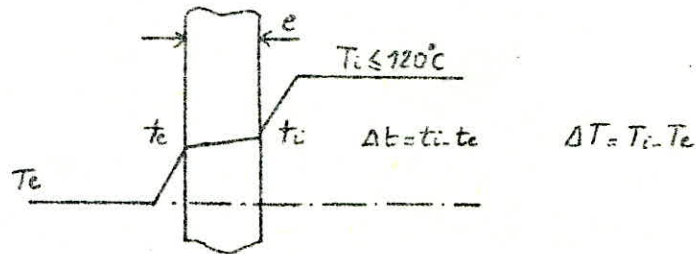
$$A \geq \max(3,9; 3,2) = 3,9 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

On adoptera la même quantité d'acier sur toute la hauteur des cellules
 soit: 5,65 cm² / ml / par nappe

3. Effets dûs au gradient thermique

1. Introduction

Quand la température de la matière envisagée, est différente de la température extérieure, le gradient thermique Δt , dans la paroi verticale, crée un moment $\mathcal{M}_{\Delta t}$. Lorsque la température au sein de la matière envisagée (ou celle de l'air au dessus de la matière) n'excède pas 120°C , et à défaut de méthode plus élaborée, on peut calculer le moment $\mathcal{M}_{\Delta t}$, par la méthode approchée des articles 4.61 et 4.62 des règles S.N.B.A.T.I.



2. Calcul du moment

Le moment (par unité de hauteur ou de largeur) crée par le gradient thermique est égal à : $\mathcal{M}_{\Delta t} = \frac{\alpha_t \cdot \Delta T \cdot E_v \cdot I}{e}$

α_t : coefficient de dilatation thermique du béton, soit: 10^{-5}

$\Delta t = \frac{e \cdot \Delta T}{0,35 + e}$, en $^\circ\text{C}$, gradient thermique donné par la méthode approchée

$$\Delta t = \frac{0,16 \cdot 50}{0,35 + 0,16} = 15,69^\circ\text{C}$$

$$E_v = 7000 \sqrt{270} = 7000 \sqrt{270} = 1,15 \cdot 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0,16^3}{12} = 3,41 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^4/\text{m de largeur ou de hauteur}$$

$$\text{d'où: } \mathcal{M}_{\Delta t} = \frac{10^{-5} \cdot 15,69 \cdot 1,15 \cdot 10^5 \cdot 3,41 \cdot 10^{-6}}{16} = 384,55,21 \text{ daN.cm/m}$$

La section d'armatures tendus, pour 1m de largeur ou de hauteur est:

$$A = \frac{\mathcal{M}_{\Delta t}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} \quad (\text{cm}^2)$$

On remarque que le gradient thermique Δt crée deux moments, $\mathcal{M}_{\Delta t,v}$ et $\mathcal{M}_{\Delta t,h}$, égaux entre eux.

Les armatures doivent être disposées du côté de la face la plus froide de la paroi, c'est à dire, la face extérieure.

Armatures en cerces

$$A_c = \frac{\mathcal{M}_{\Delta t}}{\bar{\sigma}_a \cdot z} \quad \mathcal{M}_{\Delta t} = 384,55 \text{ kg.m}; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; z = \frac{7}{8} (16 - 2,5) = 11,81 \text{ cm}$$

$$A_c = 1,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T10 / \text{m}$$

Armatures longitudinales

$$A_l = \frac{\mathcal{M}_{\Delta t}}{\bar{\sigma}_a \cdot z} \quad \mathcal{M}_{\Delta t} = 384,55 \text{ kg.m}; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; z = 11,81 - 0,5 = 11,31 \text{ cm}$$

$$A_l = 1,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T10 / \text{m}$$

Pour tenir compte des effets de la température, il faut renforcer de 2T10/m dans le sens vertical et horizontal.

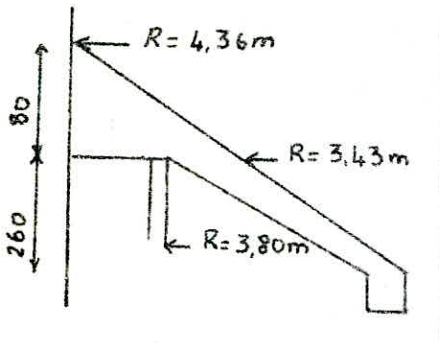
4. CALCUL DES TREMIES

53.

1. Description de la trémie

Les trémies terminent les cellules du silo à leur parties inférieures. Elles ont une forme tronconique afin de permettre l'écoulement total de la matière ensilée par la trappe de vidange placée au point le plus bas.

La fonction, trémie paroi, est assurée par une ceinture circulaire en béton armé.



- grand rayon. $R = 4,36\text{m}$
- petit rayon. $r = 0,40\text{m}$
- hauteur. $h = 3,40\text{m}$
- volume. $V = 74,46\text{m}^3$
- surface. $S = 50,84\text{m}^2$
- épaisseur. $c = 30\text{cm}$
- obliquité de la paroi. $\alpha = 39^\circ 49'$

2. Détermination des efforts.

Les efforts à considérer pour le calcul des trémies sont :

- Les pressions verticales et horizontales exercées par la matière ensilée
- Poids de la matière remplissant la marmelle.
- Poids propre de la trémie et des appareils qui y sont fixés.

a. Pressions dues à la matière ensilée

Suivant les règles de la "S.N.B.A.T.I", l'action qui s'exerce sur la paroi se décompose en 2 forces.

- L'une verticale: $\bar{q} = \bar{r}_1 \cos \alpha$. \bar{r}_1 calculé pour $Z = 39,8\text{m}$.
- L'autre horizontale: $\bar{p} = \bar{r}_1 \sin \alpha$.

$$\bar{q} = 11824 \text{ Kg/m}^2 ; \quad \bar{p} = 3580 \text{ Kg/m}^2$$

b. Poids Propre

- trémie : 24,53t
- appareils : 1,226t

$$P = 25,756\text{t}$$

$$P = \frac{P}{S} = \frac{25756}{59,72} = 432 \text{ Kg/m}^2$$

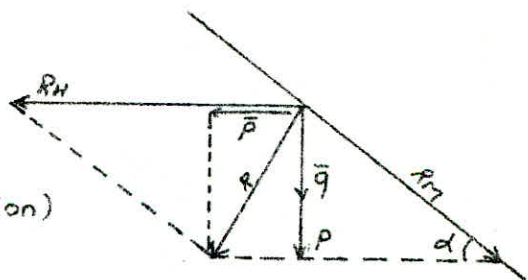
3. Evaluation des efforts.

- diagramme.

R se décompose en:

R_H : Suivant l'horizontale (traction)

R_M : Suivant la méridiennes (compression)



sollicitation du 1^{er} genre: $R_H = (1,2 \cdot \bar{q} + P) \frac{1}{\text{tg} \alpha} + 1,2 \cdot \bar{p}$ $R_H = 21838 \text{ kg/m}^2$

$R_M = (1,2 \cdot \bar{q} + P) \frac{1}{\sin \alpha}$ $R_M = 22836 \text{ kg/m}^2$

sollicitation de service: $R_H = (\bar{q} + P) \frac{1}{\text{tg} \alpha} + \bar{p}$ $R_H = 18281,41 \text{ kg/m}^2$

$R_M = (\bar{q} + P) \frac{1}{\sin \alpha}$ $R_M = 19140 \text{ kg/m}^2$

4- Calcul des armatures.

L'effort R_H sera repris par des cerces, quant à l'effort méridien R_M , il sera repris par des barres parallèles aux méridiens.

4.1 Cerces

Pour le calcul des cerces, on devra considérer plusieurs tranches de 0,5m le long de la tremie.

H(m)	R(m)	$f = R_H \cdot R$ (kg/m)	$A = f / 2 \cdot \bar{\sigma}_a$ (cm ²)	Armoisi (cm ²)
0,25	0,691	15091	2,70	5T8 = 2,51 e=10cm ; l=50cm
0,75	1,274	27821	4,97	3T8 + 2T10 = 3,07 ; e=10 ; l=50
1,25	1,856	40531	7,24	3T10 + 2T12 = 4,61 ; e=10 ; l=50
1,75	2,438	53244	9,51	3T12 + 2T14 = 6,47 ; e=10 ; l=50
2,25	3,021	65973	11,78	3T14 + 2T16 = 8,64 ; e=10 ; l=50
2,55	3,370	73594	13,14	1T16 = 2,01 ; e=5 ; l=10

- Vérification des contraintes sous les sollicitation de service.

A (cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	f (kg/m)
2,51	1260	2312	12635
4,02	1898	2068	23295
7,06	1847	1888	33937
10,77	1724	1748	44579
12,31	1600	1635	55239
2,01	1533	1635	61624

4.2 Méridiennes.

Le calcul des méridiennes sous la sollicitations du 1^{er} genre. On placera des armatures méridiennes pour équilibrer l'effort de traction R_M dans la paroi.

L'effort qui s'exerce sur la paroi est: $F = R_m \cdot S$.
 S : section de la paroi. $S = \frac{\pi \cdot r'^2}{\cos \alpha}$.

L'effort de traction qui s'exerce par mètre de périphérie:
 $F = R_m \cdot \frac{S}{P} = R_m \cdot \frac{\pi \cdot r'^2}{\cos \alpha \cdot 2 \cdot \pi \cdot r'}$ $F = R_m \cdot \frac{r'}{2 \cos \alpha}$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{R_m \cdot r'}{\bar{\sigma}_a \cdot 2 \cos \alpha}$$

$$R_m = 22836 \text{ Kg/m}^2; r' = 3,615 \text{ m}; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2; \alpha = 39^\circ 49'$$

$$A = 19,19 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prendra } 20712 + 2710 = 24,19 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{F}{A} = 1862 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

5. Calcul des contraintes.

suivant les méridiennes: $\sigma_b = \frac{F}{B} = \frac{45041}{100,23 + 15,24,19} = 16,92 \text{ Kg/cm}^2$.

suivant les cerces: $\sigma_b = \frac{6162,4}{35,10 + 15,402} = 15,02 \text{ Kg/cm}^2$.

(les contraintes sont calculées sous les sollicitations de service).

5. CALCUL DE LA CEINTURE

L'étude de la ceinture se fera en considérant une poutre noyée, de section rectangulaire, dans celle-ci.

- Efforts sollicitant la ceinture

- poids propre : $P_1 = 0,679 \text{ t/ml}$
 - effort verticale ramené par la liemie : $P_2 = 31,249 \text{ t/ml}$
 - effort horizontale dû au blé : $P_3 = 21,838 \text{ t/m}^2$
- $$P = P_1 + P_2 = 31,928 \text{ t/ml}$$

- C : moment de torsion dû à l'effort de traction des méridiennes.
 $N_1 = \frac{31,249}{\sin 39,8} = 48,818 \text{ t/ml}$ excentré de $d = 5,5 \text{ cm}$.

$$C = N_1 \cdot d = 48,818 \cdot 5,5 \cdot 10^{-2} = 2,68 \text{ t.m/ml}$$

Pour avoir le moment de torsion qui agit sur la ceinture il suffit de multiplier C par le rayon passant par le centre de gravité.
 $M_c = C \cdot R = 2,68 \cdot 4,05 = 10,854 \text{ t.m}$

- Détermination des éléments de réduction de la poutre.

- traction due aux efforts horizontaux : $N = 21,838 \cdot 0,8 \cdot 4,05 = 70,755 \text{ t}$
- réaction d'appui et effort tranchant : $R = \frac{2\pi \cdot p \cdot r}{8} = \frac{2\pi \cdot 31,928 \cdot 4,21}{8} = 105,57 \text{ t}$; $T = \frac{R}{2} = 52,78 \text{ t}$

- moments fléchissants et de torsion

sur appui : $M_A = -p \cdot r^2 \left[1 - \frac{d/2}{\tan d/2} \right] = -29,37 \text{ t.m}$

$d = 45^\circ$
 $P = 31,928 \text{ t/m}$
 $r = 4,21 \text{ m}$

sur travée : $M_t = +p \cdot r^2 \left[\frac{d/2}{\sin d/2} - 1 \right] = 14,83 \text{ t.m}$

torsion : $M_c = p \cdot r^2 \left[\frac{d/2}{\sin d/2} \cdot \sin \beta_1 - \beta_1 \right] = 2,24 \text{ t.m}$

$\beta_1 = \arccos \left(\frac{\sin d/2}{d/2} \right)$
 $\beta_1 = 73^\circ$

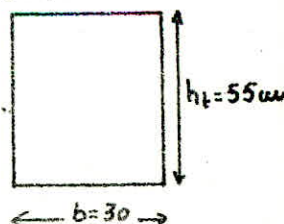
- Calcul du ferrailage

- section d'armature due à l'effort de traction :

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{70,755 \cdot 10^3}{2800} = 25,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA } 20$$

- calcul de section d'acier dans la poutre sous $P = 31,928 \text{ t/ml}$.

travée : $M = 14,83 \text{ t.m}$; $A = 5 \text{ HA } 20$; $A' = 5 \text{ HA } 20$
 appui : $M = 29,37 \text{ t.m}$; $A = 8 \text{ HA } 20$; $A' = 5 \text{ HA } 20$



- Armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{52,78}{2,8 \cdot 0,45} = 41,89 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

- pour le cas de la torsion, le formulaire de B.A de M.M Chambert et LEBELLE on a:

$$\tau_{b \max} = \lambda \frac{c}{S \cdot d} \quad \text{avec: } d: \text{diamètre du cercle inscrit}$$

S: surface du triangle.

$$\lambda \approx 5 \quad \tau_{\max} = \frac{5 \cdot 2,68}{0,372 \cdot 0,52} = 6,93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\tau_b \cdot d}{6 \cdot \bar{\sigma}_a t} = \frac{69,3 \cdot 0,52}{6 \cdot 2,8} = 2,14 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

- armatures longitudinales: $A = \frac{\lambda \cdot c}{6 \cdot R_m \cdot \bar{\sigma}_a}$

$$R_m = \frac{1}{2} \left[(0,93)^2 + (0,8)^2 \right]^{1/2} = 0,613 \text{ m} \quad (\text{rayon du cercle inscrit})$$

$$A = \frac{5 \cdot 2,68}{6 \cdot 0,613 \cdot 2,8} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

Pour les armatures longitudinales qui sont déjà calculés sont suffisants.

Pour les armatures transversales on aura: $\frac{A_t}{t} = 41,89 + 2,14 = 44,03 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$

on prendra 10 brins HA 10 avec $e = 20 \text{ mm}$.

On ajoutera les aciers sur toute la périphérie de la section triangulaire.

6. CALCUL DES POTEAUX

- 58 -

Les efforts agissant sur les poteaux:

- Poids propre : $2,5 \times 0,30 \times 0,50 \times 4,20$	1,575 t
- Poids propre de la tremie + appareils.	25,756 t
- Poids propre de la ceinture.	17,30 t
- Poids de la matière ensilée dans la tremie.	75,949 t
- Pression sur le fond = $\frac{13,988 \times 1,20 \times (4,32)^2 \times \pi}{1,35}$	742,55 t
	<hr/> 863,13 t

la charge reprise par chaque poteau est: $P = \frac{863,13}{8} = 107,891 t$

les poteaux seront calculés en compression simple.

- Ferrailage du poteau.

- flambement: $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 4,20 = 2,94 m$
 $\frac{l_c}{a} = \frac{294}{30} = 9,8 < 14,4 \rightarrow$ le flambement n'est pas à craindre.

- pourcentage minimal: $w'_t \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_m}{\bar{\sigma}'_{50}}$

$$\theta_1 = 1; \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{(4a \cdot 2c)} = 3,67; \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}'_{en}} = 1,51$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{N}{B} = 71,93 \text{ Kg/cm}^2; \bar{\sigma}'_{50} = 67,5 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow w'_t \geq 0,74 \%$$

- armatures calculées: $A' = \frac{1}{15} \left[\frac{N'}{\bar{\sigma}'_{50}} - B' \right] =$

$$N' = 107,891 t; B' = 30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2; A' = 6,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = 11,10 \text{ cm}^2. \quad 6HA14 + 2HA12 = 11,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{contrainte dans le béton: } \bar{\sigma}'_b = \frac{N}{B_f} = \frac{107,891}{30 \times 50 + 15 \times 11,5} = 64,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{50}$$

- Armatures transversales

Les armatures transversales seront constituées par des cadres $\Phi 10$

$$\Phi_t = 10 \text{ mm} > 0,3 \cdot \Phi_{e,max} = 0,3 \times 14 = 4,2 \text{ mm}$$

L'espacement t des cadres doit être inférieure à:

$$t \leq 15 \cdot \Phi_{e,min} = 15 \times 12 = 180 \text{ mm}$$

On prendra $t = 15 \text{ cm}$ et nous disposerons 7 cadres par mètre.

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

1. Introduction

Généralement, le problème le plus difficile posé par le calcul d'une structure est l'étude du contreventement. Cette difficulté réside dans le choix d'une solution exacte pour le système de contreventement.

La présente note n'a pas pour but, de permettre une évaluation exacte des contraintes dues à l'action sismique, mais simplement de préciser les opérations qui peuvent être effectuées pour s'assurer que la structure présente une sécurité suffisante sous l'action de telles forces.

2. Objet de l'étude

Cette étude concerne la distribution des forces horizontales entre les différents éléments copalles, s'ils étaient isolés, de transmettre ces forces jusqu'au fondations.

En ce qui concerne notre site, pour la distribution des efforts, on a été amené à considérer des groupements de cellules suivant les deux directions.

Vue, les liaisons rigides entre les cellules, on ne pouvait envisager l'étude des cellules isolées.

3. Hypothèses de calcul de distribution des efforts d'ensemble.

Suivant le sens longitudinal, les cellules se présentent suivant trois files distinctes de trois cellules, chacune. On calculera les contraintes que pour une file soumise à l'effet sismique qui lui revient.

Suivant le sens transversal, on distinguera deux groupements de cellules; l'un de quatre cellules et l'autre de cinq, présentant une symétrie dans la disposition des cellules.

On envisagera les différents cas de chargement, qui nous permettront de vérifier les fonctions aux efforts tranchants.

1. Répartition des efforts sismiques dans les cellules

Les cellules seront calculées sous les charges horizontales et verticales qui leur sont attribuées

Pour les efforts horizontaux, on ne prendra en considération que les efforts sismiques, vu que leurs effets sont plus défavorables que ceux du vent.

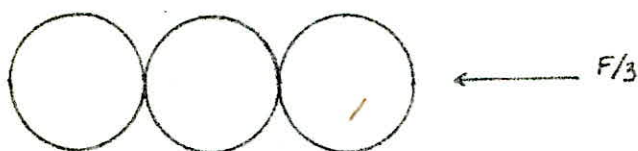
La répartition des efforts sismiques se fera suivant des groupements de cellules. Cette hypothèse a été jugée correcte, car on se placera dans un cas défavorable pour le calcul. Les cellules seront ainsi réunies sous les sollicitations du second genre.

1^{er} cas: Seisme agissant dans le sens longitudinal.

Suivant le sens longitudinal, les cellules sont groupées en trois files de trois cellules chacune.

On se placera dans le cas où toutes les cellules sont pleines, vu l'importance des efforts. Comme les cellules sont identiques et de même inertie, chaque file prendra le $\frac{1}{3}$ de l'effort sismique global.

- Schéma:



a- Détermination des contraintes

- Contraintes admissibles.

$$SP_1: \bar{\sigma}_b = d \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \epsilon \cdot \delta \cdot \sigma_{is} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 270 = 225 \cdot \delta$$

$$SP_2: \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 225 \cdot \delta = 337,5 \cdot \delta$$

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

- Contraintes dans la section.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I}$$

b- Détermination des sollicitations.

- noyau central:

On fera un calcul approché du noyau central pour la section du système de 3 cellules supposées rigides

$$e_0 \geq \frac{e}{6}$$

$S = 13,39 \text{ m}^2$; $I = 861 \text{ m}^4$; $y = 13,56 \text{ m}$; $e_0 = 4,52 \text{ m}$

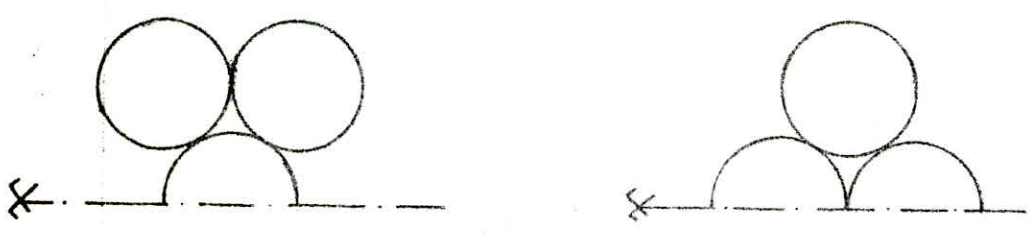
	N (G)	M (t.m)	e (m)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_2$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_3$ (kg/cm ²)
Zone I. niveau 32,71	max: 2706 min: 1840	4192	1,55 2,28	26,81 20,34	13,61 7,14	113 118
Zone II. niveau 17,71	max: 5940 min: 4528	13331	2,24 2,94	65,36 54,81	23,37 12,82	118 123
Zone III niveau: 6,10	max: 8450 min: 6822	22387	2,65 3,28	98,36 86,21	27,85 15,69	121 126
Zone IV niveau: 0,00	max: 8957 min: 7304	27434	3,06 3,76	110 97,75	23,68 11,34	124 129

- Conclusion: la section est entièrement comprimée, les contraintes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer les armatures de compression. On adoptera la section sous le premier genre.

2^{ème} cas: Seisme agissant dans le sens transversal.

Suivant ces sens, on distinguera également 2 groupements, qui représenteront un cas défavorable pour le calcul.

- Schéma.



a. Détermination des sollicitations.

L'effort sismique qui revient à chaque groupe sera une fraction de l'effort global déterminé à partir des rapports d'inertie.

1^{er} groupe:

I_{xx} : moment d'inertie de toute la batterie
 I_1 : moment d'inertie du 1^{er} groupe.
 $F_1 = F \cdot \frac{I_1}{I_{xx}} = 0,66 F$

$I_{xx} = 2085,34 \text{ m}^4$; $I_1 = 1374,10 \text{ m}^4$; $S = 22,32 \text{ m}^2$; $y = 13,29 \text{ m}$; $e_0 = 4,10 \text{ m}$.

	N (t)	M (t.m)	e. (m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)
Zone I	max 4585	8301	1,81	27,97	13,12	116
	min 2869		2,89	20,28	5,43	125
Zone II	max 10023	26395	2,63	68,51	21,30	123
	min 7227		3,65	56,00	8,77	131
Zone III	max 14210	44326	3,12	103,31	24,02	127
	min 10987		4,03	88,87	95,80	134
Zone IV	max 15046	54319	3,61	116,00	18,82	131
	min 13404		4,05	108,64	11,47	135

2^e groupe.

$$I_2 = 711,24 \text{ m}^4 ; F_2 = F \cdot \frac{I_2}{I} = 0,34 F ; S = 17,85 \text{ m}^3 ; y = 12,29 \text{ m} ; e_0 = 4,10 \text{ m}$$

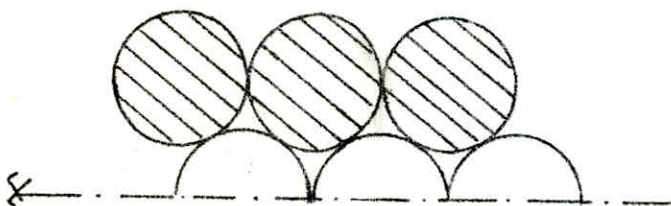
	N (t)	M (t.m)	e. (m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)
Zone I	max: 8454	4276	1,24	26,74	11,96	112
	min: 2570		1,66	21,78	7,00	115
Zone II	max: 7717	13597	1,76	66,73	19,74	116
	min: 6277		2,17	58,66	11,67	119
Zone III	max: 11058	22835	2,06	101,40	22,50	118
	min: 9399		2,43	92,11	13,20	121
Zone IV	max: 11745	27983	2,38	114,15	17,44	120
	min: 10053		2,78	104,67	7,96	124

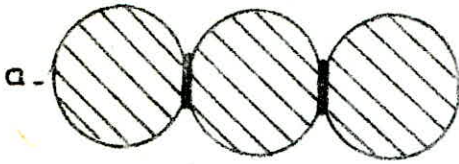
- conclusion: Toutes les contraintes sont vérifiées, on adoptera la section calculée pour le premier genre.

2. Vérification des jonctions.

Les jonctions seront vérifiées sous l'effort tranchant maximal à la base. Pour cela nous considérons différents cas de chargement.

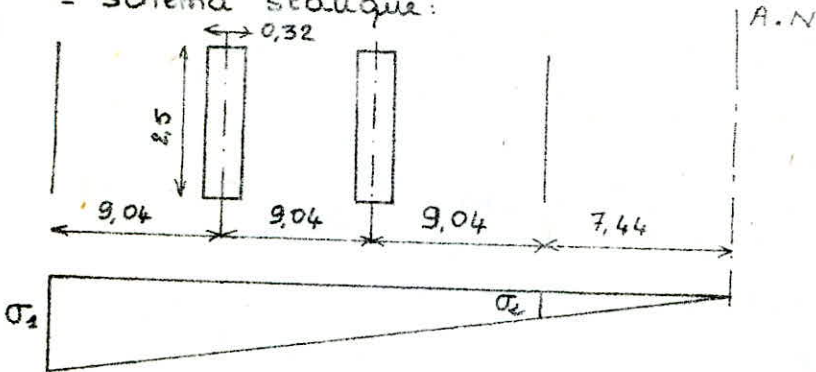
1^{er} cas: Seisme longitudinal.





Les jonctions 1 et 2 seront renforcées à l'effort tranchant engendré par F_1 .
 $T = 919,14 t$.

- schéma statique:



1^{re} jonction:

$$T = 1,5 \cdot \frac{T \cdot S^*}{I \cdot b}$$

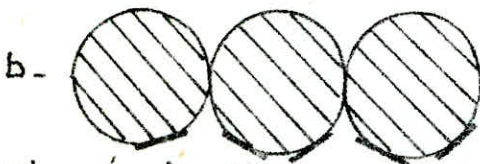
$S^* = 20,42 m^3$; $I = 521 m^4$; $b = 2,5 m$; $T = 414,68 t$;

2^e jonction:

$T = 9975 kg/cm^2$.

$S^* = 13,18 m^3$; $I = 217,27 m^4$; $b = 2,5 m$; $T = 414,68 t$.

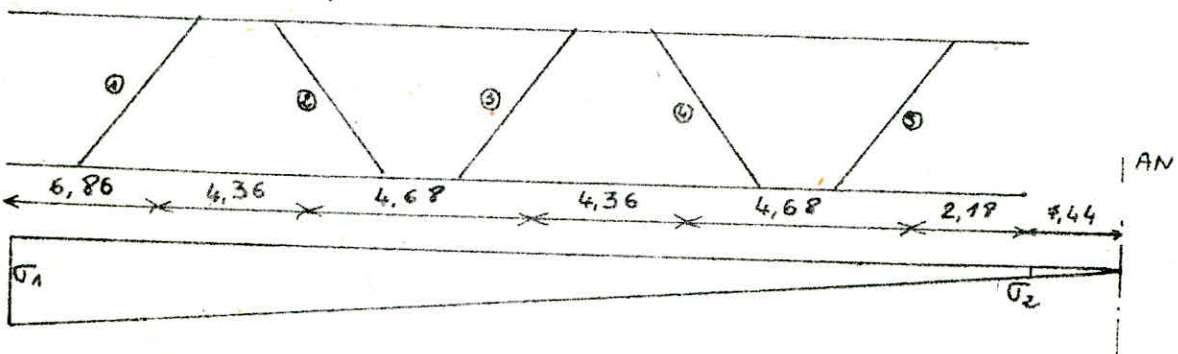
$T = 1,51 kg/cm^2$.



D'après les forces de translation calculées pour chaque file, on voit que la flèche prise par la première file sous l'action de l'effort qui lui revient est plus importante que celle de la 2^{ème} file, d'où un cisaillement au niveau de ces jonctions. Pour cela, nous devons renforcer les jonctions à l'effort qui donnera la même flèche pour 2^{ème} file

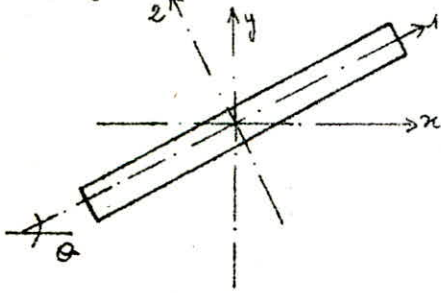
- file ① : $F_1 = 0,63 F_H$ } $F = (F_1 - F_2) = 0,3 F_H$ à $T = 437,3 t$.
 - file ② : $F_2 = 0,33 F_H$ }

schéma statique:



Les fonctions sont représentées par leur ligne moyenne. Chaque fonction a les dimensions suivantes: (0,32 x 2,50)

- fonction 1 :



$I_y = 0,314 \text{ m}^4$

$I_y = I_1 \sin^2 \theta + I_2 \cos^2 \theta$

$I_1 = \frac{0,32^3 \cdot 2,50}{12} = 6,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$I_2 = \frac{0,32 \cdot 2,50^3}{12} = 0,417 \text{ m}^4$

$\theta = 30^\circ ; \cos^2 \theta = 3/4$
 $\sin^2 \theta = 1/4$

$C = \frac{1,5 \cdot T \cdot S^*}{I \cdot b}$

$T = 87,46 \text{ t} ; S^* = 22,16 \text{ m}^3 ; I = 614,15 \text{ m}^4 ; b = 1,25 \text{ m}$
 $C = 0,37 \text{ Kg/cm}^2$

- fonction 2 :

$I = 436,42 \text{ m}^4 ; S^* = 19,67 \text{ m}^3 ; C = 0,45 \text{ Kg/cm}^2$

- fonction 3 :

$I = 278,87 \text{ m}^4 ; S^* = 14,93 \text{ m}^3 ; C = 0,56 \text{ Kg/cm}^2$

- fonction 4 :

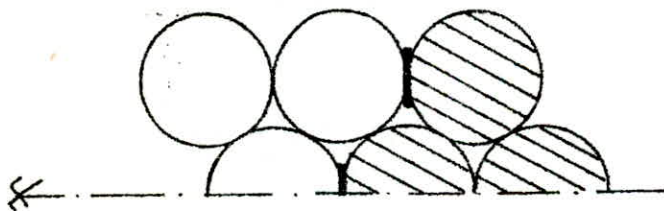
$I = 163,90 \text{ m}^4 ; S^* = 11,44 \text{ m}^3 ; C = 0,73 \text{ Kg/cm}^2$

- fonction 5 :

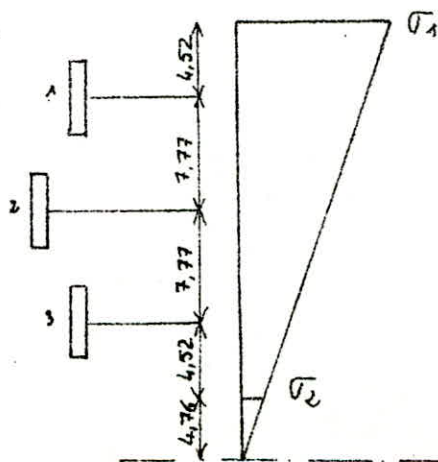
$I = 74,35 \text{ m}^4 ; S^* = 7,70 \text{ m}^3 ; C = 1,08 \text{ Kg/cm}^2$

2^e cas: Seisme transversal.

Les cellules du 1^{er} groupe sont rigides, celles du 2^{ème} groupe sont pleines.



- schéma statique :



- Jonction 1:

$$I = 493,2 \text{ m}^4; \quad S^* = 19,86 \text{ m}^3; \quad T = 215,77 \text{ t}; \quad b = 0,32 \text{ m}$$

$$\tau = 4,07 \text{ kg/cm}^2$$

- Jonction 2:

$$I = 232,98 \text{ m}^4; \quad S^* = 13,64 \text{ m}^3; \quad T = 215,77 \text{ t}; \quad b = 0,32 \text{ m}$$

$$\tau = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

- Jonction 3:

$$I = 69,31 \text{ m}^4; \quad S^* = 7,42 \text{ m}^3; \quad T = 215,77 \text{ t}; \quad b = 0,32 \text{ m}$$

$$\tau = 10,82 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte admissible de cisaillement.

Les jonctions ne sont que des poutres de section $(2,5 \times 0,32)$, encastées à la base. Les contraintes admissibles se calculent donc, comme une poutre.

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,8 = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

on disposera des épingle entre les armatures longitudinales des 2 nappes espacés de t :

$$t = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = (5 \phi 10) \cdot 2 = 7,84$$

$$Z = \frac{1}{8} \cdot h = \frac{1}{8} \cdot (2,5 - 0,05) = 2,14 \text{ m}$$

$$T = 414,68 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Les forces horizontales seront réparties dans le plancher, suivant les fils de poteaux, dans les 2 sens. Le plancher étant symétrique dans les 2 plans, le centre de masse coïncide avec le centre de torsion.

1^{er} cas: Seisme agissant longitudinalement.

L'effort horizontal sera réparti sur les 4 fils de poteaux, proportionnellement à leur inertie.

Il existe 3 types de poteaux, P₁, P₂, P₃, sollicités en flexion composée. On fera une vérification à la résistance et au cisaillement de ces poteaux.

a. Vérification des contraintes

poteau P₁: N = 42,39 t ; M = 29,66 t.m ; T = 20,67 t ; B = 125 x 32 = 4000 cm²
A = 11,3 cm² ; B' = 4169,5 cm² ; I = 483882 cm⁴.

$$\begin{aligned}\sigma'_b &= 108 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a &= 1623 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a.\end{aligned}$$

poteau P₂: N = 24,2 t ; M = 8,70 t.m ; B' = 2084,75 cm² ; T = 2,58 t.

$$\begin{aligned}\sigma'_b &= 93,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a &= 1398 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a.\end{aligned}$$

poteau P₃: N = 42 t ; M = 1,19 t.m ; I = 794,16 cm⁴ ; B = 720 cm²
T = 6,64 t.

$$\begin{aligned}\sigma'_b &= 71,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a &= 1077 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a.\end{aligned}$$

b. Vérification au cisaillement.

$$P_1: \tau_b = \frac{1,5 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,5 \cdot 20670}{125 \cdot 7/8 \cdot 29} = 9,77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$P_2: \tau_b = \frac{1,5 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,5 \cdot 2580}{125 \cdot 7/8 \cdot 13} = 2,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$P_3: \tau_b = \frac{1,5 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,5 \cdot 6640}{24 \cdot 7/8 \cdot 21} = 22,56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

2^{er} cas: Seisme agissant transversalement.

L'effort horizontal sera réparti sur les jonctions proportionnellement à leur inertie.

- Les jonctions de rive: $N = 21,2t$; $M = 22,14t.m$; $T = 15,41t$;
 $B = 2085,75 \text{ cm}^2$; $I = 2604166,66 \text{ cm}^4$.

$$\begin{aligned}\sigma'_b &= 17,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \\ \sigma'_a &= 255,68 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \tau &= 13,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b\end{aligned}$$

- Les jonctions intermédiaires: $N = 42,4t$; $M = 44,4t.m$; $T = 30,8t$
 $I = 5208333,33 \text{ cm}^4$.

$$\begin{aligned}\sigma'_b &= 23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a &= 345 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a \\ \tau_b &= 13,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b\end{aligned}$$

3. Calcul de la cellule isolée sous le 2^{ème} genre

Après une vérification d'ensemble sous le 2^{ème} genre, nous envisageons le cas d'une cellule isolée.

On ne considèrera que les effets, produits par le seisme, dans les bandes verticales et les tronçons horizontaux de la cellule.

Comme hypothèses de bases, on retiendra les hypothèses admises par les règles C.C.B.A 68 et en particulier les lois de "HOOK" et de "NAVIER".

Il ne semble pas que, dans l'état actuel de nos connaissances sur le comportement des solides à section annulaire, un calcul à la rupture puisse offrir une garantie de sécurité acceptable.

1. Sens vertical.

1.1 Evaluation des contraintes

L'action d'ensemble du seisme agissant sur la cellule produira dans une section horizontale des moments fléchissants "M" et des efforts tranchants "T". Les contraintes dues à l'action simultanée du seisme et les charges permanentes N seront données dans le calcul du béton armé soumis à la flexion composée. (Analogie avec Poutres du calcul de la cheminée. MARIOT-DIVER)

$$\begin{aligned} \text{à la base: } N &= 2478,11 \text{ t} ; M = 9140,63 \text{ t.m} ; R_m = 4,44 \text{ m} \\ \alpha &= \frac{M}{N \cdot R_m} = 0,83. \end{aligned}$$

On considère que la section est non percée, $\theta = 0$, et en utilisant les tableaux de l'Annexe

$$\text{on a: } \varphi = 101^\circ ; b = 0,43 ; S = 0,16 \text{ pour } w = 0,7.$$

$$\sigma'_{bm} = \frac{N}{R_m \cdot h_0} \cdot b = \frac{2478,11}{4,44 \cdot 0,16} \cdot 0,43 = 149 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n \cdot S \cdot \sigma'_{bm} = 15 \cdot 0,7 \cdot 149 = 1574 \text{ kg/cm}^2.$$

1.2 Contraintes admissibles.

$$\begin{aligned} \text{Béton: nous supposons que } \alpha \cdot \beta \cdot \gamma &= 1. \\ S &= 0,3 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \alpha\right) = 0,3 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot 0,83\right) = 0,47. \end{aligned}$$

$$\text{pour } \varphi = 101^\circ \text{ on a } \varepsilon = (\varphi) = 0,79.$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot S \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} = 1,5 \cdot 0,79 \cdot 0,47 \cdot 270 = 151 \text{ kg/cm}^2 > \sigma'_{bm}.$$

$$\begin{aligned} \text{Acier:} \\ \bar{\sigma}'_a &= 4200 \text{ kg/cm}^2 > \sigma'_a \end{aligned}$$

2. Sens transversal.

2.1 Evaluation des contraintes

2.1.1 Effet dû au moment d'ovalisation.

Pour $w = 0,49$ et $e = 1$ on a d'après les abacques. $d = 0,30$; $F = 34$

a. Fibres intérieures tendues.

$$K_p = \frac{M_p}{h_0^3} \cdot F = 23,19 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad M_p = 0,061 \cdot q \cdot D_m^2$$

$$q = 0,1 \cdot \eta_2 = 0,1 \cdot 589 ; \quad D_m = 8,88 \text{ m.}$$

$$M_p = 2794,19 \text{ Kg.cm/m} ; \quad h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = K_p \cdot d \cdot h_0 = 23,19 \cdot 0,30 \cdot 16 = 111,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n \cdot K_p \cdot h_0 \left(\frac{h}{h_0} - d \right) = 15.$$

$$\sigma'_a = n \cdot K_p \cdot h_0 \left(d + \frac{h}{h_0} - 1 \right) =$$

b. Fibres extérieures tendues.

$$M_p = 2428 \text{ Kg.m/m} ; \quad F = 34 ; \quad h_0 = 16 \text{ cm} ; \quad d = 0,30 ; \quad K_p = 20,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = K_p \cdot d \cdot h_0 = 20,15 \cdot 0,30 \cdot 16 = 96,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n \cdot K_p \cdot h_0 \left(\frac{h}{h_0} - d \right) = 15 \cdot 20,15 \cdot 16 \cdot 0,51 = 2466 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n \cdot K_p \cdot h_0 \left(d + \frac{h}{h_0} - 1 \right) = 532 \text{ Kg/cm}^2.$$

2.1.2 Effet dû à l'effort tranchant d'ensemble.

$$T = 271 \text{ t.}$$

$$\sigma_a = \frac{100 \cdot T}{1,6 \cdot \bar{w}_t \cdot h_0 \cdot D_m} = \frac{100 \cdot 271000}{1,6 \cdot 1 \cdot 16 \cdot 888} = 1192 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Contraintes maximales de traction.

On superpose les contraintes dues à l'ovalisation et celles dues à l'effort tranchant.

- fibres intérieures.

$$\sigma_a = 2852 + 1192 = 4044 \text{ Kg/cm}^2$$

- fibres extérieures.

$$\sigma_a = 2466 + 1192 = 3658 \text{ Kg/cm}^2$$

2.2 Contraintes admissibles.

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 0,6 \cdot \sigma'_{28} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 270 = 243 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

3. Etude de la coque avec ouvertures.

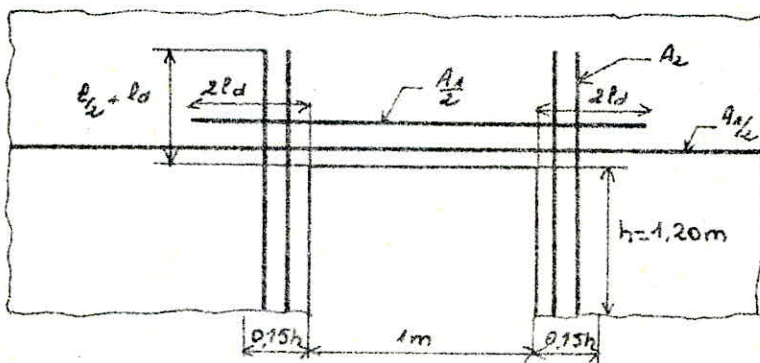
Autour des ouvertures existantes dans les voiles, on doit prévoir un renfort tel, que la section et le moment d'inertie de la cellule non percée soient rétablis.

Généralement les renforts ne peuvent être exécutés qu'après passage du coffrage glissant. En conséquence, on remplacera le renfort par les armatures verticales et horizontales coupées par l'ouverture qui viennent renforcer le contour de celle-ci sur une hauteur de $0,15h$ pour les armatures verticales et $0,15l$ pour les cerces, et par une sur épaisseur de la coque.

Les règlements recommandent de prévoir une épaisseur h'_0 ,
 $h'_0 = \frac{180 \cdot h_0}{180 - \theta}$, augmentée forfaitairement de 20%, avec θ désignant

le demi-angle au centre de l'ouverture.

En ce qui concerne le ferrailage courant au niveau de l'ouverture, les règlements recommandent de prévoir verticalement la même section d'armature augmentée forfaitairement de 20%, et garder le ferrailage en cerces prévu au dessus de ces ouvertures sans modification.



h : hauteur de l'ouverture

l : largeur de l'ouverture

A_1 : quantité d'acier en cerce coupée par l'ouverture

A_2 : quantité d'acier vertical coupée par l'ouverture

$l_0 = 40 \phi = 40 \cdot 10 = 400 \text{ mm}$; $2 \phi d = 80 \text{ mm}$.

$l/2 + l_0 = 50 + 40 = 90 \text{ mm}$.

CALCUL DES ELEMENTS

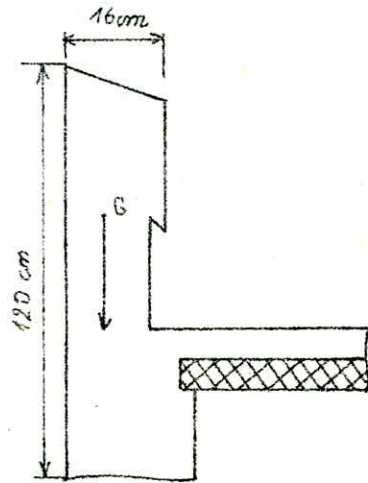
1. Calcul de l'acrotère

1. Introduction

Nous considérons l'acrotère comme un système isostatique, assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse.

La section dangereuse est celle de l'encastrement. Les calculs seront faits en cette section et sous les charges suivantes.

- Poids propre G
- surcharge due à la main courante appliquée horizontalement. $P = 100 \text{ kg/ml}$



- Détermination des charges:

- Poids propre: $G = 2500 \times 1,20 \times 0,16 = 480 \text{ kg/ml}$

- Surcharge: $S = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$

Le moment produit par la surcharge: $M = S \times h = 120 \times 1,2 = 144 \text{ kg.m/ml}$

$N = 480 \text{ kg/ml}$; $M = 144 \text{ kg.m/ml}$.

- Calcul.

La section sera ferrillée en flexion composée, par la méthode de P. Charron.

On supposera une tranche de 1m, assimilée à un rectangle.

- Schéma statique:



- Etat de contrainte de la section:

$$M = N \cdot e \Rightarrow e = \frac{M}{N} = \frac{144}{480} = 0,3 \text{ m.}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,16}{6} = 0,02 \text{ m}$$

} $e > e_0$ la section est donc partiellement comprimée

- Etude de la section:

La section étant partiellement comprimée, on la calculera donc en flexion simple sous l'effet du moment fictif \mathcal{M} .

$\mathcal{M} = n \cdot f$

f : distance entre les aciers tendus et le centre de pression

$$f = \left(\frac{h_t}{2} - d\right) + e \quad ; \quad d = 2 \text{ cm} \quad ; \quad h = 14 \text{ cm} \quad ; \quad f = 36 \text{ cm} \quad ; \quad \mathcal{M} = 172,8 \text{ kg.m/ml}$$

$$N = 172,8 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml} \rightarrow A_1 = 0,46 \text{ cm}^2 \quad A_1' = 0$$

La section à prendre en compte:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,46 - \frac{480}{2800} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Cette section trouvée étant très faible, on adoptera alors une section minimale d'armatures, conformément aux prescriptions du C.C.B.A 68 art. 52, relative à la condition de non fragilité

$$A_0 = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,2 \cdot 0,29 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,8}{4800} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T8$$

- Vérifications.

- contraintes de fissuration:

$$\sigma_1 = \xi \cdot \frac{k}{\phi} \cdot \frac{\bar{u}_f}{1 + 10 \bar{u}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \xi \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$k = 0,8 \cdot 10^6 \quad ; \quad \xi = 1,6 \quad ; \quad \phi = 8 \quad ; \quad \bar{u}_f = 5,025 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 765,53 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 2312 \text{ kg/cm}^2$$

On adoptera, comme contrainte admissible $\bar{\sigma}_a = 2312 \text{ kg/cm}^2$

- contraintes sous les sollicitations de service.

$$\sigma_b' = 16,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 546,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2312 \text{ kg/cm}^2$$

- Effort tranchant:

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T = 1,2 \cdot P = 120 \text{ kg}$$

$$M = 144 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 14 = 12,25 \text{ cm}$$

$$A \geq 0,377 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

2- Calcul du plancher

a- Introduction.

On a 2 planchers à calculer. L'un situé au niveau 50,13 m qui constitue le plancher terrasse. Le second au niveau 46,54 m qui constitue la couverture des cellules. Les planchers sont réalisés avec des prédalles jointives. L'utilisation de ces prédalles présente divers avantages.

- Suppression des coffrages
- préfabrication aisée (sur le chantier, en usine...)
- temps d'exécution et de livraison réduit.

b- Définition et calcul des prédalles

On désigne par "prédalles" des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher de type "dalle pleine" qui après durcissement d'une lame de béton, d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles et coulée sur le chantier, aura un fonctionnement monolithique.

Les prédalles seront calculées suivant les règles classiques de la R.D.M et armées en conséquence, sous son poids propre et une surcharge forfaitaire de 100 kg/m^2 dite de chantier correspondant aux ouvriers avec matériels courants susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre. On aura à considérer, dans le calcul, 2 phases.

c- Dimensionnement.

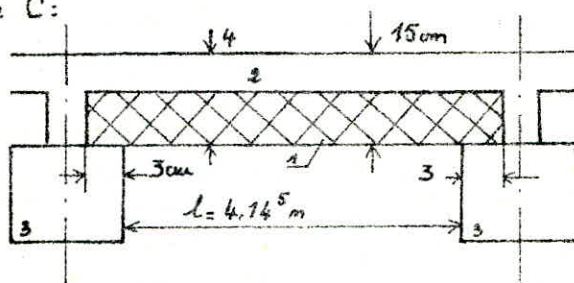
On a plusieurs panneaux de prédalles, de dimensions différentes. Les prédalles ont une épaisseur de 10 cm, elles s'appuient sur les poutres de chaque côté sur une distance de 3 cm. Une couche de béton de 5 cm sera coulée sur les prédalles qui constituera la dalle.

La prédalle sera calculée comme une poutre appuyée simplement pour une bande de 1 m.

Quant à la dalle, elle sera supposée encastée à ses extrémités. On fera le détail de calcul pour 1 seul panneau, les autres seront donnés sous forme de tableau.

- Plancher : niveau 50,13 m.

- dalle type C:



1. prédalle
2. couche de béton
3. poutre
4. dalle.

- 1^{er} phase: calcul de la poutre.

- poids propre : $2500 \times 0,10 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
 - loue béton frais : $2500 \times 0,05 \times 1 = 125 \text{ kg/ml}$
 - surcharge : $100 \times 1 = 100 \text{ kg/ml}$
- $q_1 = 475 \text{ kg/ml}$

La poutre est appuyée simplement : $M = q \frac{l^2}{8} = 475 \cdot \frac{4,145^2}{8} = 1020 \text{ kg.m}$

La section sera ferrillée en flexion simple par la méthode de P. Chouon.
avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h_t = 10 \text{ cm}$ d'où $A_s = 5,54 \text{ cm}^2$.

- 2^e phase: calcul de la dalle.

- béton pente : $2400 \times 0,17 \times 1 = 410 \text{ kg/ml}$
 - étanchéité auto protégée : $100 \times 1 = 100 \text{ kg/ml}$
 - poids propre : $2500 \times 0,15 \times 1 = 375 \text{ kg/ml}$
 - surcharge : $1,2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$
- $q_2 = 1005 \text{ kg/ml}$

La dalle est encastée à ses extrémités :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 1005 \cdot \frac{4,145^2}{8} = 1834,61 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,50 \cdot M_0 = 0,50 \cdot 1005 \cdot \frac{4,145^2}{8} = 1079,18 \text{ kg.m}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $h_t = 15 \text{ cm}$; $A_{s_t} = 5,85 \text{ cm}^2$; $A_{s_a} = 3,36 \text{ cm}^2$.

Le ferrillage adoptée sera : $A = \max(A_s, A_a)$ soit : $A_t = 5,85 \text{ cm}^2$
 $A_a = 3,36 \text{ cm}^2$.

- tableau 1: Armatures de la dalle.

Panneau	$A_x (\text{cm}^2)$	$A_y (\text{cm}^2)$	$A_a (\text{cm}^2)$	$\bar{\sigma}_a (\text{kg/cm}^2)$	A_x choisi	A_y choisi	A_a choisi
A	3,92	1,50	2,51	2311	6T10 $e = 15 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	6T8 $e = 15 \text{ cm}$
B	3,92	1,50	2,51	2311	6T10 $e = 15 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	6T8 $e = 15 \text{ cm}$
C	6,28	2,01	4,02	2311	10T10 $e = 10 \text{ cm}$	4T8 $e = 20 \text{ cm}$	6T10 $e = 15 \text{ cm}$
D	3,14	1,50	2,01	2311	4T10 $e = 25 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	4T8 $e = 25 \text{ cm}$
E	3,14	1,50	2,01	2311	4T10 $e = 25 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	4T8 $e = 25 \text{ cm}$
F	3,14	1,50	2,01	2311	4T10 $e = 25 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	4T8 $e = 25 \text{ cm}$
G	3,14	1,50	2,01	2311	4T10 $e = 25 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	4T8 $e = 25 \text{ cm}$
H	4,71	1,50	2,51	2311	7T10 $e = 15 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	6T8 $e = 15 \text{ cm}$
I	4,71	1,50	2,51	2311	7T10 $e = 15 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	6T8 $e = 15 \text{ cm}$
J	2,01	1,50	2,01	2584	4T8 $e = 25 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	4T8 $e = 25 \text{ cm}$
K	2,01	1,50	2,01	2584	4T8 $e = 25 \text{ cm}$	3T8 $e = 30 \text{ cm}$	4T8 $e = 25 \text{ cm}$
N	6,28	2,01	4,02	2311	10T10 $e = 10 \text{ cm}$	4T8 $e = 20 \text{ cm}$	6T10 $e = 15 \text{ cm}$

- vérification de la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12,5 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,19 \text{ cm}^2$$

- Espacement.

Suivant l_x : $t \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) = \min(45, 33) = 33\text{cm}$.
 Suivant l_y : $t \leq \min(4h_0, 45\text{cm}) = \min(60, 45) = 45\text{cm}$.

- Plancher : niveau 6,56m.

- 1^{er} phase : calcul de la poutre.

- poids propre : $2500 \times 0,10 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
 - lame béton frais : $2500 \times 0,05 \times 1 = 125 \text{ kg/ml}$
 - sur charge : $100 \times 1 = 100 \text{ kg/ml}$
- $$q_1 = 475 \text{ kg/ml}$$

La poutre est appuyée sur ses 2 côtés : $M_0 = q_1 \cdot \frac{l}{8}$; $b = 100\text{cm}$; $h_c = 10\text{cm}$

- 2^e phase : calcul de la dalle.

- poids propre : $2500 \times 0,15 \times 1 = 375 \text{ kg/ml}$
 - chape : $2500 \times 0,02 \times 1 = 50 \text{ kg/ml}$
 - sur charge : $500 \times 1,2 \times 1 = 600 \text{ kg/ml}$
- $$q_2 = 1025 \text{ kg/ml}$$

La dalle est encastée à ses extrémités : $M_0 = q_2 \cdot \frac{l}{8}$; $b = 100\text{cm}$; $h_c = 15\text{cm}$
 $M_t = 0,85 \cdot M_0$; $M_a = 0,50 \cdot M_0$.

Le ferrillage sera : $A = \max(A_1, A_2)$

- tableau 2 : Armatures de la dalle.

Panneau	$A_x(\text{cm}^2)$	$A_y(\text{cm}^2)$	$A_a(\text{cm}^2)$	$\bar{T}_a(\text{kg/cm}^2)$	A_x choisi	A_y choisi	A_a choisi
A	3,14	1,50	2,35	2311	5T10 $e=20\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$	4T10 $e=25\text{cm}$
B,C,D,E	3,92	1,50	2,35	2311	6T10 $e=15\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$	4T10 $e=25\text{cm}$
3,H,L,O,M	1,50	1,50	1,50	2584	3T8 $e=12,5\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$
I	3,92	1,50	1,50	2311	6T10 $e=15\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$
J,K,3,7	2,01	1,50	1,50	2584	4T8 $e=25\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$
N	2,01	2,01	1,50	2584	4T8 $e=25\text{cm}$	4T8 $e=25\text{cm}$	3T8 $e=30\text{cm}$
P	3,14	3,14	2,01	2311	5T10 $e=20\text{cm}$	5T10 $e=30\text{cm}$	3T10 $e=30\text{cm}$
1 et 8	4,71	3,14	2,01	2311	7T10 $e=12\text{cm}$	4T10 $e=20\text{cm}$	3T10 $e=30\text{cm}$
2 et 6	6,78	1,50	2,35	2110	8T12 $e=12,5\text{cm}$	3T8 $e=50\text{cm}$	4T10 $e=25\text{cm}$
4,5	3,14	3,14	2,01	2311	5T10 $e=20\text{cm}$	5T10 $e=20\text{cm}$	3T10 $e=30\text{cm}$

- Ouvertures dans les dalles.

Les dalles, comportant des ouvertures réservées pour le passage des appareils de manutention nécessitent un renforcement d'acier sur tout le pourtour de ces ouvertures. Les aciers de renfort permettant de remplacer les aciers interrompus, et doivent être prolongés au delà des ouvertures d'une longueur déterminée.

- Remarque.

Les prédalles sont posées l'une à côté de l'autre, séparées par un joint. Ces joints sont recouverts par des armatures, capable de transmettre le même effort de traction que les armatures de répartition et armées de façon à tenir compte de leur décalage en hauteur avec ces dernières armatures.

3. calcul des poutres.

Nous avons 2 sortes de poutres, les poutres préfabriquées et les poutres coulées sur place. Le calcul se fera en flexion simple par la méthode de P. Charron sous les sollicitations du 1^{er} genre.

Niveau 50,13 m.

Les poutres n'ont pas la même portée, pour cela, on fera un calcul pour une poutre et le ferraillage des autres poutres sera donné sous forme de tableau.

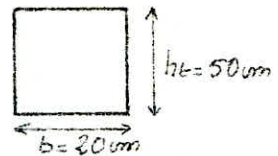
Poutre 11-12-11

Cette poutre continue sur 4 appuis est constituée de 3 poutres préf. obliquées 11, 12 et 11 de section 20x50.

La continuité est assurée par le coulage d'une lame de béton de 15 cm.

- 1^{re} phase : calcul de la poutre préfabriquée.

La poutre sera calculée comme une poutre appuyée simplement, soumise à son poids propre, à une surcharge de chantier et au poids de la dalle qui lui surient.

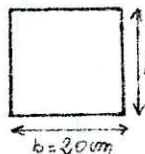
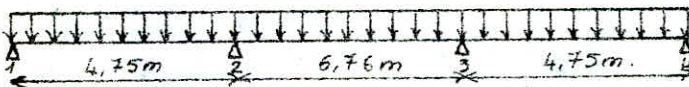


- poids propre : $2500 \times 0,20 \times 0,50 = 250 \text{ kg/ml}$
 - poids de la dalle : $2500 \times 0,15 \times \left(\frac{4,14 + 2,79}{2} + 0,20 \right) = 1376 \text{ kg/ml}$
 - surcharge de chantier : $100 \times 0,20 = 20 \text{ kg/ml}$
- $q_1 = 1646 \text{ kg/ml}$

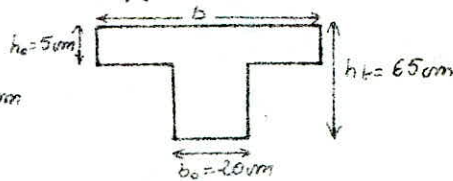
poutre 11 : $l = 4,75 \text{ m}$; $M = q_1 \cdot \frac{l^2}{8} = 4642,24 \text{ kg.m}$; $A_1 = 4,11 \text{ cm}^2$; $A' = 0$

poutre 12 : $l = 6,76 \text{ m}$; $M = 9402,30 \text{ kg.m}$; $A_1 = 8,65 \text{ cm}^2$; $A' = 0$

- 2^{de} phase : calcul de la poutre continue.



section à l'appui



section en travée.

- Détermination de la largeur "b" de la table de compression :
 - $L' = 2 \text{ m}$: plus petite distance entre 2 poutres.
 - $L = 4,75 \text{ m}$: plus petite portée libre de la poutre entre deux appuis.
 - $h_0 = 5 \text{ cm}$: hauteur de la table de compression.

$$- b_1 = \frac{b \cdot b_0}{2} \leq \frac{L'}{2} = 100 \text{ cm}$$

$$- b_1 \leq \frac{L}{10} = 47,5 \text{ cm}$$

$$- b_0 \leq (6 \div 8) h_0 = (30 \div 40) \text{ cm} \quad ; \quad \text{on prend donc } b_1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow b = 100 \text{ cm}$$

$$- \text{poids propre: } 2500 \times 0,20 \times 0,50 = 250 \text{ kg/ml}$$

$$- \text{poids dalle: } 2500 \times 0,15 \times \left(\frac{4,145 + 2,79}{2} + 0,20 \right) = 1375,3 \text{ kg/ml}$$

$$- \text{béton pente: } 2400 \times 0,17 \times \left(\frac{4,145 + 2,79}{2} + 0,20 \right) = 1503,67 \text{ kg/ml}$$

$$- \text{étanchéité auto. protégée: } 100 \times \left(\frac{4,145 + 2,79}{2} + 0,20 \right) = 366,75 \text{ kg/ml}$$

$$- \text{sur charge majorée: } 1,2 \times 100 \times \left(\frac{4,145 + 2,79}{2} + 0,20 \right) = 440,10 \text{ kg/ml}$$

$$q_u = 3936 \text{ kg/ml.}$$

La détermination des moments se fait par la méthode "laquot".

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = \frac{q (l_1^3 + l_2^3)}{8,5 (l_1 + l_2)} = \frac{3936 (4,75^3 + 0,8^3 \cdot 6,76^3)}{8,5 (4,75 + 0,8 \cdot 6,76)} = -12095,54 \text{ kg.m}$$

$$M_3 = M_2 = -12095,54 \text{ kg.m.}$$

$$M_{1-2} = + \left(\frac{q l_1^2}{8} - \frac{M_2}{2} \right) = 11100,75 - \frac{12095,54}{2} = +5782,43 \text{ kg.m.}$$

$$M_{2-3} = + \left(\frac{q l_2^2}{8} - M_2 \right) = 22483,22 - 12095,54 = +10387,68 \text{ kg.m.}$$

$$M_{3-4} = M_{1-2} = +5782,43 \text{ kg.m.}$$

- Efforts tranchants:

$$T_1 = \frac{q l_1}{2} - \frac{M_2}{l_1} = 9348 - \frac{12095,54}{4,75} = 6801,57 \text{ Kg.}$$

$$T_2^+ = \frac{q l_1}{2} + \frac{M_2}{l_1} = 9348 + \frac{12095,54}{4,75} = 9602,64 \text{ Kg.}$$

$$T_2^- = \frac{q l_2}{2} = 13303,68 \text{ Kg.}$$

- Armatures longitudinales:

en travée: $M_{1-2} = M_{3-4} = 5782,43 \text{ kg.m} \quad ; \quad A_s = 3,68 \text{ cm}^2$

$M_{2-3} = 10387,68 \text{ kg.m} \quad ; \quad A_s = 6,76 \text{ cm}^2$

à l'appui: $M_2 = M_3 = -12095,54 \text{ kg.m} \quad ; \quad A_s = 8,18 \text{ cm}^2$

le ferrailage sera:

$$A_{b1} = \max(A_1, A_2) = 4,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{b2} = \max(A_1, A_2) = 8,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8,18 \text{ cm}^2$$

- Tableau : Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$A_{t_1} (cm^2)$	$A_{t_2} (cm^2)$	$A_a (cm^2)$	$\bar{\sigma}_a (kg/cm^2)$	A_{t_1} adopté	A_{t_2} adopté	A_a adopté
9-10-9	2,35	4,71	3,14	2311	3T10	6T10	4T10
11-12-11	4,71	8,83	8,42	2800	6T10	5T14+1T12	2T12+4T14
13-12-13	3,39	8,83	6,78	2800	6T10	5T14+1T12	6T12
14-10-14	2,35	4,71	3,39	2311	3T10	6T10	6T10

- Tableau : Armatures transversales des poutres.

Poutre	T (kg)	$\tau_b (kg/cm^2)$	$\bar{\tau}_b (kg/cm^2)$	t (cm)	\bar{E} (cm)
9-10-9	5991,30	5,71	20,30	15	42,28
11-12-11	13303,68	12,67	17,07	7	20,68
13-12-13	11001,73	10,48	20,30	8	27,48
14-10-14	4938,26	4,70	20,30	19	45,41

Les armatures transversales sont calculées avec l'effort tranchant maximal, pour chaque poutre. Nous utiliserons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, pour cela on fait la réification suivante :

$$\tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{lorsque } \sigma'_b < \bar{\sigma}_{b0}$$

$$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{b0}}) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{lorsque } \bar{\sigma}_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}_{b0}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad b_0 = 20 \text{ cm}; \quad z = \frac{7}{8} \cdot 60 = 52,5 \text{ cm}.$$

- Contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \cdot \eta_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

- Écartement des armatures.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

$A_t = 4 \cdot \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$
 $z = 52,5 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$

Cet écartement ne doit pas dépasser l'écartement admissible donné par le C.C.B.A 68

$$\bar{E} = \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \quad \bar{E}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \quad ; \quad \bar{E}_2 = 0,2 \cdot h = 12 \text{ cm}.$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 : b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 20 \times 60 \times \frac{5,8}{200} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

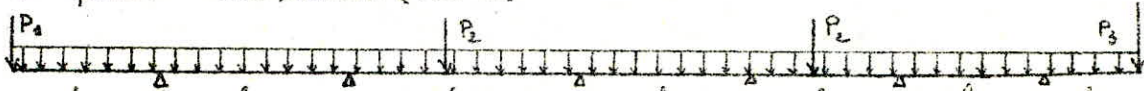
- Vérification de La flèche.

Si la condition suivante est vérifiée, il est inutile de calculer la flèche

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad b=20\text{cm}; h=60\text{cm}; \sigma_{en}=4200\text{kg/cm}^2$$

$$A \leq 12,30\text{cm}^2$$

- Calcul des poutres qui sont coulées sur place. Il y a trois poutres au nombre de 3.



1^{re} poutre: de section (24x75)

$$l_1=2,71\text{m}; l_2=4,105\text{m}; l_3=5,74\text{m}; l_4=2,75\text{m}; l_5=5,74\text{m}; l_6=3,50\text{m}; l_7=2,05\text{m}$$

- poids de la pente: $2500 \times 0,24 \times 0,75 = 450\text{ kg/ml}$
 - béton de pente: $2400 \times 0,17 \times 0,24 = 98,4\text{ kg/ml}$
 - échanchement auto. protégée: $100 \times 0,24 = 24\text{ kg/ml}$
 - surcharge: $100 \times 1,2 \times 0,24 = 28,8\text{ kg/ml}$
- $$q = 601,2\text{ kg/ml}$$

$$P_1 = 10258,09\text{Kg}; P_2 = 20223,9\text{Kg}; P_3 = 8961,83\text{Kg}$$

- Armatures Longitudinales

Les armatures sont calculées par la méthode de P. Charon, après détermination des moments par la méthode "Caquot".

- travée: 0-1 $M = 30007,06\text{ kg.m}; A = 18,84\text{ cm}^2$ soit 6T20
 $A' = 1,21\text{ cm}^2 \rightarrow 3T10$
- 1-2 $M = -18442,63\text{ kg.m}; A = 11,12\text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 2T14$
- 2-3 $M = +21463,65\text{ kg.m}; A = 12,76\text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 + 3T20$
- 3-4 $M = -10088,07\text{ kg.m}; A = 8,48\text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$
- 4-5 $M = +21222,21\text{ kg.m}; A = 12,76\text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 + 3T20$
- 5-6 $M = -13841,19\text{ kg.m}; A = 8,01\text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 + 3T14$
- 6-7 $M = -19635,02\text{ kg.m}; A = 12,76\text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 + 3T20$

- appui:

- 1 $M = -30007,06\text{ kg.m}; A = 18,84\text{ cm}^2 \rightarrow 6T20$
 $A' = 1,21\text{ cm}^2 \rightarrow 3T10$
- 2 $M = -9410,92\text{ kg.m}; A = 7,45\text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$
- 3 $M = -10656,39\text{ kg.m}; A = 8,48\text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$
- 4 $M = -10656,39\text{ kg.m}; A = 8,48\text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$
- 5 $M = -9893,81\text{ kg.m}; A = 8,48\text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$
- 6 $M = -19635,02\text{ kg.m}; A = 12,76\text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 + 3T20$

- Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 24 \cdot 70 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,6\text{ cm}^2$$

- Condition de flèche

$$\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}; A \leq \frac{43 \cdot 24 \cdot 70}{4200} = 17,2\text{ cm}^2$$

pour la 1^{re} travée, $f = \frac{P l^3}{3EI} = 0,86\text{ cm} < \bar{f} = 1,04\text{ cm}$

- Vérification des contraintes

On vérifiera les contraintes pour la travée la plus sollicitée.
 La travée 0-1. $A = 18,74 \text{ cm}^2$; $A' = 2,35 \text{ cm}^2$.

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 129 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_a &= 1607,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma_o &= 2633,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_o. \end{aligned}$$

- Armatures transversales

Les armatures transversales seront calculées pour le plus grand effort tranchant.

$$T_{\max} = 11887,34 \text{ kg}$$

$$\text{on a } \sigma_s = 129 \text{ kg/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}_{bo} \Rightarrow \bar{t}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_{bo}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{129}{67,5}\right) \cdot 5,8 = 15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{11887,34}{24 \cdot 7/8 \cdot 70} = 7,07 \text{ kg/cm}^2 < \bar{t}_b.$$

- espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}}$ $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$; $z = 61,25 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$;

$$t = 9 \text{ cm}.$$

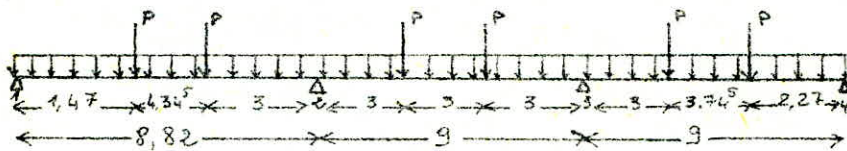
$$t < \bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2)$$

$$t < 44,40 \text{ cm}.$$

$$\bar{t}_1 = 70 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{7,07}{5,8}\right) = 44,40 \text{ cm}.$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 \cdot 70 = 14 \text{ cm}.$$

2^{me} poutre : de section (40 x 75)



- poids propre : $2500 \times 0,40 \times 0,75 = 750 \text{ kg/ml}$
- poids de l'étanchéité + surcharge : $630 \times 0,40 = 252 \text{ kg/ml}$.
 $q = 1002 \text{ kg/ml}$
- poids de la dalle : $\Delta = 1005 \text{ kg/ml}^2$ (chargement parabolique)
 $P = 6801,57 \text{ kg}$.

- Armatures Longitudinales.

- travée:	1-2	$M = 19936,67 \text{ kg.m}$;	$A = 12,43 \text{ cm}^2$	\rightarrow	4T20
	2-3	$M = 7219,90 \text{ kg.m}$;	$A = 5,26 \text{ cm}^2$	\rightarrow	6T14
	3-4	$M = 22369 \text{ kg.m}$;	$A = 13,63 \text{ cm}^2$	\rightarrow	4T16 + 4T14
- appui:	2	$M = -36090,74 \text{ kg.m}$;	$A = 22,86 \text{ cm}^2$	\rightarrow	2T16 + 6T20
	3	$M = -37704,39 \text{ kg.m}$;	$A = 22,86 \text{ cm}^2$	\rightarrow	2T16 + 6T20

- Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bn}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 70 \cdot \frac{5,8}{4200} = 2,67 \text{ cm}^2$$

- Condition de flèche

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{bn}} = \frac{43 \cdot 40 \cdot 70}{4200} = 28,66 \text{ cm}^2.$$

- Verification des contraintes.

$$A = 22,86 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 114,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = 2705 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Remarque: des armatures longitudinales ont été calculé en tenant compte de la condition de non fissuration.

- Armatures transversales.

$$T = 19779,82 \text{ Kg}$$

$$\sigma'_b = 114,17 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{19779,82}{40,7/8 \cdot 70} = 8,07 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = \left(4,5 - \frac{114,17}{67,5}\right) 5,8 = 16,29 \text{ Kg/cm}^2$$

- espacement:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad A_t = 6 \phi 6 = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$t = 8 \text{ cm} < E = \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) \quad \bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

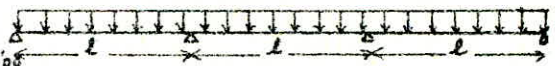
$$t = 8 \text{ cm} < \bar{E} = 40,78 \text{ cm} \quad \bar{E}_1 = 40,78 \text{ cm}$$

$$\quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \bar{E}_2 = 14 \text{ cm}$$

Niveau. 46,56m.

- Poutre 1a, 1b, 1c: (24x75)

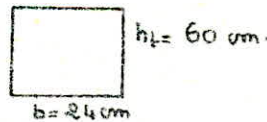
1^{er} phase: calcul de la poutre préfabriquée.



$$l = 8,55 \text{ m}$$

- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,60 = 360 \text{ Kg/ml}$
 - poids de la dalle: $2500 \times 0,15 \times \left(\frac{1,82}{2} + 0,24\right) = 431,25 \text{ Kg/ml}$
 - surcharge de chantier: $100 \times 0,24 = 24 \text{ Kg/ml}$
 - poids de la dalle de forme parabolique: $2500 \times 0,15 \times \frac{3,21}{2} = 602 \text{ Kg/ml}$
- $q_1 = 816 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 602 \text{ Kg/ml}$

la poutre préfabriquée de portée l est appuyée simplement.



$$M_0 = q_1 \cdot \frac{l^2}{8} + \frac{5}{48} \cdot q_2 \cdot l^2 = 12040,59 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad ; \quad A = 8,88 \text{ cm}^2$$

2^{er} phase: calcul de la poutre continue.

- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,60 = 360 \text{ Kg/ml}$
 - poids dalle: $2500 \times 0,15 \left(\frac{1,82}{2} + 0,24\right) = 431,25 \text{ Kg/ml}$
 - chape: $2500 \times 0,02 \times \left(\frac{1,82}{2} + 0,24\right) = 57,5 \text{ Kg/ml}$
 - surcharge: $500 \times 1,2 \times \left(\frac{1,82}{2} + 0,24\right) = 690 \text{ Kg/ml}$
- $q_1 = 1538,75 \text{ Kg/ml}$

- dalle parabolique : $2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2$
 - chape : $2500 \times 0,02 = 50 \text{ Kg/m}^2$
 - surcharge : $500 \times 1,2 = \frac{600 \text{ Kg/m}^2}{1025 \text{ Kg/m}^2}$
- $$q_2 = 1025 \cdot \frac{3,21}{2} = 1645,12 \text{ Kg/ml}$$

la détermination des moments se fera par la méthode forfaitaire.

$$M_0 = q_1 \frac{l^2}{8} + \frac{5}{48} q_2 l^2 = 26588,14 \text{ Kg.m}$$

$$M_2 = M_3 = - 0,5 \cdot M_0 = -13294,07 \text{ Kg.m}$$

$$M_{1-2} = M_{3-4} = + 0,93 \cdot M_0 = 24726,97 \text{ Kg.m}$$

$$M_{2-3} = + 0,65 \cdot M_0 = 17282,29 \text{ Kg.m}$$

Armatures Longitudinales.

- travée : 1-2 $M = 24726,97 \text{ Kg.m}$; $A = 15,45 \text{ cm}^2$ 3T20 + 3T16
3-4
- 2-3 $M = 17282,29 \text{ Kg.m}$; $A = 10,65 \text{ cm}^2$ 3T14 + 3T16
- appui : 2 et 3 $M = -13294,07 \text{ Kg.m}$; $A = 8,01 \text{ cm}^2$ 3T12 + 3T14

- Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 24 \cdot 70 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Condition de flèche.

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{43 \cdot 24 \cdot 70}{4200} = 17,2 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes.

Pour la travée la plus sollicitée.

$$A = 15,45 \text{ cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_b = 120 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a = 2644 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

- Armatures transversales.

l'effet tranchant isostatique : $T_0 = q_1 \frac{l}{2} + \frac{1}{3} q_2 \cdot l = 11266,75 \text{ Kg}$.

l'effet tranchant max : $T = 1,1 T_0 = 12393,42 \text{ Kg}$.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12393,42}{24 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70} = 8,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{80}{67,5}\right) 5,8 = 19,23 \text{ Kg/cm}^2$$

- espacement :

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{113 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70 \cdot 1600}{12393,42} = 8 \text{ cm} < E = 39,47 \text{ cm}$$

- Poutre : la. de section (24 x 75)



$l = 8,55 \text{ m}$

1^{er} phase: calcul de la poutre préfabriquée.

$q_1 = 816 \text{ Kg/ml}$; $q_2 = 602 \text{ Kg/ml}$.

$M_0 = 12040,59 \text{ Kg.m}$; $A = 888 \text{ cm}^2$.

2^e phase: calcul de la poutre continue.

$q_1 = 1538,75 \text{ Kg/ml}$; $q_2 = 1645,12 \text{ Kg/ml}$.

$M_0 = 26588,14 \text{ Kg.m}$.

$M_2 = -0,6 \cdot M_0 = -15952,88 \text{ Kg.m}$

$M_{1,2} = M_{2,3} = +0,9 \cdot M_0 = +23929,33 \text{ Kg.m}$.

- Armatures Longitudinales

- travée : 1-2 $M = +23929,33 \text{ Kg.m}$; $A = 14,04 \text{ cm}^2$ 3T20 + 3T16
2-3

- appui : 2 $M = -15952,88 \text{ Kg.m}$; $A = 9,14 \text{ cm}^2$ 3T14 + 3T16

- Verification des contraintes

$A = 14,04 \text{ cm}^2$; $\sigma_b = 116,28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$
 $\sigma_a = 2558 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$.

- Armatures transversales.

$T_{max} = 12956,76 \text{ Kg}$.

$T_b = 8,82 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{T}_b = 18,58 \text{ Kg/cm}^2$.

- espacement:

$t = 8 \text{ cm} < E = 38,06 \text{ cm}$.

- Poutre 3: au niveau de la cellule C9: de section (15 x 130)



$l = 12,54 \text{ m}$.

1^{er} phase: calcul de la poutre préfabriquée de section (15 x 115)

- poids propre: $2500 \times 0,15 \times 1,15 = 431,25 \text{ Kg/ml}$

- poids dalle: $2500 \times 0,15 \times 0,94 = 352,5 \text{ Kg/ml}$

- surcharge de chantier: $100 \times 0,15 = 15 \text{ Kg/ml}$

$q_1 = 798,75 \text{ Kg/ml}$

$M = q_1 \frac{l^2}{8} = 798,75 \cdot \frac{12,54^2}{8} = 15700,59 \text{ Kg.m}$; $A = 5,6 \text{ cm}^2$.

2^e phase: calcul de la poutre de section (15 x 130)

- poids propre: $2500 \times 0,15 \times 1,30 = 487,5 \text{ Kg/ml}$

- poids de la dalle: $2500 \times 0,15 \times 0,94 = 352,5 \text{ Kg/ml}$

- chape: $2500 \times 0,02 \times (0,94 + 0,15) = 54,5 \text{ Kg/ml}$

- surcharge: $1,2 \times 500 \times (0,94 + 0,15) = 654 \text{ Kg/ml}$

$q_2 = 1548,5 \text{ Kg/ml}$.

$$M = q_2 \frac{l^2}{8} = 1548,5 \cdot \frac{12,54^2}{8} = 30438,01 \text{ Kg.m} ; A = 9,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1, A_2) = 9,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T16$$

- Condition de non Fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 15 \cdot 125 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,78 \text{ cm}^2$$

- Condition de flèche

$$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 15 \cdot 125}{4200} = 19,19 \text{ cm}^2$$

- Veri fication des contraintes

$$A = 10,05 \text{ cm}^2 ; \bar{w}_p = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 10,05}{15 \cdot 125} = 0,536 \quad K = 30,7$$

$$E = 0,8906$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{30438,01}{10,05 \cdot 0,8906 \cdot 125} = 2720 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2720}{30,7} = 88,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

- Contraintes de fissuration.

$$A = 10,05 \text{ cm}^2 \quad \begin{matrix} \sigma_1 = 1827 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 4012 \text{ Kg/cm}^2 \end{matrix} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

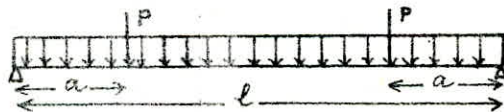
- Armatures transversales.

$$T = q_2 \frac{l^2}{2} = 1548,5 \cdot \frac{12,54}{2} = 9709,10 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9709,10}{15 \cdot 7/8 \cdot 125} = 5,92 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,8 = 20,3 \text{ Kg/cm}^2$$

- espacement: $t = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 125 \cdot 1600}{9709,10} = 20 \text{ cm} < E = 86,72 \text{ cm}$

- 2 Poutres Accolées au niveau de La cellule C9.



$$a = 0,40 \text{ m}$$

$$l = 7,82 \text{ m}$$

1^{re} phase: calcul de la poutre préfabriquée de section (24 x 65)

- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,65 \times 2 = 780 \text{ Kg/ml}$

- poids dalle: $2500 \times 0,15 \times (0,94 + 3) = 1477,5 \text{ Kg/ml}$

- surcharge: $100 \times 0,15 \times 2 = 30 \text{ Kg/ml}$
 $q = 2287 \text{ Kg/ml}$

pour 1 poutre on a: $q = 1143,75 \text{ Kg/ml}$

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1143,75 \cdot \frac{7,82^2}{8} = 8743 \text{ kg}\cdot\text{m} ; A_1 = 5,77 \text{ cm}^2$$

2^{ème} phase: calcul de la poutre de section (24 x 80)

- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,80 \times 2 = 960 \text{ kg/ml}$
- poids dalle: $2500 \times 0,15 \times (0,94 + 3) = 1477,5 \text{ kg/ml}$
- poids chape: $2500 \times 0,02 \times (0,94 + 3 + 0,24) = 209 \text{ kg/ml}$
- Surcharge: $500 \times 1,2 \times (0,94 + 3 + 0,24) = \frac{2508 \text{ kg/ml}}{5154,5 \text{ kg/ml}}$

$P = 46383,32 \text{ kg}$. poids du poteau .

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} + P \cdot a = 5154,5 \cdot \frac{7,82^2}{8} + 46383,32 \cdot 0,4 = 58031,024 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Pour chaque poutre: $M = 29015,512 \text{ kg}\cdot\text{m} ; A_2 = 15,94 \text{ cm}^2$
 $A = \max(A_1, A_2) = 15,94 \text{ cm}^2 ; 3T20 + 1T20 + 2T16$

- Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 24 \cdot 75 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,71 \text{ cm}^2$$

- Condition de flèche:

$$A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = \frac{43}{4200} \cdot 24 \cdot 75 = 18,48 \text{ cm}^2$$

- Contraintes:

$$A = 16,58 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = 122,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b ; \sigma'_a = 2698 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

- Contraintes de fissuration.

$$A = 16,58 \text{ cm}^2 \quad \sigma_1 = 3268 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 1634 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatures transversales.

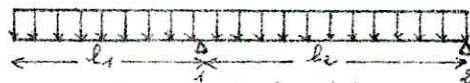
$$T_0 = q \cdot \frac{l}{2} + P = 5154,5 \cdot \frac{7,82}{2} + 46383,32 = 66537,415 \text{ kg}$$

Pour chaque poutre $T = T_0/2 = 33268,708 \text{ kg}$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{33268,708}{24 \cdot 7/8 \cdot 75} = 20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_0 = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

espacement: $t = 5 \text{ cm} < E = 75 \text{ cm}$

- Poutre 6:



$$l_1 = 2,90 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,65 \text{ m}$$

1^{ère} phase: calcul des poutres préfabriquées de section (24 x 60)

on a 2 poutres préfabriquées, la poutre "a" en console et la poutre "b" appuyée simplement.

- poutre "a":
- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,60 = 360 \text{ kg/ml}$
 - poids dalle: $2500 \times 0,15 \times (2,39 + 3,21 + 0,24) = 1438,13 \text{ kg/ml}$
 - surcharge: $100 \times 0,24 = 24 \text{ kg/ml}$

$$q_a = 1522,125 \text{ kg/ml}$$

- Poutre "b"
- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,60 = 360 \text{ Kg/ml}$
 - poids dalle: $2500 \times 0,15 \times \left(\frac{3,21}{2} + 0,24\right) = 691,88 \text{ Kg/ml}$
 - surcharge: $100 \times 0,24 = 24 \text{ Kg/ml}^2$

$$q_b = 1075,845 \text{ Kg/ml}$$

$$M_1 = q_a \frac{l^2}{2} = 1522,125 \cdot \frac{2,90^2}{2} = 6400,54 \text{ Kg.m} \quad ; \quad A_1 = 4,57 \text{ cm}^2$$

$$M_{1,2} = q_b \frac{l^2}{8} - \frac{M_1}{2} = 1075,845 \cdot \frac{5,65^2}{8} - \frac{6400,54}{2} = 1092,81 \text{ Kg.m} \quad ; \quad A_2 = 0,74 \text{ cm}^2$$

2^{ème} phase: calcul de la poutre de section (24x75)

- Poutre "a"
- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,75 = 450 \text{ Kg/ml}$
 - poids dalle: $2500 \times 0,15 \times \left(\frac{2,38 + 3,21}{2}\right) = 1048,125 \text{ Kg/ml}$
 - poids chape: $2500 \times 0,02 \times \left(\frac{2,38 + 3,21}{2} + 0,24\right) = 151,75 \text{ Kg/ml}$

$$\text{- Surcharge: } 1,2 \times 500 \times \left(\frac{2,38 + 3,21}{2} + 0,24\right) = \frac{1821 \text{ Kg/ml}}{2}$$

$$q_a = 3319,125 \text{ Kg/ml}$$

- Poutre "b"
- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,75 = 450 \text{ Kg/ml}$
 - poids dalle: $2500 \times 0,15 \times \frac{3,21}{2} = 601,875 \text{ Kg/ml}$

$$\text{- poids chape: } 2500 \times 0,02 \left(\frac{3,21}{2} + 0,24\right) = 92,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{- surcharge: } 1,2 \times 500 \times \left(\frac{3,21}{2} + 0,24\right) = \frac{1107 \text{ Kg/ml}}{2}$$

$$q_b = 2251,125 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Moments: } M_1 = 13956,92 \text{ Kg.m} \quad ; \quad A_1 = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$M_{1,2} = 2004,23 \text{ Kg.m} \quad ; \quad A_2 = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1, A_2) \Rightarrow \begin{array}{ll} \text{appui} & A = 7,95 \text{ cm}^2 \quad 3T20 \\ \text{travée} & A = 1,06 \text{ cm}^2 \quad 3T10 \end{array}$$

- Condition de non Fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot 24 \times 70 \times \frac{5,8}{4200} = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Condition de Flèche

$$A \leq \frac{43}{4200} \times 24 \times 70 = 17,2 \text{ cm}^2$$

- Contraintes de fissuration.

$$\text{appui: } A = 9,42 \text{ cm}^2 \quad \sigma_1 = 2255 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 1634 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2255 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{calcul} = 9,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T14 + 3T16$$

$$\text{travée: } A = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \sigma_1 = 1427 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 2311 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2311 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{calcul} = 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10$$

- Contraintes.

$$A = 9,98 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \sigma_b = 76,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = 2120 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

- Armatures transversales.

$$T_{max} = 9625,46 \text{ Kg}$$

$$C_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{9625,46}{24 \times 78 \cdot 70} = 6,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{C}_b = \left(4,5 - \frac{76,55}{67,5}\right) \cdot 5,8 = 19,52 \text{ Kg/cm}^2$$

- espacement: $t = 11 \text{ cm} < E = 46,28 \text{ cm}$.

- Poutre 7: poutre à inertie variable.



1^{re} phase: calcul de la poutre préfabriquée de section $h_t = 40 \div 110$, $h_{t, \text{moy}} = 75 \text{ mm}$
 $b = 24 \text{ cm}$.

- poids propre: $2500 \times 0,24 \times \left(\frac{1,10 + 0,40}{2} \right) = 450 \text{ Kg/ml}$

- poids dalle: $2500 \times 0,15 \times \left(\frac{3,21 + 1,82}{2} + 0,24 \right) = 1033,125 \text{ Kg/ml}$

- surcharge: $100 \times 0,24 = 24 \text{ Kg/ml}$.

$q = 1507,125 \text{ Kg/ml}$.

moments:

$M_1 = -5616,23 \text{ Kg} \cdot \text{m}$; $A_1 = 3,06 \text{ cm}^2$

$M_{1-2} = 1485,14 \text{ Kg} \cdot \text{m}$; $A_1 = 0,78 \text{ cm}^2$.

2^e phase: calcul de la poutre: $h_t = 55 \div 125$ $h_{t, \text{moy}} = 90 \text{ cm}$; $b = 24 \text{ cm}$.

- poids propre: $2500 \times 0,24 \times 0,75 = 450 \text{ Kg/ml}$

- poids dalle: $2500 \times 0,15 \times \left(\frac{3,21 + 1,82}{2} \right) = 943,125 \text{ Kg/ml}$

- poids chape: $2500 \times 0,02 \times \left(\frac{3,21 + 1,82}{2} + 0,24 \right) = 137,75 \text{ Kg/ml}$

- surcharge: $1,2 \times 500 \times \left(\frac{3,21 + 1,82}{2} + 0,24 \right) = 1653 \text{ Kg/ml}$

$q = 3183,87 \text{ Kg/ml}$.

moments:

$M_1 = -11864,551 \text{ Kg} \cdot \text{m}$; $A_2 = 5,43 \text{ cm}^2$.

$M_{1-2} = -3137,44 \text{ Kg} \cdot \text{m}$; $A_2 = 1,38 \text{ cm}^2$.

$A = \max(A_1, A_2)$ appui: $A = 5,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T16$
 travée: $A = 1,38 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité.

$A \geq 0,69 \times 24 \times 85 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,94 \text{ cm}^2$

- Condition de flèche.

$A \leq \frac{43 \times 24 \times 85}{4200} = 20,88 \text{ cm}^2$.

- Contraintes de fissuration.

appui: $A = 6,03 \text{ cm}^2$ $\sigma_1 = 2008 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1827 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2008 \text{ Kg/cm}^2$.

$A_{\text{cal}} = 7,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 + 3T14$.

travée $A = 2,35 \text{ cm}^2$ $\sigma_1 = 1426 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 2311 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 2311 \text{ Kg/cm}^2$

$A_{\text{cal}} = 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10$.

- Contraintes.

$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $\sigma_a = 1928,73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_b = 52,41 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$.

- Armatures transversales.

$$T = 8704,82 \text{ kg.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{8704,82}{24 \times 7/8 \times 85} = 4,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 20,3 \text{ kg/cm}^2.$$

espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$ $A_t = 1,13$; $\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
 $t = 15 \text{ cm.}$

$$t < \bar{E} = \max(\bar{E}_1, \bar{E}_2) = \max(63,56; 17) = 63,56 \text{ cm.}$$

- Poutre 8. 2 poutres accolées de section 20 x 100



- poids propre : $2500 \times 0,20 \times 1 \times 2 = 1000 \text{ kg/ml}$

- surcharge : $100 \times 0,40 = 40 \text{ kg/ml.}$

$$q = 1040 \text{ kg/ml}$$

$$P_1 = 46383,32 \text{ kg (charge du poteau)}$$

$$P_2 = 17400,64 \text{ kg (poutre n°7)}$$

moments:

$$M_0 = 1040 \cdot \frac{8^2}{8} + 46383,32 \times 0,5 + 17400,64 \times 2,97 = 83191,56 \text{ kg.m.}$$

Pour 1 poutre $M = M_0/2 = 41595,78 \text{ kg.m.}$; $A = 18,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20$

- Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \times 20 \times 95 \times \frac{5,8}{4200} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Condition de flèche

$$A \leq \frac{43 \times 20 \times 95}{4200} = 19,45 \text{ cm}^2.$$

- Contraintes de fissuration.

$$\left. \begin{array}{l} A = 18,84 \text{ cm}^2 \\ \sigma_1 = 3880 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1634 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

- Contraintes.

$$A = 18,84 \text{ cm}^2 ; \left. \begin{array}{l} \sigma_a = 2756 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma_b = 131,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \end{array} \right\}$$

- Armatures transversales.

$$T_0 = 63783,96 + 1040 \cdot \frac{8}{2} = 67943,96 \text{ kg.}$$

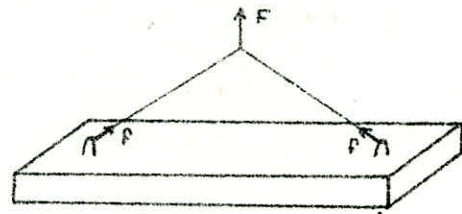
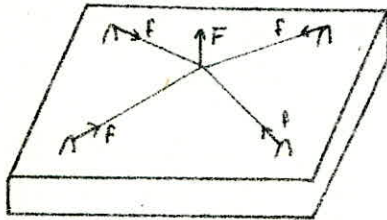
Pour chaque poutre $T = T_0/2 = 33971,98 \text{ kg.}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{33971,98}{20 \times 7/8 \times 95} = 20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 20,3 \text{ kg/cm}^2.$$

- espacement: $t = 5 \text{ cm.} < \bar{E} = 95 \text{ cm.}$

4 - Positionnement des systèmes de Levage et d'Ancrage.

chaque panneau de dalle possède 4 boucles, qui servent au levage du panneau, la poutre en possède 2. les crochets de levage doivent être ancrés solidement.



- Calcul des boucles

Le coefficient de sécurité à appliquer au calcul sur la contrainte admissible est $k = 1,56$.

Pour une boucle on aura:
$$\bar{\sigma}_a = \frac{k \cdot F}{25} = \frac{k \cdot 2f}{\pi \phi^2}$$

F doit tenir compte non seulement du poids de panneau, mais aussi des efforts parasites qui peuvent être combinés ou non.

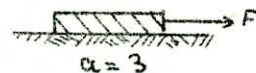
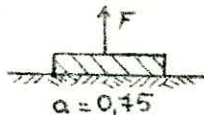
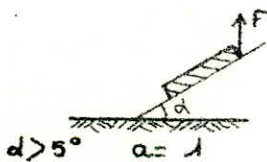
$F = a \cdot K \cdot P$

F: effort global

P: Poids du panneau de dalle ou de la poutre

K: coefficient de démoulage = 1,70

a: coefficient, fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la pièce.



ona: $F = a \cdot K \cdot P = 0,75 \cdot 1,70 \cdot P = 1,275 \cdot P$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{k \cdot 2 \cdot f}{\pi \phi^2} \quad \Rightarrow$$

$$\phi = \sqrt{\frac{k \cdot 2 \cdot f}{\pi \cdot \bar{\sigma}_a}}$$

panneau de dalle: $F = F/4 = 0,32 \cdot P$

poutre: $F = F/2 = 0,64 \cdot P$

on déterminera le système de levage pour les panneaux les plus chargés, et on adoptera les mêmes boucles pour les autres panneaux.

panneau dalle: $P = 1682 \text{ Kg}$; $\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow 4 \phi 8$
 poutre: $P = 3067 \text{ Kg}$; $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow 2 \phi 10$

5. Calcul des poteaux.

Les poteaux ont une section carrée (24x24), et une longueur de 2,82m. Ils sont situés entre les niveaux 50,13m et 46,54m.

- Evolution de l'effort qui revient au poteau.

- poids propre: $0,24 \times 0,24 \times 2,82 \times 2500 = 517 \text{ kg}$
- poids des poutres: $9602,64 + 13303,68 + 22960 = 45866,32 \text{ kg}$
 $46383,32 \text{ kg}$

- Longueur de flambement.

$l_c = 0,9 \cdot l_0 = 0,9 \cdot 2,82 = 2,54 \text{ m}$

$\frac{l_c}{a} = \frac{254}{24} = 10,58 < 14,4 \Rightarrow$ le flambement n'est pas à craindre.

A'm: section d'acier minimale.

$A'm = \frac{1,25 \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot N'}{1000 \cdot \bar{\sigma}_{b0}}$

$\theta_1 = 1$ poteau interieur
 $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a \cdot z} = 1 + \frac{254}{4 \cdot 24 \cdot 2,3} = 3,822$
 $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{6en} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,524$

$A'm = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 3,822 \cdot 1,524 \cdot 46383,32}{1000 \cdot 67,5}$
 $A'm = 5 \text{ cm}^2$

$A' = \frac{1}{15} \left(\frac{N'}{\bar{\sigma}_{b0}} - B' \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{46383,32}{67,5} - 24 \cdot 24 \right) = 7,41 \text{ cm}^2$

$A = \max(A'; A'm) = 7,41 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales.

On adoptera des cadres $\phi 6$ espacé de $t_1 = 20 \text{ cm}$.

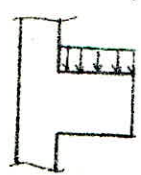
$\phi_t = 6 \geq 0,3 \cdot 16 = 4,8 \text{ mm}$
 $t \leq 15 \cdot 16 = 24 \text{ cm}$

- Contrainte.

$\bar{\sigma}_b = \frac{N}{B'} = \frac{46383,32}{24^2 + 15 \cdot 8,04} = 66,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$

6. Calcul des corbeaux.

Les corbeaux servent d'appui aux éléments des planches. Ceux sont des consoles en costés dans les poutres verticales. Les corbeaux sont soumis à leur poids propre + les efforts tranchants des éléments qu'ils supportent.



corbeau 1: appui des poutres A et B:	$A = 1,45 \text{ cm}^2$	$6 \phi 6 / \text{ml}$	$e = 15 \text{ cm}$
corbeau 2: appui de la poutre 9:	$A = 2,08 \text{ cm}^2$	$3 \phi 10$	
corbeau 3: appui de la poutre 1 ^{er} et 1 ^e :	$A = 12,5 \text{ cm}^2$	$8 \phi 14$	
corbeau 4: appui de la poutre 3:	$A = 6,44 \text{ cm}^2$	$6 \phi 12$	

CALCUL DES FONDATIONS

I. Introduction.

Le choix du type de fondation devra tenir compte de l'importance des charges verticales et horizontales apportées par la structure, et les caractéristiques du sol.

II. Caractéristiques physiques du sol.

Après examination du rapport de l'étude du sol, les résultats qui ont pu être tirés sont les suivantes.

Le sondage carotté réalisé à 10m de profondeur a traversé une couche de 5m de sable limoneux de couleur rougeâtre et une couche de 15m de maume grise très compactée. Aucun niveau d'eau n'a été repéré.

Des essais physiques et mécaniques au laboratoire des échantillons intacts ont montré que :

- 1^{er} couche: Argile sableuse
- densité sèche: $\gamma_d = 1,80 \text{ t/m}^3$
 - teneur en eau: $W = 15,9 \%$
 - degré de saturation: $S_r = 85,7 \%$
 - cohésion: $C = 0,36 \text{ Kg/cm}^2$
 - angle de frottement: $\varphi = 30^\circ 50'$

- 2^e couche: Maume grise
- densité sèche: $\gamma_d = 1,35 \text{ t/m}^3$
 - teneur en eau: $W = 24,2 \%$
 - degré de saturation: $S_r = 39,3 \%$
 - cohésion: $C = 1,45 \text{ Kg/cm}^2$
 - angle de frottement: $\varphi = 17^\circ$

On supposera que la couche de maume continue au delà de 20m.

III. Choix du système de fondation.

L'importance des charges verticales et horizontales à la base de la structure et l'homogénéité des caractéristiques du sol, nous a permis d'opter pour le système suivant: un radier et des pieux.

Des pieux sont encastés dans les longrines circulaires qui viennent continuer les parois des cellules. Des 2 pieux qui se trouvent au niveau de la fondation seront reliés par une semelle, afin d'éviter tout tassement différentiel entre cellules.

Le radier a pour rôle d'éviter toute rupture des pieux, en cas de séisme et de reprendre la différence des efforts qui en résultent.

IV. Calcul.

1. Calcul des pieux.

a. Évaluation de la charge admissible:

La charge admissible d'un pieu, est la plus petite valeur entre la charge nominale et la charge intrinsèque.

La charge nominale est calculée à partir des formules statiques.

- Charge intrinsèque.

Les pieux sont en béton.

$$\bar{\sigma}_b = f'_b \times k \times \sigma'_n = 0,74 \times 0,25 \times 270 = 50 \text{ bars.}$$

$$Q_I = \bar{\sigma}_b \times S = \bar{\sigma}_b \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 50 \times \frac{\pi \cdot 110^2}{4} = 475 \text{ t}$$

$$Q_I = 475 \text{ t.}$$

- Charge nominale.

ϕ : diamètre du pieu $\phi = 1,10 \text{ m.}$

P : périmètre du pieu $P = 3,46 \text{ m}$

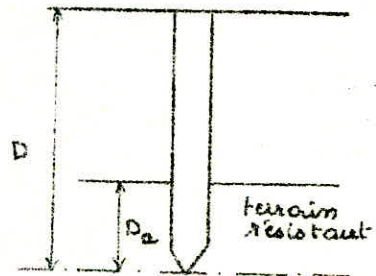
C : Cohésion du sol résistant $C = 14,5 \text{ t/m}^2$

φ : angle de frottement du terrain résistant. $\varphi = 17^\circ$

γ : poids volumique humide du terrain. $\gamma_n = 2,03 \text{ t/m}^3$

D_a : ancrage

D : profondeur $D = 15 \text{ m.}$



$$Q_N = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_F}{2}$$

$$Q_F = P (D - D_c) \left(\alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D - D_c}{2} + \beta \cdot C \right)$$

$$Q_P = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} (\gamma \cdot D \cdot N_q + 1,2 \cdot C \cdot N_c)$$

D_c : hauteur critique. $D_c = \frac{\phi}{4} \cdot N_q^{2/3} = 0,98 \text{ m}$

Pour les pieux avec ancrage $\geq D_c$ et l'entraxe des pieux $\geq 3\phi$.

$$N_q = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] \cdot \gamma \cdot D = 4,9 \quad ; \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} = 12,75 \quad ; \quad \varphi = 17^\circ \rightarrow \varphi_s = 11,5^\circ$$

$$\text{d'où } \begin{cases} \alpha = 0,37 \\ \beta = 1,74 \end{cases}$$

le terme de pointe $Q_P/3 = 98 \text{ t}$

le terme de frottement $Q_F/2 = 786 \text{ t}$

d'où $Q_N = 884 \text{ t}$

La charge admissible du pieu est: $Q_a = \min(Q_N; Q_I)$

$$Q_a = 475 \text{ t.}$$

b. Évaluation des sollicitations

Chaque pieu sera sollicité par un effort normal et un effort horizontal.

- Effort Normal.

$$Q = \frac{N}{n} \mp \frac{M \cdot x}{\sum x^2}$$

$$N = 19268 \text{ t} ; n = 54 ; M = 26755,8 \text{ t.m} ; x = 17,18 \text{ m} ; \sum x^2 = 38839067,44$$

on trouve: $\left. \begin{array}{l} Q_{\min} = 357 \text{ t} \\ Q_{\max} = 475 \text{ t} \end{array} \right\} \text{ sous } SP_2 \text{ et } Q = 427 \text{ t sous } SP_1.$

Le poinçonnement du pieu n'est pas à craindre car.

$$Q_{\max} \leq Q_N \text{ et nous avons } Q_{\max} = Q_n.$$

- Effort horizontal.

$$H = \frac{T}{54} = 46 \text{ t.} \quad T = 2488,07 \text{ t.}$$

c. Calcul du pieu.

La méthode de calcul pour le pieu sollicité en flexion est celle de Monsieur WINCKLER, qui suppose que le module de réaction du sol est constant avec la profondeur, ce qui conduit à utiliser les solutions de l'équation différentielle.

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + C \cdot b \cdot y = 0$$

E: module d'élasticité du matériau

I: Inertie de la section.

b: largeur du pieu.

on doit vérifier que $D \geq 8d$, pour pouvoir appliquer cette méthode.
 α : longueur élastique.

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b}}$$

pour une argile sableuse: $k = 4000 \text{ t/m}^3$.

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

$$I = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} = 71,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

b': largeur apparente du pieu; elle est de l'ordre de 1,5 fois le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire

$$b' = 1,5 \times 1,10 = 1,65 \text{ m.}$$

$$\alpha = \left(\frac{4 \times 2 \cdot 10^6 \times 71,8 \cdot 10^{-3}}{4000 \times 1,65} \right)^{1/4} = 3,05 \text{ m.}$$

Le moment fléchissant engendré par l'effort horizontal: $M(z) = T_0 \cdot d \cdot e^{-z/\alpha} \left(\cos \frac{z}{\alpha} \right)^{-3/4}$.

$$T(z) = \frac{dM(z)}{dz} = T_0 \cdot e^{-z/\alpha} \left(\cos \frac{z}{\alpha} - \sin \frac{z}{\alpha} \right)$$

$$\frac{T_0}{k \cdot b} \cdot e^{-z/\alpha} \cos \frac{z}{\alpha}$$

- Pour un pieu encastré en tête:

- Le déplacement maximal: $y_0 = \frac{T_0}{d.K.B} = 2,28 \text{ mm}$

- Le moment maximal: $M = -0,5 \cdot d \cdot T_0 = -70,15 \text{ t.m}$

- L'effort tranchant: $T_0 = 46 \text{ t}$

- La pression maximale en tête: $P = -\frac{T_0}{\alpha \cdot b} = -9,14 \text{ t/m}^2$

Le pieu sera sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

Le calcul des armatures se fera, en flexion, composée.

$N = 475 \text{ t}; M = 85,56 \text{ t.m}$

$e = \frac{M}{N} = 0,18 \text{ m} > e_c = \frac{D}{8} = \frac{1,10}{8} = 0,137 \text{ m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Le ferrillage adopté: $A + A' = 15 \phi 32$

- Vérification des contraintes.

- Position de l'axe neutre: $S_b + n S_a = 0$

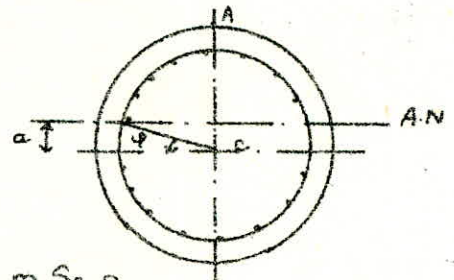
S, S : moments statiques du béton comprimé et de l'acier tendu par rapport à l'axe neutre.

$$S_b = \frac{\phi}{2} a^2 - \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot a + \frac{2}{3} \cdot \frac{\phi^3}{8} - n m S_0 a$$

$$S_a = m \cdot S_0 \cdot a$$

m: nombre de barres = 15

S₀: section d'une barre = 8,04 cm².



$$S_b - n \cdot S_a = \frac{\phi}{2} a^2 - \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} a + \frac{2}{3} \cdot \frac{\phi^3}{8} - n \cdot m \cdot S_0 \cdot a$$

$\phi = 1,10 \text{ m}; a^2 - 119 a + 2016,66 = 0 \Rightarrow a = 20,5 \text{ cm.}$

I: moment d'inertie de la section rendue homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = I_b + n I_a$$

$$I_b = \frac{\phi^4}{128} \left[2 \cdot \varphi (1 + 4 \cdot \cos^2 \varphi) - \frac{14}{3} \sin 2\varphi - \frac{1}{6} \sin 4\varphi \right]$$

$\cos \varphi = \frac{a}{\phi/2} = \frac{20,5}{55} = 0,372 \Rightarrow \varphi = 68^\circ 11' \rightarrow \varphi = 1,19 \text{ rad.}$

$\sin 2\varphi = 0,601; \sin 4\varphi = 0,999$

$I_b = 731230,1 \text{ cm}^4$

$$I_a = n \left(\frac{m \cdot S_0 \cdot d^2}{8} + m \cdot S_0 \cdot a^2 \right)$$

$I_a = 15 \left(\frac{15 \cdot 8,04 \cdot 100^2}{8} + 15 \cdot 8,04 \cdot 20,5^2 \right)$

$I_a = 3021482,3 \text{ cm}^4$

$$I = 731230,1 + 3021482,3 = 3752712,4 \text{ cm}^4.$$

On calculera les contraintes au point A

$$\sigma'_b = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \quad ; \quad N = 475 \text{ t} \quad ; \quad M = 85,56 \text{ t.m}$$

$$v = 55 - 20,5 = 34,5 \text{ cm}$$

$$S = S_b + 15 S_a = 9503,33 + 1809 = 11312,33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 41,9 + 55,86 = 97,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\frac{\sigma'_a}{n} = \left| \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v' \right| \quad v' = 55 + 20,5 = 75,5 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = 1782,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

$$I = 731230,1 + 3021482,3 = 3752712,4 \text{ cm}^4$$

On calculera les contraintes au point A

$$\sigma'_b = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \quad ; \quad N = 475 \text{ t} \quad ; \quad M = 85,56 \text{ t.m}$$

$$v = 55 - 20,5 = 34,5 \text{ cm}$$

$$S = S_b + 15 S_a = 9503,33 + 1809 = 11312,33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 41,9 + 55,86 = 97,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\frac{\sigma_a}{n} = \left| \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v' \right| \quad v' = 55 + 20,5 = 75,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = 1782,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

2. Calcul du radier

Le radier sera constitué d'une épaisseur constante assimilable du point de vue du calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réaction du sol agissant de bas vers le haut, et sera susceptible de réduire au maximum les désordres ultérieurs à craindre en raison des tassements éventuels.

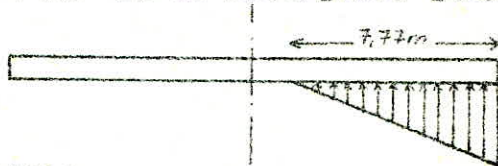
a. Evaluation des efforts.

$N_2 = 3806 \text{ t}$; $e = 13,81 \text{ m}$, la part de l'effort qui revient au radier.

- Dimensions du radier.

$l_1 = 32,80 \text{ m}$; $l_2 = 24,50 \text{ m}$.

b. Détermination de la contrainte sous le radier.



$$\sigma = \frac{N}{S} ; \quad N = 3806 \text{ t} \quad \sigma = \frac{3806}{191} = 19,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 7,77 \times 24,58 = 191 \text{ m}^2$$

Étant donné que le débord pour un radier est obligatoire, on adoptera un débord égal à 1,50 m

Surface du radier avec débordement sera égale:

$$S = 32,80 \cdot (24,50 + 2 \cdot 1,50) = 902 \text{ m}^2$$

- Pression sous le radier.

On ne tient pas compte du poids du radier.

S: surface du travail le radier. $S = 7,77 \times (24,58 + 3) = 213,67 \text{ m}^2$

$$P = \frac{N}{S} = \frac{3806}{213,67} = 17,81 \text{ t/m}^2 = 1,78 \text{ kg/cm}^2$$

c. Prédimensionnement du radier

L'épaisseur du radier sera déterminé en fonction de:

- la condition de cisaillement
- la condition forfaitaire

a/ Le radier sera considéré comme un ensemble de panneaux reposant sur des poutres et les longrines des cellules.

on doit avoir $\frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$

$$T = T_{\max} = q \frac{l_{\max}}{2} \quad (\text{le panneau le plus sollicité})$$

$$l_{\max} = 2 \text{ m} ; \quad T_{\max} = 17,81 \cdot 2 = 35,62 \text{ t}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$z \geq \frac{T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} \Rightarrow \frac{7}{8} \cdot h \geq \frac{T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} \Rightarrow h \geq \frac{8 \cdot 17,81 \cdot 10^3}{7 \cdot 100 \cdot 1,15 \cdot 5,8} = 30,51 \text{ cm} \quad h_c = 40 \text{ cm}$$

$$b. \quad h_t \geq \frac{\ell}{10} = \frac{2}{10} = 0,20 \text{ m}$$

On prendra la valeur maximale des 2 conditions précédentes, soit:
 $h_t = 40 \text{ cm}$.

- Vérification au poinçonnement.

Conformément aux règles C.C.B.A. 68 art. 39,54, on fera une vérification au poinçonnement

$$\text{La condition de non poinçonnement s'écrit: } \frac{1,5 \cdot N}{p_c \cdot h_t} < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{pour 1 cellule: } q = 91,9 \text{ t/m}^2$$

$$P_c = 2\pi R \quad ; \quad R = r + h_t/2 = 4,44 + 0,20 = 4,64 \text{ m}$$

$$P_c = 29,15 \text{ m}$$

$$\frac{1,5 \times 91,9}{29,15 \times 0,40} = 11,82 \text{ t/m}^2 = 1,182 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

d - Stabilité du radier

- Sollicitation du 1^{er} genre.

$$\text{Poids du radier: } P = 902 \times 0,4 \times 2,5 = 902 \text{ t}$$

$$P_T = 3806 + 902 = 4708 \text{ t}$$

la pression de contact sur le sol est égale à:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{4708}{902} = 5,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre.

La vérification de la stabilité du radier se fera, en calculant les contraintes sous S_2 , soumis aux efforts N, M .

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v$$

$$N = 4708 \text{ t} \quad ; \quad S = 902 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 80867,31 \text{ m}^4 \quad ; \quad v = 16,4 \text{ m} \quad ; \quad M = 52560,86 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = 15,88 = 1,588 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 2,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -5,43 \text{ t/m}^2 = -0,543 \text{ kg/cm}^2 < 0$$

- Charges à prendre en compte pour le calcul du radier.

$$\text{- charge du radier: } q = 0,40 \times 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$$

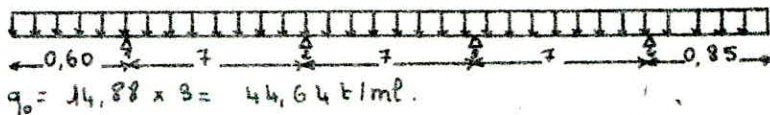
$$q_1 = \sigma_1 - q = 15,88 - 1 = 14,88 \text{ t/m}^2$$

Le radier sera calculé sous les sollicitations du 2^{ème} genre.

e - Calcul des poutres.

Poutre 11.

$$q = 14,88 \text{ t/m}^2$$



Les poutres ont une section ($b=100\text{cm}$; $h_f=130\text{cm}$).

Moments.

travée: $M_{1-2} = 186,92\text{t.m}$; $A = 64\text{cm}^2$; 8T32
 $M_{2-3} = 86,5\text{t.m}$; $A = 29,15\text{cm}^2$; 6T25
 $M_{3-4} = 183,01\text{t.m}$; $A = 62\text{cm}^2$; 8T32

appui: $M_1 = 8,31\text{t.m}$; $A = 47,24\text{cm}^2$; 6T32
 $M_2 = M_3 = 164,69\text{t.m}$; $A = 57\text{cm}^2$; 8T25 + 6T20
 $M_4 = 16,13\text{t.m}$; $A = 44,86\text{cm}^2$; 6T32

- Armatures transversales.

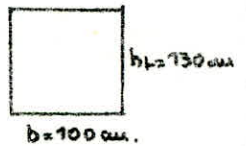
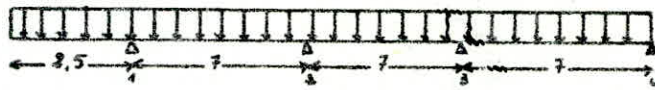
Les armatures transversales seront calculées sous le plus grand effort tranchant. $T = 178,58\text{t}$. (sous S_{P2})

$\tau_b = 17\text{kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20\text{kg/cm}^2$.

espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = 8\text{cm} < E = 24\text{cm}$ ou niveau des appuis.

Poutre 21.

$q = 44,06\text{t/ml}$.



travée: $M_{1-2} = 121,32\text{t.m}$; $A = 41,73\text{cm}^2$; 6T32
 $M_{2-3} = 86,5\text{t.m}$; $A = 29,15\text{cm}^2$; 6T25
 $M_{3-4} = 191,07\text{t.m}$; $A = 67,18\text{cm}^2$; 8T32 + 2T20

les armatures transversales seront les mêmes que celles de la poutre 1.

P- Calcul des panneaux.

- panneau A.



$l_x = 1,79\text{m}$
 $l_y = 7\text{m}$
 $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,79}{7} = 0,25 < 0,4$

le panneau porte dans 1 seul sens: $M_x = q \frac{l_x^2}{8} = 14,88 \cdot \frac{1,79^2}{8} = 5,96\text{t.m}$.

- schéma statique:



$M = 5,96\text{t.m}$; $A = 6,54\text{cm}^2$ → 6T12 ; $A_{rep} = 3T10$

- panneau B.

$l_x = 2\text{m}$; $l_y = 7\text{m}$; $\rho = 0,28 < 0,4$
 $M = 7,44\text{t.m}$; $A = 8,22\text{cm}^2$ → 8T12 ; $A_{rep} = 3T10$

3. Calcul des Longrines

des longrines sont des poutres circulaires, qui contiennent les parois des cellules. Chaque longrine sera calculée comme une poutre circulaire appuyée sur 6 appuis, qui représentent les pieux, sous un chargement q qui représente la part de l'effort global repris par cette longrine

a. Prédimensionnement.

$N = 91,9 \text{ t/ml}$ (effort axial par ml de circonférence)
- condition de cisaillement.

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} < 3,5 \cdot \bar{\tau}_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2$$

d'après "R.D.M" on a $T = 213,65 \text{ t}$; $b = 130 \text{ cm}$.

$$h \geq \frac{213,65 \cdot 10^3}{130 \cdot 3/8 \cdot 20,3} = 92,52 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 130 \text{ cm}$$

b. calcul de la Longrine

- poids de la structure : $91,9 \text{ t/ml}$
- poids propre : $4,21 \text{ t/ml}$

$$P = 96,125 \text{ t/ml}$$

on a une poutre circulaire sur 6 appuis, d'après Aide-Mémoire R.D.M. appui:

$$M = P \cdot r^2 \left(\frac{d/2}{\tan d/2} - 1 \right) = - 176,42 \text{ t.m} \quad r = 4,4 \text{ m}$$

travée:

$$M = P \cdot r^2 \left(\frac{d/2}{\sin d/2} - 1 \right) = 89,44 \text{ t.m}$$

- Armatures Longitudinales.

appui: $M = - 176,42 \text{ t.m}$

$$A = 58,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T}32$$

travée: $M = 89,44 \text{ t.m}$

$$A = 30,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T}32$$

- Armatures transversales.

$$T = \frac{Q}{6} = \frac{3\pi}{6} \cdot P \cdot r \cdot \frac{1}{2} = 223,47 \text{ t}$$

à l'appui: $\tau_b = 42,08 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{42,08}{67,5} \right) 5,2 = 19,90 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{223,47 \cdot 10^3}{130 \cdot 3/8 \cdot 130} = 16,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

espacement: $t = \frac{A_s \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$$A_s = 14 \cdot 20 = 280 \text{ cm}^2$$

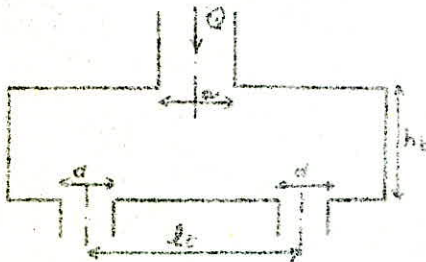
$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 8 \text{ cm} < \bar{t} = 24 \text{ cm}$$

4. Calcul de la semelle sur 2 pieux.

Entre 2 cellules, nous disposons une semelle qui relie 2 pieux. On aura donc une semelle sur 2 pieux. Ce choix est fait de telle façon à empêcher tout tassement d'une cellule par rapport à l'autre.

a. Prédimensionnement.



$a = 1,80m$
 $d = 1,10m$
 $l_1 = 3 \cdot d = 3,30m$

$h = 0,70 (l_1 - a/l_1) = 0,7(3,30 - 1,80/2) = 1,70m$

$h_t = 1,75m$

b. Calcul de la semelle

$N' = 1,15 \cdot Q \cdot \frac{l_1}{4 \cdot h} \left(1 - \frac{a}{2 \cdot l_1} \right) = 1,15 \cdot 854,60 \cdot \frac{3,30}{4 \cdot 1,70} \left(1 - \frac{1,80}{2 \cdot 3,30} \right)$

$Q = 854,60t$

$M = 0$

$N' = 346,86 \cdot 10^3 kg \Rightarrow A' = \frac{N'}{\sigma_a} = \frac{346,86 \cdot 10^3}{2667} = 130m^2$

on choisira $4 \times (8T,25)$

Pour les armatures supérieures: $A = 0,125 A' = 20m^2 \rightarrow 8T,20$

c. Vérification des contraintes.

- Contrainte de cisaillement.

$\tau_b = \frac{1,15T}{2 \cdot b \cdot d} < 1,2 \sigma_{\tau}$

$\tau_b = \frac{1,15 \cdot 854,60}{130 \cdot 1,10 \cdot 1,70} = 18,68 kg/cm^2 < 1,2 \cdot 23,2 = 27,84 kg/cm^2$

- Contrainte de compression dans les bielles.

- au niveau de la longrine:

$\sigma_b = \frac{Q}{8 \cdot \sin^2 \theta} = \frac{854,60 \cdot 10^3}{180 \cdot 1,10 \cdot \sin^2 55} = 38,31 kg/cm^2 < 0,6 \cdot 270 = 162 kg/cm^2$

- au niveau du pieu

$\sigma_b = \frac{Q}{2 \cdot B \cdot \sin^2 \theta} = \frac{854,60 \cdot 10^3}{2 \cdot (1,10)^2 \cdot \sin^2 55} = 67 kg/cm^2 < 0,6 \cdot 270 = 162 kg/cm^2$

- Condition de non écrasement des bielles.

$Q \leq 0,6 \cdot a \cdot b \cdot \sigma_{bc} \cdot \sin^2 \theta$ et $Q \leq 1,20 \cdot D \cdot \sigma_{bc} \cdot \sin^2 \theta$

$a = b = 1,80m$

$D = \pi \cdot d^2 / 4 = 0,95m^2$

$Q = 854,60t$

$Q \leq 0,6 \cdot 180 \cdot 180 \cdot 270 \cdot \sin^2 55 = 3522t$

$Q \leq 0,6 \cdot 0,95 \cdot 10^3 \cdot 270 \cdot \sin^2 55 = 1032,7t$

BIBLIOGRAPHIE

- Règles C.C.B.A 68.
- Règles Parasismiques 69
- Complément du C.T.P. aux Règles PS 69
- Règles Neige et Vent 65
- Calcul dynamique des structures en zone sismique. DAVIVOVICI, et CA
- Dynamics of Structures. CLAUGH, et PENZIEN
- Annales ITBTP "Concepte du calcul des silos en béton armé"
décembre 1975
- Annales TTBT "Etude des cheminées en béton armé"
M. DIVER Mai 1966
- Plaque et Coque. Paris
- Silos. M. REIMBERT
- Exercices de béton armé. P. CHARRON
- Fondations Spéciales. M. FORNI
- Fiches Socotec "Calcul des fondations profondes"
- Aide Mémoire B.A. V. DAVIVOVICI
- Aide Mémoire R.D.M. J. GOULET

