

lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

SILO A BLE

Proposé par : CTC

Etudié par :

HADJ-RABAH YACINE

BRIBER ABDELMALEK

Dirigé par : M^{me} COCULESCU

PROMOTION : JANVIER 86

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

SUJET

SILO A BLE

Proposé par : CTC

Étudié par :

HADJ-RABAH YACINE

BRIBER ABDELMALEK

Dirigé par : M^{me} COCULESCU

PROMOTION : JANVIER 86

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL
PROMOTEUR : M^{me} COCULESCU
ELEVE INGENIEUR : M^r HADJ-RABAH yacine

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
دائرة : الهندسة المدنية
الموجه :
تلميذ مهندس : حاج راجح ياسين
بربير عبد الملك

الموضوع : الملاحظ : دراسة وحساب خزان القمح
هذا المشروع يتضمن حساب العناصر المقاومة لخلايا

خزان القمح سعته 30.000 طن.

يتم إنجاز هذا المشروع بسوق أهراس الواقعة بمنطقة

ضعيفة الزلزال وقد تم الحساب وفق الأنظمة الجزائرية

للزلزال « RPA 81 »

SUJET SILO A.BLE

RESUME: Le projet consiste a calculer les elements resistants des cellules de stockage d'un silo a blé de capacité 30.000t. Le projet sera implanté a Souk-Ahras zone de faible sismité. le calcul a été fait suivant les Règles parasismiques Algériennes « RPA 81 »

SUBJECT

ABSTRACT: This project consists in designing the resisting elements of the storage cells of a grain elevator of a 30.000 tons capacity. This project will be set up at SOUK-AHRAS which is located in an area of average seismicity. The analysis has been made according to the Algerian aseismic code « RPA-81 »

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

- Mon père.
- La mémoire de ma mère.
- Ma grand-mère.
- Mes frères et sœurs
- Tous mes amis en particulier :
MADANI Brahim - CHOUAIB Hocine - BALLAMANE Soucef
et REBHI Nacer.

_____ HADJ-RABAH Jacine _____

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon père et ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- Mes grands parents.
- Mes frères Messaoud et Saïd.
- Mes sœurs, mes nièces et mes neveux, en leur souhaitant plein de succès dans leur vie.
- Tous mes amis et voisins chacun par son nom.
- Tous ceux qui me sont chers.

_____ BRIBER Abdelmalek _____

A nos amis :

- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| — MAOUCHI Abdellah. | — KOUIDER Med. Wahid. |
| — CHALLAL Brahim | — OURAD Jacine |
| — BENMOUHOUB Lakhdar. | — OUZIT Amine |
| — LEKHAL Mohamed | — DJEBBARI Abdelkader |
| — BERRAIS Abas | — SOUKOUR Abdelmalek |
| — SAI Mohamed | — BENTAHAR Med Kamel |

_____ A. BRIBER et Y. HADJ-RABAH _____

Remerciements



Nous tenons à présenter nos sincères remerciements à

- Tous les enseignants de l'E.N.P.A. qui ont contribué à notre formation de près ou de loin.*
- Notre promotrice, Mme. COCULESCU*
- Mr. HAFIDI (E.N.P.A.) et Mr. GHERNAOUT (L.N.T.P.B.).*
- Tous les ingénieurs du C.T.C. en particulier à :*
Mr. COCULESCU - Mr. ALPKIN - Mr. KEDJAOUER
Mr. HOURIER - Mr. LAGAB - Mr. ATHMANI.
- Tout le personnel du C.T.C. qui nous a permis de surmonter toutes les difficultés techniques et matérielles.*
- Mr. BRIBER Messaoud et Mr. CHOUAIB Hocine pour leur aide efficace.*

A. BRIBER
et
Y. HADJ-RABAH

Sommaire

-CHAPITRE I:	-PAGE-
— 1. Présentation de l'ouvrage	1
— 2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
— 3. Descente de charges	6
-CHAPITRE II:	
— . Étude au vent	7
-CHAPITRE III:	
— . Étude pseudo-dynamique	15
-CHAPITRE IV:	
— . Étude au seisme	24
-CHAPITRE V: Étude de la matière ensilée	30
— 1. Calcul suivant les règles SNBATI	32
— 2. Calcul suivant les normes DIN 1055	35
— 3. Calcul suivant Reimbert	36
-CHAPITRE VI: Calcul des cellules	41
— 1. Calcul de la cellule circulaire	42
— 2. Calcul de la cellule en as de carreau	44
— 3. Calcul en arc	47
— 4. Effets dus au gradient thermique	49
— 5. Calcul de la cellule encastree dans la plateforme	50
-CHAPITRE VII:	
— . Étude du contreventement	52
-CHAPITRE VIII: Calcul des éléments	56
— 1. Calcul de la tremie	57
— 2. Calcul de la ceinture	60
— 3. Calcul de l'acrotère	61
— 4. Calcul des planchers	63
— 5. Calcul des poutres	66
-CHAPITRE IX: Calcul des fondations	71
— 1. Calcul du radier	72
— 2. Calcul du tassement	76

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHÈQUE
Ecole Nationale Polytechnique

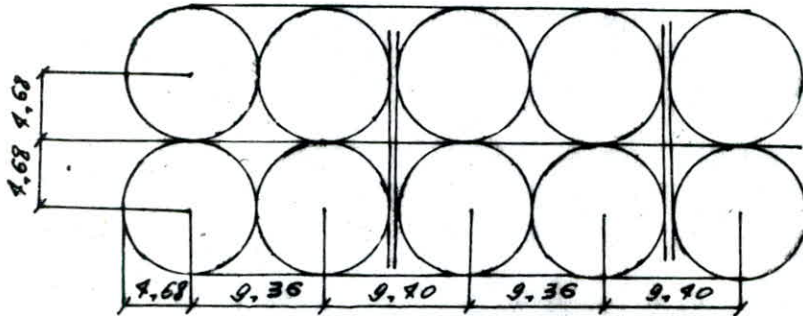
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- Présentation de l'ouvrage -

Le projet qui nous a été confié par le C.T.C. porte sur l'étude d'un groupe de cellules de stockage d'un silo à blé en béton armé d'une capacité de 30.000t qui sera implanté à souk ahras « zone de faible sismicité (zone 1) ».

Caractéristiques :

Le silo est composé d'une tour de travail et de deux (2) batteries « groupes de cellules »; chaque batterie est formée de 10 cellules cylindriques en deux (2) rangées. Un joint de dilatation sépare des groupes de 4 cellules.



Les parois des cellules sont des voiles cylindriques en béton armé d'épaisseur 18 cm et ont une hauteur global de 35,04 m; exécutées 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, deux (2) branches de (1 + 1,20 m) de hauteur; ensuite on coule le béton par tranches horizontales après mise en place du ferrailage.

Les armatures sont solidarisiées par des ligatures, le bétonnage doit être exécuté avec soin pour empêcher tout déplacement des armatures.

Remplissage des cellules :

Une galerie supérieure, qui s'étend tout le long de la batterie contient une machinerie permettant le remplissage des cellules par chute libre des grains à partir des goulottes.

vidange :

L'évacuation de la matière se fera par écoulement gravitaire au moyen de tremies tronconiques se terminant par des orifices de vidange centrés.

Les planchers sont réalisés au moyen des predalles et poutres préfabriquées en béton armé.

Caractéristiques Mécaniques des Matériaux

I - BETON :

- * Le béton est dose à 350 kg/m³ de ciment C.P.R. 325 à contrôle attentif
- * Granulats $c_g = 5/15$
- * Résistance nominale de compression $R'_N = R'_{28} = 83,8 \text{ bars}$
- * Résistance nominale à la traction $R'_{28} = 83,8 \text{ bars}$
- * La composition de 1 m³ de béton à prendre est la suivante :
- * 350 kgs de ciment C.P.R. 325
- * 800 litres de gravillons
- * 400 litres de sable
- * 175 litres d'eau

Contraintes de compression admissibles selon « C.E.B.A. 68-RT-9-1 »

avec : $R'_g = R'_g \cdot \alpha$

α : dépend de la classe du ciment utilisée

C.P.R. 325 $\alpha = 1$

β : dépend de l'efficacité au contrôle

contrôle atténué $\beta = 5/6$

γ : dépend de l'épaisseur minimale de l'élément étudié et du grossier du granulats utilisés c_g

* si $h_m > 4 c_g \rightarrow \gamma = 1$
 $h_m < 4 c_g \rightarrow \gamma = \frac{c_g}{h_m}$

δ : dépend de la distribution des contraintes dans la

section « nature de la sollicitation »

* compression simple $\delta = 0,3$ « répartition des contraintes

uniforme »

* flexion simple et flexion composée avec un effort

normal de traction $\delta = 0,6$

* flexion composée avec un effort de compression

$\delta = \begin{cases} 0,3 (1 + \frac{e_0}{3e_1}) & \text{avec } e_0 < \frac{h}{4} \\ 0,6 & \text{avec } e_0 > \frac{h}{4} \end{cases}$

e_0 : excentricité de la force extérieure au c.d.g. de la

section total du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central

de la section du béton seul situé dans le plan radial

passant par le centre de pression.

Pour une section rectangulaire δ :

$\delta = \begin{cases} 0,3 (1 + \frac{2e_0}{h}) & 0,6 < \frac{e_0}{h} < \frac{h}{4} \\ 0,6 & e_0 > \frac{h}{4} \end{cases}$

ϵ : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section.

* Pour la compression simple $\epsilon = 1$.

* Pour les autres cas $0,5 < \epsilon < 1$.

A la forme de la section

Nature des armatures	Limite d'élasticité σ_{en} (kg/cm ²)	1er Genre	2ème Genre
Ronds lisses	2400	1600	2400
Maille	$\phi < 20 \rightarrow 4800$	2800	4900
adhérence	$\phi > 20 \rightarrow 4000$	2666,67	4000
Breilles	$\phi < 6 \rightarrow 5300$	3533,33	5300
Solides	$\phi > 6 \rightarrow 4510$	3000	4500

Conclusion :

* Breilles solides :
 * $\sigma_{en} = 5300$
 * $\sigma_{en} = 4500$

si $\phi < 6$ mm.
 si $\phi > 6$ mm.

Fe E 408. $\sigma_{en} = 4000$ kg/m²
 $\sigma_a = 2670$ kg/m² } $\phi > 20$ mm.

* Maille adhérence Fe E 40A. $\sigma_{en} = 4800$ kg/m²
 $\sigma_a = 2800$ kg/m² } $\phi < 20$ mm.

$\sigma_{en} = 2400$ kg/m²
 $\sigma_a = 1600$ kg/m²

* Ronds lisses Fe E 28.
 on utilisera les aciers :

* 1 pour les sollicitations du 2ème genre.

* $\frac{2}{3}$ pour les sollicitations du 1er genre.
 σ_a - coefficient de pondération égal à :

$$\sigma_a = \sigma_{en}$$

Contrainte admissible : σ_a

II - ACIER :

SOLLICITATION		1er GENRE	2ème GENRE
CONTRAINTES (kg/m ²)	67,5	107,25	
COMPRESSION SIMPLE	135	208,5	
FLEXION SIMPLE	5,8	8,7	
TRACTION			

Conclusion :

$$\sigma_6 = \rho_6 \sigma_{6s}$$

avec

$$\rho_6 = \alpha \beta \gamma \theta \leq \alpha, \beta, \gamma, \theta$$

Contrainte de traction de référence σ_6 :

$$E = 1$$

* dans le cas de la section rectangulaire soumise à la flexion simple ou la flexion composée avec traction

Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration

La contrainte de traction dans les aciers ne devra pas dépasser la contrainte de fissuration donnée par : $\sigma_f = \sup(\sigma_1, \sigma_2)$ avec :

$$\sigma_1 = \frac{K_{12}}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

Contrainte de fissuration systématique.

$$\sigma_2 = 2,1 \sqrt{\frac{K_{12} \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Contrainte de fissuration accidentelle.

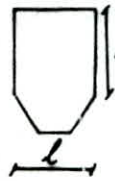
ϕ : Diamètre nominal en mm de la plus grosse barre tendue, contenue dans la section d'enrobage.

n : Coefficient numérique $\left\{ \begin{array}{l} 1,6 \text{ acier à haute adhérence.} \\ 1 \text{ acier rond lisse.} \end{array} \right.$

\bar{w} : Pourcentage d'aciers défini comme le rapport entre la surface des barres tendues et la section de béton efficace $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$.

$\bar{\sigma}_b$: Est la contrainte de traction de référence du béton.

κ : Coefficient de fissuration pris égal à $1,2 \cdot 10^6$ pour les parois de la 2^{ème} catégorie. ($h > 1,5 l_{max}$).



La contrainte admissible de traction est égal à :

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

Descente de charges

INTRODUCTION :

La descente de charge consiste à calculer toutes les charges et surcharges des éléments constituant notre site aux fondations
Longueur entre 2 joints : 18,76 m.

Charges et surcharges :

a). Galerie supérieure :

$$* \text{ Poids propre : } 2,5 [0,2 \times 1,30 \times 2 + 0,11 (3,10 \times 2 + 3,60) + 0,11 \times 3,5] \times 18,76 = 97,93$$

$$* \text{ Étanchéité multicouche auto-protégée : } 0,10 \times 18,76 \times 3,6 = \frac{6,75 \text{ t}}{P_1 = 104,68 \text{ t}}$$

$$* \text{ Surcharge toiture : } 0,1 \times 3,60 \times 18,76 = 6,75 \text{ t}$$

$$* \text{ Surcharge dalle : } 0,5 \times 3,5 \times 18,76 = \frac{32,83 \text{ t}}{q_1 = 39,58 \text{ t}}$$

b). Plancher terrasse cellule :
niveau 33,90 m.

$$* \text{ Surface du plancher : } S = 215,67 \text{ m}^2$$

$$* \text{ Dalle : } 0,12 \times 2,5 \times 215,67 = 64,67 \text{ t}$$

$$* \text{ Forme de pente : } 0,15 \times 215,67 = 32,35 \text{ t}$$

$$* \text{ Étanchéité : } 0,05 \times 215,67 = 10,78 \text{ t}$$

$$* \text{ Poutres : } 2,5 \times 15,37 = 38,42 \text{ t}$$

$$* \text{ Acrotère : } 2,5 \times 2 \times 11,2 \times 0,18 \times 1,1 = \frac{22,72 \text{ t}}{P_2 = 196,36 \text{ t}}$$

$$* \text{ Surcharge : } 0,1 \times 215,67 = 21,57 \text{ t} \quad q_2 = 21,57 \text{ t}$$

c). Cellules :

$$* \text{ Parois : } 4 \times 2,5 \times 33,90 \times \pi (1,68^2 - 1,5^2) = 1759,81 \text{ t}$$

$$* \text{ As de carreau : } 2,5 \times 12 \times 0,39 \times 33,9 = 396,63 \text{ t}$$

$$* \text{ Fremie : } 4 \times 2,5 \times \frac{3,35}{3} \times \pi [3,95^2 + 0,12^2 + 3,95 \times 0,12 - 3,58^2 - 0,16^2 - 3,58 \times 0,16] = 141,12$$

$$* \text{ Ceinture : } 4 \times 2,5 \times \pi [0,8 \times 1,5^2 - \frac{0,8}{3} (1,5^2 + 3,58^2 + (1,5 \times 3,58))] = 96,96 \text{ t}$$

$$* \text{ Bé : } 6195,07 \text{ t}$$

Poids total :	- à vide :	G = 2695,57 t.	S = 64,15 t.
	- en charge :	G = 2695,57 t.	S = 6219,22 t.

ETUDE AU VENT

étude au vent

I- INTRODUCTION :

Le vent est un courant aérien dont il est difficile de déterminer la direction, en un lieu donné d'une construction d'où ces forces dépendent de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique, du coefficient de traînée et de l'effet de masque. quand la vitesse du vent atteint son état critique; son régime passe du laminaire au régime turbulent, ce qui a pour effet de lui donner un mode vibratoire et de ce fait, la construction vibre avec une certaine fréquence, et quand la période due au vent se confond avec la période propre de la construction, il y a risque de résonance qui augmente les déformations.

II- PRESSION DYNAMIQUE : q .

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

a1. Effet de la hauteur q_H :

q_H : est la pression dynamique de base, agissant à la hauteur H au dessus du sol.

$$0 \leq H \leq 500 \text{ m.} \quad q_H = q_{10} \cdot s_1 \cdot s_2 \cdot \frac{H+18}{H+60} \quad \text{avec } q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 \text{ (pression dynamique de base)}$$

b1. Effet de site k_s :

Pour notre ouvrage, il est situé en région II, dans un site exposé
 $\Rightarrow k_s = 1,3$.

c1. Effet de masque :

Notre ouvrage n'est pas abrité par d'autre construction $k_m = 1$.

d1. Effet de dimension δ :

Il tient compte de l'effet des dimensions, il est fonction de la hauteur de construction et du niveau pris en considération.

$$\begin{aligned} H < 30 & \quad \delta = 0,78 \\ H = 35 & \quad \delta = 0,825 \end{aligned}$$

Tableau des pressions dynamiques :

H (m)	q_H (kg/m ²)	k_s	k_m	δ	q_n (kg/m ²)	q_e (kg/m ²)
0	53,5	1,3	1	0,78	53,235	93,16
10	70	1,3	1	0,78	70,98	121,21
20	83,1	1,3	1	0,78	81,61	147,45
30	93,3	1,3	1	0,78	91,61	165,57
35	97,66	1,3	1	0,825	101,71	183,30

III. ACTION DU VENT :

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction, cette résultante admet trois (3) composantes.

* La force de TRAINÉE T : « parallèle à Ox » de même direction que le vent, elle a pour but de provoquer l'entraînement et le renversement de la construction.

* La force de DERIVE L : « parallèle à Oy » elle est \perp au vent, elle provoque les mêmes efforts que ceux de T .

* La portance U : « parallèle à Oz » de direction verticale ascendante, ayant pour effet le soulèvement et le renversement de la construction.

a). Détermination de la trainée T :

L'effort de trainée est donné par $T = C_t \cdot \beta \cdot q \cdot a$

$C_t = c_{t0} \cdot \gamma_0$: Coefficient de trainée dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et son élancement.

c_{t0} : Coefficient global de trainée par les tableaux, en fonction de la catégorie à laquelle appartient la construction

$$c_{t0} = 1,3$$

γ_0 : Coefficient lu sur l'échelle de la figure RIII 10 f (1).

$$\lambda = \frac{h}{a} = \frac{35,02}{18,76} = 1,87 \quad \longrightarrow \quad \gamma_0 = 0,98$$

$$C_t = c_{t0} \cdot \gamma_0 = 1,3 \times 0,98 = 1,274$$

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.

Ce coefficient est donné par la formule : $\beta = \theta(1 + \zeta T)$.

ζ : Coefficient de réponse donné en f (période du mode fondamental).

T : Coefficient de pulsation en f (H).

θ : Coefficient global en f (type de construction).

$$\theta = 0,70 \text{ pour } H_s < 30 \text{ m.}$$

$$\theta = 0,7 + 0,01(H_s - 30) \quad 30 < H_s < 60 \text{ m.}$$

$$\theta = 1 \quad H_s > 60 \text{ m.}$$

La période dans notre cas est :

$$T = 1,79 \lambda^2 \sqrt{\frac{\rho}{gEI}}$$

λ = hauteur de la cellule.

$$\lambda = 35,04 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{2759,72}{35,04} = 78,76 \text{ t/ml.}$$

$$i = \frac{\pi}{4} (2,68^2 - 2,50^2) = 52,705 \text{ m}^2.$$

$$E = 21000 \sqrt{628} = 3,15 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

$$S = \pi (2,68^4 - 2,50^4) = 5,191 \text{ m}^4.$$

$$I = 2(i + sd^2) \text{ avec } d = 2,68 \sqrt{2}.$$

$$I = 2(52,705 + 5,191 \times 2 \times 2,68^2) = 1128,2 \text{ m}^4.$$

La période à vide :

$$T_v = 1,79 \times 35,04^2 \sqrt{\frac{78,76}{9,81 \times 3,15 \cdot 10^6 \times 1128,2}} = 0,1008 \text{ sec.}$$

$$T_v = 0,1008 \longrightarrow \xi_v = 0,082.$$

La période en charge :

$$\rho_c = \frac{8922,786}{35,04} = 255,27 \text{ t/ml.}$$

$$T_{ch} = 1,79 \cdot 35,04^2 \sqrt{\frac{255,27}{9,81 \times 3,15 \cdot 10^6 \cdot 1128,2}} = 0,180 \text{ s.}$$

$$T_{ch} = 0,180 \text{ s} \longrightarrow \xi_{ch} = 0,148.$$

H (m)	τ	θ	$1 + \xi_v + \tau$	$1 + \xi_{ch} + \tau$	β vide	β charge
0	0,36	0,7	1,089	1,053	0,721	0,737
10	0,36	0,7	1,089	1,053	0,721	0,731
20	0,315	0,7	1,088	1,081	0,720	0,736
30	0,33	0,7	1,087	1,089	0,719	0,734
35,04	0,318	0,75	1,086	1,087	0,770	0,785

Le coefficient de majoration dynamique étant inférieur à 1, donc on ne tiendra pas compte de l'effet dynamique.

Maître couple a :

Le maître couple est la projection orthogonale de la surface considérée ou de l'ensemble de la construction sur le plan normal à la direction du vent. $a = 18,76.$

Les valeurs de la force de traînée seront données sous formes de tableau avec l'expression.

$$T_z = C_z \cdot a \cdot \beta \cdot q = 1,271 \cdot 18,76 \cdot \beta \cdot q = 23,9002 q.$$

q : pression dynamique « déjà calculée ».

Tableau des forces de trainée :

H (m)	q_n (kg/m ²)	q_e (kg/m ²)	T_{zn} (kg/ml)	T_{ze} (kg/ml)
0	53,235	93,1	1272,32	2226,55
10	70,98	124,21	1696,42	2968,74
20	84,26	147,57	2013,81	3524,17
30	94,61	165,57	2261,18	3957,06
36,04	104,74	183,30	2503,49	4380,75

Calcul de la dérive L :

Pour des structures hautes et élancées tel qu'il en est le cas pour notre projet, ils peuvent être soumis à des sollicitations qui agissent \perp à la direction du vent, en les mettant dans un état d'oscillation forcées pour tenir compte des tourbillons de M. BERNAR KARMAN. On admet que la construction est soumise à une force de dérive périodique perpendiculaire à la direction du vent, sa valeur est évaluée à chaque niveau par l'expression :

$$L = \delta \cdot C_L \cdot \beta' \cdot q_{cr} \cdot d \cdot \frac{H}{L}$$

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

$$T_K = \frac{d}{s \cdot v}$$

avec

v = vitesse du fluide.

d = largeur du maître couple.

s = nombre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces de la forme de la construction et de la viscosité du fluide.

$$s = 0,20 \quad (0,18 \leq s \leq 0,27)$$

T : période de vibration propre de la construction ; il y a résonance lorsque :

$$T = T_K \longrightarrow v_{cr} = \frac{d}{s \cdot T}$$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance, on admet qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s il est inutile de faire un calcul à la résonance.

$$d = 18,76 \text{ m.}$$

$$T_v = 0,100 \text{ s} \longrightarrow v_{cr_v} = \frac{18,76}{0,10 \times 0,20} = 938, \text{ m/s}$$

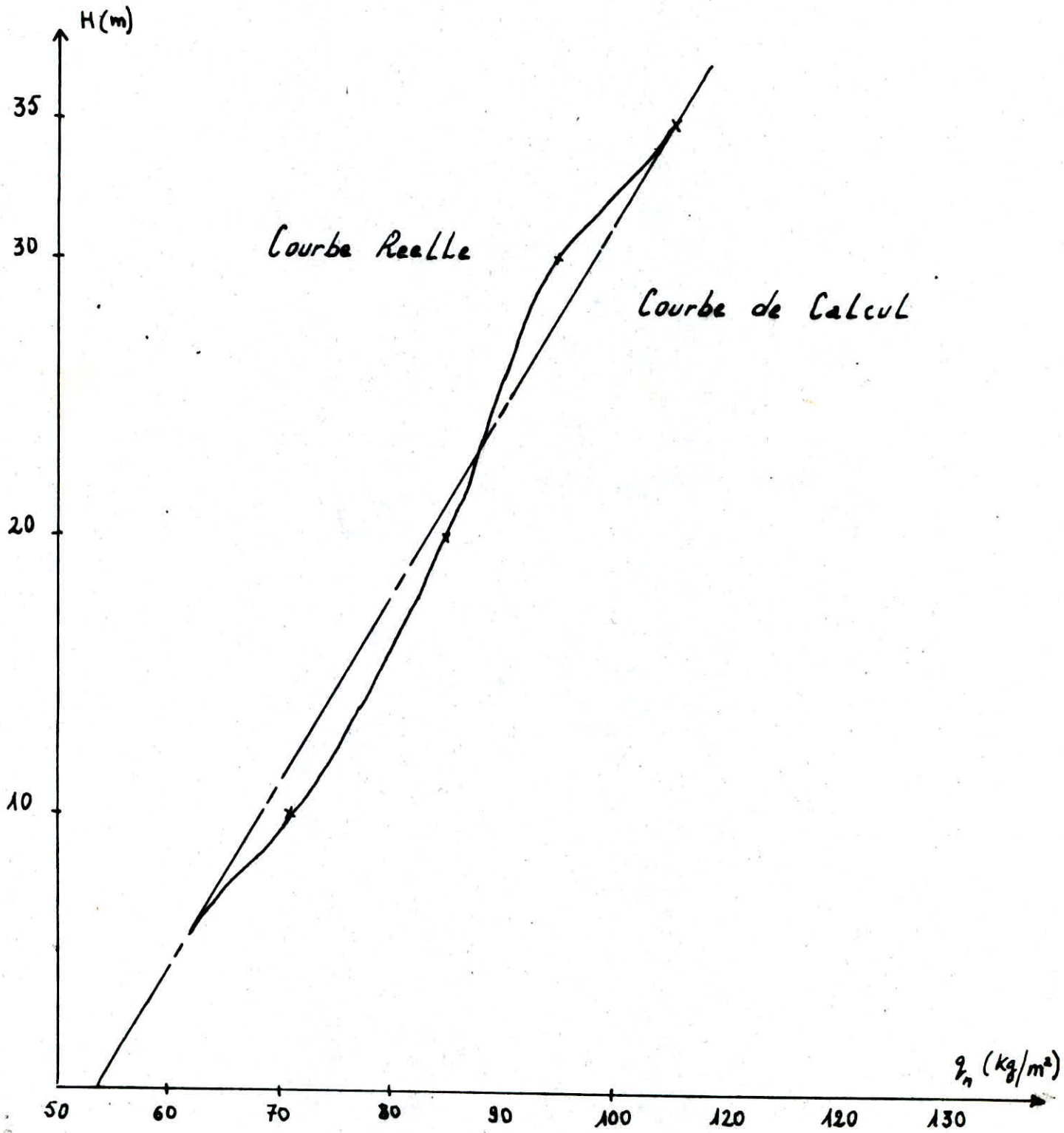
$$T_{ch} = 0,180 \text{ s} \longrightarrow v_{cr_{ch}} = \frac{18,76}{0,18 \times 0,20} = 521,11 \text{ m/s.}$$

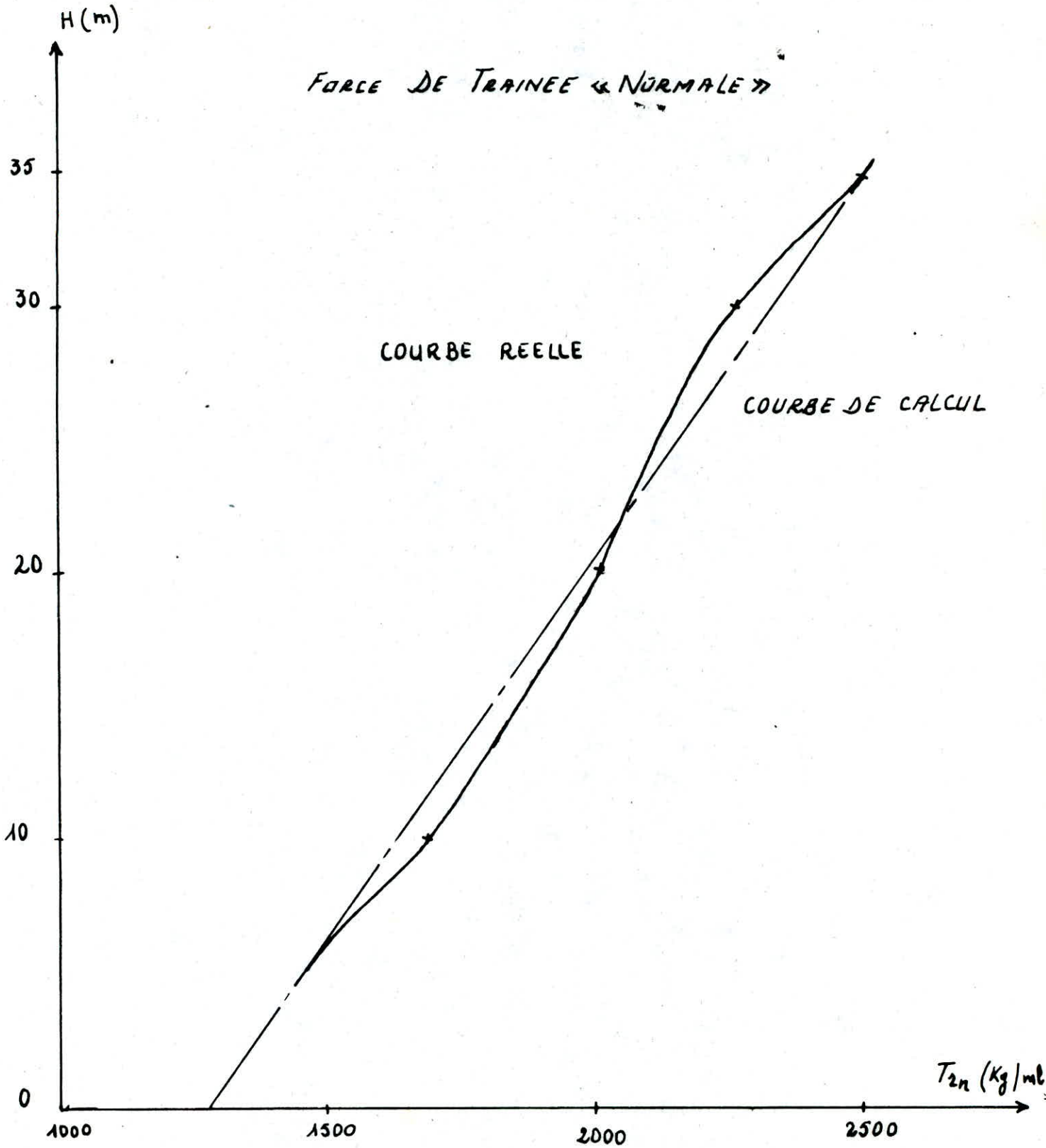
on remarque que la $v_{cr} > 25 \text{ m/s} \implies$ pas de risque à la résonance.

La portance U :

Elle est donnée par la formule :

$$U = C_u \delta q_{ns} S_u.$$





ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

Calcul Pseudo-Dynamique -

INTRODUCTION

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol générée par une libération spontanée de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Le problème fondamental de la dynamique des structures, consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée, c'est à dire la description de ses oscillations sous l'effet de l'excitation, ce qui revient à trouver la période des vibrations de la structure, ce qui nous donnera une estimation de l'action dynamique qui s'exerce sur la structure.

Calcul de la période d'oscillation :

Le calcul de la période propre d'oscillation ne peut être connu avec précision mais elle sera évaluée par différentes méthodes.

a) Méthodes Approchées:

Ces méthodes nous permettent de trouver rapidement les caractéristiques dynamiques de vibration. Elles se basent sur une série d'opérations itératives à partir d'une forme de déformée choisie arbitrairement on cite parmi ces méthodes :

- * Méthode de RAYLEIGH.
- * Méthode de VIANELLO-STODOLLA.
- * Méthode de HOLZER.

Dans notre étude, on se limitera à la méthode de RAYLEIGH.

Méthode de RAYLEIGH :

La méthode a pour base, la loi de conservation d'énergie, c'est à dire elle se base sur l'élaboration du principe suivant :

La pulsation d'un système conservatif qui exécute des mouvements d'oscillation autour de sa position d'équilibre à une valeur stationnaire dans le voisinage du mode propre correspondant ; elle est toujours donc minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental.

Pour un système élastique en mouvement « sans amortissement », l'énergie totale est conservée « loi de conservation d'énergie ».

$$W = W_p + W_c = cte \dots \dots \dots I.$$

avec : $W_p(t)$: énergie potentielle du système.
 $W_c(t)$: énergie cinétique du système.

de l'équation (I), on tire :

$$W_p^{MAX} \text{ correspond à } W_c = 0.$$

$$W_c^{MAX} \text{ correspond à } W_p = 0.$$

$$\text{d'où : } W = W_p^{MAX} = W_c^{MAX} = cte \dots \dots \dots (II).$$

Pour un système de masses concentrées à n degrés de liberté, on a $W_c^{max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{W^2}{g} \cdot \sum_{j=1}^n P_j X_j^2$ avec : w : pulsation propre du système.

$X_j(z_j)$: valeur de la déformée à la côte (z_j) .
L'énergie potentielle est donnée par : $W_p = \frac{1}{2} \int_0^L EI(z) \left(\frac{d^2x}{dz^2}\right)^2 dz$ avec : $x=f(z)$ - l'équation de la déformée

On utilise la méthode itérative pour pouvoir aboutir à une bonne précision à la forme choisie de la déformée.

En choisissant une tige élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie F_j qui représentent une approximation des forces réelles d'inertie et qui produisent les déplacements X_j .

L'énergie cinétique, sera donc :

$$W_c^{max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{W^2}{g} \cdot \sum_{j=1}^n P_j X_j^2$$

et l'énergie potentielle est :

$$W_p^{max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \bar{F}_j X_j$$

Et comme on a : $W_c^{max} = W_p^{max}$

$$\text{on aura : } w^2 = \frac{\sum_{j=1}^n \bar{F}_j \cdot X_j}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot X_j^2} \dots \dots \dots (III)$$

on calcule la déformée statique du système, en admettant que $\bar{F}_j = P_j$.

La première approximation des déplacements est : $X_{0j} = \delta_{st,j}$.
on calcule les coefficients adimensionnels : $P_{1j} = \frac{X_{0j}}{X_{0n}}$ - la flèche au sommet.

Les forces corrigées seront, donc $F'_{1j} = P_{1j} \cdot P_j$ où l'indice 1 correspond à la 1ère approximation et l'indice j à la côte j à laquelle on veut avoir P ou F , ce qui nous permet de calculer en seconde approximation les déplacements X_{1j} , par la suite on calculera $P_{2j} = \frac{X_{1j}}{X_{1n}}$; l'orsqu'on aura $P_{mj} \approx P_{(m-1)j}$, on arrêtera le processus itératif.

En prenant : $F_j^m = P_{mj} P_j$ et $X_{mj} = P_{mj} \cdot X_{mn}$, la formule III nous donne.

$$w^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_j^m X_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot X_{mj}^2} = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n (P_{mj} \cdot P_j \cdot P_{mj} \cdot X_{mn})}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot P_{mj}^2 \cdot X_{mn}^2} = \frac{g}{X_{mn}}$$

$$\text{on obtient : } T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{X_{mn}} \dots \dots \dots IV$$

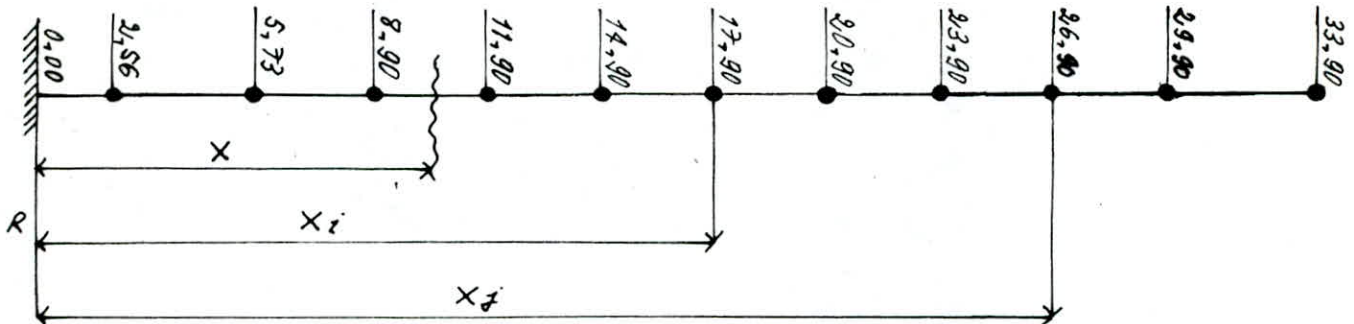
T est la période propre de vibration correspond au mode fondamental d'oscillation exprimée en seconde (s).
 X_{mn} : déplacement au sommet de la nième et dernière itération.

Modelisation et évaluation des déplacements unitaires :

La fondation assure l'encastrement de la superstructure élastique; on obtient ainsi une console encastree à sa base.

On appelle déplacement unitaire δ_{ij} , le déplacement d'une section "j", provoqué par une force unitaire appliquée sur la section "i".

D'après la méthode de RAYLEIGH, on imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur où $P_j = 1$ sera appliquée.



$$M = P_j X_j \quad ; \quad R = P_j$$

$$M(x) = -P_j X_j + P_j X \longrightarrow M(x) = X - X_j \quad ; \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = \frac{X_j - X}{EI}$$

$$\Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[X_j X - \frac{X^2}{2} \right] + C \quad \text{pour } x=0 \quad y'(0) = 0 \quad C = 0$$

$$\text{d'où: } y(x) = \frac{1}{EI} \left[X_j \frac{X^2}{2} - \frac{X^3}{6} \right] + C_1, \quad \text{pour } x=0 \quad y(0) = 0 \quad C_1 = 0$$

$$\text{d'où: } x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{X_j^2}{2} \left(X_j - \frac{X_i}{3} \right) \right] \quad \text{avec } j \geq i.$$

D'après le théorème de réciprocité de maxwelle Betti, on a :

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}.$$

avec δ_{ij} : déplacement en i dû d'une force unitaire appliquée en j.

GEI 814	A = 1	33,5	95,88	158,8	217,79	276,17	335,15	394,13	453,18	512,10	571,08	629,79	A = 11
	A = 2	376,26	686,5	984,00	1279,5	1574,99	1870,49	2165,99	2461,48	2756,98	3150,97		
	A = 3		1409,94	2122,83	2835,72	3548,61	4261,5	4974,39	5687,28	6400,17	7350,69		
	A = 4			3370,32	4674,81	5919,3	7193,79	8468,28	9742,77	11017,26	12716,58		
	A = 5				6675,19	8674,00	10672,08	12670,17	14608,26	16606,35	19270,47		
	A = 6					11770,68	14354,37	17238,06	20121,75	23005,44	26850,36		
	A = 7						18258,66	22189,95	26121,24	30052,53	35294,25		
	A = 8							27303,84	32444,73	37585,62	42740,74		
	A = 9								38930,22	45442,71	52126,03		
	A = 10										53467,80	62189,78	
	A = 11												77916,44

Calcul de la période du mode fondamental :

Le calcul de la période s'effectue en deux cas, cellules pleines et cellules vides, et vu le cas répétitif des calculs, on a présenté les résultats des différentes étapes sous forme de tableau.

- Cellules vides :

Z (m)	P _i	X _i	P _i X _i	P _i X _i ²
2,56	263,67	961472,955	253511571	2,4374452 . 10 ¹⁴
5,73	201,65	4537202,107	914926804,8	41,512078 . 10 ¹⁴
8,90	434,32	10308207,44	4477060657	461,50469 . 10 ¹⁴
11,90	190,83	17399444,43	3320335980	577,72001 . 10 ¹⁴
14,90	190,83	25760535,85	4915883057	1266,3578 . 10 ¹⁴
17,90	190,83	35121471,43	6702230392	2353,9219 . 10 ¹⁴
20,90	190,83	45242759,22	8633675742	3906,1131 . 10 ¹⁴
23,90	190,83	55915822,24	10670476000	5966,451 . 10 ¹⁴
26,90	190,83	66962984,22	12778546000	8556,8959 . 10 ¹⁴
29,90	242,64	78237499,29	17418796000	13628,031 . 10 ¹⁴
33,90	422,41	93429861,35	26005798000	22983,153 . 10 ¹⁴
			$\sum P_i X_i = 11609,11802 \cdot 10^7$	$\sum P_i X_i^2 = 79744,09792 \cdot 10^{14}$

$$w^2 = g \cdot \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i X_i^2} \cdot K$$

avec $K = 6EI$

$$K = 2,335788 \cdot 10^{10}$$

$$E = 3,75 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 1128,4 \text{ m}^4$$

$$w = 57,79986496$$

$$\Rightarrow T = \frac{2\pi}{w} = 0,1088 \text{ s.}$$

Bellules pleines :

$z (m)$	$\rho_i (t)$	$X_i (t \cdot m^3)$	$\rho_i X_i (t^2 \cdot m^3)$	$\rho_i X_i^2 (t^3 \cdot m^6)$
2,56	322,41	3347970,081	1079399669	3,6137329 . 10 ¹⁵
5,73	246,57	15848435,41	3907748716	61,931703 . 10 ¹⁵
8,90	1112,70	36055563,93	4,0119025 . 10 ¹⁰	1446,574 . 10 ¹⁵
11,90	882,24	60844469,36	5,3679424 . 10 ¹⁰	3266,091 . 10 ¹⁵
14,90	882,24	89935579,08	7,93430075 . 10 ¹⁰	6999,956898 . 10 ¹⁰
17,90	882,24	122287570,3	10,7886986 . 10 ¹⁰	9518,221453 . 10 ¹⁰
20,90	882,24	157013572,2	13,85236539 . 10 ¹⁰	12221,11084 . 10 ¹⁰
23,90	882,24	193525918,7	17,07363065 . 10 ¹⁰	15063,0399 . 10 ¹⁰
26,90	882,24	230911434,5	20,3719304 . 10 ¹⁰	17972,93188 . 10 ¹⁰
29,90	1029,28	268847879,8	27,67197457 . 10 ¹⁰	28482,20999 . 10 ¹⁰
33,90	983,34	319760486,5	30,48404622 . 10 ¹⁰	29,06166062 . 10 ¹⁰
			$\Sigma \rho_i X_i = 1,380555 . 10^{12}$	$\Sigma \rho_i X_i^2 = 2,9881155 . 10^{20}$

$E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$, $I = 1128,4 \text{ m}^4$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

$T = \frac{2\pi}{\omega}$ $\omega^2 = g \cdot \frac{\Sigma \rho_i X_i}{\Sigma \rho_i X_i^2} = K \implies \omega = 32,5385$

$\implies T_{th} = 0,1937 \text{ sec.}$

Calcul de la période en utilisant le procédé itératif.

L'expression de la période est donnée par :

$T = 2\pi \sqrt{\frac{X_{11}^{(3)}}{g}}$

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

$I = 1128,4 \text{ m}^4$.

$E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$K_{X_{11}}^{(3)} = 217921240,8$.

$K X_j^1$	$P_j^1 = \frac{X_j^1}{X_n^1}$	$F_j^1 (z)$
319760486,5	1	953,34
268847879,8	0,8408	865,419
230911434,5	0,7221	637,065
193525918,7	0,6052	533,932
157013572,2	0,4910	433,180
122287570,3	0,3824	337,369
89933579,02	0,2812	248,086
60844469,36	0,1903	167,890
36055563,93	0,1128	725,513
15848435,41	0,0496	12,230
3347910,021	0,0105	3,385

1^{ste} ITERATION

$K X_j^2$	$P_j^2 = \frac{X_j^2}{X_n^2}$	$F_j^2 (z)$
220268152,7	1	953,34
184067721,1	0,8356	860,066
157160990,6	0,7135	629,478
133772018,4	0,5937	523,786
105295866,2	0,4780	421,711
81214156,77	0,3687	325,282
59078814,62	0,2682	236,617
39496595,84	0,1793	158,186
23114677,66	0,1049	116,722
10029835,08	0,0455	11,219
2091722,5216	0,0095	3,063

2^eme ITERATION

$K X_j^3$	$P_j^3 = \frac{X_j^3}{X_n^3}$	$F_j^3 (z)$
217921240,8	1	953,34
182076081,6	0,8355	859,963
155435655,6	0,7133	629,302
129311918,9	0,5934	523,521
104097764,8	0,4777	421,446
80271040,26	0,3683	324,929
58378055,49	0,2679	236,352
39018027,21	0,1790	157,921
22828768,2	0,1048	116,611
9903266,418	0,0454	11,194
2064838,164	0,0095	3,063

3^eme ITERATION

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{X_j^3}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{217921240,8}{6,3,45 \cdot 10^6 \cdot 1128,4 \times 9,81}} = 0,1938 \text{ sec.}$$

Calcul des périodes par la méthode exacte :

Pour le cas d'une console soumise à une charge uniformément répartie, des formules exactes données dans le livre « dynamique of structures ».

Étant donné que notre structure a une inertie et section constante sur presque toute la hauteur, d'où la formule suivante pour le calcul de la période propre T :

$$T = \lambda_i l^2 \sqrt{\frac{\rho}{gEI}}$$

ρ : Poids par unité de longueur .

l : hauteur du sîto , $l = 35,02$.

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

E : $3,75 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

λ_i : coefficient dépend du mode de vibration .

* Cellules vides :

MODE	λ_i	$w_i (\% d/s)$	$T_i (\text{sec})$
1er	1,782	62,1482	0,1011
2eme	0,280	395,169	0,0159
3eme	0,102	1083,308	0,0058

* Cellules pleines :

MODE	λ_i	$w_i (\% d/s)$	$T_i (\text{sec})$
1er	1,782	32,504	0,1821
2eme	0,280	219,692	0,0286
3eme	0,102	604,152	0,0104

Conclusion :

Les périodes calculées par les différentes méthodes et dans les deux cas de chargement sont inférieures à 0,2 secondes ; d'où on ne considère que le mode fondamental et il est inutile de considérer l'incidence des modes supérieurs de vibration de la structure.

ETUDE AU SEISME

- Calcul au séisme -

INTRODUCTION :

Dans notre calcul sismique, nous appliquons la méthode statique donnée par le R.P.A. 81; son but est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions de telle manière à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Évaluation des forces sismiques :

Les conditions d'application de la méthode statique citée dans le R.P.A. 81 sont vérifiées.

Les forces sismiques horizontales agissant de façon non simultanée dans la direction de chacun des axes principaux d'inertie de la structure sont :

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W.$$

* Coefficient d'accélération des zones A :

Ce coefficient dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone sismique I} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \implies A = 0,08.$$

* facteur de comportement de la structure B :

Dépend de son type et de la nature de ses contreventements, la valeur correspondante : $B = \frac{1}{2}$.

* facteur d'amplification moyen D :

Ce facteur sera déterminé sur le spectre de réponse, en fonction de la période et le type de sol de fondation.

— le sol est
— la période $T < 0,5$ sec } $\implies D = 2$ dans les deux cas de chargement.

* facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{où } P_q \text{ est la pénalité qui dépend de l'observation.}$$

- | | | |
|--|--------------|--------------|
| - condition minimale des files porteuses. | $P_q = 0,1.$ | } $Q = 1,1.$ |
| - surabondance en plan. | $P_q = 0.$ | |
| - symétrie en plan. | $P_q = 0.$ | |
| - régularité en élévation. | $P_q = 0.$ | |
| - contrôle de la qualité des matériaux. | $P_q = 0.$ | |
| - contrôle de la qualité de la construction. | $P_q = 0.$ | |

Poids de la structure W :

La valeur de w comprend la totalité des charges permanentes et surcharges.

Donc la force sismique totale :

$$V = 0,08 \times 0,5 \times 2 \times 1,1 \times W = 0,088 W.$$

$$W = 8957,78 \text{ t} \longrightarrow V = 0,088 \times 8957,78 = 788,281 \text{ t}.$$

Distribution des forces latérales :

La force latérale totale V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_z + \sum_{i=1}^n F_i$$

La force concentrée F_z au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où T est en secondes :

$$F_z = 0,07 T \cdot V.$$

$$\text{avec } F_z = 0 \quad \text{pour } T < 0,7 \text{ sec.} \implies V = \sum_{i=1}^n F_i$$

La partie restante de l'effort horizontal total V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure, suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_z) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad F_k : \text{effort horizontal au niveau } k.$$

A chaque niveau désigné par h_k , la force F_k doit être répartie sur la surface du silo en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

Calcul à la torsion :

Le règlement « R.P.A. » prévoit une excentricité $e = \max(\text{excentricité théorique, } 5\% \text{ de la plus grande dimension du bâtiment})$ et cela pour les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides, dans notre cas on fera le calcul à la torsion en ne considérant que l'excentricité théorique, vu que notre construction ne vérifie pas les conditions citées ci-dessus.

Le centre de torsion est confondu avec le centre de gravité, vu que la construction est symétrique.

- Coordonnées du centre de torsion :

$$X_T = \frac{\sum I x_i \cdot X_i}{\sum I x_i}, \quad Y_T = \frac{\sum I y_i \cdot Y_i}{\sum I y_i} \quad \text{avec } X_T = Y_T$$

- Coordonnées du centre de masse :

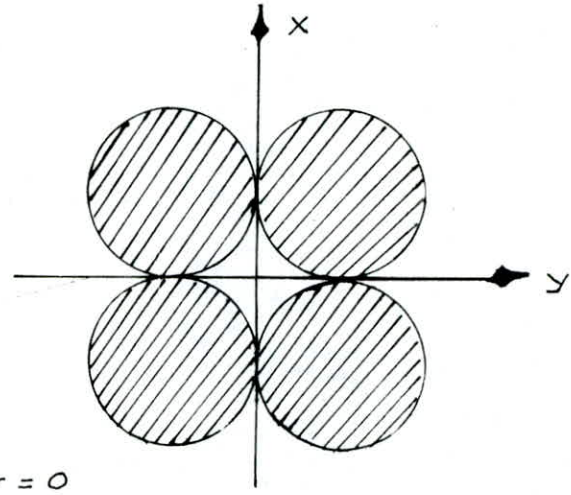
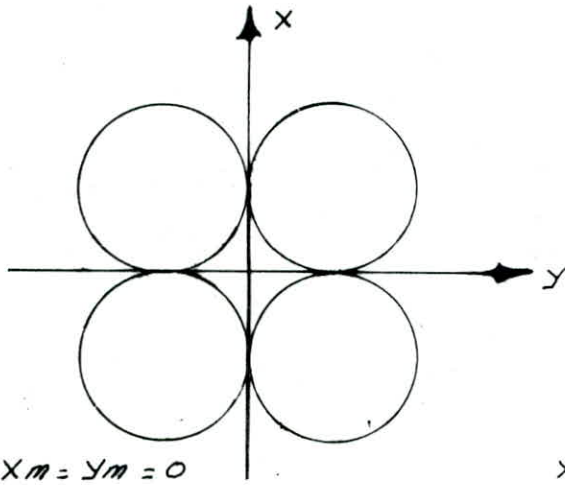
$$X_M = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i}, \quad Y_M = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

- on considère 3 cas de chargement :

* 1^{er} et 2^{eme} cas :

- Toutes les cellules vides ou pleines.

Le centre de masse coïncide avec le centre de torsion suivant les deux directions.



* 3^{eme} cas :

- Deux cellules pleines et deux cellules vides.

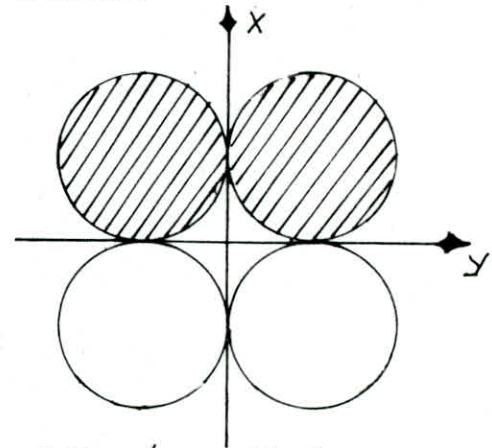
Sens longitudinal :

$$x_m = \pm 2,475 \quad y_m = 0$$

$$\implies |e| = 2,475$$

Sens transversal : $e = 0$

(centre de masse coïncide avec le centre de torsion).



Efforts horizontaux revenant à chaque file de cellules.

La force revenant à chaque file de cellule.

$$F_{ck} = F_k \frac{I_i}{\sum I_i} + F_k e \frac{I_i z_i}{\sum I_i z_i} = \alpha F_k$$

avec :

I_i : moment d'inertie suivant les deux axes.

z_i : coordonnées des cellules par rapport aux deux axes.

e : excentricité.

Les valeurs de α sont données dans le tableau suivant :

	α	
	sens transversal	sens longitudinal
1 ^{er} et 2 ^{eme} cas.	0.5	0.5
3 ^{eme} cas.	0.5	0.764
		0.236
		C. pleines
		C. Vides

- Toutes les cellules sont pleines :

$z(m)$	F_k	T	M	$T(x) = T(y) = dT$	$M(x) = M(y) = dM$
33,90	143,181	0	0	0	0
29,90	136,396	143,181	572,724	71,5905	286,362
26,90	105,142	279,527	1411,305	139,7635	705,652
23,90	93,416	384,669	2565,312	192,3345	1282,656
20,90	81,690	478,085	3999,567	239,0225	1999,783
17,90	69,964	559,775	5678,892	279,8875	2839,446
14,90	58,238	629,739	7568,109	314,8695	3784,054
11,90	46,513	687,977	9632,04	343,9885	4816,02
8,90	43,874	734,49	11835,51	367,245	5917,755
5,73	6,259	778,364	14302,924	389,182	7151,462
2,56	3,657	784,623	16790,1788	392,3115	8395,089
0,00	/	788,280	18808,1800	394,140	9404,088

- Toutes les cellules sont vides :

→ une file de cellules

→ une file de cellules

$z(m)$	$F_k (t)$	$T (t)$	$T_x (t) = T_y (t)$	$M (t.m.)$	$M_x = M_y (t.m.)$
0	/	242,851	121,4255	6010,649	3005,324
2,56	3,198	239,653	119,8265	5388,950	
5,73	5,474	234,179	117,0895	4629,250	
8,90	18,314	215,865	107,9325	3886,903	1943,45
11,90	10,759	205,106	102,553	3239,308	
14,90	13,471	191,635	95,8175	2638,867	
17,90	16,184	175,451	87,7255	2049,085	
20,90	18,896	156,555	78,2775	1522,732	
23,90	21,608	134,947	67,4735	1053,067	
26,90	24,321	110,626	55,313	648,226	
29,90	31,539	79,087	39,5435	316,348	
33,90	79,087	0	0	0	0

3^e Cas:

$H(M)$	$F_k^x(\theta) = F_k^y(\theta)$	T	M	T_y	M_y	T_x	M_x	T_x	M_x
0	1	494,43	11922,53	247,215	5961,265	377,744	9108,813	116,685	2813,777
2,56	3,020	491,41	10656,79	245,705	5328,395	375,437	8141,788	115,973	2515,002
5,73	5,170	486,24	9099,02	243,12	4549,51	371,487	6951,651	114,753	2147,369
8,90	29,933	456,307	7557,639	228,153	3778,819	348,618	5774,036	107,688	1783,603
11,9	27,837	428,87	6188,718	214,435	3094,359	327,657	4728,180	101,213	1460,537
14,9	34,354	394,516	4902,108	197,258	2451,054	301,410	3745,210	93,106	1156,897
17,9	41,271	353,245	3718,56	176,623	1859,28	269,879	2840,980	83,366	877,580
20,9	48,188	305,057	2658,825	152,529	1329,412	233,063	2031,342	71,993	627,483
23,9	55,105	249,952	1743,654	124,976	871,827	190,963	1332,152	58,990	411,502
26,9	62,022	187,93	993,798	93,965	496,899	143,578	759,262	44,351	234,536
29,9	80,428	107,502	430,008	53,751	215,004	82,131	328,526	25,370	101,482
33,9	107,502	1							

sens transversale
 $\alpha = 0,5$

sens longitudinale
 $\alpha = 0,764$

sens longitudinale.
 $\alpha = 0,836$

-29-

ETUDE DE LA MATIERE ENSILEE

- Calcul des sollicitations dues à la matière ensilée -

Les phénomènes se produisant à l'intérieur d'un silo sont complexes et difficiles à comprendre par des lois simples. Des applications incorrectes ou mal adaptées des différentes méthodes de calcul ont conduit à des désordres voire à des sinistres.

Les règles françaises SNBATI et allemandes DIN 1055 préconisent de baser les calculs sur des « coefficients de comportement » et des données numériques conventionnelles des caractéristiques de chaque matériau. Les coefficients de comportement ne sont pas les mêmes au remplissage qu'à la vidange et dépendent aussi du mode de vidange (vidange centrée, excentrée, latérale) et du mode de remplissage (remplissage par jets, remplissage en pluie).

L'introduction du coefficient de comportement dans le calcul des sollicitations n'exclut en aucun cas le coefficient de pondération prévu par les règlements en vigueur, relatifs aux matériaux de construction du silo.

Règles Françaises SNBATI :

- Ces règles :
- fixent un domaine de définition du silo.
 - Établissent une méthode de calcul des pressions exercées.
 - Donnent des valeurs pour le poids volumique γ , l'angle de frottement interne φ et l'angle de frottement β le-paroi δ .
 - Considèrent les différents types de vidange (vidange normale centrée).

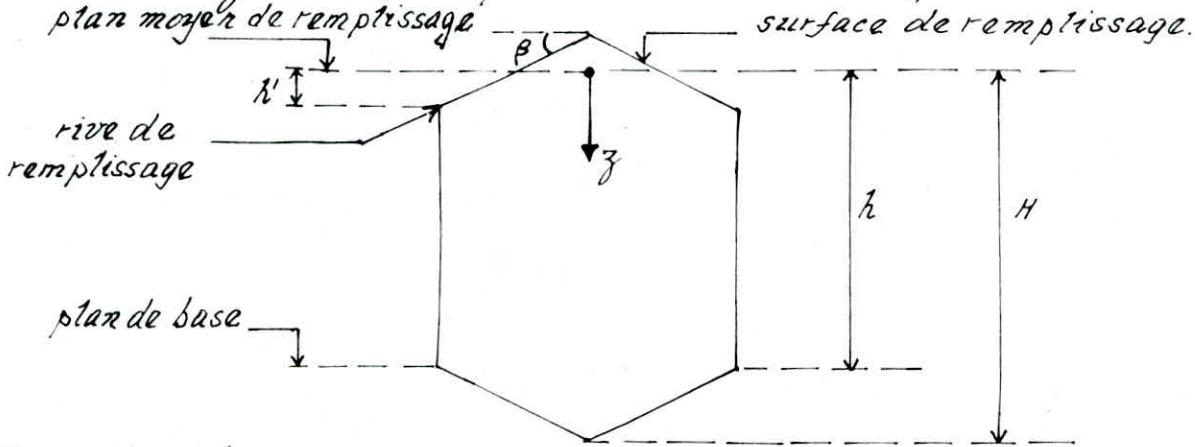
Règles Allemandes DIN 1055 :

Ces règles ont pour base théorique, la théorie de JANSSEN, elles différencient les coefficients de comportement, en fonction du type de vidange.

Calcul suivant les règles SNBATI

Définitions:

- γ : poids volumique du blé. $- 0,85 \text{ t/m}^3$.
- φ : angle de frottement interne. $- 26^\circ$
- δ : angle de frottement paroi-blé. $- 20^\circ$
- ϕ : diamètre intérieur $- 9,00 \text{ m}$.
- S : surface intérieure. $- 63,68 \text{ m}^2$.
- L : périmètre interne. $- 28,37 \text{ m}$.
- r' : rayon interne. $- 4,5 \text{ m}$.
- r : rayon externe. $- 4,68 \text{ m}$.
- r_h : rayon hydraulique. $r_h = \frac{S}{L} = 2,25 \text{ m}$.
- β : obliquité du talus de remplissage par rapport au plan horizontal $- 26^\circ$.
- z : abscisse de profondeur à partir du plan moyen de remplissage.
- H : valeur de z relative à l'orifice de vidange $H = 27,33 \text{ m}$.
- h' : valeur de z relative à la rive de remplissage $h' = \frac{2}{3} r_h \tan \beta = 0,73$.
- h'' : terme correctif. $h'' = \frac{2}{3} r_h \tan \delta = 0,47 \text{ m}$.
- h : valeur de z relative au plan de base $h = 23,48 \text{ m}$.



Type de vidange:

La vidange de notre silo est normale, l'écoulement se fait par gravité sans insufflation d'air, il n'existe à l'intérieur du silo aucune structure. L'orifice de vidange est située sur le fond et est centrée. La valeur limite du rayon hydraulique est de $6 \text{ m} \rightarrow r_h = 2,25 \text{ m} < 6 \text{ m}$. La valeur limite de l'éclusement H/r_h est de $3,5 \text{ m} \rightarrow H/r_h = 12,15 \text{ m} > 3,5 \text{ m}$.

valeurs nominale des actions:

Les valeurs des actions déterminées suivant les indications de ces règles sont dites « valeurs nominale ». Ce sont celles prises en compte dans le calcul des éléments résistants de la structure du silo.

valeurs de base et coefficients de comportements:

La valeur nominale de l'action (s ou v) est écrite sous la forme du produit de sa valeur de base par un coefficient de comportement.

$$s = k_s \cdot s_0 \quad s_0 = \frac{\gamma r_h \cdot y}{\tan \delta} \quad v_0 = \frac{s_0 + \gamma h''}{\lambda}$$

$$v = k_v \cdot v_0 \quad v_0 = \gamma (z_0 y + h'')$$

Profondeur réduite x et fonction exponentielle:

La profondeur z intervient dans l'expression: $x = \frac{z - h''}{z_0}$.

avec $h'' = \frac{1}{2} r_h \operatorname{tg} \delta$; $z_0 = \frac{r_h}{\lambda \operatorname{tg} \delta}$ (hauteur de référence).

La fonction x intervient dans l'expression $y = 1 - e^{-x}$.

États d'équilibre limite :

2 états d'équilibre sont à considérer successivement.

Le premier état, se produit généralement après un remplissage si celui-ci s'effectue en une seule étape et lorsque le massif pulvérulent demeure au repos. Cet état est caractérisé par le paramètre λ_1 .

Le deuxième état d'équilibre se produit au début de la vidange; il est caractérisé par le paramètre λ_2 .

$$\lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta \quad \text{avec} \quad m = \sqrt{1 - \delta^2}$$

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

À chaque état d'équilibre correspond des valeurs de la hauteur de référence z_0 : $\lambda_1 \rightarrow z_{01} \rightarrow x_1 \rightarrow y_1 \rightarrow h, v_1$, de même pour l'état 2.

Le 1^{er} état d'équilibre est pris en compte dans le calcul du fond du silo.

Le 2^{ème} état est pris en compte dans le calcul des sollicitations sur les parois.

1^{er} état d'équilibre : (remplissage).

$$m = 0,661 \rightarrow \lambda_1 = \frac{1 - m \sin \varphi}{1 + m \sin \varphi} \cos^2 \delta = 0,486$$

$$z_{01} = \frac{r_h}{\lambda \operatorname{tg} \delta} = 12,71 \text{ m.}$$

$$h'' = 0,41 \text{ m} \rightarrow x_1 = \frac{z - h''}{z_0} = \frac{z - 0,41}{12,71} \rightarrow y_1 = 1 - e^{-x_1}$$

$$h_1 = k_n \left(\frac{\delta r_h}{\operatorname{tg} \delta} \right) y_1 = k_n \cdot s_1 \cdot y_1$$

$$v_1 = k_v \cdot \delta (z_{01} y_1 + h'') = k_v \cdot 0,85 (12,71 y_1 + 0,41)$$

2^{ème} état d'équilibre : (vidange).

$$\lambda_2 = \cos^2 \delta = 0,883$$

$$z_{02} = \frac{r_h}{\lambda \operatorname{tg} \delta} = 7,00 \text{ m.} \rightarrow x_2 = \frac{z - 0,41}{7} \rightarrow y_2 = 1 - e^{-x_2}$$

$$h_2 = k_n \left(\frac{\delta r_h}{\operatorname{tg} \delta} \right) y_2 = k_n \cdot s_2 \cdot y_2$$

$$v_2 = k_v \cdot \delta (z_{02} y_2 + h'') = k_v \cdot 0,85 (7 y_2 + 0,41)$$

valeurs de coefficients de comportement k_n et k_v :

$k_n = 1,15$: s'applique aux composantes normales et tangentielles (\pm) de la contrainte q exercée sur la paroi verticale.

$k_v = 1,35$: s'applique à la pression verticale v sur le plafond du silo

$k_v = 1,25$: s'applique pour les ouvrages où le risque de rupture de voûte est exclu

$k_v = 1,00$: s'applique aux poteaux et fondations.

Profondeurs de transition :

Les expressions exponentielles de h et v , ne s'appliquent que pour des profondeurs supérieures à z_T (profondeur de transition).

$$z_T = h'' + \sqrt{6/h' - h''} / z_0$$

$$z_{01} = 12,71 \text{ m} \longrightarrow z_{T1} = 5,35 \text{ m}$$

$$z_{02} = 7,00 \text{ m} \longrightarrow z_{T2} = 4,08 \text{ m}$$

Pour $z < z_T$, h et v , varient linéairement de 0 à h_{z_T} et v_{z_T} .

Tableaux des valeurs nominales :

z (m)	y_1	h_1 (t/m ²)	v_1 (t/m ²)
5,35	0,322	1,944	5,167
6,08	0,360	2,173	5,719
8,08	0,453	2,735	7,079
10,08	0,533	3,216	8,240
12,08	0,601	3,627	9,232
14,08	0,659	3,978	10,080
16,08	0,708	4,279	10,804
18,08	0,751	4,534	11,423
20,08	0,787	4,753	11,952
22,08	0,818	4,940	12,404
23,48	0,837	5,054	12,680

z (m)	y_2	h_2 (t/m ²)	v_2 (t/m ²)
4,08	0,408	2,463	3,748
6,08	0,555	3,352	4,930
8,08	0,666	4,019	5,818
10,08	0,749	4,521	6,485
12,08	0,811	4,898	6,986
14,08	0,858	5,181	7,363
16,08	0,893	5,394	7,647
18,08	0,920	5,554	7,859
20,08	0,940	5,674	8,019
22,08	0,955	5,764	8,140
23,48	0,963	5,814	8,205

Action due au frottement de la matière sur la paroi :

La résultante des forces de frottement agissant sur une bande de largeur unitaire sur toute la hauteur du silo située au dessus du plan de base est désignée par T :

$$T = \gamma h z_0 (\bar{x} - \bar{y}) \quad \bar{x}, \bar{y} \text{ relatifs au plan de base } (z=h)$$

$$\bar{x}_1 = 1,815 \quad \bar{x}_2 = 3,296$$

$$\bar{y}_1 = 0,837 \quad \bar{y}_2 = 0,963$$

$$T_1 = 0,85 \cdot 2,25 \cdot 12,71 (1,815 - 0,837) = 23,77 \text{ t/ml}$$

$$T_2 = 0,85 \cdot 2,25 \cdot 7 (3,296 - 0,963) = 31,23 \text{ t/ml}$$

Équilibre d'ensemble :

L'équilibre d'ensemble des forces verticales est vérifiée lorsqu'on remplace par l'unité le coefficient k_v :

$$\bar{v}_0 s + TL = (\bar{v}_0 + \frac{T}{r_h}) s = \gamma (z_0 \bar{x} + h'') s = \gamma \cdot h \cdot s$$

remplissage : $z_0, \bar{x}_1 + h'' = h \longrightarrow 12,71 \cdot 1,815 + 0,41 = 23,48 \text{ m}$

vidange : $z_0, \bar{x}_2 + h'' = h \longrightarrow 7 \cdot 3,296 + 0,41 = 23,48 \text{ m}$

Action sur le fond du silo :

L'action sur un plan incliné de surface unité a pour :

- composante verticale $\bar{v}' \cos \alpha$ avec $\bar{v}' = \bar{v}_1 + k_v \cdot \gamma \cdot \frac{v}{s}$

- composante horizontale $\bar{n} \sin \alpha$

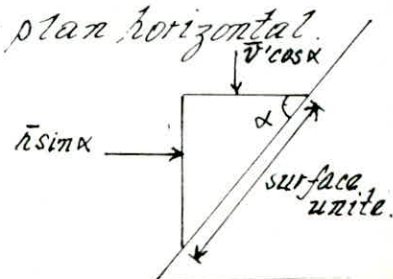
α : obliquité de la paroi de la trémie par rapport au plan horizontal.

\bar{n} : pression horizontale pour $z = h$

$$\bar{v}'_1 = 12,68 + 1,35 \cdot 0,85 \cdot \frac{91,24}{63,55} = 14,33 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{n} = \bar{n}_1 = 5,05 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 43^\circ,5$$



Le premier état d'équilibre (remplissage) correspond à la plus grande valeur de v et le deuxième état d'équilibre (vidange) correspond aux plus grandes valeurs de n et T .

L'expression exponentielle de n , ne s'applique que pour $z > z_T$.

pour $z < z_T$, n varie linéairement.

$$n = n_s = \frac{\delta r h}{T g \delta} \frac{x_T}{2} \quad \text{pour } z = z_s = \frac{z_T + h''}{2} \quad \text{avec } x_T = \sqrt{\frac{6|h' - h''}{\delta_0}}$$

État 1:

$$n_T = 0 \quad \text{pour } z = h' = 0,73 \text{ m.}$$

$$n_{S_1} = 1,17 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } z = z_{S_1} = 2,88 \text{ m.}$$

$$n \text{ varie : de } n_{S_1} = 1,17 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } z = z_{S_1} = 2,88 \text{ m.}$$

$$\text{à } n_{T_1} = 1,94 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } z = z_{T_1} = 5,35 \text{ m.}$$

État 2:

$$n_2 = 0 \quad \text{pour } z = h' = 0,73 \text{ m.}$$

$$n_{S_2} = 1,58 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } z = z_{S_2} = 2,24 \text{ m.}$$

$$n \text{ varie : de } n_{S_2} = 1,58 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } z = z_{S_2} = 2,24 \text{ m.}$$

$$\text{à } n_{T_2} = 2,46 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } z = z_{T_2} = 4,08 \text{ m.}$$

- Calcul suivant les normes SIN 1055 -

Pour chaque état d'équilibre, la norme fixe l'angle de frottement sur la paroi (δ) en fonction de l'angle de frottement interne et un coefficient de comportement λ , qui reste constant sur toute la hauteur de la cellule. $\lambda = \text{pression horizontale} / \text{pression verticale}$.

- Au remplissage $\lambda_r = 0,5$.

- A la vidange $\lambda_v = 1$.

$$\delta_r = 0,75 \phi \quad \text{pour un diamètre moyen des grains } \geq 0,2 \text{ mm.}$$

$$\delta_v = 0,60 \phi$$

$$\gamma = 0,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ \implies \delta_r = 22,5^\circ ; \delta_v = 18^\circ ; \mu_r = \tan \delta_r = 0,414$$

$$\mu_v = \tan \delta_v = 0,325$$

Pressions sur les parois :

$$\text{- remplissage : } \begin{cases} n_r = \frac{\delta r h}{\mu_r} (1 - e^{-z/\delta_{0r}}) \\ v_r = 2 n_r \end{cases} \quad \text{avec } \delta_{0r} = \frac{r h}{\mu_r \lambda_r}$$

$$\text{- vidange : } n_v = v_v = \frac{\delta r h}{\mu_v} (1 - e^{-z/\delta_{0v}}) \quad \delta_{0v} = \frac{r h}{\mu_v \lambda_v}$$

$$n_r = 4,62 (1 - e^{-z/10,87})$$

$$v_r = 9,24 (1 - e^{-z/10,87})$$

$$\delta_{0r} = \frac{2,25}{0,5 \cdot 0,414} = 10,87$$

$$n_v = v_v = 5,88 (1 - e^{-z/6,92})$$

$$\delta_{0v} = \frac{2,25}{0,325} = 6,92$$

Tableau des valeurs des pressions (r, v) en t/m^2 :

z (m)	r_z	v_z	$r_z v_z$
0	0	0	0
4,08	1,45	2,90	2,62
5,35	1,80	3,60	3,17
6,08	1,98	3,96	3,44
8,08	2,42	4,84	4,05
10,08	2,79	5,58	4,57
12,08	3,10	6,20	4,85
14,08	3,35	6,70	5,11
16,08	3,57	7,14	5,30
18,08	3,74	7,48	5,45
20,08	3,89	7,78	5,56
23,48	4,09	8,18	5,68

En raison de l'influence du fond du silo, on prend pour courbe de pression latérale horizontale la droite joignant le point de la courbe de remplissage situé au niveau du trou de vidange, au point de la courbe de vidange située à une distance de $1,2D$ au dessus du trou de vidange, sans que cette valeur puisse exéder $0,75H$.

$$1,2D = 1,2 \times 9 = 10,8 \text{ m.}$$

D : diamètre de la cellule.

$$0,75H = 0,75 \times 23,48 = 17,61 \text{ m.}$$

h : hauteur de la paroi.

Calcul suivant Reimbert :

$$\gamma_{\min} = 0,73 \text{ t/m}^3 ; \gamma_{\max} = 0,84 \text{ t/m}^3.$$

$$\varphi = 25^\circ ; \varphi'_{\min} = 21,5^\circ$$

$$\text{abscisse caractéristique } A = \frac{D}{4 \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{2} \right)} - \frac{h}{2}$$

$$p_z = p_{\max} \left[1 - \left(\frac{z}{A} + 1 \right)^{-2} \right]$$

$$q_z = \gamma \left[z \left(\frac{z}{A} + 1 \right)^{-1} + \frac{h}{3} \right]$$

$$\text{avec } p_{\max} = \frac{\gamma D}{4 \operatorname{tg} \varphi'}$$

$$Q_{\max} = \frac{\gamma S D}{4 \operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{2} \right)}$$

$$h = R \operatorname{tg} \varphi = 4,5 \operatorname{tg} 25^\circ = 2,098 \text{ m.}$$

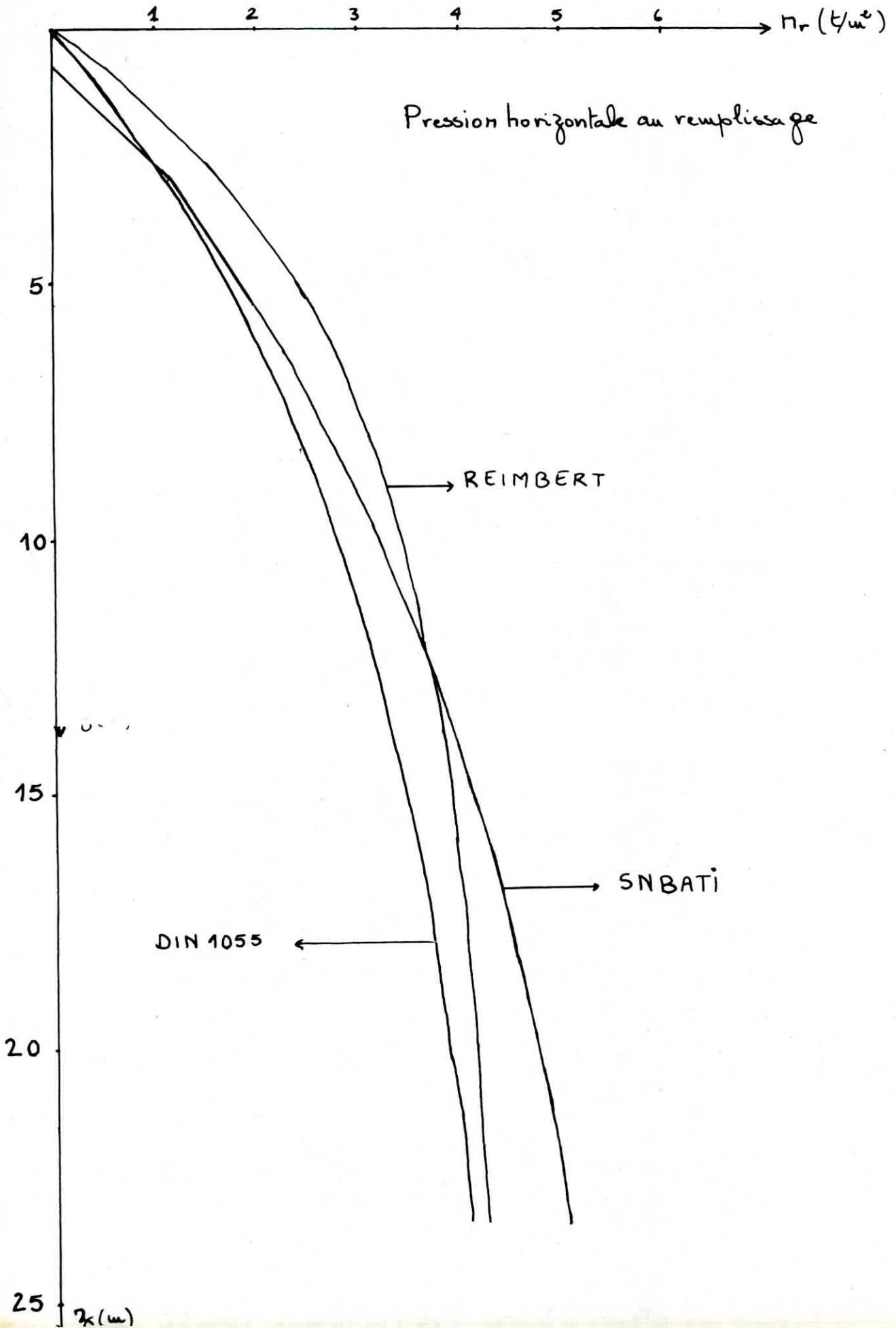
$$A = 13,374 \text{ m.}$$

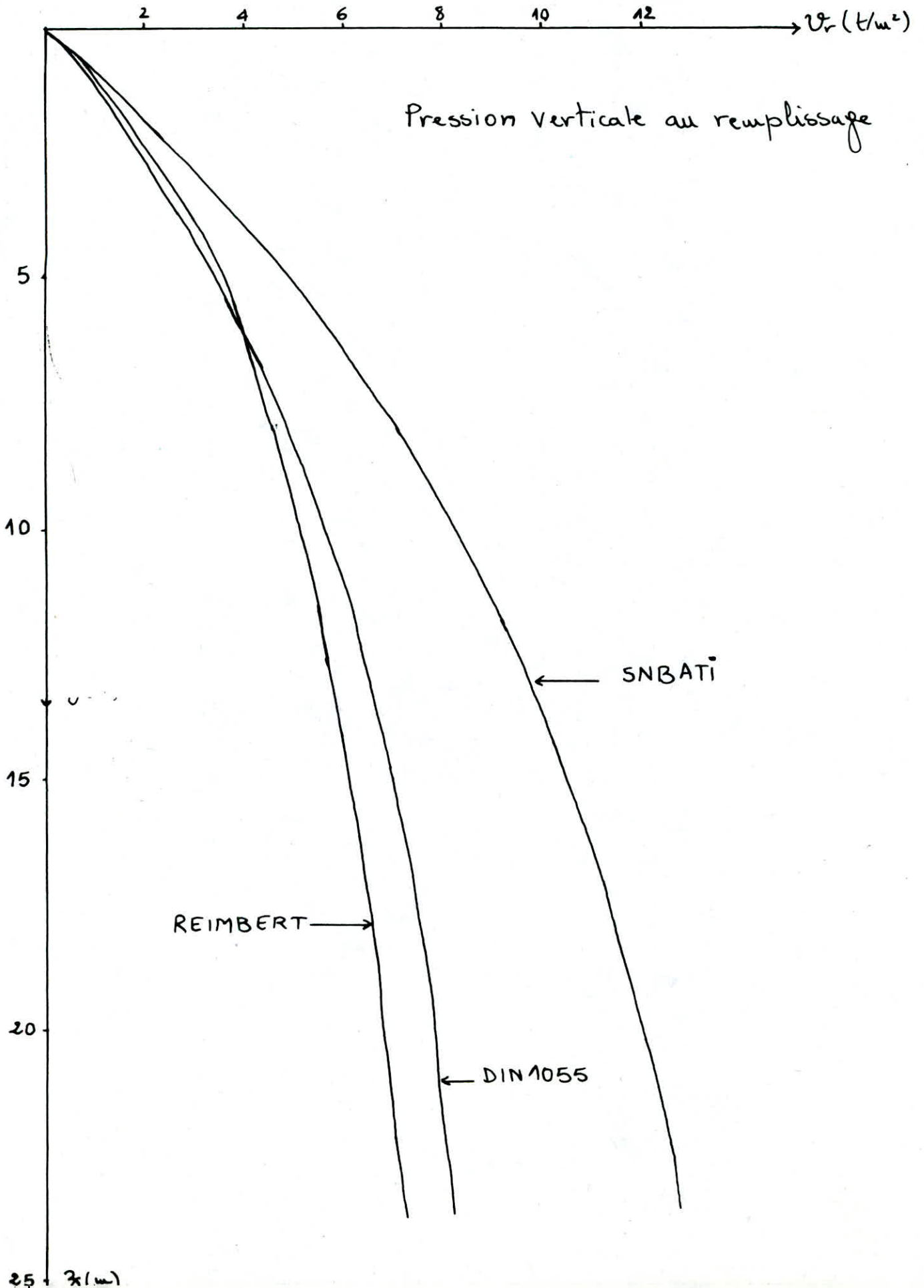
$$p_{\max} = 4,798 \text{ t/m}^2 ; Q_{\max} = 752,11 \text{ t.}$$

$$p_z = 4,798 \left[1 - \left(\frac{z}{13,374} + 1 \right)^{-2} \right]$$

$$q_z = 0,84 \left[z \left(\frac{z}{13,374} + 1 \right)^{-1} + 2,098/3 \right]$$

z (m)	p_z (t/m ²)	q_z (t/m ²)
0	0	0
4,08	1,981	3,213
6,08	2,530	4,098
8,08	2,933	4,818
10,08	3,238	5,416
12,08	3,473	5,919
14,08	3,659	6,349
16,08	3,809	6,721
18,08	3,931	7,045
20,08	4,031	7,330
22,08	4,115	7,584
23,48	4,166	7,745



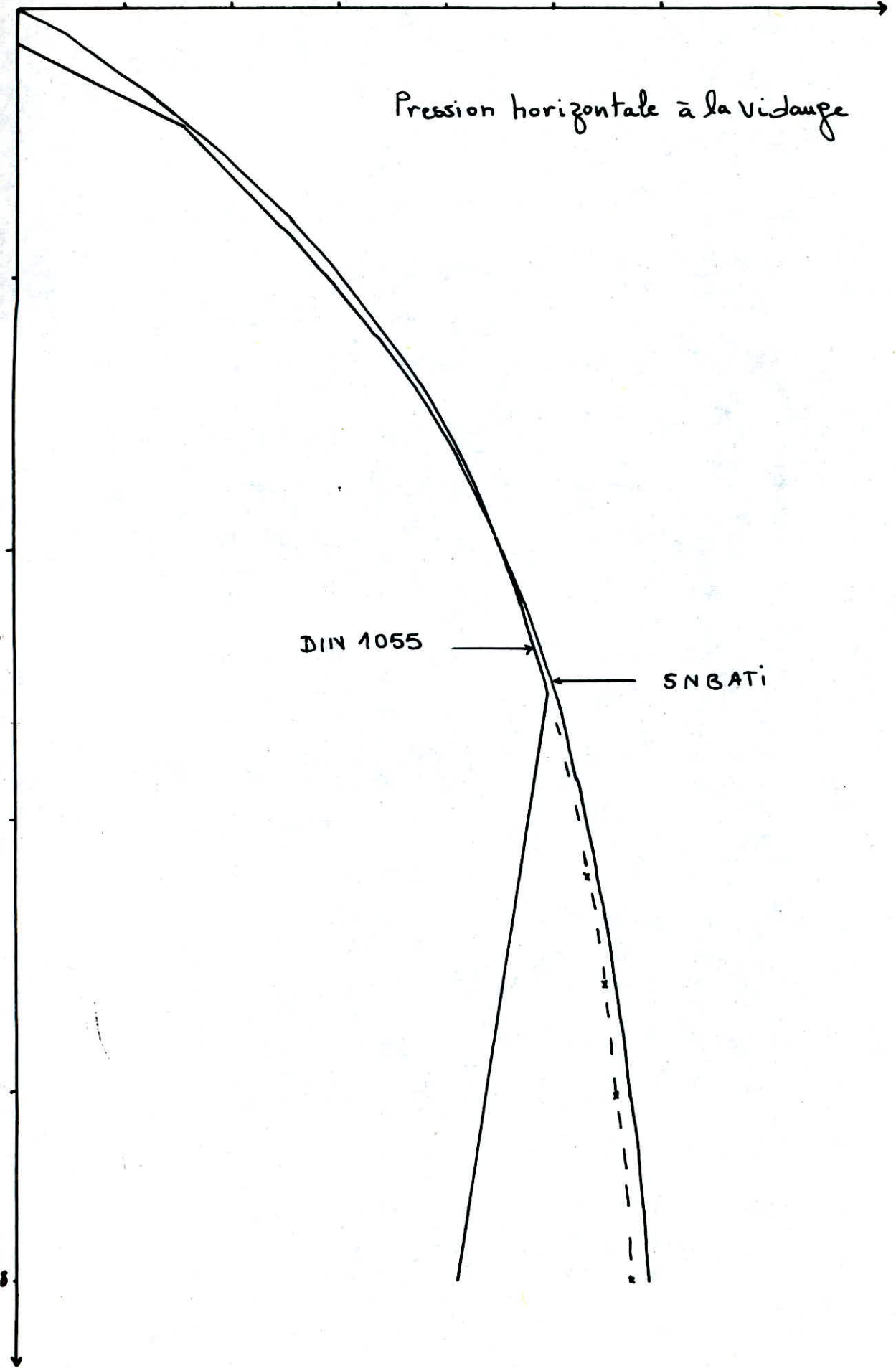


1 2 3 4 5 6

Pression horizontale à la vidange

DIN 1055

SNBATI



Comparaison entre les différents résultats :

La comparaison se limitera aux poussées développées à la vidange et au remplissage sur les parois et le fond du silo.

Les écarts entre les différents résultats obtenus à l'aide des trois (3) méthodes dépendent des :

- valeurs de γ , φ , δ , λ pour le calcul des poussées.
- majorations tenant compte des phénomènes de vidange.

Données de base, valeurs des caractéristiques et coefficient de comportement.

SNBATI :

$$\gamma = 0,85 \text{ t/m}^3.$$

$$\varphi = 26^\circ.$$

$$\delta = 20^\circ.$$

$$\lambda_1 = 0,486.$$

$$\lambda_2 = 0,883.$$

$$k_n = 1,15.$$

$$k_v = 1,35.$$

DIN:

$$\gamma = 0,85.$$

$$\varphi = 30^\circ.$$

$$\delta_2 = 22,5^\circ.$$

$$\delta = 18^\circ.$$

$$\lambda_1 = 0,5.$$

$$\lambda_v = 1.$$

Reimbert :

$$\gamma_{\max} = 0,84. ; \gamma_{\min} = 0,73.$$

$$\varphi = 25^\circ.$$

$$\delta = 21,5^\circ.$$

Tableau des résultats :

		PRESSION HORIZONTALE SUR LE FOND (t/m ²).	PRESSION VERTICALE SUR LE FOND (t/m ²).
REPLISSAGE	SNBATI	5,054	12,68
	DIN 1055	4,090	8,180
	REIMBERT	4,166	7,745
VIDANGE	SNBATI	5,814	8,205
	DIN 1055	5,680	5,680
	REIMBERT	/	/

CALCUL DES CELLULES

- Calcul de la cellule circulaire -

Le calcul des silos cylindriques est en général complexe, car il concerne l'équilibre d'une structure tridimensionnelle et dépend des choix des caractéristiques de base de la matière ensilée.

En dehors du poids propre et des charges qu'elles peuvent être appelées à recevoir de la construction, les parois sont sollicitées par deux (2) efforts principaux :

- La poussée horizontale due à la matière ensilée et qui tend à ouvrir le corps cylindrique suivant ses génératrices; et la force de frottement verticale due au frottement de la matière sur les parois et qui engendre des efforts de compression verticale dans les parois.

Soit P_3 la poussée latérale et R , le rayon interne du silo; la paroi doit être calculée pour résister à un effort d'extension égal à : RP_3 . On suppose que le béton peut supporter sans se fissurer un effort de traction égal au dixième de sa résistance à la rupture à la compression.

L'épaisseur e de la paroi en béton sera donc :

$$e \geq \frac{RP_3 \times 1,2}{100 \times \frac{5,8}{10}}$$

Remarque :

Pour pouvoir dimensionner les parois de la cellule, on considère une tranche de 1 m de hauteur de paroi supposée indépendante.

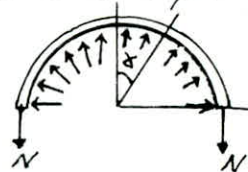
$$e \geq \frac{1,2 \times 4,5 \times 5,814 \times 10^3}{10 \times 270} = 11,63 \text{ cm.}$$

Or l'article 4.81 SNTAT limite l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ (borne inférieure) pour les ouvrages exécutés avec un coffrage glissant, on prendra $e = 18 \text{ cm}$.

Dans un anneau mince de section circulaire, soumis à une contrainte uniforme n par unité de longueur de paroi, les éléments de réduction se réduisent à un effort de traction N centre l'axe lorsque la contrainte s'exerce de l'intérieur vers l'extérieur.

$$2N = - \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} n r \sin \alpha \, d\alpha = - 2nr \sin$$

$$N = -nr \sin$$



Cette formule est déduite en supposant que les liaisons latérales et celles aux extrémités sont négligeables. La section de béton tendu n est pas prise en compte; les armatures tendues nécessaires sont données par : $A = N/\sigma_s$. Les quantités d'aciers, sont déterminées en divisant la hauteur totale en plusieurs tranches. Dans chaque tranche, le ferrailage sera uniforme et identique à celui correspondant à son point le plus bas. On remplace donc la courbe $n(z)$ réelle par une ligne brisée en escalier; on ne pas prévoir un très grand nombre de tranches, vu la montée rapide du coffrage glissant.

On choisit trois (3) tranches de hauteurs : $8,08 \text{ m} < 6,00 \text{ m} < 9,40 \text{ m}$.

Les efforts de traction N qui en résultent sont :

1^{ere} tranche : $N = -1,2 n_2 r_{in} = -1,2 \times 4,019 \times 4,5 = -21,70 \text{ t}$.

2^{eme} tranche : $N = -1,2 n_2 r_{in} = -1,2 \times 5,181 \times 4,5 = -27,98 \text{ t}$.

3^{eme} tranche : $N = -1,2 n_2 r_{in} = -1,2 \times 5,814 \times 4,5 = -31,39 \text{ t}$.

$1,2$: coefficient de pondération pour les sollicitations du 1^{er} genre.
 n_2 : pression latérale correspondant au 2^{eme} état d'équilibre (vidange)

Calcul des cerces :

TRANCHES	N(t)	Achoisi Par nappe	e (cm)	σ_a (kg/cm ²)
1 ^{ERE}	21,70	4,71 cm ²	16	2304
2 ^{EME}	27,98	5,49 cm ²	14	2548
3 ^{EME}	31,39	6,28 cm ²	12,5	2499

Dispositions constructives SNBATI :

- Enrobage minimal : $e \geq 2 \text{ cm} \rightarrow e = 2,5 \text{ cm}$.
- Pourcentage minimal : $\bar{w} \geq 0,2\% \rightarrow A_{\min} = \frac{0,2}{100} \cdot 18 \cdot 100 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Pourcentage maximal : $\bar{w} \leq 2\% \rightarrow A_{\max} = \frac{2}{100} \cdot 18 \cdot 100 = 36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Espacement maximal : l'écartement des armatures verticales ou horizontales d'une même nappe ne doit pas être supérieur à 25 cm (avec coffrage glissant) et minimum (30 cm, $\geq e$) pour les autres

verification de la condition de non fragilité :

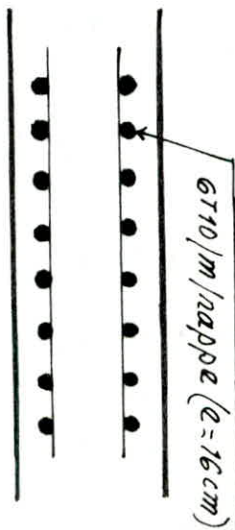
$$A \geq \max [A_0, \min(A_1, A_2)]$$

$\delta = 100 \text{ cm}$ $h = 18 - 2(2,5 + 0,5) = 12$

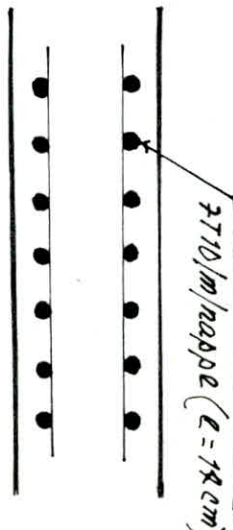
1^{ere} tranche : $A_0 = 7,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 9,3 \text{ cm}^2$, $A_2 = 0,69 \times 12 \times 100 \times \frac{5,8}{4200} = 1,14 \text{ cm}^2$
 $\max [A_0, \min(A_1, A_2)] = 7,75 \text{ cm}^2 < A_{ch} = 9,42 \text{ cm}^2$

2^{eme} tranche : $A_0 = 9,99 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 11,99 \text{ cm}^2$, $A_2 = 1,14 \text{ cm}^2$
 $\max [A_0, \min(A_1, A_2)] = 9,99 \text{ cm}^2 < A_{ch} = 10,98 \text{ cm}^2$

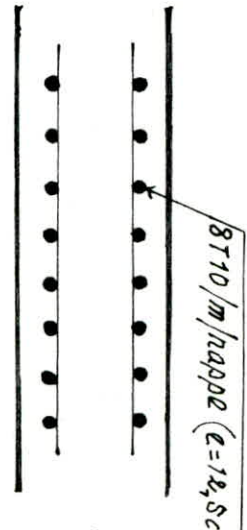
3^{eme} tranche : $A_0 = 11,21 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 13,45 \text{ cm}^2$, $A_2 = 1,14 \text{ cm}^2$
 $\max [A_0, \min(A_1, A_2)] = 11,21 \text{ cm}^2 < A_{ch} = 12,56 \text{ cm}^2$



1^{ere} tranche



2^{eme} tranche



3^{eme} tranche

Cellule en as de carreau supposée indépendante :

La cellule en as de carreau est étudiée en supposant :

- Les tranches horizontales de hauteur unité soumises à une poussée uniforme sont indépendantes les unes des autres.
- L'équilibre d'une tranche est assuré sans l'intervention des cellules circulaires.
- Les sommets de l'as de carreau sont indéformables.
- L'épaisseur e est négligeable devant le rayon extérieur r_e .

Caractéristiques de l'as de carreau :

$l_g = 3,50 \text{ m}$; $\alpha = \pi/4 - \text{Arctg } l_g/2r_e = 27,5^\circ$; $a_g = 68 \text{ cm}$.

Le périmètre $L' = 18,77 \text{ m}$.

La surface $S' = 16,671 \text{ m}^2$.

L'état d'équilibre de l'as de carreau est obtenu en superposant les 2 états.

État 1 : L'as de carreau est soumis à un tirant horizontal égal à :
 $F = h' [(\cos \alpha + \sin \alpha) r_e + \sqrt{2}/2 a_g]$, le moment et l'effort tranchant étant nuls ; l'effort normal $N = h' r_e$.

État 2 : Le tirant est supprimé, chacun des 4 arcs limitant cette cellule, se trouve soumis à la force de traction F .

A : entre points durs. $M_A = F(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}) r_e$; $N_A = h' r_e - F$; $T_A = 0$

B : aux points durs $M_B = F r_e (\cos \alpha - \frac{\sin \alpha}{\alpha})$; $N_B = h' r_e - F \cos \alpha$; $T_B = -F \sin \alpha$

Détermination des actions dans la cellule en as de carreau :

On utilise les mêmes hypothèses qui ont servi pour la détermination des actions dans la cellule circulaire avec :

$r'_k = \frac{S'}{L'} = 0,89 \text{ m}$.

remplissage :

$\lambda_1 = 0,486 \rightarrow z_{01} = 5,03 \text{ m}$; $\lambda' = 0,29 \text{ m}$; $\lambda'' = 0,162 \text{ m}$.
 $x_1 = \frac{z - 0,162}{5,03} \rightarrow y_1 = 1 - e^{-x_1} \rightarrow h_1 = 2,39 y_1$; $z_{T1} = 2,12 \text{ m}$.

vidange :

$\lambda_2 = 0,883 \rightarrow z_{02} = 8,769 \text{ m}$; $z_{T2} = 1,62 \text{ m}$.
 $x_2 = \frac{z - 0,162}{2,769} \rightarrow y_2 = 1 - e^{-x_2} \rightarrow h_2 = 2,39 y_2$.

$z \text{ (m)}$	2,12	4,08	6,08	8,08	10,08	12,08	14,08	16,08	18,08	20,08	22,08	23,48
$h_1 \text{ (t/m)}$	0,77	1,29	1,65	1,89	2,06	2,17	2,24	2,29	2,32	2,34	2,36	2,37
$h_2 \text{ (t/m)}$	1,21	1,81	2,11	2,25	2,32	2,36	2,374	2,382	2,386	2,388	2,389	2,389

On se limitera à deux (2) tranches dont les coordonnées de 0 à 8,08 et de 8,08 à 23,48 m.

Calcul de sollicitations :

En A : $F = [(\cos(27,5^\circ) + \sin(27,5^\circ)) 4,68 + \sqrt{2}/2 \cdot 0,679] h'_2 = 6,679 h'_2$.

$M_A = 6,68 h'_2 (1 - \frac{\sin 27,5^\circ}{0,438}) \cdot 4,68 = 0,972 h'_2$.

$N_A = 4,68 h'_2 - 6,679 h'_2 = -1,999 h'_2$.

$T_A = 0$

1ere tranche :

$$n'_2 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$M_A = 1,2 \times 0,972 \times 2,25 = 2,627 \text{ t.m}$$

$$N_A = 1,2 \times -1,999 \times 2,25 = -5,397 \text{ t.}$$

$$T_A = 0$$

2eme tranche :

$$n'_2 = 2,389 \text{ t/m}^2$$

$$M_A = 1,2 \times 0,972 \times 2,389 = 2,786 \text{ t.m}$$

$$N_A = 1,2 \times -1,999 \times 2,389 = -5,731 \text{ t.}$$

$$T_A = 0$$

en B :

$$M_B = -1,892 \text{ t.m}$$

$$N_B = -1,398 \text{ t}$$

$$T_B = -2,77 \text{ t}$$

1ere tranche :

$$n'_2 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$M_B = -4,973 \text{ t.m}$$

$$N_B = -3,775 \text{ t}$$

$$T_B = -7,478 \text{ t}$$

2eme tranche :

$$n'_2 = 2,389 \text{ t/m}^2$$

$$M_B = -5,281 \text{ t.m}$$

$$N_B = -4,008 \text{ t}$$

$$T_B = -7,917 \text{ t}$$

Ces efforts sont donc dus au remplissage de l'as de carreau ; on calculera les cerces dans le cas où seul l'as de carreau est rempli.

a - As de carreau en travée :

1ere tranche : $M_A = 2,627 \text{ t.m.}$; $N_A = -5,397 \text{ t} \Rightarrow a_A = \frac{M_A}{N_A} = 48,62 \text{ cm}$.

La section est partiellement tendue ($a_A = 48,62 \text{ cm} > a_0 = 6 \text{ cm}$).

$$\mu_t = M - N e_0 = 230018 \text{ kg.cm} \rightarrow \mu_2 = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0548 \rightarrow K = 36,2 ; \epsilon = 0,9023$$

$$\bar{\sigma}'_b = 77,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A = 0 ; A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_2} = 8 \text{ cm}^2$$

2eme tranche : $M_A = 2,786 \text{ t.m.}$; $-N_A = 5,731 \text{ t} \Rightarrow a_A = 48,62 \text{ cm} \rightarrow \text{SPt}$

$$M_t = 244214 \text{ kg.cm} \rightarrow \mu = 0,0581 \rightarrow K = 34,9 ; \epsilon = 0,8998$$

$$\bar{\sigma}_b = 80,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0 ; A = 8,51 \text{ cm}^2$$

1ere tranche : 6T10 + 6T10 par m de hauteur $A = 9,42 \text{ cm}^2$

2eme tranche : 7T10 + 7T8 par m de hauteur $A = 9 \text{ cm}^2$

3eme tranche : 8T10 + 8T8 par m de hauteur $A = 10,29 \text{ cm}^2$

La section d'aciers nécessaire A est du côté intérieur (fibre tendue) par rapport à la cellule circulaire.

verification des contraintes.

soient :

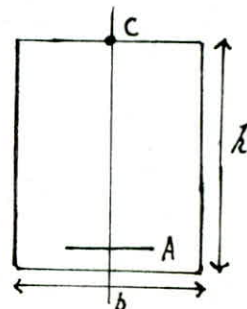
M^t_a : moment de flexion / armatures tendues.

M_s : moment de flexion / au point C.

- on calculera $\beta = \frac{M_s}{M^t_a}$ et $\bar{w} = \frac{100A}{b h}$

- on tire de l'abaque, les valeurs de k et μ_2 .

$$\bar{\sigma}_a = \frac{15 M_s}{\mu b h^2} \text{ et } \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k$$



TRANCHES	M_s (kg cm)	ρ	\bar{w}	k	μ_2	δ'_2 (kg/cm ²)	δ''_2 (kg/cm ²)
1ere	370973	1,352	0,628	32,5	0,087	86,15	2383
2eme	330179	1,352	0,600	32,8	0,086	85,37	2559
3eme	330179	1,352	0,686	30,8	0,095	90,90	2317

La fibre extérieure est toujours comprimée, ce qui justifie le calcul précédent; néanmoins on dispose d'une nappe d'acier près de la face extérieure (par rapport à la cellule circulaire), pour tenir compte du cas de charge (seule la cellule circulaire remplie).

b. As de carreau sur appui :

1ere tranche: $M_B = -4,973 \text{ t.m.}$, $N_B = -3,775 \text{ t}$; $T_B = -7,778 \text{ t}$.

$e_B = M_B / N_B = 131,73 \text{ cm} > e_0 = 6 \text{ cm} \Rightarrow \text{Spt.}$

$M_t = 475405 \text{ kg cm}$ $\mu = 0,1163 \rightarrow K = 22,9$; $E = 0,8663$.

$\delta'_2 = 125 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\delta}'_2 \rightarrow A' = 0$; $A = 14,59 \text{ cm}^2$.

2eme tranche: $M_B = -5,281 \text{ t.m.}$; $N_B = -4,008 \text{ t}$; $T_B = -7,921 \text{ t}$.

$M_t = 509853,6 \text{ kg cm}$ $\mu = 0,1235 \rightarrow K = 21,5$; $E = 0,8630$.

$\delta'_2 = 130,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\delta}'_2 \rightarrow A' = 0$; $A = 15,55 \text{ cm}^2$.

- 1ere tranche: 6T10 + 6T16 par m de hauteur $A = 16,77 \text{ cm}^2$.

- 2eme tranche: 7T10 + 7T14 par m de hauteur $A = 16,26 \text{ cm}^2$.

- 3eme tranche: 8T10 + 8T14 par m de hauteur $A = 15,33 \text{ cm}^2$.

La section d'aciers nécessaire A est du côté extérieur par rapport à la cellule circulaire.

vérification des contraintes :

TRANCHES	M_s (kg cm)	ρ	\bar{w}	k	μ_2	δ'_2 (kg/cm ²)	δ''_2 (kg/cm ²)
1ere	531275	1,117	1,121	20,8	0,149	132,61	2475
2eme	564172	1,117	1,099	21	0,144	133,33	2683
3eme	564172	1,117	1,089	22	0,135	127,27	2823

Les fibres intérieures sont comprimées, ce qui justifie le calcul précédent; néanmoins, on dispose une nappe d'aciers près de cette face pour tenir compte du cas de charge (seule la cellule circulaire remplie).

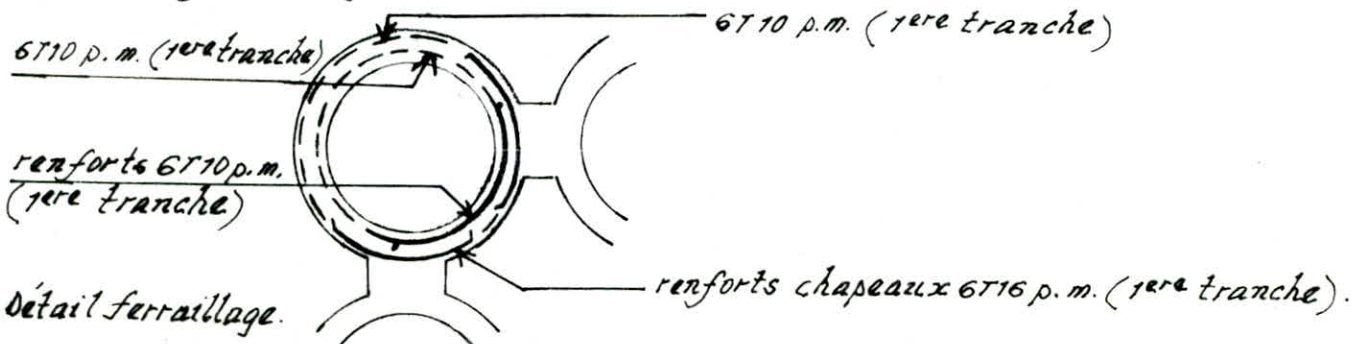
vérification du cisaillement τ_b provenant de l'effort tranchant T_B .

$\tau_b = \frac{T_b}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \delta'_2$ $b = 100 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 14,7 = 12,86 \text{ cm}$.

1ere tranche: $\tau_b = \frac{7778}{100 \times 12,86} = 5,81 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \times 5,8 = 6,67 \text{ kg/cm}^2$

2eme tranche: $\tau_b = \frac{7921}{100 \times 13,04} = 6,09 \text{ kg/cm}^2 < 6,67 \text{ kg/cm}^2$.

Cette vérification justifie l'absence d'armatures transversales.



ferrailage du gousset :

Le gousset doit transmettre d'un as de carreau (a) un autre les efforts suivants :

Le moment d'encastrement $M_B = -5,281 \text{ t.m.}$

La composante $V_B = T_B \cos(\frac{\pi}{2} - \alpha) = 7,138 \text{ t.}$

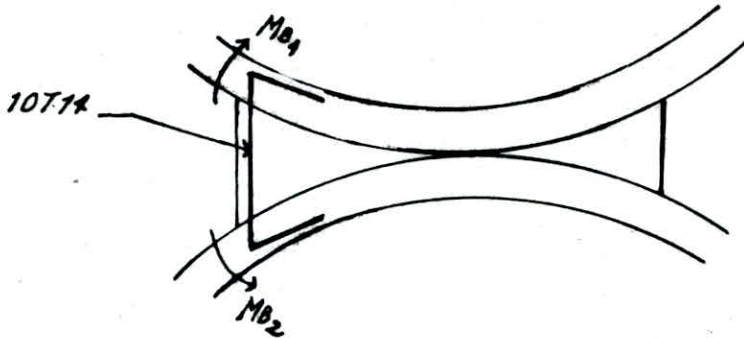
La composante $T_B \sin(\frac{\pi}{2} - \alpha)$ est un effort de compression. on ne tient pas compte de ce terme qui joue un rôle favorable dans le gousset.

Les moments M_{B1} et M_{B2} sont transmis au bloc de béton armé avant de s'équilibrer. Dans la zone courante $h_t = 18 \text{ cm}$, donc les bielles de béton qui équilibrent M_{B1} , ne peuvent avoir une hauteur $> 18 \text{ cm}$.

$e = \frac{M_B}{V_B} = 71 \text{ cm} \rightarrow$ le centre de poussée se trouve à l'extérieur des armatures.

La section est partiellement tendue. On trouve $A = 15,33 \text{ cm}^2/\text{m}$.

on disposera de 10T14/m. soit $A = 15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$.



Calcul en arc :

Dans ce paragraphe, on étudiera l'influence des liaisons entre les différentes cellules circulaires, la cellule sera assimilée à un arc circulaire encastredans les noeuds (points durs).

on prend un arc de hauteur unité soumis à une pression intérieure encastredans ses deux (2) extrémités.

Les éléments de réduction sont :

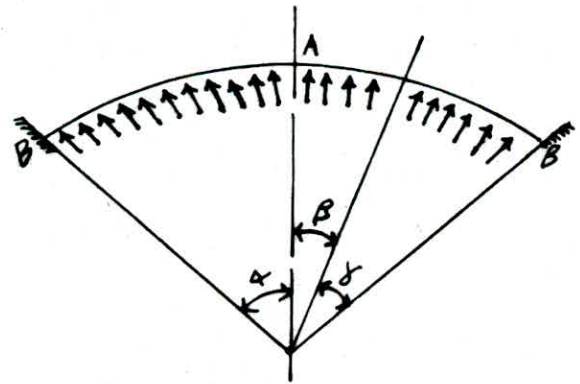
$$N = -nr + F \frac{\cos \beta}{\sin \alpha}$$

$$T = \frac{F}{\sin \alpha} \sin \beta$$

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

$$\text{avec } F = \frac{nr \sin^2 \alpha}{\alpha + \frac{\sin^2 \alpha}{1} \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} - \frac{\sin 2\alpha}{\alpha} \right)}$$

$$s = h.e = e, \quad I = \frac{he^3}{12} = \frac{e^3}{12}$$



Caractéristiques de l'arc :

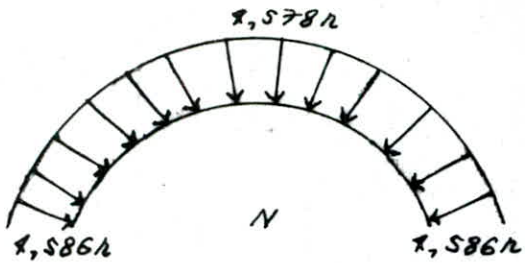
$\alpha = 139/4 = 69^\circ, s = 1,213 \text{ rd}; I = 1,86 \times 10^4 \text{ m}^4; s = 0,18 \text{ m}^2.$

$F = 0,0109 \text{ n.}$

— Entre points durs A : $\beta = 0 \rightarrow M = -0,012 \text{ n}; N = -1,578 \text{ n}; T = 0.$

— Aux points durs B : $\beta = \alpha = 69^\circ, s \rightarrow M = 0,022 \text{ n}; N = -1,586 \text{ n}; T = 0,017 \text{ n.}$

TRANCHES	$h = 1,213 \text{ rd}$	$N_A (\text{t})$	$T_A (\text{t})$	$M_A (\text{t.m.})$	$N_B (\text{t})$	$T_B (\text{t})$	$M_B (\text{t.m.})$
1ere	4,823	-22,08	0	-0,058	-22,19	0,053	0,106
2eme	6,217	-22,16	0	-0,075	-22,51	0,068	0,137
3eme	6,977	-31,94	0	-0,084	-32	0,077	0,153



vérification des sections d'acier calculées en anneau:
 Dans l'étude en anneau, l'acier a été déterminé pour équilibrer la seule traction; après l'introduction du moment (liaison entre cellule) on vérifie si ces armatures sont suffisantes pour la résistance de l'élément en arc. La section étant entièrement tendue.

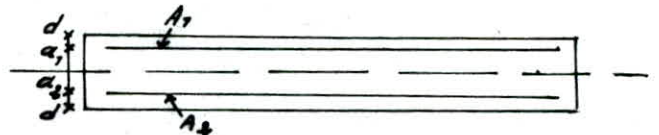
Contrainte dans les armatures.

$$\sigma_{a1} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M a_1}{A_1 a_1^2 + A_2 a_2^2} \leq \bar{\sigma}_a$$

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

$$a_1 + a_2 = z \text{ et } A_1 a_1 = A_2 a_2 \rightarrow \sigma_{a1} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M}{A_1 z} \leq \bar{\sigma}_a \quad A_1 = A_2 = A$$

$$\sigma_{a2} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M}{A_2 z} \geq 0$$



TRANCHES	A (cm ²)	σ_{a1} (kg/cm ²)	σ_{a2} (kg/cm ²)	σ_{a1} (kg/cm ²)	σ_{a2} (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$
1ere	4,71	2139	2249	2543	2168	2800
2eme	5,19	2697	2487	2788	2405	2800
3eme	6,28	2646	2440	2735	2360	2800

- entre noeuds -

- Aux noeuds -

Les sections d'aciers déterminées sont suffisantes.

- Effets dus au gradient thermique -

La différence de température entre le milieu intérieur (matière ensilée) et le milieu extérieur crée un moment $M_{\Delta t}$ dans la paroi verticale. Lorsque la température au sein de la matière ensilée (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 $M_{\Delta t}$ par la méthode approchée des articles 4.61 et 4.62 des règles SNTA.

Calcul du moment :

En admettant que la somme des résistances thermiques superficielles est égale à $0,35 \text{ m}^2\text{h}^{\circ}\text{C}/\text{Kcal}$ et que le coefficient de conductibilité du béton de la paroi est $1,4 \text{ Kcal}/\text{m}^{\circ}\text{C}$, la différence de t° entre les deux (2) faces de la paroi est :

$$\Delta t = \frac{h_0}{h_0 + 35} \Delta T.$$

$h_0 = 18 \text{ cm}$. épaisseur de la paroi.

$$\Delta T_1 = 40^{\circ}\text{C} \longrightarrow \Delta t_1 = 13,58^{\circ}\text{C} \quad T_{in} > T_e.$$

$$\Delta T_2 = -30^{\circ}\text{C} \longrightarrow \Delta t_2 = -6,79^{\circ}\text{C} \quad T_{in} < T_e.$$

Le moment par unité de longueur et de largeur créé par le gradient thermique est :

$$M_{\Delta t} = \frac{\alpha t \cdot E_v \cdot I}{h_0} \cdot \Delta t$$

$$E_v = 7000 \sqrt{5'28} = 115022 \text{ kg}/\text{cm}^2 ; h_0 = 18 \text{ cm} ; I = \frac{100 h_0^3}{12} = 2,86 \times 10^7 \text{ cm}^4/\text{m} ; \alpha t = 10$$

$$M_{\Delta t_1} = 22173,97 \text{ kg.cm/ml} ; M_{\Delta t_2} = -21086,98 \text{ kg.cm/ml}.$$

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

$$A = \frac{M_{\Delta t}}{z \sigma_a} ; z = \frac{7}{8} h \quad (\text{ces armatures doivent être disposées du côté de la face la plus froide de la paroi}).$$

— Transversalement : $h = h_0 - d = 15 \text{ cm} \longrightarrow z = 13,125 \text{ cm} \longrightarrow A_1 = 1,15 \text{ cm}^2 ; A_2 = 0,57 \text{ cm}^2.$

— Longitudinalement : $h = h_0 - 1,5\phi - e = 14 \text{ cm} \longrightarrow z = 12,25 \text{ cm} \longrightarrow A_1 = 1,83 \text{ cm}^2 ; A_2 = 0,61 \text{ cm}^2.$

Les sections d'armatures restent inférieures à la section minimale fixée par le règlement qui est :

$$A = 0,21\% b h = 36 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Du fait que le moment peut être positif ou négatif, on disposera d'une nappe d'acier pour chaque face.

Calcul de la cellule encastree dans la plate forme

Cette etude va nous permettre de connaitre les effets de l'encastrement de la cellule dans la plate forme. On considere une bande verticale de 1 m de largeur encastree dans la plate forme et appuyee elastiquement 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.

$I = e^3/12$ inertie de la poutre de largeur unite. on choisit comme origine des coordonnees, le lieu de l'encastrement de la cellule dans la plate forme.

$z = 32,43$ m c.a.d que la cellule est chargee jusqu'au niveau $z = 32,43$ m. donc, on se place dans un cas tres defavorable.

$$P(x) = 1,2 \text{ Kn} \frac{6 \text{ ln}}{7 \delta} (1 - e^{-x/a}) \text{ avec } x = \frac{z - h}{\delta_0} = \frac{z - 2,409}{7}$$

$$P(z) = 1,2 \times 1,15 \times 5254,55 (1 - e^{-\frac{z - 2,409}{7}}); \text{ on effectue le changement de variable } x = 32,43 - z \Rightarrow z = 32,43 - x \Rightarrow P(x) = 7251,28 (1 - e^{-\frac{32,43 - x}{7}}) = K(1 - be^{ax}).$$

avec $K = 7251,28$; $b = e^{-4,571}$; $a = 0,143$

Par definition du moment flechissant et de l'effort tranchant, on a:

$$-\frac{d^2 M}{dx^2} = -\frac{dT}{dx} = P, \quad y'' = -\frac{M}{EI} \Rightarrow P_1 = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

La deformation radiale de l'anneau est:

$$y_2 = \frac{P_2 R^2}{Ee} \Rightarrow P_2 = \frac{Ee}{R^2} y.$$

$$\text{on a } P = P_1 + P_2 \Rightarrow EI \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{Ee}{R^2} y = P \Rightarrow \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{12}{R^2 e^3} y = \frac{P}{EI}$$

$$\text{posons: } \frac{12}{R^2 e^3} = \beta^2 \Rightarrow \beta = \frac{\sqrt{12}}{\sqrt{R^2 e^3}} = 1,162 \quad (R = 1,5 \text{ m}; e = 0,18 \text{ m})$$

$$\text{L'equation differentielle devient: } \frac{d^2 y}{dx^2} + \beta^2 y = \frac{P}{EI}$$

La solution generale de l'equation sans second membre est:

$$y = C_1 e^{\beta x} \sin \beta x + C_2 e^{\beta x} \cos \beta x + C_3 e^{-\beta x} \sin \beta x + C_4 e^{-\beta x} \cos \beta x.$$

La solution particuliere avec second membre est:

$$y_2 = \frac{PR^2}{Ee} = \frac{KR^2}{Ee} (1 - be^{ax}) \text{ correspond a la deformation de la cellule}$$

independante de la plate forme et de la couverture. La solution generale de l'equation differentielle est la somme des deux

(2) solutions precedentes:

$$y = \frac{KR^2}{Ee} (1 - be^{ax}) + C_1 e^{\beta x} \sin \beta x + C_2 e^{\beta x} \cos \beta x + C_3 e^{-\beta x} \sin \beta x + C_4 e^{-\beta x} \cos \beta x$$

La deformation radiale a la tete de la cellule independante est nulle ($P_2 = 0$), la cellule liee au radier et a la couverture, ne doit pas avoir une deformation infinie quand $x \rightarrow \infty$, pour cela C_1 et C_2 sont nuls; en posant $A = \frac{KR^2}{Ee}$, l'equation de la deforme de la paroi devient:

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

Les parois de la cellule, sont encastrees dans la plate forme qu'on suppose rigide, d'ou les conditions aux limites suivantes:

$$x = 0 \Rightarrow y = 0 \text{ et } y' = 0.$$

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

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

$$y' = 0 \Rightarrow -Aba + (C_3 - C_4)\beta = 0 \Rightarrow C_3 = A\left(\frac{ba}{\beta} + b - 1\right).$$

L'équation de la déformée devient:

$$y = A \left[(1 - be^{ax}) + \left(\frac{ba}{B} + b - 1 \right) e^{-Bx} \sin Bx - (1 - b) e^{-Bx} \cos Bx \right]$$

$$M = -EI y''; \quad T = -EI y'''$$

$$y'' = -Aba^2 e^{ax} + 2C_2 B^2 e^{-Bx} \sin Bx - 2C_3 B^2 e^{-Bx} \cos Bx$$

$$y''' = -Aba^3 e^{ax} + (C_2 + C_3) 2B^3 e^{-Bx} \cos Bx - (C_3 - C_2) 2B^3 e^{-Bx} \sin Bx$$

à l'encastrement $x = 0$

$$M_0 = -EI \left[-Aba^2 - 2C_3 B^2 \right]$$

$$M_0 = \frac{KR^2 e^2}{12} \left[ba^2 + 2B^2(1 - b) - \frac{ba}{B} \right]$$

$$T_0 = \frac{KR^2 e^2 b}{12} \left[a^3 - 2aB^2 \right]$$

AN : $M_0 = 1676,31 \text{ kg.m/m}$; $T_0 = -2,11 \text{ kg/m}$ (l'effort tranchant étant faible, il sera donc négligé).

Étude de la bande verticale:

Elle est sollicitée par:

- Son poids propre (compression centrée) : $2500 \times 0,18 \times 35,04 \times 1 = 15768 \text{ kgs}$

- La résultante des forces de frottement due à la matière:

$$1,2 \times 4790,72 = 57588,86 \text{ kgs}$$

- Moment créé par la résultante des forces de frottement:

$$M_f = 57588,86 \times 0,09 = 5183 \text{ kgs}$$

- Moment dû à l'encastrement:

$$M_0 = 1676,31 \text{ kgs.m/m}$$

La section sera étudiée en flexion composée sous:

$$N = G + 1,2P = 73356,86 \text{ kgs}; \quad M = M_f - M_0 = 3506,69 \text{ kgs.m/m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 48 \text{ cm} > e_1 = \frac{ht}{6} = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu = \frac{M + Nf}{N} = \frac{7688,03 \text{ kgs.m}}{73356,86 \text{ kgs}} \rightarrow \mu = 0,1049$$

$$\sigma'_b = 155,55 \text{ kgs/cm}^2; \quad \sigma'_b = \sigma'_0 \left(1 + \frac{e e_0}{ht} \right) = 103,5 \text{ kgs/cm}^2 \quad (e_0 < ht/2)$$

$$\sigma'_b \neq \sigma'_0 \Rightarrow A' \neq 0$$

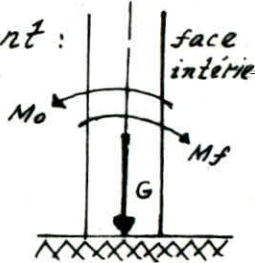
$$M + b = 6241,536 \text{ kgs.m} \rightarrow SM = 1446,494 \text{ kgs.m}, \quad x = 6,72 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = 15 \times 135 \times \frac{6,72 - 3}{6,72} = 1120,98 \text{ kgs/cm}^2 \Rightarrow A' = \frac{1446,494 \times 10^2}{1120,98 \times 13} = 9,93 \text{ cm}^2$$

On choisira 7T14 par m. ($A' = 10,77 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$A_{fs} = 20,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} = 20,17 - \frac{73356,86}{2800} = -6,02 \text{ cm}^2$$

vu que M_0 change de signe on disposera de 7T14 par m sur chaque face



ETUDE DE CONTREVENTEMENT

Étude du contreventement :

Les cellules seront calculées sous les charges horizontales et verticales. Pour les efforts horizontaux, on ne prendra en considération que les efforts sismiques, vu qu'ils 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 plus défavorable. Les cellules seront ainsi vérifiées sous les sollicitations du second genre.

Contraintes admissibles :

$$SP_{21} : \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \alpha \beta \gamma \epsilon \delta \sigma'_{28} = 337,5 \delta \quad \delta = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right\}$$

Contraintes dans la section :

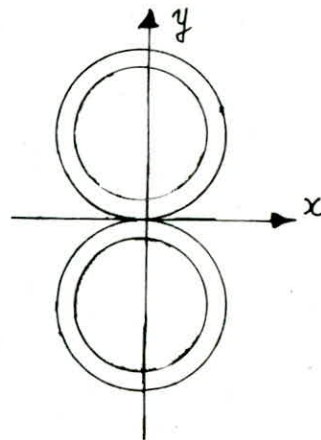
$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$S = 2 \times \pi (4,62^2 - 4,5^2) = 10,382 \text{ m}^2$$

$$I_x = 2 \left[\frac{\pi}{4} (R^4 - r^4) + \frac{S}{2} R^2 \right] = 336,8081 \text{ m}^4$$

$$y = 9,36 \text{ m}$$

$$r_x = \sqrt{I_x / A} = 5,6957 \text{ m}$$



Position du noyau central :

$$y_p = i x^2 / y_n \quad y_n = \pm 9,36 \text{ m} \rightarrow y_p = \pm 3,47 \text{ m}$$

On fera le calcul pour les deux (2) sections particulières :
Section d'encastrement et point d'attache de la tremie.

1er cas : - Toutes les cellules sont pleines.

	N(t)	M(t.m)	e ₀ (m)	σ'_{b1} (kg/cm ²)	σ'_{b2} (kg/cm ²)	σ'_{b} (kg/cm ²)
SECTION 1 0,00	4865,78	9404,09	1,93	73,00	20,73	120,08
SECTION 2 8,90	4225,26	5917,75	1,40	57,14	24,25	114,87

La section est entièrement comprimée, les contraintes sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer les armatures de compression.

2ème cas : toutes les cellules sont vides :

	N	M	e ₀	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b}
SECTION 1	1501,28	3005,32	2	22,81	6,11	120,7
SECTION 2	1255,11	1943,45	1,55	17,49	6,69	116,38

3ème cas : 2 cellules vides, 2 cellules pleines : - sens transversal.

	N(t)	M(t.m)	e ₀ (m)	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b}
1	3056,17	5961,26	1,95	44,65	14,23	120,22
2	2802,75	3778,82	1,35	36,66	17,37	114,38

Sens longitudinal :

	N (t)	M (t.m.)	e ₀ (m)	σ' _{b1}	σ' _{b2}	σ' _b
1	4849,38	9108,81	1,88	69,95	23,47	119,5
2	4206,64	5774,04	1,37	55,25	25,78	114,6
1	1496,54	2873,72	1,88	21,59	7,23	119,5
2	1254,86	1783,60	1,42	16,64	7,53	115,1

} cellules pleines.
d = 0,764
} cellules vides
d = 0,236

Sollicitations dues aux actions d'ensemble et locales :

Ce sont les sollicitations qui intéressent l'épaisseur de la paroi de la cellule et pour lesquelles les éléments de réduction peuvent être rapportés au c-d-g de toute section de largeur unité dans le sens vertical, ces sollicitations sont dues à :

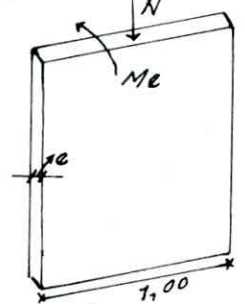
- L'effort normal provenant des actions d'ensemble N.
- Le moment résultant de l'action du gradient thermique dans l'épaisseur de la paroi et la liaison rigide de la paroi à sa base M_e.

On prend une bande verticale de largeur unité.

$$\begin{cases} N = \sigma'_b \cdot e \\ M_e = M_{at} + M_o \end{cases}$$

M_{at} = 0,422 t.m. (effet du gradient thermique).

M_o = 3,507 t.m. (effet de la liaison de la paroi avec le fond).



- Section soumise à la plus petite des contraintes de compression :

N = 6,11 × 18 × 100 = 10,998 t.

M = 3,929 t.m.

e₀ = 0,357 m > e₁ = $\frac{h \cdot t}{6} = 0,03 \text{ m} \rightarrow \text{SPC.}$

M_a^t = 3,929 × 10⁵ + 10,998 × 5,8 × 10³ = 456688,4 kgs.cm.

M_a^s = 3,929 × 10⁵ - 10,998 × 9 × 10³ = 293918 kgs.cm.

μ = $\frac{15 M_a^t}{8 h^2 \sigma_a} = 0,0974 \rightarrow \epsilon = 0,8756 ; K = 25,2.$

σ'_b = $\frac{3210,7}{25,2} = 127,4 < 202,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$

A = A₁ - $\frac{N}{\sigma_a} = 7,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ les 7714/ml suffisent.

vérification des contraintes :

ρ = $\frac{M_a^s}{M_a^t} = 0,678 ; W = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 14,8} = 0,728$ $\xrightarrow{\text{Abaque charon}}$ K = 20,5 ; μ₂ = 0,086

σ_a = 2340,43 kgs/cm² < σ_a = 3210,7 kgs/cm².

σ'_b = $\frac{\sigma_a}{K} = 114,77 \text{ kgs/cm}^2 < 202,5 \text{ kgs/cm}^2.$

vérification à la fissuration :

ω_f = $\frac{10,77}{2 \times 100 \times 3,2} = 0,0168 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2958,19 \text{ kgs/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3210,7 \text{ kgs/cm}^2 \end{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_a \text{ vérifiée.}$

- Section soumise à la plus grande des contraintes de compression :

N = 73 × 18 × 100 = 131400 kgs.

M = 3,929 t.m.

e₀ = 2,99 cm < e₁ = $\frac{h \cdot t}{6} = 3 \text{ cm} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

On suppose que la section est ferrillée par 7T14/m sur chaque face et on vérifie les contraintes.

$$S = 18 \times 100 + 15 \times 2 \times 10,77 = 2193,1 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15 \times 2 \times 10,77 (9 - 3,2)^2 = 59469,084 \text{ cm}^4.$$

$$\bar{\sigma}'_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v = 121,35 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$\bar{\sigma}'_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v = 2,43 \text{ kgs/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_2 \left(1 - \frac{v \epsilon_0}{h \epsilon}\right) = 134,89 \text{ kgs/cm}^2.$$

On disposera donc de 7T14/m sur la nappe extérieure sur toute la hauteur de même que sur la nappe intérieure pour tenir compte de ($M \geq 0$).

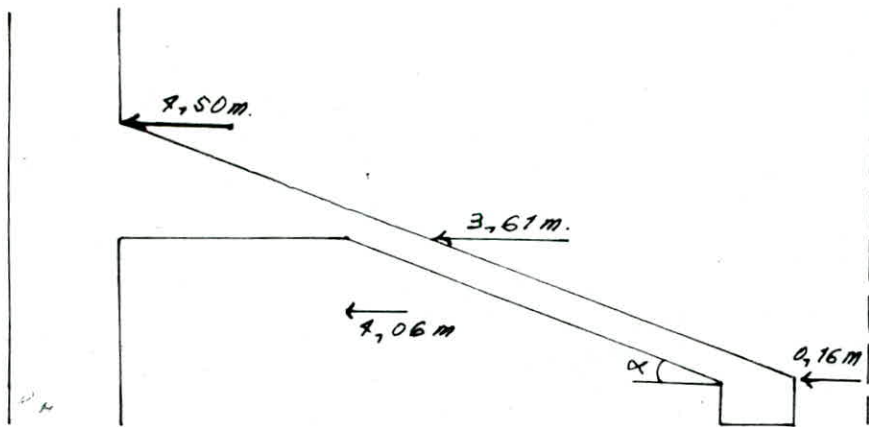
CALCUL DES ELEMENTS

Calcul de la trémie

Les cellules sont terminées à leurs parties inférieures par les trémies; dans notre cas la trémie a une forme tronconique pour faciliter l'écoulement de la matière ensilée par le trou de vidange centré au point le plus bas.

Les efforts à prendre en compte sont:

- Le poids propre de la trémie elle-même, ainsi que le poids des appareils fixés aux mamelles.
- La pression verticale exercée par la matière ensilée à la naissance de la trémie, et la poussée horizontale.
- Poids du bte contenu dans la trémie.



- Grand rayon $R = 4,50 \text{ m}$.
- Petit rayon $r = 0,16 \text{ m}$.
- Volume $V = 91,21 \text{ m}^3$.
- Epaisseur moy. $e = 33,6 \text{ cm}$.
- Hauteur $H = 1,15 \text{ m}$.
- $\alpha = 43^\circ,5$.

Suivant les règles SNBATI, les pressions qui s'exercent sur la trémie sont:

- pression verticale: $\bar{v} = \bar{v}' \cos \alpha = 14,32 \times \cos \alpha = 10,39 \text{ t/m}^2$.
- pression horizontale: $\bar{h} = \bar{h}' \sin \alpha = 5,054 \times \sin \alpha = 3,48 \text{ t/m}^2$.

Le poids réparti par m^2 de paroi de trémies est égale à:

$$\bar{p} = \frac{P}{S} = \frac{35,28}{63,58} = 0,555 \text{ t/m}^2$$

Évaluation des efforts:

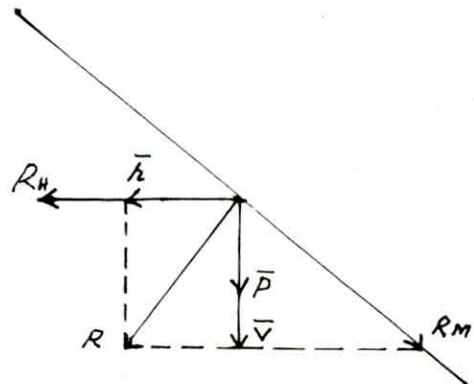
La résultante R , se décompose en:

- R_H : suivant l'horizontale (traction).
- R_M : suivant les méridiennes (traction).

Sollicitation du 1er genre:

$$R_H = 1,2 \bar{h} + \frac{1,2 \bar{v} + \bar{p}}{\tan \alpha} = 17,898 \text{ t/m}^2$$

$$R_M = \frac{1,2 \bar{v} + \bar{p}}{\sin \alpha} = 18,919 \text{ t/m}^2$$



Sollicitation de service :

$$R_H = \bar{h} + \frac{(\bar{v} + \bar{p})}{\sin \alpha} = 15,017 \text{ t/m}^2$$

$$R_M = \frac{(\bar{v} + \bar{p}) \cdot \frac{2gK}{\sin \alpha}}{\sin \alpha} = 15,90 \text{ t/m}^2$$

Calcul des armatures :

L'effort R_H sera repris par les cerces dont la section est :

$$A_c = \frac{R_H \cdot r_m}{2 \bar{\sigma}_a} \quad (\text{pour une face de paroi}), \text{ cet effort varie}$$

suyvant le rayon ; pour cela, on considère plusieurs tranches de 1 m le long de la trémie.

TRANCHE	$r_m (m)$	$N = R_H \cdot r_m (\text{t/ml})$	$A_c (cm^2)$	$A_{choisi} (cm^2)$	
1	3,719	61,193	10,93	10T12	$e = 10$
1	2,694	48,217	8,61	8T12	$e = 12$
1	1,969	35,241	6,29	6T12	$e = 16$
1	1,243	22,247	3,97	4T12	$e = 20$
0,87	0,565	10,112	1,81	3T12	$e = 20$

vérification des contraintes sous les sollicitations de service.

TRANCHE	$N (\text{t/ml})$	$A_{choisi} (cm^2)$	$\bar{\sigma}_a (kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}_a (kg/cm^2)$
1	61,333	11,31	2269	2312
1	48,447	9,04	2237	2312
1	39,562	6,78	2180	2312
1	28,662	4,52	2064	2312
0,87	8,482	3,39	1251	2312

Calcul des meridiennes :

Les meridiennes équilibrent la force de traction R_M dans la paroi.

L'effort qui s'exerce sur la paroi est :

$$F = R_M s \quad \text{où } s \text{ est la section projetée : } s = \frac{\pi r^2}{\cos \alpha}$$

L'effort qui s'exerce sur la paroi par mètre de peripherie est :

$$F_p = \frac{F}{p} = \frac{R_M s}{p} \implies F_p = R_M \frac{\pi r^2}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{2\pi r} = \frac{R_M r}{2 \cos \alpha}$$

La section d'armature par mètre de peripherie est donnée par :

$$A_H = \frac{F_p}{\bar{\sigma}_a}$$

$$R_M = 18,919 \text{ t/m}^2 ; \quad r = 3,778 \text{ m} ; \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgs/cm}^2$$

$$A_H = 17,60 \text{ cm}^2 \implies \text{on choisit } 10T16 \text{ (5T16/m sur chaque face).}$$

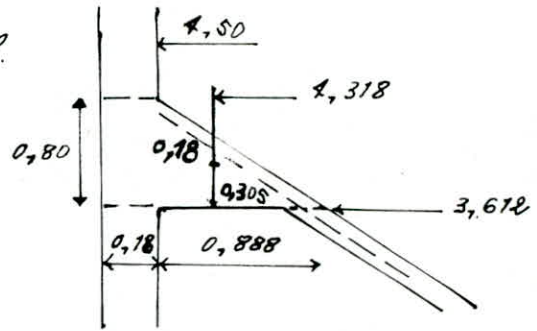
vérification des contraintes sous les sollicitations de service:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{F_p}{A} = \frac{R_{mT}}{2 \cos \alpha \cdot A} = 2060 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= 2002,2 \text{ kgs/cm}^2 \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} \sigma_a \\ \bar{\sigma}_a \end{aligned}} \right\} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{\sigma_a - \bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a} = 2,8\% < 3\%$$

Calcul de la ceinture

- Poids propre de la ceinture = 27,27 t.
 → poids propre / ml = $\frac{27,27}{2\pi \times (4,318)} = 0,893 \text{ t/ml}$.



- Effort vertical ramené par la tremie.
 - poids propre de la tremie = 35,28 t.
 - pression verticale

$$1,4 \times \pi \times (10,39) \times (3,618)^2 = \frac{511,095 \text{ t}}{576,305 \text{ t}}$$

→ effort vertical / ml = 30,136 t/ml.

- Excentrement de la traction dans les méridiennes:

La force de traction F_p dans les méridiennes est excentrée par rapport au c-d-g de la ceinture, d'une distance $a = 8,8 \text{ cm}$; ce qui provoque un moment de torsion constant, égale à:

$$M_t = C \cdot r \text{ où } C = F_p \times a = 49,268 - 0,088 = 4,07 \text{ t.m/ml}$$

→ $M_t = 17,77 \text{ t.m}$.

- efforts de traction dû aux efforts horizontaux dans la tremie.

$$N = R_H \cdot r \cdot H = 17,898 \times 4,318 \times 0,8 = 61,897 \text{ t}$$

Section d'armature due à la traction:

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{61,897 \times 10^3}{2800} = 22,08 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 7T20 = 21,98 \text{ cm}^2$$

Section d'armature due à la torsion:

Le formulaire de béton armé de MM Chambert et Tebette donne:

- Contrainte de cisaillement maximale produite par la torsion:

$$\tau_{b \max} = \frac{\lambda \cdot M_t}{S \cdot d}$$

λ : coefficient sans dimension $\lambda = 5$.

S : surface du trapèze $S = 0,50 \text{ m}^2$.

d : diamètre du cercle inscrit dans la section $d = 0,70$.

$$\tau_{b \max} = 27,91 \text{ kgs/cm}^2$$

La section d'armatures longitudinales est donnée par:

$$A = \frac{\lambda \cdot M_t}{6 r_m \cdot \bar{\sigma}_a}$$

avec $r_m = \text{rayon moyen} \quad r_m = \frac{S}{P} = \frac{0,50}{3,21} = 0,156 \text{ m}$.

$$A = 33,27 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit } 11T20 \text{ (} 7T20 + 4T20 \text{)}$$

Armatures transversales:

$$\left. \begin{array}{l} - T = 20,136 \text{ t/ml} \rightarrow \frac{At}{t} = \frac{T}{3 \bar{\sigma}_a t} = 0,17 \\ - \text{torsion: } \frac{At}{t} = \frac{\tau_{b \max} d}{6 \bar{\sigma}_a t} = 0,10 \end{array} \right\} \rightarrow \frac{At}{t} = 0,27$$

At : 1 cadre + 4 épingles $\phi 8 \rightarrow At = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 12,57 \text{ cm}$.
 on prend $t = 10 \text{ cm}$ pour toute la ceinture.

- Calcul de l'acrotère -

L'acrotère est calculée comme une console encastree dans le plancher terrasse sollicitée en flexion composée par :

- Le effort normal dû à son poids propre.
- Le moment résultant de l'application d'une surcharge due à la main courante et qui vaut 100 kgs/ml.

La section dangereuse est celle de l'encastrement, elle sera ferrillée en flexion composée par la méthode de M^r P. CHARON.

$G = 1,14 \times 0,18 \times 2500 = 513 \text{ kgs/ml.}$

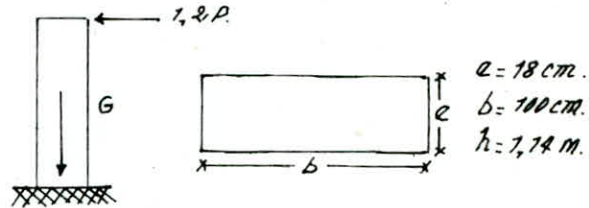
$S = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kgs/ml.}$

$M = S \times h = 120 \times 1,14 = 136,8 \text{ kgs. m/ml.}$

$N = G = 513 \text{ kgs/ml.}$

$T = 1,2P = 120 \text{ kgs/ml.}$

$e_0 = \frac{M}{N} = 0,27 \text{ m} > e_1 = \frac{h}{6} = 0,03 \text{ m} \rightarrow \text{SPC.}$



La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

$M_f = Nf = N(e_0 + \frac{h}{3} - d) = 513 \times 0,37 = 177,42 \text{ kgs. m/ml.}$

$\mu = 0,0036 \rightarrow \kappa = 166 ; \epsilon = 0,9727$

$\bar{\sigma}'_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 16,87 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,7 - \frac{513}{2800} = 0,21 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cette section étant faible, on adoptera la section d'armatures minimale donnée par la condition de non fragilité.

Condition de non fragilité : $A \geq \max [A_0, \min (A_1, A_2)]$

$A_0 = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 0,26 \text{ cm}^2$

$A_2 = 0,696 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 16 \times \frac{5,8}{2300} = 1,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq 0,26 \text{ cm}^2$

On adoptera 5T6/ml ($A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement $e = 20 \text{ cm.}$

On prévoit également des armatures \perp aux armatures principales.

condition de non fissuration : $\max (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$.

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0035 \rightarrow \bar{\sigma}_1 = 901,77 \text{ kgs/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 2934,76 \text{ kgs/cm}^2 \Rightarrow \max (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$

vérification de l'effort tranchant :

on doit vérifier que : $T + \frac{M}{z} \leq A \bar{\sigma}_a$.

$z = \frac{7}{8} h = 14 \text{ cm.} \rightarrow T + \frac{M}{z} = 120 - 1245,86 < 0 \Rightarrow A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$

Inutile de faire la vérification.

vérification du seisme local de l'acrotère :

d'après le "RPA81" art. 3.39, on doit vérifier le seisme local dans les éléments secondaires de la structure. L'acrotère sera vérifiée sous l'action de la force horizontale $F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$.

$z = \frac{A(\text{GROUPE D'USAGE 2, ZONE I})}{A(\text{GROUPE D'USAGE 2, ZONE III})} = \frac{0,08}{0,25} = 0,32$

$I = \frac{\text{VALEUR DE A POUR LE GROUPE D'USAGE DE LA STRUCTURE}}{\text{VALEUR DE A POUR LE GROUPE D'USAGE 2}} = \frac{0,08}{0,08} = 1$

$C_p = \text{facteur de force horizontale} \rightarrow C_p = 0,8$

$F_p = 0,32 \times 1 \times 0,8 \times 5,13 = 131,328 \text{ kgs/m} > 1,2P = 120 \text{ kgs/m.}$

conclusion :

L'acrotère est calculée avec un effort inférieur à la force sismique, donc on recalculera les armatures avec F_p et on les compare avec celles trouvées par la condition de non fragilité.

$$M = F_p \times h = 131,328 \times 1,14 = 149,71 \text{ kgs. m/m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,29 \text{ m} > e_1 = 0,03 \text{ m} \rightarrow \text{SPC.}$$

$$\text{moment fictif } M_f = 185,62 \text{ kgs. m/m.}$$

$$\mu = 0,0039 \Rightarrow \kappa = 160 ; \epsilon = 0,9714.$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} = 0,43 - \frac{513}{2800} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

condition de non fragilité : $A \geq 0,26 \text{ cm}^2/\text{m.}$

La section d'armature calculée est inférieure à la condition de non fragilité et la section d'armature adoptée $A = 1,41 \text{ cm}^2$.

Donc, on prend :

$$A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml. (5T6/ml)} \quad e = 20 \text{ cm. et 5T6 d'armature de peau}$$

- Calcul des planchers -

Nous avons deux (2) planchers en B.A. à calculer, l'un situé au niveau 35,20 supportant la machinerie et l'autre au niveau 33,90 et qui constitue le plancher terrasse et la couverture des cellules

Definition et calcul des prédalles:

Les prédalles sont des plaques préfabriquées en B.A., destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher du type « dalle pleine »; une lame de béton coulé sur place permet un fonctionnement monolithique, ses avantages sont:

- suppression des coffrages.
- préfabrication aisée.
- temps d'exécution et de livraison réduit.

Les prédalles se calculent en deux (2) phases:

1^{ere} phase:

Sous son poids propre et une surcharge forfaitaire dite « de chantier » correspondant aux poids des ouvriers et du matériel, elle sera prise égale à 100 kgs/m^2 .

2^{eme} phase:

La prédalle est à pleine résistance sous la combinaison G+1/2 P. Les prédalles ont une épaisseur de 10 cm, elles prennent appui sur les poutres et sur les corbeaux sur une distance de 3 cm. une couche de béton de 4 cm est coulé sur les prédalles, et l'ensemble constitue une dalle de 14 cm.

Dalle appuyée sur deux (2) cotés:

Le type de dalle sera calculé comme une poutre portant dans le sens de la petite portée.

1^{ere} phase:

- poids propre de la dalle 350 kgs/m^2
- surcharge de chantier 100 kgs/m^2

$$M_1 = \frac{q_1 l^2}{8} = \frac{450 (3,50)^2}{8} = 689,06 \text{ kgs. m} \quad (h=8 \text{ cm}; d=2 \text{ cm}; b=100 \text{ cm})$$

$q_1 = 450 \text{ kgs/m}^2$

$$\mu = 0,0577 \rightarrow K = 35; E = 0,90$$

$$\delta'_b = \frac{\bar{\delta}_a}{K} = 80 \text{ kgs/cm}^2; A_1 = 3,42 \text{ cm}^2$$

2^{eme} phase:

- poids propre de la dalle 350 kgs/m^2
- surcharge $1,2 \times 500 = 600 \text{ kgs/m}^2$

$$M_2 = \frac{q_2 l^2}{8} = 1454,687 \text{ kgs. m.} \quad (h=12 \text{ cm}; d=2 \text{ cm}; b=100 \text{ cm})$$

$q_2 = 950 \text{ kgs/m}^2$

$$\mu = 0,0541 \rightarrow K = 36,4; E = 0,9027$$

$$\delta'_b = 76,92 \text{ kgs/cm}^2; A_2 = 4,80 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté sera $A = \max(A_1, A_2) = 4,80 \text{ cm}^2$.

on prend: 7T10 ($5,49 \text{ cm}^2$) $a = 12 \text{ cm}$.

sens repartiteur: $A/4 \leq A_r \leq A_2 \rightarrow 1,37 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 4,80 \text{ cm}^2$.

on prend: 4T8 ($2,01 \text{ cm}^2$) $a = 25 \text{ cm}$.

Condition de non fragilité :

suyvant le sens porteur : $A \geq 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{2-3}{2} \right) = 0,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$

suyvant le sens répartiteur : $A \geq 0,69bh \left(\frac{1+3}{4} \right) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$

Condition de non fissuration :

$K = 1,5 \times 10^6$ (fissuration non préjudiciable) ; $\eta = 1,6$; $\phi = 70 \text{ mm}$.

$\bar{\omega}_f = 0,0137 \Rightarrow \bar{\sigma}_1 = 2896,5 \text{ kgs/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 2831,6 \text{ kgs/cm}^2 \Rightarrow \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_2$ vérifiée.

Espacement admissible :

- Sens de la petite portée : $t \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ ($h_0 = 14 \text{ cm}$).
- Sens de la grande portée : $t \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ ($h_0 = 14 \text{ cm}$).

Calcul du plancher terrasse :

Ce plancher comporte deux (2) types de panneaux :

- panneaux reposant sur 3 cotés.
- panneaux reposant sur 2 cotés.

a) dalle appuyée sur 3 cotés :

on utilise les tables de MR. BARES. Soit une dalle de dimension (a, b) reposant sur 3 cotés, à partir du coefficient ($\mu = 0,15 \text{ BA}$) et du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$, on tire les valeurs suivantes :

W_s : coefficient de flèche au milieu de la dalle.

W_{bs} : coefficient de flèche au milieu du bord libre.

M_{xs} : coefficient de moment dans la direction x au milieu de la dalle.

M_{ys} : coefficient de moment dans la direction y au milieu de la dalle.

M_{yas} : coefficient de moment dans la direction y au milieu du bord libre.

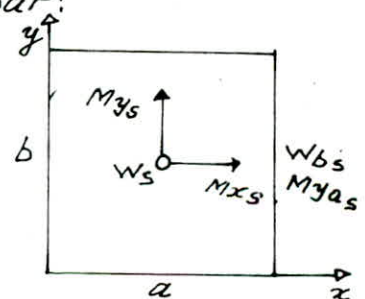
Chacun de ces coefficients doit être multiplié par :

- $9a^4/Eh^3$ pour avoir la flèche.
- $9a^2$ pour avoir le moment dans le sens x.
- $9b^2$ pour avoir le moment dans le sens y.

Le moment dans le sens y est plus important au voisinage du bord libre.

Pour cela, on utilise seulement les coefficients :

W_{bs} ; M_{yas} ; M_{xs} dans les calculs.



Panneau :

$a = 2,21$

$b = 3,41 \rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 0,648$.

pour $\gamma = 0,6 \rightarrow W_{bs} = 0,694$; $M_{xs} = 0,0683$; $M_{yas} = 0,0794$.

pour $\gamma = 0,7 \rightarrow W_{bs} = 0,4356$; $M_{xs} = 0,0559$; $M_{yas} = 0,0848$.

pour $\gamma = 0,648 \rightarrow W_{bs} = 0,570$; $M_{xs} = 0,0623$; $M_{yas} = 0,0783$.

Calcul de la flèche : $f_{bs} = W_{bs} \cdot 9a^2/Eh^3$

- poids de la dalle : $0,14 \times 2500 \times 1 = 350 \text{ kgs/m}^2$
- forme de pente : $150 \times 1 = 150 \text{ kgs/m}^2$
- étanchéité : $50 \times 1 = 50 \text{ kgs/m}^2$
- surcharge : $1,2 \times 100 = 120 \text{ kgs/m}^2$

$q_2 = 670 \text{ kgs/m}^2$.

$E = 7000 \sqrt{\delta'_{28}} = 1,15 \times 10^5 \text{ kgs/cm}^2$.

Flèche admissible : $\bar{F} = l/500 = 221/500 = 0,442 \text{ cm}$ ($l < 5,00 \text{ m}$).

$$f_{bs} = \frac{670 \times 221^2 \times 10^{-7} \times 0,57}{1,15 \times 10^5 \times 123} = 0,29 \text{ m} < \bar{F} = 0,44 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Calcul des moments :

- moment en travée = $0,9 M_0$

- moment en appui = $-0,6 M_0$

$$M_{xs} = \mu_{xs} q a^2 = 0,0623 \times 670 \times (2,21)^2 = 203,87 \text{ kgs.m/m} \Rightarrow M_{tx} = 183,48 \text{ kgs.m}$$

$$M_{yas} = \mu_{yas} q b^2 = 0,0783 \times 670 \times (3,21)^2 = 610,02 \text{ kgs.m/m} \Rightarrow M_{ty} = 549,02 \text{ kgs.m}$$

$$M_a = 366,01 \text{ kgs.m}$$

Calcul des armatures :

Sens porteur en travée : $M = 549,02 \text{ kgs.m} \rightarrow A_{tx} = 1,77 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 43,1 \text{ kgs/cm}^2$

on choisit : 4T8/ml ($A = 2,01 \text{ cm}^2$); $e = 25 \text{ cm}$.

. en appui : $M = 366,01 \text{ kgs.m} \rightarrow A_a = 1,15 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 88,89 \text{ kgs/cm}^2$.

on choisit : 3T8/ml ($A = 1,51 \text{ cm}^2$); $e = 30 \text{ cm}$.

Sens répartiteur : $M = 183,48 \text{ kgs.m/m} \rightarrow A_{ty} = 0,57 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 23,53 \text{ kgs/cm}^2$.

on choisit : 3T6/ml ($A = 0,85 \text{ cm}^2$); $e = 30 \text{ cm}$.

Condition de non fragilité :

- Suivant le sens porteur : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{2-3}{2} \right) = 0,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$

- Suivant le sens répartiteur : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1+3}{2} \right) = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$

Condition de non fissuration :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 1428,23 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 3165,82 \text{ kgs/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgs/cm}^2$$

Espacement admissible :

- Sens de la petite portée : $t \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- Sens de la grande portée : $t \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

b) - Dalle appuyée sur 2 côtés :

$$M_0 = q l^2 / 8 \rightarrow \text{phase provisoire } q_1 = 150 \text{ kgs/m}^2$$

$$\text{phase définitive } q_2 = 670 \text{ kgs/m}^2$$

1^{ere} phase : $M_1 = 150 \times \frac{3,42^2}{8} = 657,92 \text{ kgs.m/m} \rightarrow A_1 = 3,26 \text{ cm}^2$.

2^{eme} phase : $M_2 = 670 \times \frac{3,42^2}{8} = 979,57 \text{ kgs.m/m} \rightarrow A_2 = 3,17 \text{ cm}^2$.

$$A = \max(A_1, A_2) ; \text{ on choisit : } A = 4T8 ; e = 14 \text{ cm}$$

. Sens répartiteur : $0,88 \leq A_2 \leq 1,70 \rightarrow 3T8$ ($e = 30 \text{ cm}$).

Condition de non fragilité :

. Sens porteur : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{2-3}{2} \right) = 0,72 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$

. Sens répartiteur : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1+3}{2} \right) = 0,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$

Condition de non fissuration :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 2426,55 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 3165,82 \text{ kgs/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgs/cm}^2$$

- Calcul des poutres -

Niveau : 33,90 m.

Poutre : 16x35 - c'est une poutre préfabriquée (16x35) reposant sur 2 appuis de portée : $l = 3,35$ m.

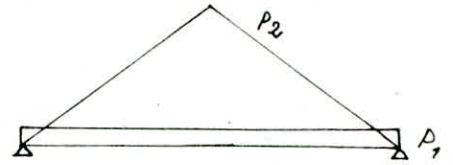
1^{ere} phase : $p_1 = 2,5 \times 0,16 \times 0,31 = 0,124$ t/ml.

$$p_2 = 0,450 \times \frac{3,35}{2} = 0,754$$
 t/ml.

$$T = 0,124 \times \frac{3,35}{2} + 0,754 \times \frac{3,35}{4} = 0,839$$
 t.

$$M = 0,124 \times \frac{3,35^2}{8} + 0,754 \times \frac{3,35^2}{12} = 0,879$$
 t.m.

$$M = 0,879$$
 t.m. ($h_t = 27$ cm ; $d = 3$ cm ; $h = 18$ cm) $\rightarrow A_1 = 1,98$ cm².



2^{eme} phase : $p_1 = 0,124$ t/ml.

$$p_2 = 0,670 \times \frac{3,35}{2} = 1,122$$
 t/ml.

$$T = 0,124 \times \frac{3,35}{2} + 1,122 \times \frac{3,35}{4} = 1,148$$
 t.

$$M = 0,124 \times \frac{3,35^2}{8} + 1,122 \times \frac{3,35^2}{12} = 1,223$$
 t.m.

$$M = 1,223$$
 t.m. ($h_t = 35$ cm ; $h = 32$ cm) $\rightarrow A_2 = 1,59$ cm².

Dans la deuxième phase, la poutre est calculée comme une poutre T.

on prend : $A = \max(A_1, A_2) \rightarrow 3T10 = 2,35$ cm².

$$\sigma'_b = 63,93 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

Armatures transversales :

$$T = 1,148$$
 t $\rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,148 \times 10^3}{16 \times \frac{7}{8} \times 32} = 2,56$ kgs/cm².

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,3$$
 kgs/cm².

on choisit pour At 1 cadu + 1 étrier $\phi 6 = 1,13$ cm².

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{\tau} =$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \tau_{at} \bar{\sigma}_{en} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = 0,95 \times 2400 = 2280$$
 kgs/cm² $\rightarrow t = 62,87$ cm.

Espacement admissible :

- en appui $\rightarrow E = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi, 30 \text{ cm}\right) = 8$ cm. $\rightarrow t = 8$ cm.

- en travée $\rightarrow E = \frac{h}{2} = 16$ cm. $\rightarrow t = 16$ cm.

Condition de non fragilité : $A \gg \max[A_0, \min(A_1, A_2)]$

$$A_0 = 1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,696 h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,49 \text{ cm}^2 \rightarrow A \gg 1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Condition de non fissuration :

$$\bar{w}_f = 0,0245 \Rightarrow \sigma_1 = 4722,89$$
 kgs/cm²

$$\sigma_2 = 3831,59 \text{ kgs/cm}^2 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{vérifiée}$$

vérification de la flèche :

Il n'est pas utile de faire une vérification de la flèche, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h_t}{l} \gg \frac{7}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{h_t}{l} = 0,1045 > 0,10 \rightarrow \text{vérifiée.}$

- $\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \rightarrow 0,0046 < 0,0102 \rightarrow \text{vérifiée.}$

vérification aux appuis :

La section d'armatures tendue, qui est conduite jusqu'à l'appui et ancrée au delà, doit équilibrer l'effort $T + \frac{M}{l}$.

$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{l}$ $A \bar{\sigma}_a = 6580 \text{ kgs} > T + \frac{M}{l} = 1148 \text{ kgs}$ — vérifiée.

Poutre 30x60 : portée $l = 7,15 \text{ m}$.

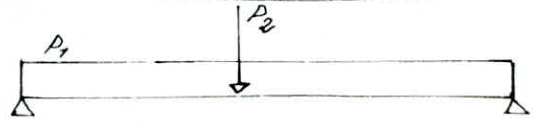
P.P. retombée : $2500 \times 0,30 \times 0,46 = 345 \text{ kgs/ml}$.

1^{ere} phase :

Charge de la dalle revenant à la poutre $0,450 \times \frac{3,65}{2} = 8,21 \text{ t/ml}$.

$p_1 = 0,891 + 0,345 = 1,236 \text{ t/ml}$.

Poutre (16x35) : $p_2 = 0,124 \times \frac{3,35}{2} = 0,208 \text{ t}$.



$T_1 = 1,236 \times \frac{7,15}{2} + \frac{0,208}{2} = 4,372 \text{ t}$.

$M_1 = 1,236 \times \frac{7,15^2}{8} + \frac{0,208 \times 7,15}{4} = 7,893 \text{ t.m}$.

2^{eme} phase :

- voile \rightarrow PP = 0,300 t/ml.
 - PP retombée = 0,345 t/ml.
 - Charge dalle niveau 33,90 : $0,670 \times \frac{3,65}{2} = 1,223 \text{ t/ml}$.
 - Charge dalle niveau 35,20 : $0,950 \times \frac{3,50}{2} = 1,663 \text{ t/ml}$.
 - Charge gaterie supérieure = 1,647 t/ml.
- $= 5,178 \text{ t/ml}$.

Effort poutre (16x35) : 0,208 t.

$T_2 = 5,178 \times \frac{7,15}{2} + \frac{0,208}{2} = 18,61 \text{ t}$.

$M_2 = 5,178 \times \frac{7,15^2}{8} + \frac{0,208 \times 7,15}{4} = 33,461 \text{ t.m}$.

1^{ere} phase : $h_t = 46 \text{ cm}$; $M = 7,893 \text{ t.m}$.

2^{eme} phase : $h_t = 60 \text{ cm}$; $M = 33,461 \text{ t.m}$.

$Mrb = k b h^2 = 24,37 \times 30 \times 55^2 = 22,116 \text{ t.m}$.

$A = \frac{Mrb}{\bar{\sigma}_a \delta h} + \frac{\delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')} = 24,78 \text{ cm}^2$;

$A' = \frac{\delta M}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} = 14,30 \text{ cm}^2$.

on choisit pour A : 8T20 $A = 25,13 \text{ cm}^2$.

A' : 8T16 $A' = 16,08 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

$T_{max} = 18,61 \text{ t} \rightarrow \tau_{max} = \frac{T}{b z} = 12,85 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ kgs/cm}^2$.

$t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_{at} z}{T}$.

$\beta_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,75 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,75 \times 2400 = 1800 \text{ kgs/cm}^2$.

$t \leq \frac{2,41 \times 1800 \times \frac{z}{8} \times 55}{18610} = 9,36$.

Espacement admissible :

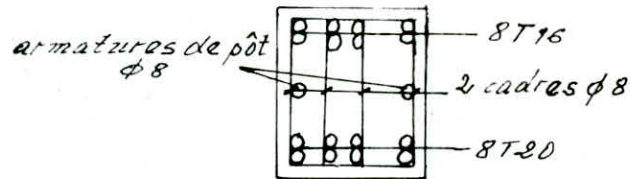
- Appui : $E = \min(\frac{h}{4}, 12 \phi) = 14,25 \text{ cm} \rightarrow t = 9 \text{ cm}$.

- travée : $E = \frac{h}{2} = 28,5 \text{ cm} \rightarrow t = 28 \text{ cm}$.

Condition de non fissuration :

$\bar{\omega}_f = 0,0838 \rightarrow \sigma_1 = 5471,16 \text{ kgs/cm}^2$
 $\sigma_2 = 2002,24 \text{ kgs/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \rightarrow$ vérifiée.

$A = 7,32 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 95 \text{ kgs/cm}^2$
 $M > Mrb \Rightarrow A' \neq 0$
 $\Delta M = M - Mrb = 11,345 \text{ t.m}$
 $\bar{\sigma}'_a = 1,2 \bar{\sigma}'_b (\frac{\alpha - \beta'}{\alpha}) = 1586,69 \text{ kgs/m}^2$

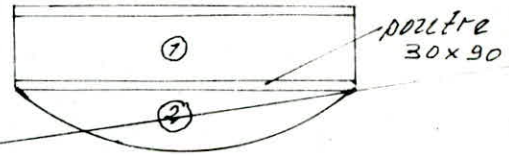


vérification aux appuis :

La section d'armature tendue qui est conduite jusqu'à l'appui et ancrée au delà (≥ 20) doit équilibrer l'effort $T + \frac{M}{3}$.

$A\bar{\sigma}_a = 12,565 \times 2800 = 35182 \text{ kgs} > T + \frac{M}{3} = 18610 \text{ kgs}$

- Poutre 30x90 : portée $l = 8,90 \text{ m}$.
- P.P. retombée : $2,5 \times 30 \times 0,76 = 0,57 \text{ t/ml}$.
- Charge dalle : $q \times \frac{3,65}{2}$ linéaire.



Charge dalle : $q \times \frac{3,50}{2}$ assimilée à une parabole.

1ere phase : $- 0,450 \times \frac{3,65}{2} = 0,821 \text{ t/ml}$ } $\rightarrow 0,821 + 0,57 = 1,391 \text{ t/ml}$ linéaire.
 - retombée $\frac{2}{2} = 0,570 \text{ t/ml}$.
 $- 0,450 \times \frac{3,50}{2} = 0,787 \text{ t/ml}$ \rightarrow parabolique.
 - poutre (16×35) : $0,124 \times \frac{3,35}{2} = 0,208 \text{ t}$ \rightarrow concentrée.

$T_1 = 1,391 \times \frac{8,90}{2} + 0,787 \times \frac{8,90}{3} + \frac{0,208}{2} = 8,629 \text{ t}$.

$M_1 = 1,391 \times \frac{8,90^2}{8} + 0,787 \times \frac{5}{48} \times 8,90^2 + 0,208 \times \frac{8,90}{4} = 20,729 \text{ t.m}$.

2eme phase : $- 0,670 \times \frac{3,65}{2} = 1,223 \text{ t/ml}$ } $\rightarrow 1,223 + 0,57 = 1,793 \text{ t/ml}$ linéaire.
 - retombée $\frac{2}{2} = 0,570 \text{ t/ml}$.
 $- 0,670 \times \frac{3,50}{2} = 1,172 \text{ t/ml}$ \rightarrow parabolique.
 - poutre (16×35) : $0,208 \text{ t/ml}$ \rightarrow concentrée.

$T_2 = 1,793 \times \frac{8,90}{2} + 1,172 \times \frac{8,90}{3} + \frac{0,208}{2} = 11,56 \text{ t}$.

$M_2 = 1,793 \times \frac{8,90^2}{8} + 1,172 \times \frac{5}{48} \times 8,90^2 + \frac{0,208 \times 8,90}{4} = 27,886 \text{ t.m}$.

1ere phase : $M = 20,729 \text{ t.m}$; $ht = 76 \text{ cm}$ $\rightarrow A = 11,52 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 91,2 \text{ kgs/cm}^2$

2eme phase : $M = 27,886 \text{ t.m}$; $ht = 90 \text{ cm}$ $\rightarrow A = 13,13 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 89,17 \text{ kgs/cm}^2$

on choisit : 3T20 + 3T16.

Armatures transversales :

$T_{max} = 11,56 \text{ t}$ $\rightarrow \bar{\tau}_{max} = 5,08 \text{ kgs/cm}^2$

en appui $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$ $\rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,3 \text{ kgs/cm}^2$

$\bar{\tau}_{bmax} < \bar{\tau}_b$

$\beta_{at} = 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 0,9$ $\rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = 0,9 \times 2800 = 2160 \text{ kgs/cm}^2$; $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$t \leq \frac{A_t \times \bar{\sigma}'_{at}}{\bar{\tau}} = 98,48 \text{ cm}$

Espacement admissible :

- appui E : $\min(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}) = 19,2 \text{ cm}$ $\rightarrow t = 16 \text{ cm}$

- travée $E = \frac{h}{2} = 42,5 \text{ cm}$ $\rightarrow t = 30 \text{ cm}$

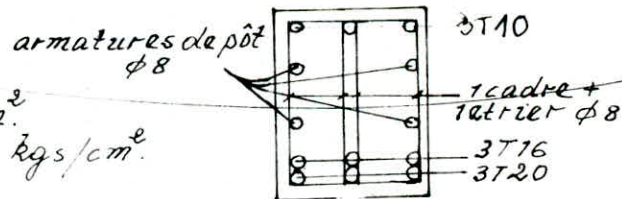
Condition de non fragilité :

$A_0 = 13,13 \text{ cm}^2$ $\rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 15,76 \text{ cm}^2$

$A_2 = 0,69 \beta_h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{ben}} = 2,43 \text{ cm}^2$ $\rightarrow \min(A_1, A_2) = 2,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow A > \max(A_0, \min(A_1, A_2))$

Condition de non fissuration :

$\bar{\omega}_f = 0,0515$ $\rightarrow \left. \begin{matrix} \bar{\sigma}_1 = 4079,21 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2002,27 \text{ kgs/cm}^2 \end{matrix} \right\} \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kgs/cm}^2$



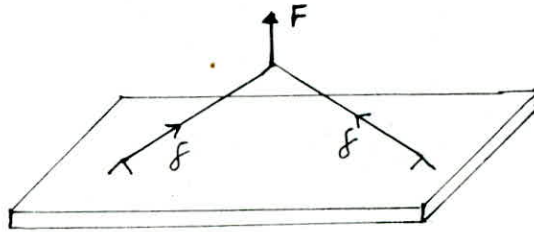
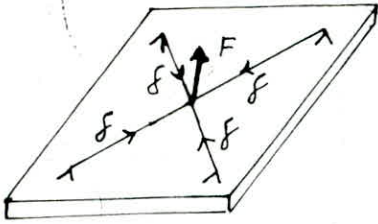
vérification aux appuis :

La section d'armature tendue qui est conduite jusqu'à l'appui et ancrée au delà ($3720 = 9,42 \text{ cm}^2$), doit équilibrer l'effort $T + \frac{M}{3}$.

$$A\bar{\sigma}_a = 26,376 \text{ t} > T + \frac{M}{3} = 11,56 \text{ t}.$$

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 :

$$\text{Pour une boucle } \bar{\sigma}_a = \frac{Kf}{2S} = \frac{K \cdot 2f}{\pi d^2}$$

K : coefficient de sécurité ($K = 1,56$).

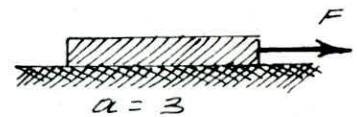
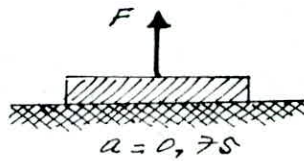
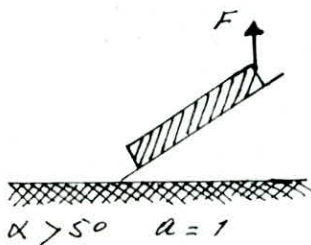
f : tient compte du poids du panneau et des efforts parasites qui peuvent se produire.

$F = a \cdot \bar{k} \cdot p$ F : effort global.

p : poids du panneau de dalle ou de la poutre.

\bar{k} : coefficient de demontage = 1,70.

a : coefficient en fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la pièce.



d'où $F = a \bar{k} p = 0,75 \times 1,70 p = 1,275 p$.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2Kf}{\pi d^2} \implies d = \sqrt{\frac{2Kf}{\pi \bar{\sigma}_a}}$$

Panneau de dalle : $f = F/4 = 0,32 p$

Poutre : $f = F/2 = 0,64 p$

on déterminera le système de levage pour les panneaux les plus chargés et on adoptera les mêmes boucles pour les autres panneaux ainsi que pour les poutres.

panneau : $P = 2992,5 \text{ kgs} \implies f = 957,6 \text{ kgs} \implies \phi = 7,7 \text{ mm} \implies 4 \phi 8$.

poutre : $P = 5073 \text{ kgs} \implies f = 3246,72 \text{ kgs} \implies \phi = 14,2 \text{ mm} \implies 2 \phi 14$.

CALCUL DES FONDATIONS

Calcul des fondations

Introduction:

Le choix du type de fondation dépend de l'importance des charges verticales et horizontales apportées par la structure ainsi que la nature du sol.

Nature et géométrie du sol de fondation:

La visite du site montre la présence sur toute l'étendue du terrain d'affleurement de roches éruptives. Les sondages carottés prouvent que les formations éruptives ont plus de 20 m. d'épaisseur. Ces roches sont pour l'essentiel des brèches basaltiques qu'on peut schématiser par une bicouche.

- Brèche très fracturée et altérée (les fissures sont fermées pour la plupart).

- Brèche ceillée de profondeur plus saine.

on peut donc s'assurer qu'il n'y aura pas de risque d'instabilité générale ou locale sur le site.

Les terrassements en débtais seront très difficiles, par conséquent les moyens que ces terrassements nécessiteront seront énormes, ils pourront être réalisés à l'aide d'un ripper monodent de forte puissance avec par endroits ébranchement préalable de la roche (à l'explosif ou par un autre procédé).

L'essai de compression simple montre que le sol a une très bonne résistance.

Ce tableau montre les valeurs du poids spécifique du matériau sec et la pression de rupture de l'éprouvette. E étant le module élastique. $\bar{\gamma}_s = 3 \text{ kg/cm}^3$

PROFONDEUR	$\gamma_d (\text{t/m}^3)$	$\bar{\sigma}_2$ (bars)	E (bars)
5,3 — 5,4	2,10	81	17300
7,9 — 8,2	2,18	274	56200
14,2 — 14,7	2,17	294	58500

Choix du type de fondation:

vu que les caractéristiques géotechniques sont très bonnes et que les charges verticales et horizontales à la base de la structure sont importantes, on a opté pour la solution d'un radier général.

Dimensionnement du radier: Le radier est rectangulaire.

on prendra un débord de 0,62 m. de chaque côté dans le sens transversal.

La surface du radier sera donc: $A = (18,76 + 2 \times 0,62) \times (18,76) = 20 \times 18,76$.

$$S = 375,2 \text{ m}^2.$$

Épaisseur du radier:

on détermine l'épaisseur de la dalle du radier par les deux conditions suivantes:

a- condition forfaitaire:

$$h \gg \frac{l}{10} \quad h - \text{hauteur utile.}$$

$$l - \text{longueur de travée entre un des appuis } l = 9,00 \text{ m.}$$

$$h \gg \frac{900}{10} = 90 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad h_t = 90 + 5 = 95 \text{ cm.}$$

b- condition de non poinçonnement: CCBA (article 39-54).

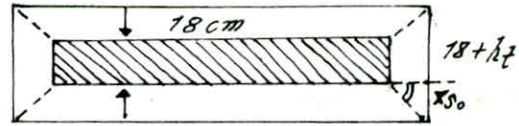
$$\frac{1,5 Q}{P_c h_t} \ll \bar{\sigma}_b \quad P_c: \text{périmètre du contour cisaille' (diffusé à } 45^\circ).$$

1. En zone courante.

$$P_c = (18 + h_z) \cdot 2 + (100 + h_z + 96 + h_z) = 4h_z + 232$$

$$Q = 84,36 \text{ t/ml.} \implies \frac{1,5 \times 84,36 \times 10^3}{(4h_z + 232)h_z} \leq 5,8$$

$$\text{à la limite } h_z^2 + 58h_z - 5452,31 = 0 \implies h_z = 50,37 \text{ cm.}$$



2. En zone de jonctions des cellules:

$$P_c = (36 + h_z) \cdot 2 + (200 + 2h_z) = 4h_z + 272$$

$$Q = 2 \times 84,36 = 168,72 \text{ t/ml.}$$

$$\implies \frac{1,5 \times 168,72 \times 10^3}{(4h_z + 272)h_z} \leq 5,8 \implies h_z^2 + 68h_z - 10908,62 = 0$$

$$\implies h_z = 75,84 \text{ cm.}$$

on prend $h_z = 100 \text{ cm.}$

Stabilité du radier :

Sollicitation du 1^{er} genre :

Poids propre du radier : $18,76 \times 20,00 \times 1 \times 2,5 = 938 \text{ t}$

a. 1^{er} cas : toutes les cellules pleines.

$$G = 2695,57 \text{ t.}$$

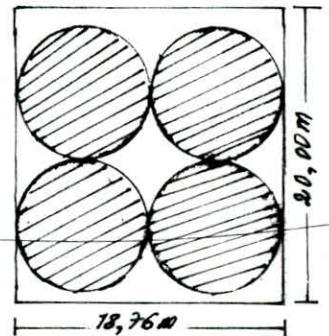
$$P = 6249,22 \text{ t.}$$

$$N = G + 1,2P + P_{rad} = 11132,63 \text{ t.}$$

La pression sur le sol est égale à :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{11132,63 \times 10^3}{375,2 \times 10^2} = 2,97 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,97 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kgs/cm}^2$$



b. 2^{ème} cas : 2 cellules vides, 2 cellules pleines.

• Sens longitudinal :

$$G = 2695,57 \text{ t.} ; P = 3124,61 \text{ t.}$$

$$N = G + 1,2P + P_{rad} = 7383,102 \text{ t.}$$

$$M = 1,2P \times a = 1,2 \times 3124,61 \times 4,69 = 17585,305 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 2,38 \text{ m} < e_1 = \frac{18,76}{6} = 3,13 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} x ; \bar{\sigma}_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} x$$

$$I = \frac{20 \times (18,76)^3}{12} = 11003,92 \text{ cm}^4 ; v = \frac{18,76}{2} = 9,38 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= 3,47 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 &= 0,47 \text{ kgs/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ on doit vérifier que } \bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_m = 2,72 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kgs/cm}^2$$

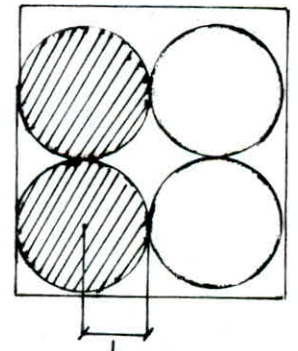
• Sens transversal :

$$N = 7383,102 \text{ t.} ; M = 17585,305 \text{ t.m.}$$

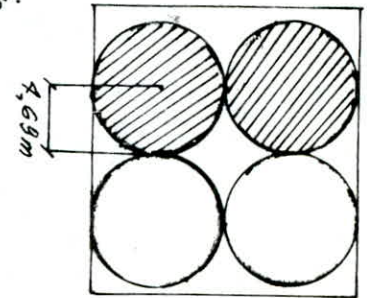
$$I = \frac{18,76}{12} (20)^3 = 12506,67 \text{ m}^4 ; v = \frac{20}{2} = 10 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= 3,37 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 &= 0,56 \text{ kgs/cm}^2 \end{aligned} \right\} \bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 2,67 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kgs/cm}^2$$

La combinaison du 1^{er} genre ($G + 1,2P$) est plus défavorable que ($G + P + v$).



$$a = \frac{18,76}{4} = 4,69 \text{ m}$$



vérification sous le 2^{ème} genre :

1^{er} cas : toutes les cellules pleines : $G + P + SI$.

$N = 10671,07 \text{ t}$; $M = 18808,78 \text{ t.m.}$ (moment de renversement dû au seisme).

• Seisme dans le sens longitudinal :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 17,6 \text{ m} < e_1 = \frac{18,76}{6} = 3,13 \text{ m.}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 4,45 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1,21 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = 3,65 \text{ kgs/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 4,5 \text{ kgs/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

• Seisme dans le sens transversal :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,76 \text{ m} < e_1 = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ m.}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 4,35 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1,31 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = 3,60 \text{ kgs/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 4,5 \text{ kgs/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

2ème cas : 2 cellules pleines, 2 cellules vides.

• Seisme dans le sens longitudinal :

$$N = 7252,61 \text{ t.} ; M = 11922,53 + 14654,42 = 26576,95 \text{ t.m.}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 4,20 \text{ kgs/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 4,5 \text{ kgs/cm}^2$$

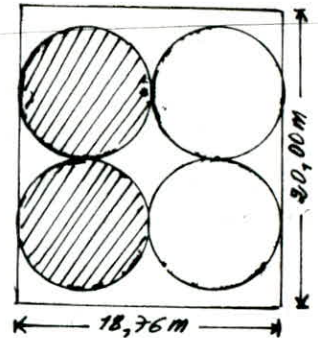
$$\bar{\sigma}_2 = -0,33 \text{ kgs/cm}^2$$

• Seisme dans le sens transversal :

$$N = 7252,61 \text{ t.} ; M = 26576,95 \text{ t.m.}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 4,06 \text{ kgs/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 4,5 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = -0,19 \text{ kgs/cm}^2$$



Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

Le radier sera calculé sous la sollicitation la plus défavorable définie par la comparaison des rapports suivants :

$$\frac{q_{SP1}}{\bar{\sigma}_a} \text{ et } \frac{q_{SP2}}{\bar{\sigma}_en}$$

q_{SP1} et q_{SP2} sont respectivement les contraintes maximales produites

sous le radier par les combinaisons du 1er et 2ème genre.

Longitudinalement : $q_{SP1} = \bar{\sigma}_{SP1} - q_{rad} = 3,37 - 0,25 = 3,12 \text{ kgs/cm}^2$.

$$q_{SP2} = \bar{\sigma}_{SP2} - q_{rad} = 4,45 - 0,25 = 4,20 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\frac{q_{SP1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3,12}{2800} = 1,11 \times 10^{-3} > \frac{q_{SP2}}{\bar{\sigma}_en} = \frac{4,20}{4200} = 10^{-3}$$

Transversalement :

$$q_{SP1} = 3,17 - 0,25 = 2,92 \text{ kgs/cm}^2$$

$$q_{SP2} = 4,35 - 0,25 = 4,10 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\frac{q_{SP1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2,92}{2800} = 1,04 \times 10^{-3} > \frac{q_{SP2}}{\bar{\sigma}_en} = \frac{4,10}{4200} = 9,76 \cdot 10^{-4}$$

La sollicitation du 1er genre est plus défavorable. Le calcul se fait sous les sollicitations du 1er genre.

Les plaques de dalles sont sollicitées par une charge uniformément répartie d'intensité q . La dalle du radier est infiniment rigide, donc les parties de la dalle délimitées par les cellules, se calculent comme des plaques circulaires sur un appui rigide le long du contour.

Pour une plaque circulaire simplement appuyée :

M_r, M_t : moments de flexion radiale et tangentiel.

$$M_r = \frac{9a^2}{16} (3+\mu)(1-f^2)$$

μ : coefficient de poisson = 0,15 (BA).

$$M_\varphi = \frac{9a^2}{16} (3+\mu - (1+3\mu)f^2)$$

$$r = fa.$$

au centre: $r = 0 \Rightarrow f = 0 \Rightarrow M_r = M_\varphi = \frac{9a^2}{16} (3+\mu)$.

au bord: $r = a \Rightarrow f = 1 \Rightarrow M_r = 0$
 $M_\varphi = \frac{9a^2}{8} (1-\mu)$.

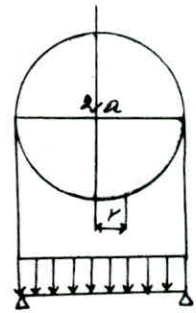
Poutre à 2 travées:

au centre: $M_0 = \frac{32,20}{16} \times (4,59)^2 \times 3,15 = 133,559 \text{ t.m.}$

au bord: $M_4 = \frac{32,20}{8} \times (4,59)^2 \times 0,85 = 72,079 \text{ t.m.}$

au centre: $M = 0,9 M_0 = 120,203 \text{ t.m.}$

au bord (appui): $M = -0,6, m_0 = 80,135 \text{ t.m.}$



Calcul des armatures: $h_t = 100 \text{ cm}$, $d = 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 95 \text{ cm}$.

1) - Armatures supérieures: dans les 2 directions:

$$M_x = M_y = 120,203 \text{ t.m.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kgs/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgs/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow M_{rb} = \bar{\sigma}_b b h^2 = 27,86 \times 100 \times 95^2 = 247,361 \text{ t.m.} > M \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = 53,40 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7732 = 56,29 \text{ cm}^2$$

2) - Armatures inférieures: dans les 2 directions.

$$M_x = M_y = 80,135 \text{ t.m.}$$

$$M_{rb} = 247,361 \text{ t.m.} > M \longrightarrow A' = 0$$

$$A = 37,89 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7725 = 37,36 \text{ cm}^2$$

vérification des contraintes:

au centre: position de l'AN: $\frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0 \longrightarrow x = 32,79 \text{ cm}$.

$$I: \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 4442572,617 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{I} x = 87,91 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{nM}{I} (h-x) = 2537 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kgs/cm}^2$$

au bord: $x = 26,56 \text{ cm}$; $I = 3038745,87 \text{ cm}^4$.

$$\sigma'_b = 70,02 \text{ kgs/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2707,25 \text{ kgs/cm}^2 \neq \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kgs/cm}^2$$

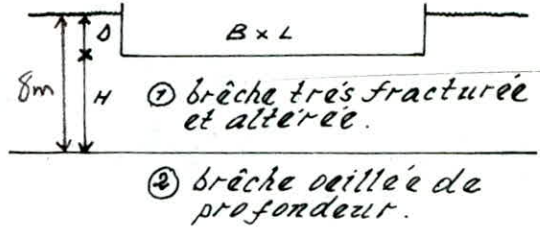
$$\frac{\sigma_a - \bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a} = 1,5\%$$

Calcul du tassement

Nous n'avons pas cherché à estimer avec précision la valeur du tassement, mais bien plutôt à estimer une borne supérieure de ce tassement; notre outil de travail a été l'ouvrage de "GIROUD" (Tables pour le calcul des fondations), reposant sur l'hypothèse d'un comportement élastique du sol.

Modélisation du contexte:

Le milieu ②, ayant les caractéristiques de la brèche veillée de profondeur, sera suppose semi-infini.



Méthode de calcul:

Nous avons décomposé le tassement w en 2 parties: $w = w_1 + w_2$.

w_1 : étant le tassement se produisant dans le milieu ① c.à.d. entre les profondeurs s et $s + H$

w_2 : étant le tassement dans le milieu ②.

w_1 est calculé grâce à l'abaque de "GIROUD" correspondant au cas d'une fondation rectangulaire souple reposant sur une couche compressible d'épaisseur finie H surmontant un substratum incompressible.

Le radier est rigide et non pas souple, mais l'abaque fournit le tassement moyen w_m sous la fondation souple; or, il est établi que le tassement sous une fondation rigide est très voisin du tassement sous la fondation souple de même géométrie et de même charge moyenne.

GIROUD exprime $w_m = w_1$ sous la forme:

$$w_1 = \frac{H q'}{E_1} \times P'_{hm}$$

H : épaisseur de la couche compressible subsistant sous la fondation.

q' : charge nette moyenne imposée au sol par la fondation.

$$q' = q - \gamma_h D \quad (\gamma_h: \text{densité humide du sol}).$$

E_1 : module d'élasticité de la formation ①.

P'_{hm} : coefficient donné par l'abaque en fonction de B/H et L/B et du coefficient de poisson ν_1 de la formation ①.

w_2 est calculé grâce à l'abaque de GIROUD correspondant au cas d'une fondation rectangulaire rigide, reposant directement sur le milieu semi-infini, homogène, isotrope, élastique.

GIROUD exprime ce tassement sous la forme:

$$w_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \cdot B \cdot q' \cdot \bar{P}$$

E_2 : module d'élasticité de la formation ②.

q' : charge nette moyenne.

ν_2 : coefficient de poisson de la formation ②.

\bar{P} : coefficient donné par l'abaque en fonction de L/B .

$$- d = 1 \text{ m} \Rightarrow H = 8 - 1 = 7 \text{ m} \rightarrow B/H = 2,68.$$

$$L/B = 1,066.$$

$$- \gamma_h = 2,3 \text{ t/m}^3 \rightarrow q' = 3 - 1 \times 0,23 = 2,77 \text{ tgs/cm}^2.$$

$$- \text{coefficient de poisson } \nu_1 = \nu_2 = 0,2.$$

$$- E_1 = 17300 \quad ; \quad E_2 = 57000.$$

Les abaques donnent $\bar{P} = 0,9$ et $P'_{hm} = 0,84$.

$$w_1 = 0,87 \text{ mm.} \quad] \Rightarrow w = 7,66 \text{ mm.}$$

$$w_2 = 0,79 \text{ mm.} \quad]$$

Bibliographie

- Aide Memoire R. D. M J. Goulet
- Aide Memoire B. A V. Davidovici
- Cours et Exercice de B. A P. CHARON
- Comparaison de différentes methodes de Calcul des Silos en Beton Annales ITBTP D. RIGOUT
- Cours Pratiques des mecaniques des sols COSTET - SANGLERAT
- Determination Numerique des Sollicitations exercées par la matiere ensilée dans les silos A LUMBROSO
- Efforts s'exerçant dans les silos suivant les Prescriptions de la norme ALLEMANDE DIN 1055. Annales I.F.B.T.P M. AUBRY
- Formulaire de B. A CHAMBAUD - LEBELLE
- Regles Parasismique Algerienne 1981 «Version 83» C.T.C.
- Regles N. V 65 D.T.U
- Regles C.C.B.A 68 D.T.U
- SILOS REIMBERT
- TRAITE De B. A Tome 11 A. GUERRIN
- TABLES pour le Calcul des fondations GIROUD
- TABLES pour le Calcul des dalles BARES

