

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

S'IL() A BLÉ
EN BÉT()N
ARMÉ

Proposé par : CTC

Etudié par : BOUDJELLAL . Med

Dirigé par :

RAHLI . Med

ME^r YURKIEWIEZ, R
ME^r COCULE SCU



PROMOTION : JANVIER 1985

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ بِنِعْمَةِ رَبِّي

صَدَقَ اللَّهُ

SOMMAIRE

PAGE

CHI : 1. Présentation de l'ouvrage	
2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	
3. Descente de charges	
CHII : Etude au vent	- 9 -
CHIII : Etude pseudo-dynamique	- 20 -
CHIV : Etude au séisme	- 29 -
CHV : Etude de la matière ensilée	- 38 -
1. Calcul suivant les règles SNBATI	- 40 -
2. Calcul suivant les normes DIN1055	- 47 -
CHVI : Calcul des cellules	- 55 -
1. Calcul de la cellule circulaire indépendante	
2. Calcul de la cellule en as de carreau indépendante	- 61 -
3. Calcul en arc	- 70 -
4. Effets dus au gradient thermique	- 73 -
5. Calcul de la cellule encastree dans la plateforme	- 75 -
CHVII : Etude du contreventement	- 78 -
CHVIII : Calcul des éléments	- 84 -
1. De la cellule : 1-1. Calcul de la trémie	
1-2. Calcul de la ceinture	- 87 -
1-3. Calcul des poteaux	- 89 -
2. De la couverture : 2-1. Calcul de l'acrotère	- 91 -
2-2. Calcul des planchers	- 93 -
2-3. Calcul des poutres	- 101 -
2-4. Calcul des poteaux	- 111 -
CHIX : Calcul des fondations	
1. Calcul du radier	
2.	

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde et notre reconnaissance à :

- Tous les ingénieurs du CTC en particulier à :

Mr et Mme COCULESCU

Mr SENDJANI - Mr YAVARI - Mr ALPTKIN - Mr TOMBINSKI

- Tout le personnel du CTC et surtout à Messieurs :

Mr BEY - Mr IRKI

- Notre promoteur Mr WERKEVICK

- Mrs CHENAF - BENSLIMANE

- A tous qui ont contribué de près ou de loins à notre formation

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de :

Mon père et ma mère qui se sont tant sacrifiés
pour moi que Dieu les gardes.

Mon frère - Mes sœurs - Toute ma famille

Tous mes frères croyants

Mes chers collègues BOUDJELLAL - RAHMANI - HADJI

BOUKHELKHAL - MANAA - GARIDI - SETBEL

ABED - BOUCHEKOUK

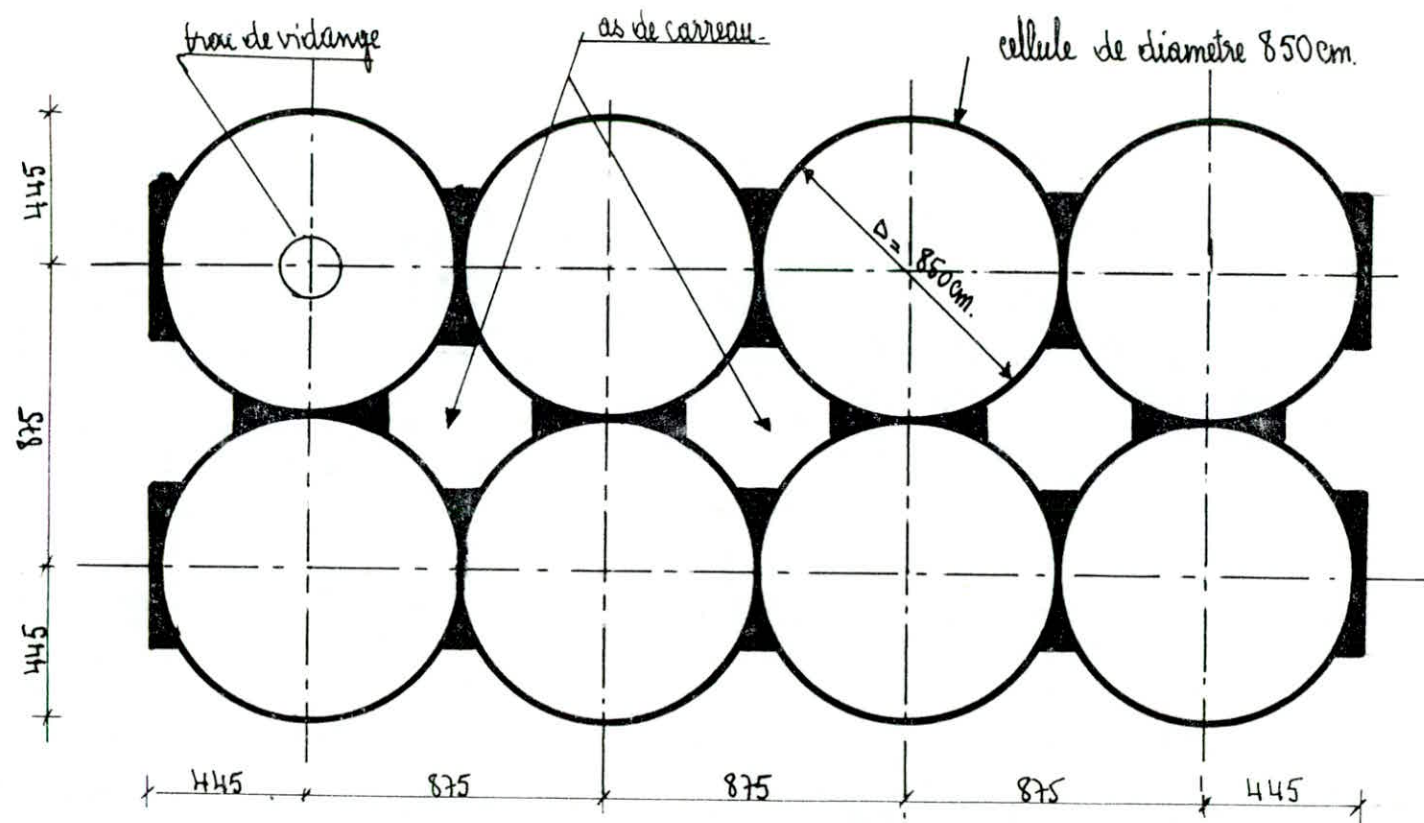
Rah Mohamed

Je dédie ce travail à :

- mes parents en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- la mémoire de mon grand père (CHAMI)
- mes frères et sœurs en leur souhaitant plein de succès.
- mes amis, en particulier ; Naceur M.W ; Bersali M et R.
Aouabed A ; Cheruet E ; Salah H ; Kessoum M ;
Oussaid T.
- tous ceux qui ont collaboré à ma formation.
- tous ce qui me sont chers.

- Mohamed Boudjellal -





- vue en plan de la batterie -

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1-1 Introduction :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un groupe de silos en béton armé d'une capacité de 40.000 tonnes pour le stockage des céréales.

Avant de présenter le projet et sa conception, on a jugé bon de donner un aperçu sur le stockage.

L'irrégularité du rendement des récoltes saisonnières, comme la répartition inégale de la production des céréales dans le monde, ont continuellement provoqué une consommation inégale de celles-ci. On a été amené à constituer des stocks qui permettent d'assurer une consommation uniforme des denrées.

Ce stockage tend actuellement à se généraliser et s'effectue de préférence dans des silos, pour le blé, l'orge, le malt, etc...

Un silo se compose le plus souvent d'un certain nombre de cellules (circular, rectangulaires, polygonales, ...) juxtaposées ayant à leurs bases des trémies de vidange et à leurs parties supérieures des planchers supportant des appareils de remplissage. Un bâtiment (tour de travail) contigu à l'ensemble des cellules contient des dispositifs de manutention et assurant le transport vertical.

1-2 Description générale :

La présente étude concerne le projet d'un ensemble comprenant 4 batteries (groupes de cellules). Chaque batterie est formée de 8 cellules cylindriques disposées en deux rangs, et 3 intercellules. Cette disposition a été obtenue en utilisant les espaces compris entre les 2 rangs de cellules.

Des joints de dilatation séparent les 4 modules ainsi qu'une tour de travail. Un groupe est planimétriquement compris entre le périmètre d'un rectangle de côtés 35,15 et 17,65 m mesurés entre les rangs extérieurs aux parois des cylindres. Les cellules qui se prolongent jusqu'à la terre présentent une hauteur globale d'environ 31,5 m avec un diamètre interne de 8,50 m et une épaisseur de 20 cm.

Une superstructure nécessaire à la couverture des appareils de distribution des céréales, atteint la cote de 36,2 m.

Le plancher de couverture des silos est réalisé au moyen de poutres et pré-dalles préfabriquées en béton armé.

Le plancher de couverture de la superstructure est réalisé par des poutres coulés sur place avec des prédalles préfabriquées.

Le déchargement des cellules (la vidange) est centré et se fait par écoulement gravitaire au moyen de trémies tronconiques en béton armé, soutenues chacune d'elles par huit (8) poteaux placés à l'intérieur de la cellule.

Le remplissage se fait par chute libre à partir des goulottes disposés au sommet des cellules.

1-3 Coffrages :

Les coffrages doivent être établis de façon à assurer la continuité des surfaces extérieures et intérieures ainsi que la verticalité du silo.

On utilisera pour la réalisation de ces silos des coffrages glissants. Le béton est coulé par tranches horizontales dont la hauteur est fonction du mode de coulage pour éviter la ségrégation du béton.

Les armatures sont placées dans les coffrages aux emplacements prévus par les plans d'exécution, elles sont solidarisées par des ligatures, et toutes les mesures doivent être prises pour éviter leur déplacement pendant le bétonnage.

2. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

2-1 BETON :

Le béton armé utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CCBA68) et à tous les règlements appliqués en Algérie.

La composition de 1 m³ de béton est de :

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 800 l de gravillon $D_g \leq 25$ mm
- 400 l de sable $D_s \leq 5$ mm
- 150 l d'eau

Contraintes admissibles :

Pour un béton dosé à 350 Kg de ciment CPA 325, la résistance nominale à 28 jours est :

- pour la compression $\sigma_n = \sigma_{28} = 270$ Kg/cm²
- pour la traction $\sigma_m = \sigma_{28} = 23,2$ Kg/cm².

Contrainte de compression admissible : $\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = \beta'_b \sigma_{28} \quad \text{avec} \quad \beta'_b = \alpha \beta \delta \delta \epsilon$$

α - dépend de la classe du ciment : $\alpha = 1$ pour CPA 325

β - dépend de l'efficacité du contrôle : $\beta = 5/6$ pour un contrôle atténué.

δ - dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction

et des dimensions des granulats (C_g) : - si $h_m \geq 4 C_g \rightarrow \delta = 1$

$$\text{- si } h_m < 4 C_g \rightarrow \delta = \frac{h_m}{4 C_g}$$

δ - dépend de la nature de la sollicitation :

- compression simple : 0,3

- flexion simple et flexion composée avec effort normal de traction : 0,6

- Flexion composée avec effort de compression :

section rectangulaire :

$$\delta = \begin{cases} 0,3(1 + \frac{2e_0}{h_t}) & \text{si } 0 < e_0 < 0,5 h_t \\ 0,6 & \text{si } e_0 \geq 0,5 h_t \end{cases}$$

e_0 - excentricité des forces extérieures par rapport au cdg du béton seul.

ϵ - dépend du mode de la sollicitation et de la forme de la section.

$\epsilon = 1$ pour la compression simple.

ϵ compris entre 0,5 et 1 dans les autres cas.

Contrainte de traction de référence : $\bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma_{28} \quad \text{avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

α, β, γ sont déjà définis ci-dessus

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}}$$

Conclusion :

Contraintes (Kg/cm ²)	Sollicitations	
	1 ^{er} genre	2 ^{ème} genre
compression simple	67,5	101,25
flexion simple	135	202,5
traction	5,8	8,7

2-2. ACIER :

Contrainte admissible : $\bar{\sigma}_a$

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

f_a - coefficient de pondération égal à :

2/3 pour les sollicitations du 1^{er} genre

1 pour les sollicitations du 2^{ème} genre.

On prévoit l'utilisation d'aciers :

- lisses (doux) FeE24 - $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

- haute adhérence FeE40 - $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$
- $\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ si $\phi > 20 \text{ mm}$
- treillis soudés - $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$ si $\phi \leq 6 \text{ mm}$
- $\sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$ si $\phi > 6 \text{ mm}$

Remarque: Les treillis soudés sont des grillages de fil trefilés lisses assemblés aux points de croisement par soudure électrique.

Conclusion:

nature des armatures	limite d'élasticité $\sigma_{en} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	
		1 ^{er} genre	2 ^e genre
ronds lisses	2400	1600	2400
haute adhérence	$\phi \leq 20 - 4200$	2800	4200
	$\phi > 20 - 4000$	2666,6	4000
treillis soudés	$\phi \leq 6 - 5300$	3533	5300
	$\phi > 6 - 4500$	3000	4500

2-3. 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 :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \text{ - contrainte de fissuration systématique.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \text{ - contrainte de fissuration accidentelle.}$$

ϕ - le diamètre nominal en mm de la plus grosse barre tendue contenue dans la section d'encastrement.

η - coefficient numérique, il est égal à 1,6 pour l'acier à haute adhérence, et 1 pour le rond lisse.

$\bar{\omega}_f$ - le 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.

- K coefficient de fissuration pris égal à $1,2 \cdot 10^6$ pour les parois de 2^e catégorie (notre cas).

La contrainte de traction admissible est :

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

3. DESCENTE DE CHARGES

31 - Plancher : Niveau 36,2 m

- Étanchéité multiple auto-protégé : ----- = 10 Kg/m²

- Revêtement (béton maigre : 5cm) : 2200.0,05 = 110 -

- Forme de pente (béton porzolane : 12cm) : 1100.0,12 = 132 -

- Dalle (béton armée : 15cm) : 2500.0,15 ----- = 375 -

- Surcharge (terrasse inaccessible) : 1,2.100 ----- = 120 -

Surface du plancher : S = 556,41 m² $P_1 = 747 \text{ Kg/m}^2$

$$q_1 = 556,41 \cdot 0,747 = 415,63 \text{ t}$$

- Poutres : 44,94.2,5 ----- = 115,87 t

- Acrotères : $8 \cdot \frac{3\pi}{2} \left(\frac{8,70}{2} \right) 1,2 \cdot 0,2 \cdot 2,5 + 11,75 \cdot 1,2 \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 56,25 \text{ t}$

- Poteaux : $8 \cdot 2,5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 2,75$ ----- = 3,44 t

$$\underline{P_1 = 591,19 \text{ t}}$$

32 - Plancher : Niveau 31,5 m

- Dalle : 2500.0,15 = 375 Kg/m²

- Chape : 2500.0,02 = 50 -

- Surcharge : 1,2.500 ----- = 600 -

$$P_2 = 1025 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_2 = 556,41 \cdot 1,025 = 570,32 \text{ t}$$

- Poutres : $\left[8 \cdot \frac{3\pi}{4} \left(\frac{8,70}{2} \right) + 4 \frac{\pi}{2} \left(\frac{8,70}{2} \right) \right] \cdot 0,2 \cdot 2,5 \cdot 3,5 = 191,33 \text{ t}$

- Poteaux : 25,70.2,5 ----- = 64,26 t

$$\underline{P_2 = 825,91 \text{ t}}$$

33 - Niveau : 0,00

- Poteaux : 8.8.0,65.0,25.5,1.2,5 = 132,6 t

- Ceintures : $8 \cdot 2,5 \pi \left[(4,25^2 \cdot 1,00) - \frac{1,00}{3} (4,25^2 + 4,25 \cdot 3,018 + 3,018^2) \right] = 297,2 \text{ t}$

- Trémies : $8 \cdot 2,5 \cdot \pi \cdot 2,57 (3,36^2 + 3,36 \cdot 0,525 + 0,525^2) - (3,018^2 + 3,018 \cdot 0,225 + 0,225^2)$
= 187,68 t

- Jonctions : 1,67.2,5.31,5.10.2,5 = 1315 t

- 8 -

$$\text{- Poids : } \left[31,5 \cdot 0,2 \cdot \frac{5\pi}{4} \left(\frac{870}{2} \right) \cdot 8 + 870 \cdot 0,2 \cdot 31,5 \right] \cdot 2,5 + \left[31,5 \cdot 0,2 \pi \left(\frac{870}{2} \right) \cdot 2,5 + 0,43 \cdot 2,5 \cdot 2 \cdot 31,5 \right] \\ = 2436,33 \text{ t}$$

$$\underline{P_3 = 4368,77 \text{ t}}$$

- Blé : 10563 t .

Poids total : à vide $P_v = 5785,87 \text{ t}$

en charge $P_c = 16348,87 \text{ t}$.

ETUDE AU VENT

I. Généralités :

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, 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.

En effet, le vent correspond à un phénomène vibratoire qui met en mouvement la structure résistante caractérisée par sa période propre fondamentale. L'introduction de coefficient de majoration dynamique permet de substituer à tous ces phénomènes les forces statiques qui sont censées produire les mêmes conséquences.

La direction d'ensemble moyenne du vent est supposée horizontale dans les calculs, on devra envisager une pression dynamique normale et extrême du vent. Le rapport $p_z/p_m = 1,75$, ces actions seront déterminées par la relation empirique donnée par DTU-NV65.

II. Pression dynamique :

Elle est donnée par la formule : $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$

a. Effet de la hauteur : q_H

La pression de base au niveau H est : $q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H+18}{H+60}$ pour $0 \leq H \leq 500$

- q_{10} - la pression de base mesurée à 10 m du sol :

$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$ sur tout le territoire algérien.

b. Coefficient δ :

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

$H = 30 \text{ m}$ $\delta = 0,76$

$H = 36 \text{ m}$ $\delta = 0,87$

$H \geq 50 \text{ m}$ $\delta = 0,90$ (diagramme de la fig R III 2 - NV 65)

c. Effet de masque : K_m

On supposera que notre ouvrage n'est pas abrité par une construction susceptible de lui fournir un effet de masque : $K_m = 1$

d. Effet de site : K_s

Région II, site exposé $\rightarrow K_s = 1,3$

- Tableau des pressions dynamiques -

H (m)	q_H (kg/m ²)	K_s	K_m	δ	q_m (kg/m ²)	q_e (kg/m ²)
0	52,5	1,3	1	0,76	51,87	90,77
10	70,0	1,3	1	0,76	69,16	121,03
20	83,1	1,3	1	0,76	82,10	143,68
30	93,3	1,3	1	0,76	92,18	161,32
36	98,4	1,3	1	0,87	111,29	194,76

III. Action d'ensemble :

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction se ramène à la résultante R de 3 forces :

- la traînée T : suivant la direction horizontale du vent, elle produit un effet d'entraînement et de renversement.
- la dérive L : suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontal.
- la portance U : suivant une direction ascendante verticale, elle produit un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

1. la traînée T :

$$T = c_t \cdot \beta \cdot q \cdot a$$

- coefficient de traînée C_t :

$$C_t = \gamma_0 C_{t_0} \rightarrow C_t = 1,3 \gamma_0 \text{ (NV65 III 2.161 commentaire)}$$

C_{t_0} - coefficient global de traînée : $C_{t_0} = 1,3$.

γ_0 - coefficient lu sur l'échelle de la fig R III 10 en fonction du rapport de dimension λ .

$$\lambda = \frac{h}{a} \text{ avec } h : \text{hauteur de la construction}$$

a : dimension horizontale de la construction.

$$h = 36 \text{ m} ; a = 35,15 \text{ m} ; \rightarrow \lambda = 1,02$$

Le diagramme de la fig II 5 NV65 donne : $\gamma_0 = 1$ d'où $C_t = 1,3$.

- coefficient dynamique β :

Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la construction, avec en tout premier lieu la période fondamentale d'oscillation de la structure dans la direction étudiée.

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales. Il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décélérations irrégulières répétées et variables en durée, des masses d'air agissant sur la structure, et la structure elle-même. Il en résulte une aggravation des déformations et par suite des oscillations et de leurs effets dont tient compte le coefficient β par lequel il convient de majorer les actions statiques si toutefois ce coefficient est supérieur à 1 : $\beta = (1 + \xi \tau) \theta$

ξ - coefficient de réponse, il est donné en fonction de la période du mode fondamental.

$$\text{La période dans notre cas est : } T = 1,79 \cdot h^2 \sqrt{\frac{P}{gEI}} \text{ (Annexe 4 - NV65)}$$

h - hauteur de la cellule - $h = 35 \text{ m}$

P - poids par unité de hauteur : - à vide $P_0 = 170,50 \text{ t/ml}$

- en pleine charge $P_c = 472,3 \text{ t/ml}$

I - moment d'inertie de la section : $I = 1251 \text{ m}^4$.

E - module d'élasticité du béton : $E = 21000 \sqrt{f_{c28}} = 345 \cdot 10^3 \text{ Kg/m}^2$.

A vide : $T_v = 0,139 \text{ s} \rightarrow \zeta_v = 0,12$ (NV65. RIII.3)

En pleine charge : $T_c = 0,231 \text{ s} \rightarrow \zeta_c = 0,2$.

τ - coefficient de pulsation, il est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de la cote H au dessus du sol par l'échelle de la fig 12 III 4.

θ - coefficient global dépendant du type de construction.

$\theta = 0,7$ pour $H_s \leq 30 \text{ m}$

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

$\theta = 1$ pour $H_s \geq 60 \text{ m}$ H_s étant la cote du sommet de la construction

H(m)	τ	θ	$1 + \tau \zeta_v$	$1 + \tau \zeta_c$	β vide	β charge
0	0,36	0,70	1,043	1,072	0,730	0,750
10	0,36	0,70	1,043	1,072	0,730	0,750
20	0,345	0,70	1,041	1,069	0,729	0,748
30	0,33	0,70	1,039	1,066	0,727	0,746
36,2	0,32	0,76	1,038	1,064	0,790	0,809

Les coefficients de majoration dynamique étant inférieurs à un, 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 la construction sur le plan normal à la direction du vent.

$$a = 35,15 \text{ m.}$$

q - pression dynamique (déjà calculé).

En conclusion : les valeurs de la force de traînée seront données sous forme de tableau avec l'expression :

$$T_r = C_x a q = 46,25 q$$

- Tableau des forces de Trainée -

H(m)	q_m (kg/m ²)	q_e (kg/m ²)	$T_{r,m}$ (kg/ml)	$T_{r,e}$ (kg/ml)
0	51,87	90,77	2399	4198
10	69,16	121,03	3199	5598
20	82,10	143,68	3797	6645
30	92,18	161,32	4263	7461
36,2	111,29	194,76	5147	9008

2 - La Dérive : L

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de Karman, on admet que la construction est soumise à une force statique (dite force de dérive) dont l'expression est donnée à chaque niveau par :

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

δ - coefficient tenant compte des dimensions .

c_L - coefficient de dérive .

β' - coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement .

q_{cr} - pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance .

d - largeur du maître couple .

h - hauteur de la construction

H - cote du niveau considéré comptée à partir du sol .

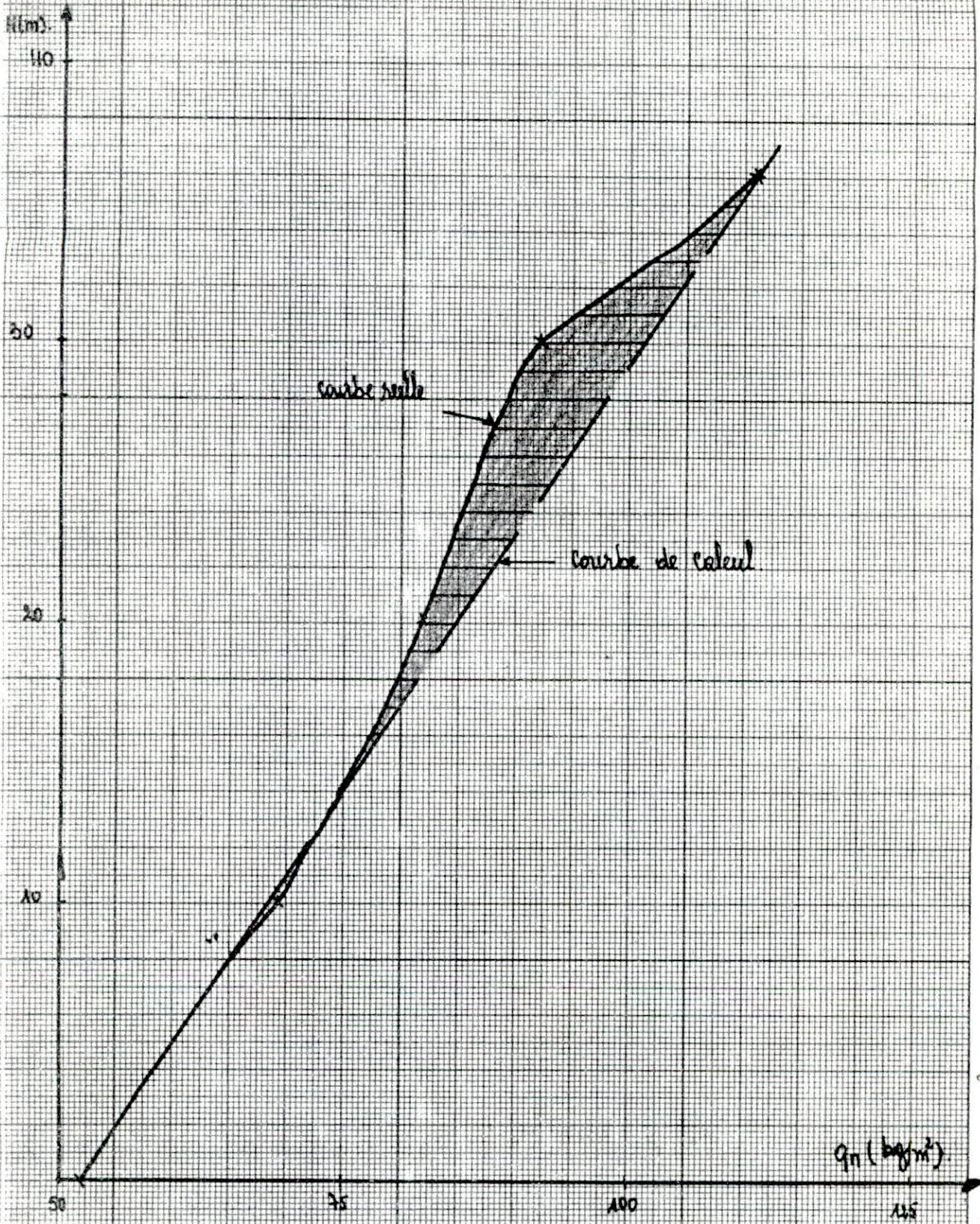
La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est

donnée par : $T_K = \frac{d}{S \cdot V}$

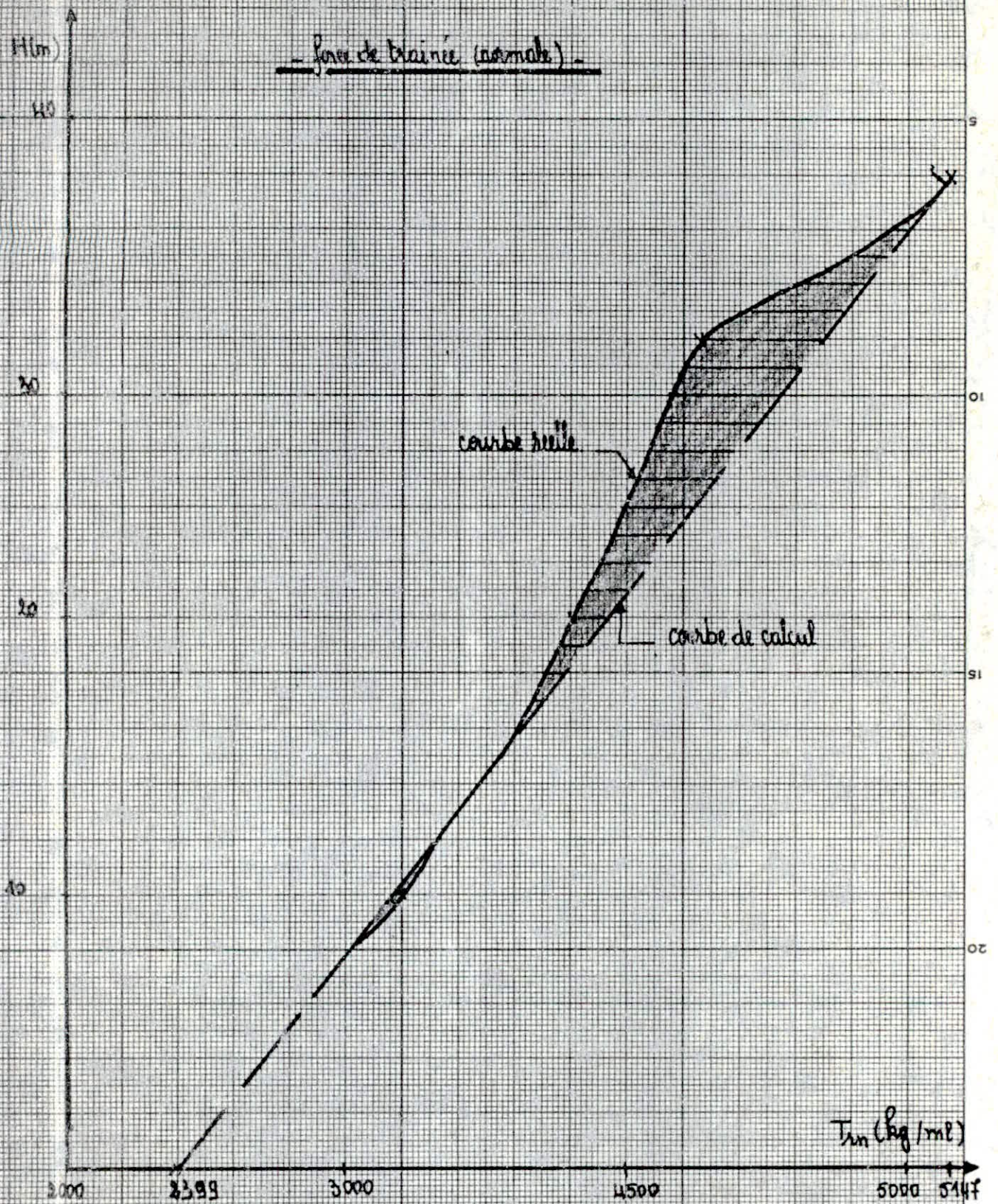
V - vitesse du fluide .

d - 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 : $S = 0,20$



- Ponce de la rive (normale) -



T_m (kg/ml)

2000 2399 3000 4500 5000 5147

Si T est la période de vibration propre de la construction ; il y a resonance lorsque $T = T_k$ c'ad pour $V_{cr} = \frac{d}{S.T}$.

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

Sens longitudinal :

$$d = 35,15 \text{ m}$$

$$T_v = 0,072 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad V_{crv} = 2470 \text{ m/s}$$

$$T_c = 0,124 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad V_{crc} = 1434 \text{ m/s}$$

Sens transversal :

$$d = 17,65 \text{ m}$$

$$T_v = 0,138 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad V_{crv} = 639,5 \text{ m/s}$$

$$T_c = 0,239 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad V_{crc} = 369 \text{ m/s}$$

On remarque que la vitesse critique est supérieure à 25 m/s, donc il est inutile de faire un calcul à la resonance.

3 - La Portance : U

Elle est donnée par la formule : $U = C_u \cdot \delta \cdot q_{H_s} \cdot S_u$

S_u - surface de la terrasse - $S_u = 556,41 \text{ m}^2$.

q_{H_s} - pression dynamique à la cote $H_s = 36 \text{ m}$ - $q_{H_s} = 98,43 \text{ Kg/m}^2$.

δ - coefficient de dimensions - $\delta = 0,87$ pour $H = 36 \text{ m}$.

C_u - coefficient de portance - $C_u = (C_e - C_i)$:

pour $\alpha = 0$ et $\gamma_0 = 1 \Rightarrow C_e = -0,5$ (NV65 fig 12 III 6)

pour construction fermée $\Rightarrow C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = +0,3$

$$C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,3$$

d'où $C_u = -(C_e - C_i) = +0,8$

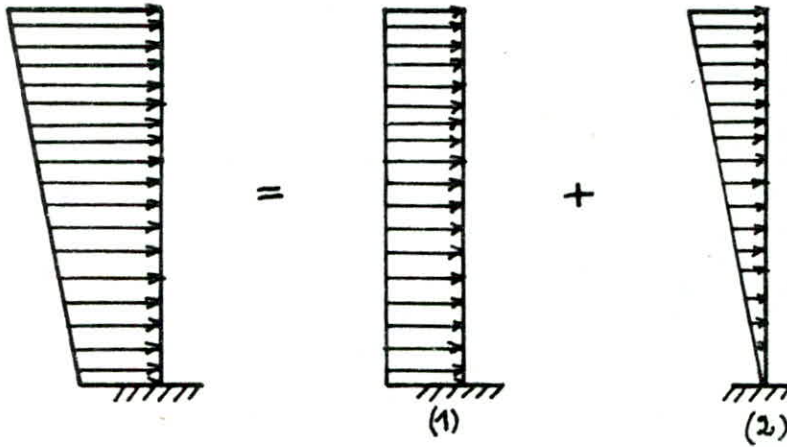
On aura donc : $U = 38118 \text{ Kg}$.

Conclusion : le poids de notre ouvrage est largement supérieur à la force de portance U , donc il n'y aura pas risque de soulèvement.

IV. Sollicitations

La trainée T_r est la force la plus importante. Pour alléger les calculs on a supposé que la force de trainée est linéaire.

Pour la détermination des efforts (M, T) on assimilera notre ouvrage à une console soumise à une charge trapézoïdale, cette charge sera décomposée en une charge rectangulaire et une charge triangulaire.



H(m)	Effort tranchant		M _E fléchissant t/ml		T _m (t)	M _m t/ml	T _e (t)	M _e t/ml
	T ₁ (t)	T ₂ (t)	M ₁	M ₂				
0	86,36	49,46	1554,55	1187,14	135,82	2741,69	237,69	4797,96
10	62,37	45,65	810,86	705,22	108,02	1516,08	189,04	2653,14
20	38,38	34,20	307,07	299,63	72,58	606,70	127,02	1061,73
30	14,39	15,11	43,18	46,72	29,5	89,9	51,63	157,33
36	0	0	0	0	0	0	0	0

V. Action locale sur la paroi :

Pression sur la paroi :

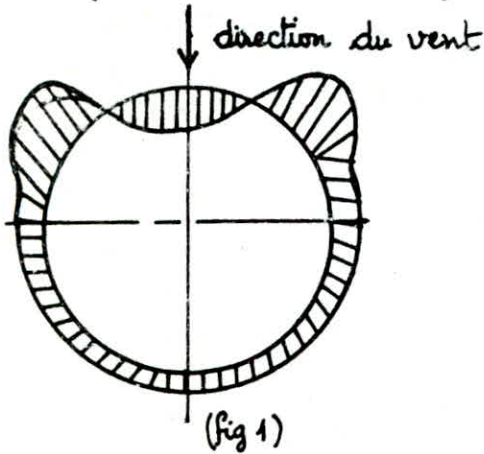
L'allure de la courbe (fig I) représentant la variation de C_e donne une idée de la répartition des pressions du vent sur la paroi.

La pression unitaire est à chaque point de la paroi est $p = C_e \cdot q \cdot \delta$.

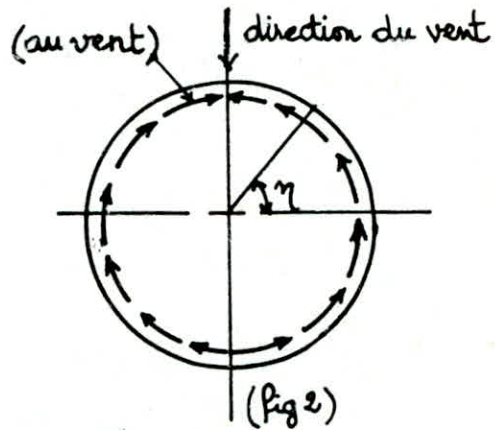
où $q = q_z \cdot k_s$; $k_s = 1,3$ et $q_z = 2,5 q \cdot \frac{H+18}{10H+60}$.

On notera que la relation définissant p ne contient pas de terme C_x et que les valeurs de p sont évaluées aux vitesses normales et extrêmes.

De plus les vibrations de la section annulaire risque d'avoir lieu si l'épaisseur par rapport au diamètre est inférieure à $1/50$, ce qui n'est pas notre cas ($e/D = 0,022 > 1/50$).



$$p = C_e \cdot q \cdot \delta$$



$$\tau = \frac{2H}{\Omega} \cdot \cos \eta$$

H - effort tranchant engendré par l'action du vent sur l'ouvrage considéré comme une console.

Ω - aire de la section.

Moment d'Ovalisation :

Chaque tronçon de cellule est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent p et des cisaillements τ engendré dans l'épaisseur de la paroi (fig II). Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovalisation $M_o = K \cdot q \cdot \delta_o \cdot D_e^2$ qui ont été calculés pour les deux cas envisagés dans RNV65.

$\delta_o = 1$ - face au vent : fibres intérieures tendues - $M_{o_t} = 0,061 q \delta_o D_e^2$

- face latérale : " extérieures " " - $M_{o_e} = 0,053 q \delta_o D_e^2$

$\delta_o = 1,3$ - face au vent : fibres intérieures tendues - $M_{o_t} = 0,071 q \delta_o D_e^2$

- face latérale : " extérieures " " - $M_{o_e} = 0,064 q \delta_o D_e^2$

$$\lambda = h/d = 36/8,90 = 4,04$$

$$\delta_o = 1,04 \text{ (R III 10 NV65)}$$

Les coefficients K sont obtenus par interpolation entre $\delta_o = 1$ et $\delta_o = 1,3$.

H(m)	K _i	K _e	δ ₀	D _e (m)	q _m (kg/m ²)	vent normal		vent extrême	
						M _{0i}	M _{0e}	M _{0i}	M _{0e}
0	0,062	0,054	1,04	8,90	68,25	348,6	303,6	610	531,3
10	0,062	0,054	1,04	8,90	91	464,7	404,8	813,4	708,4
20	0,062	0,054	1,04	8,90	108	551,6	480,4	965,3	840,7
30	0,062	0,054	1,04	8,90	121,3	619,5	539,6	1084	944,3
36	0,062	0,054	1,04	8,90	128	653,7	569,4	1144	996,4

Les sollicitations de la paroi cylindrique sont minimales par rapport à celles dues aux poussées des céréales et aux actions sismiques.

CALCUL PSEUDO-DYNAMIQUE

Généralités :

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps (sollicitation à caractère dynamique), elle effectue tout d'abord, tant que dure l'excitation extérieure, une série d'oscillations forcées régies par des lois généralement complexes, il leur succède dès que l'excitation prend fin, des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. 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 cette structure qui nous permettra d'estimer l'action dynamique qui s'exerce sur la structure.

Introduction :

L'étude des oscillations d'un système de structure sous l'effet d'une action sinusoïdale, suppose le choix du modèle dont les propriétés doivent refléter d'aussi près que possible celles du système dans son comportement réel.

Pour notre structure constituée d'une batterie de cellules, le modèle qui a été choisi est une console à masses concentrées, encastree au sol. On a fractionné notre structure en 12 tranches dont les masses sont supposées concentrées en leurs centres de gravité. Ces masses sont accrochées à un support d'inertie constante sur toute la hauteur.

On estime que le nombre de masses choisies donne une précision raisonnable.

Méthodes utilisées :

La détermination de la période propre d'oscillations ne peut être connue avec précision, mais elle sera évaluée par des formules empiriques, approchées par défaut.

1 - Méthode directe :

L'analyse dynamique exacte des systèmes ayant plusieurs degrés de liberté est difficile car elle nécessite un volume énorme de calculs qui ne peut être fait qu'à l'aide d'un ordinateur.

L'utilisation de la méthode exacte n'est généralement pas nécessaire vu que l'ingénieur fait appel à un certain nombre d'approximations.

Étapes de calcul :

- Calcul des déplacements élastiques dus aux forces unitaires
- Inversion de la matrice de déplacements pour obtenir la matrice de rigidité.
- résolution de l'équation des pulsations propres.
- résolution de $(n-1)$ systèmes à $(n-1)$ équations algébriques linéaires à $(n-1)$ inconnues.

2 - Méthodes approchées :

Ces méthodes nous permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante les caractéristiques dynamiques de vibration. Elles se proposent en principe de calculer les formes et les pulsations propres par une série d'opérations itératives à partir d'une forme de déformée choisie arbitrairement. Parmi ces méthodes numériques utilisées, on peut citer :

- Méthode de Rayleigh.
- " de Vianello-Stodola.
- " de Holzer.

Lors de cette étude, on ne tiendra compte que des déformations de flexion plane, c'est-à-dire que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration.

3 - Méthode de Rayleigh :

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation d'énergie. Pour cette raison elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des formes et pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Pour un système élastique en mouvement (sans amortissement) l'énergie totale est constante : $W = W_p + W_c = \text{Cste}$ (1)

avec $W_p(t)$ - l'énergie potentielle du système.

$W_c(t)$ - l'énergie cinétique " " .

De l'équation (1) on peut écrire : $W_{p_{\max}}$ correspond à $W_c = 0$

$W_{c_{\max}}$ correspond à $W_p = 0$

d'où $W = W_p^{\max} = W_c^{\max} = \text{Cste}$ (2).

Pour un système de masses concentrées à n degrés de liberté on a :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x^2(z_j) \quad \text{avec } \omega - \text{pulsation propre du système}$$

$x(z_j)$ - valeur de la déformée à la cote z_j .

$$P_j = m_j \cdot g.$$

L'énergie potentielle est donnée par :

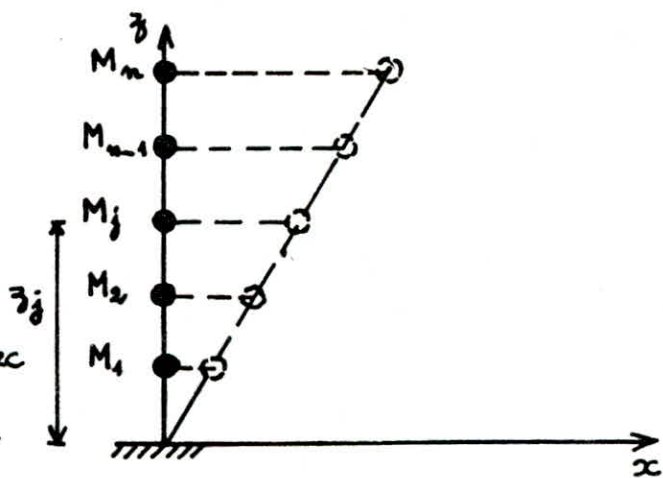
$$W_p = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \left(\frac{d^2 x}{dz^2} \right)^2 dz.$$

avec $x = f(z)$ - l'équation de la déformée.

La précision des résultats obtenue avec cette méthode dépend du choix de

la ligne élastique (la déformée). Cette précision peut être accrue en utilisant un procédé itératif de correction de la forme choisie.

En choisissant une ligne 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 potentielle sera donc : $W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \bar{F}_j x_j$,
 et l'énergie cinétique est :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x_j^2$$

Comme $W_c^{\max} = W_p^{\max}$ on tire :

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n \bar{F}_j \cdot x_j}{\sum_{j=1}^n P_j x_j^2} \quad [3]$$

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

La première approximation des déplacements est $x_{0j} = \delta_{st} \cdot j$

On détermine les coefficients adimensionnels : $\rho_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$,

x_{0n} - la flèche au sommet

et on obtient les forces corrigées $F_j^1 = \rho_{1j} \cdot P_j$ où l'indice 1 correspond à la 1^{ère} approximation et l'indice j à la cote j à laquelle on veut avoir g ou F .

ce qui nous permet de calculer en seconde approximation les déplacements x_{1j} , nous calculerons ensuite $\rho_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$. Le processus itératif est rapidement convergent et les opérations seront arrêtées lorsque $\rho_{mj} \approx \rho_{(m-1)j}$.

En prenant $F_j^m = \rho_{mj} P_j$ et $x_{mj} = \rho_{mj} \cdot x_{mn}$, la formule [3] nous donne :

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_j^m \cdot x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_{mj}^2} = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n \rho_{mj} P_j \rho_{mj} x_{mn}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot \rho_{mj}^2 x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}}$$

et on obtient : $T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{x_{mn}} \quad [4]$

T - période propre de vibration correspondant au mode fondamental d'oscillations exprimée en secondes (s).

x_{mn} - déplacement au sommet de la $n^{\text{ième}}$ et dernière itération.

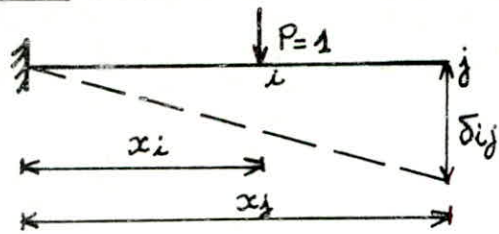
4 - Formules donnant les déplacements unitaires :

On appelle déplacement unitaire δ_{ij} , le déplacement d'une section "j" provoqué par une force unitaire appliquée sur la section "i". Notre structure étant représentée par une console encastree à sa base, nous aurons :

$j \backslash \begin{matrix} K\delta_{ij} \\ \text{niveau} \end{matrix}$	$K\delta_{1j}$	$K\delta_{2j}$	$K\delta_{3j}$	$K\delta_{4j}$	$K\delta_{5j}$	$K\delta_{6j}$	$K\delta_{7j}$	$K\delta_{8j}$	$K\delta_{9j}$	$K\delta_{10j}$	$K\delta_{11j}$	$K\delta_{12j}$
1	4,05	18,69	34,84	50	65,18	80,34	95,51	110,68	125,84	141,02	148,6	165,7
2		160,68	348,66	525,18	701,66	878,21	1054,73	1231,25	1407,76	1584,28	1672,47	1871,88
3			905,97	1465,12	2024,27	2583,43	3142,58	3701,73	4260,89	4820	5099,6	5731,32
4				2547,4	3661,3	4775,2	5889,1	7003	8116,9	9230,8	9788,21	11046,7
5					5488	7346	9204,16	11062,24	12920,32	14778,4	15707,44	17806,6
6						10106	12897,34	15688,83	18480,31	21271,79	22667,96	25821,69
7							16780,35	20694,67	24608,98	28523,3	30480,45	34902,64
8									31115,94	36342,35	38955,56	44860,1
9										44540,12	47904	55504,82
10											57136,49	66647,4
11											61800	72346,2
12												85383

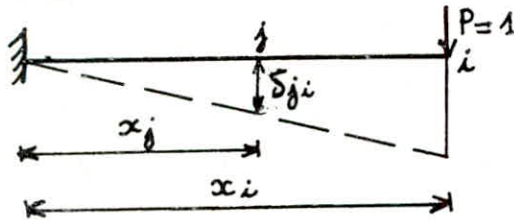
VALEURS DES $K\delta_{ij}$, $K=6EI$

1^{er} cas : la section "i" se trouve à gauche de la section "j" ($i \leq j$).



$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{1}{3} x_i \right)$$

2^e cas : la section "i" se trouve à droite de la section j ($i \geq j$)

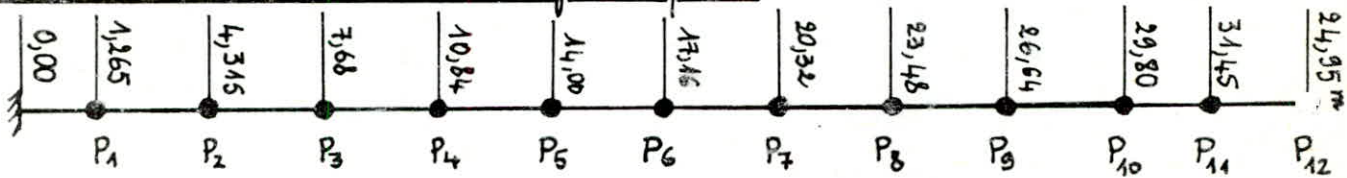


$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{1}{3} x_j \right)$$

En vertu du théorème de réciprocité de Maxwell-Betti $\delta_{ij} = \delta_{ji}$.

Les déplacements unitaires δ_{ij} seront donnés ultérieurement sous forme d'un tableau.

5- Masses soumises à l'action dynamique :



Calcul de la période du mode fondamental :

Vu le caractère répétitif des calculs on a présenté les résultats des différentes étapes de calcul sous forme de tableau. On considèrera deux cas extrêmes, cellules pleines et cellules vides.

Cellules vides : la période est donnée par la formule $T = \frac{2\pi}{\omega}$

avec $\omega^2 = g \frac{\sum P_j x_j}{\sum_{j=1}^n P_j x_j^2}$ $\rightarrow \omega_x = 0,0248 \text{ (s}^{-1}\text{)} \rightarrow T_x = 0,156 \text{ s.}$
 $\omega_y = 0,019 \rightarrow T_y = 0,081 \text{ s.}$

Cellules pleines :

$\omega_x = 0,0366 \text{ s}^{-1} \rightarrow T_x = 0,230 \text{ s}$
 $\omega_y = 0,0191 \text{ s}^{-1} \rightarrow T_y = 0,120 \text{ s.}$

Calcul de la période en utilisant le procédé itératif :

La période est donnée par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\alpha_{12}^{(2)}}{g}} \quad \text{avec : } g = 9,81 \text{ m/s}^2 ; E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I_x = 1251 \text{ m}^4 ; I_y = 4599 \text{ m}^4 ; \alpha_{12}^{(2)} = \frac{343372491}{6EI}$$

$$\omega_x = 0,036 \text{ s}^{-1} \rightarrow T_x = 0,231 \text{ s}$$

$$\omega_y = 0,019 \text{ s}^{-1} \rightarrow T_y = 0,120 \text{ s}$$

Conclusion : Les deux périodes T_x et T_y (dans les deux cas de chargement) sont inférieures à 0,5 secondes donc le calcul des forces sismiques sera mené en ne considérant que le mode fondamental.

Il n'est pas nécessaire de considérer l'incidence des modes supérieurs de vibration de notre structure.

Remarque: les valeurs des périodes sont très proches de celles calculées précédemment.

6. Console soumise à une charge uniformément répartie :

Etant donné que notre structure a une inertie et section constante sur presque toute la hauteur, on utilisera la formule suivante pour le calcul de la période propre T :

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

P - poids par unité de longueur.

l - hauteur du silo : $l = 35 \text{ m}$

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

λ_i - coefficient dépendant du mode de vibration.

AN: Cellules pleines :

1er mode : $\lambda_1 = 1,784$

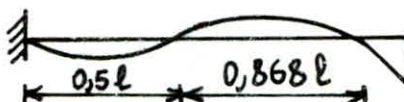
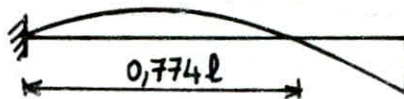
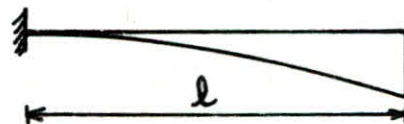
$T_1^x = 0,2308 \text{ s} ; T_1^y = 0,120 \text{ s}$

2e mode : $\lambda_2 = 0,280$

$T_2^x = 0,0362 \text{ s} ; T_2^y = 0,0188 \text{ s}$

3e mode : $\lambda_3 = 0,102$

$T_3^x = 0,0139 \text{ s} ; T_3^y = 0,0072 \text{ s}$



A VIDE

$z_i(m)$	$P_i(t)$	$x_i(t m^3)$	$P_i x_i (t^2 m^3)$	$P_i x_i^2 (t^3 m^6)$
1,265	3,67	619593	0,022 10^0	0,014 10^6
4,315	1162	4654874,6	0,54	2,517
7,68	375,87	16711858,6	0,628	10,49
10,84	375,87	31457067	4,18	37,19
14	375,87	49605339,6	1,86	92,48
17,16	375,87	70460683	2,64	186,6
20,32	375,87	93397963	3,51	327,8
23,48	375,87	117863486	4,43	522,15
26,64	375,87	143374607	5,39	772,65
29,8	375,87	169519914	6,37	1080
31,45	732,8	182721053	13,39	2446,6
34,95	688,85	212665934,7	14,65	3115,4

$$\sum P_i x_i = 54,61 \cdot 10^{10} K$$

$$K = 1/6 E I_x$$

$$\sum P_i x_i^2 = 8593,89 \cdot 10^{16} K^2$$

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

$$I_x = 1251 m^4$$

$$T_x = 0,156 s$$

EN CHARGE

$z_i(m)$	$P_i(t)$	$x_i(t m^3)$	$P_i x_i (t^2 m^3)$	$P_i x_i^2 (t^3 m^6)$
1,265	367	1408015,2	0,052 10^{10}	7,27 $10^{-4} 10^{18}$
4,315	1617,4	15455984	2,50	0,39
7,68	1639,31	45808455,5	7,50	3,44
10,84	1639,31	85633288,7	14,03	12,02
14	1639,31	13392493,4	21,95	29,40
17,16	1639,31	188550308	30,90	58,28
20,32	1639,31	247690176,5	40,6	100,57
23,48	1639,31	309833121	50,8	157,37
26,64	1639,31	373779344,4	61,27	229
29,8	1639,31	438638932,4	71,9	315,4
31,45	732,8	471218155	34,53	162,7
34,95	688,85	544945434	37,53	204,6

$$\sum P_i x_i = 373 \cdot 10^{10} K$$

$$\sum P_i x_i^2 = 1273 \cdot 10^{18} K^2$$

$$T_x = 0,230 s$$

-07-

$F_j^1(t)$	$K x_j^1 = K \delta_{ij}$	$\beta_{ij} = \frac{x_j^1}{x_{in}^1}$
688,85	544945434	1
633,87	471218155	0,865
1319,64	438638932	0,805
1124,56	373779344	0,686
931,13	309833121	0,568
744,25	247690476	0,454
567,2	188550308	0,346
403,27	133924393,4	0,246
257,37	85633288,7	0,157
137,7	5808455,5	0,0840
43,77	15455984	0,0283
0,917	1408015,2	0,0025

1^{ère} Itération

$F_j^2(t)$	$K x_j^2$	$\beta_{2j} = \frac{x_j^2}{x_{in}^2}$
688,85	348331420	1
630	299723354	0,860
1308	278261910	0,798
1108,2	235616456	0,676
911,3	193779444	0,556
721,3	153457982	0,440
542,6	115535494	0,331
380,32	81036613	0,232
239,34	51094024	0,146
126,2	26917191	0,0770
41,40	8925850	0,0256
0,844	800540	0,0023

2^e Itération

$F_j^3(t)$	$K x_j^3$	$\beta_{3j} = \frac{x_j^3}{x_{in}^3}$
688,85	343372491	1
630,4	295413959	0,860
1309,1	274239920	0,798
1108,3	232168601	0,676
911,29	190901867	0,555
721,3	151141086	0,440
542,6	113758727	0,331
380,6	79766417	0,232
239,34	50277745	0,146
126,3	26478925	0,0771
41,40	8777968	0,0256
0,840	787080	0,0022

3^e Itération

ETUDE AU SEISME

1- Généralités :

Le séisme engendre, par ses secousses dans les constructions des accélérations particulières atteignant parfois l'ordre de la grandeur de la gravité ($g, 9,81m/s^2$). De ces accélérations résultent des forces pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importantes dégâts aux constructions, à moins que celles-ci soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces efforts.

Pour cela, l'Algérie a adopté des règles dites "Règles Parasismiques Algériennes". Le but de RPA est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Suivant le RPA, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont considérées et remplacées par un système de forces statiques fictif dont l'effet est équivalent à l'effet de l'action sismique, et cela sous les conditions énumérées dans le règlement.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction qq dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales sont considérées appliquer successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur, dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisent dans la structure élastique sous l'action du séisme externe, car on tient compte de certains phénomènes tels que la possibilité d'une adaptation plastique, cette prise en compte est souvent justifiée par les structures généralement

hyperstatiques sortent du domaine élastique pour passer au domaine plastique lors d'un tremblement de terre.

2. Justification de la méthode statique utilisée :

- Notre ouvrage se trouve en zone I, sa hauteur est inférieure à 45m.
- Il est symétrique dans les deux plans, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ne dépassant pas 25% de la longueur.
- L'ouvrage ne présente pas de décrochement en élévation.
- La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse pas 20% de la largeur de l'édifice mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considéré.
- La rigidité et la section du voile est constante sur toute sa hauteur par conséquent le rapport masse sur rigidité est constant.

3. Actions Sismiques :

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

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad [3-1]$$

W - masse sismique totale : elle comprend la totalité des charges permanentes et la totalité des surcharges [Art 3.3.1.5].

A - Coefficient d'accélération des zones, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique :
- groupe d'usage 2
- zone sismique I $\Rightarrow A = 0,08 \text{ ms}^{-2}$.

B - facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements : $B = 1/2$.

D - facteur d'amplification moyen, il sera lu sur le spectre de réponse en fonction de la période propre de vibration de la structure et du type du sol de fondation de la structure. Notre édifice est posé sur un sol ferme, la période $T < 0,5 \text{ s}$ dans les deux cas de chargement : $D = 2$.

Q - facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est 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 ; la valeur de Q est :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$ où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q ; critère observé $P_q = 0$, critère non observé $P_q = 1$

$$Q = 1 + (0,1 + 0 + 0,1 + 0 + 0 + 0) = 1,2 \Rightarrow Q = 1,2.$$

$$\text{Donc } V = 0,08 \cdot \frac{1 \cdot 2 \cdot 1,2 W}{2} = 0,096 W = 0,096 W.$$

Remarque : la force sismique est égale à 9,6% du poids de la structure W .

4-Distribution des forces latérales :

La force totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$.

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule $F_t = 0,07 T V$, par ailleurs le règlement stipule que F_t peut être prise égale à zéro quand la période $T \leq 0,7 s$.

Dans notre cas $T < 0,7 s \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow V = \sum_{i=1}^n F_i$.

L'effort horizontal total V sera distribué sur la hauteur de la structure

suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} ; F_k - \text{Effort horizontal au niveau } k.$$

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

5. Etude de la torsion :

Dans les constructions dissymétriques c-à-d présentant un centre d'inertie (ou de torsion) distinct du centre de masse, les forces horizontales engendrent en plus de la translation, une rotation d'ensemble par rapport à l'axe vertical passant par le centre de torsion. Cette torsion se transmet aux cellules sous forme d'effort tranchant supplémentaire qui peut soit soulager la translation des cellules soit l'aggraver selon la position vis à vis du centre d'inertie. Le règlement (RPA) prévoit une excentricité e définie par :

$$e = \max (\text{excentricité théorique}, 5\% \text{ de la plus gde dim. du bâtiment}).$$

Nous ferons le calcul à la torsion en considérant l'excentricité théorique vu que notre structure ne comporte pas des diaphragmes horizontaux rigides.

51. Coordonnées du centre de torsion :

$$x_T = \frac{\sum I_{x_i} x_i}{\sum I_{x_i}} ; y_T = \frac{\sum I_{y_i} y_i}{\sum I_{y_i}}$$

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

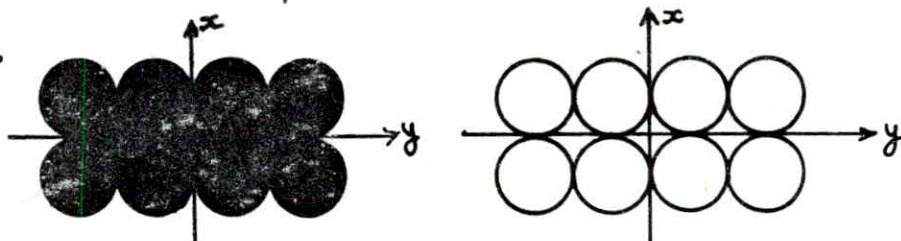
52. Coordonnées du centre de masse :

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

Pour cela nous considérons 4 cas de chargement :

a) Cellules toutes pleines ou toutes vides (1^{er} et 2^e cas de chargement).

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

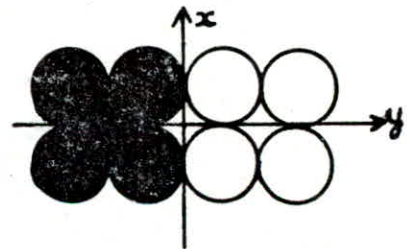


b) 50% des cellules sont chargées (3^e cas de chargement).

- sens transversal :

$$x_M = 0 ; y_M = \pm 4,22 \text{ m} \Rightarrow |e| = 4,22 \text{ m}.$$

$$x_T = 0 ; y_T = 0$$



- sens longitudinal :

Le centre de masse est confondu avec le centre de torsion $\Rightarrow e = 0$.

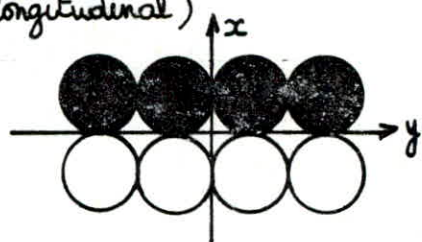
c) 50% des cellules sont chargées (4^e cas de chargement).

- sens transversal : $e = 0$ (idem cas b sens longitudinal)

- sens longitudinal :

$$x_M = 1,95 \text{ m} ; y_M = 0 \Rightarrow |e| = 1,95 \text{ m}.$$

$$x_T = 0 ; y_T = 0$$



6. Détermination des efforts horizontaux revenant à chaque file de cellules :

- Forces horizontales dues :

• à la translation : $T_i = F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$ I_i - moment d'inertie suivant les 2 axes.

• à la rotation : $R_i = F_k e \cdot \frac{I_i z_i}{\sum I_i z_i^2}$ z_i - coordonnées des cellules par rapport à x-x ou y-y.

Donc la force revenant à chaque file est :

$$F_k^* = F_k \frac{I_i}{\sum I_i} + F_k e \cdot \frac{I_i z_i}{\sum I_i z_i^2} = a F_k.$$

Les valeurs du coefficient de proportionnalité "a" sont données dans le tableau suivant pour chaque cas de chargement.

a →	1 ^{er} et 2 ^e cas	3 ^e cas		4 ^e cas	
Sens Transv.	0,25	min	max	0,25	
		0,202	0,395		
Sens Longit.	0,5	0,5		min	max
				0,28	0,72

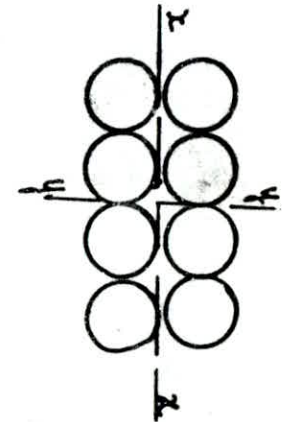
Remarque :

D'autres cas de chargement peuvent avoir lieu. Nous nous sommes limité à quatre cas car on a estimé qu'ils étaient les plus défavorables.

h (m)	$F_k^z(H) = F_k^y(H)$	$T_x = T_y$ (t)	$M_x = M_y$ (t.m)	T_y (t)	M_y (t.m)	T_x (t)	M_x (t.m)
0	—	574,08	14754,4	142,77	3688,6	285,54	3377,2
1,265	1,74	569,34		142,33		284,66	
4,315	23,98	545,36		136,34		272,68	
7,68	15,21	530,15	12245,2	132,54	3064,5	265,08	6422,6
10,84	21,46	508,69		127,17		254,34	
14	27,23	480,96		120,24		240,48	
17,16	33,99	446,97		111,74		223,48	
20,32	40,25	406,72		101,68		203,36	
23,48	46,81	360,21		90,05		180,10	
26,64	52,77	307,44		76,86		153,72	
29,80	59,04	248,40		62,10		124,20	
33,45	121,5	126,9		31,72		63,44	
34,95	126,9	0	0	0	0	0	0

Σ sens transversal

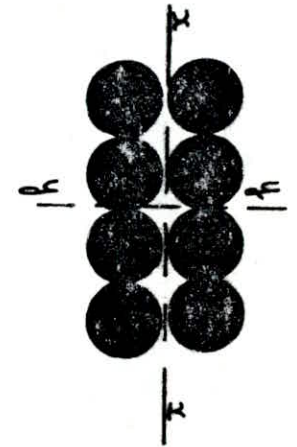
Σ I sens longitudinal.



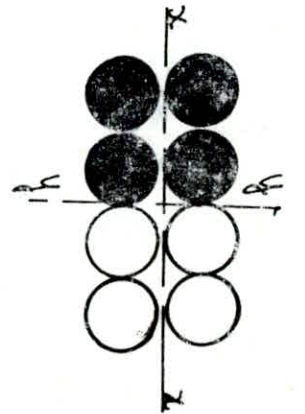
$h(m)$	$F_k^x(H) = F_k^y(H)$	$T_x = T_y(H)$	$M_x = M_y(t.m)$	$T_y(H)$	$M_y(t.m)$	$T_x(H)$	$M_x(t.m)$
0	/	1539,11	36191,8	394,54	9049,45	789,08	17098,9
1,265	244	1575,74	34200,10	393,93	8550,03	787,83	17100,9
4,315	36,66	1539,06	29394,4	384,76	7348,6	769,52	14697,2
7,68	66,15	1472,94	24223,42	368,23	6065,78	736,46	12111,56
10,84	93,38	1379,53	19568,85	344,88	4892,21	679,79	9784,42
14	120,64	1258,93	15209,63	314,73	3702,41	629,46	7604,81
17,16	147,82	1114,11	11231,65	277,7	2807,91	565,4	5615,92
20,32	175,04	936,07	7720,78	234,02	1930,19	468,04	3860,39
23,48	202,26	733,80	4762,96	183,45	1190,74	366,9	2381,48
26,64	229,48	504,32	2444,41	126,08	611,10	252,16	1222,20
29,80	256,71	247,61	950,97	61,90	212,74	123,8	425,48
31,45	121,1	126,8	442,84	31,7	110,63	63,4	221,27
34,95	126,8	0	0	0	0	0	0

sens transversale.

sens longitudinale.



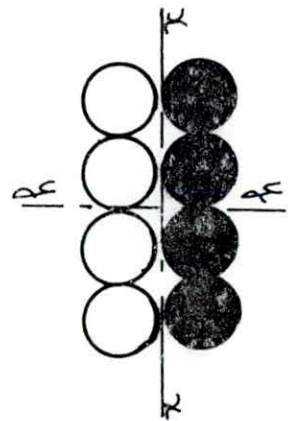
$h(m)$	$F_x^z(t) = F_x^y(t)$	$T_y (t)$	$M_y (t.m)$	$T_y (t)$	$M_y (t.m)$	$T_x (t)$	$M_x (t.m)$
0	—	418,48	9978,5	214,5	5103	530,98	12831
1,265	2,41	418,56		214,05		528,83	
4,315	31,55	406,08		207,67		514,03	
7,68	39,96	390,28	6823	199,59	3489	494,04	8636,70
10,84	56,37	368,02		188,20		465,85	
14	72,85	339,24		173,49		429,43	
17,16	89,32	303,96		155,44		384,77	
20,32	105,71	262,21		134,09		331,91	
23,48	122,15	213,98		109,43		270,86	
26,64	138,62	159,22		81,42		201,55	
29,80	155,03	97,97		50,10		124,01	
31,45	121,28	50,06		25,60		63,36	
34,95	126,73	0	0	0	0	0	0
S.I. sens transversal a=0,395 ← → a=0,202						S.I. sens longitudinal	



$h(m)$	$F_k^x = F_k^y(t)$	$T_x = T_y(t)$	$M_x = M_y(t.m)$	$T_y(t)$	$M_y(t.m)$	$T_x(t)$	$M_x(t.m)$
0		1036,12	24624	259,03	6156	290,11	6894,72
1,265	2,45	1033,67		258,41		289,43	
4,315	31,69	1001,98		250,49		280,55	
7,68	38,58	963,4	16862,96	240,85	4215,74	269,75	4721,62
10,84	54,47	908,93		227,23		254,50	
14	70,33	838,6		209,65		234,81	
17,16	86,14	752,46		188,11		210,69	
20,32	102,08	650,38		162,16		182,10	
23,48	117,95	532,43		133,10		149,08	
26,64	133,86	398,57		99,64		111,60	
29,80	149,69	248,88		62,22		69,68	
34,45	121,71	127,17		31,79		35,60	
34,95	127,17	0	0	0	0	0	0
				SI. sens transversal		SI. sens longitudinal	

→ $a = 0,25$

→ $a = 0,28$



ETUDE DES SOLLICITATIONS PAR LES REGLES SNBATI ET DIN-1055

Objet des règles :

Les phénomènes se produisant à l'intérieur d'un silo sont complexes et difficiles à appréhender par des lois simples. De ce fait, les bureaux d'études étaient amenés jusqu'à maintenant, à choisir parmi les différentes méthodes de calcul proposées dans la littérature technique. Des applications incorrectes ou mal adaptées au silo étudié ont pu conduire à des désordres, voir à des sinistres.

L'objet d'un règlement est de disposer d'un fil conducteur pour l'étude d'un ouvrage et définir les conditions minimales à respecter lors de l'établissement des projets.

Les règles françaises SNBATI et les normes 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).

Les valeurs conventionnelles des caractéristiques de base de la matière ensilée (γ , δ , φ) sont données en se basant sur des essais en fonction de l'état de surface de la paroi. L'introduction du coefficient de comportement dans les calculs des sollicitations n'exclut en aucun cas le coefficient de pondération prévu par les règlements en vigueur relatifs aux matériaux de construction du silo.

Les règles techniques forment un tout indissociable.

Règles françaises SNBATI :

Ces règles sont le résultat des travaux d'une commission du syndicat national du béton armé et des techniques industrialisées.

La théorie de base est celle de MM. CAQUOT et KERISEL.

Elles fixent un domaine de définition du silo, établissent une méthode de calcul des pressions exercées, et donnent des valeurs numériques pour le poids volumique γ et l'angle de frottement interne φ ainsi que l'angle de frottement du produit ensilé sur la paroi δ en fonction de la rugosité de cette dernière.

Elles considèrent les différents types de vidange, dans notre cas on est en présence d'une vidange normale centrée.

Règles Allemandes DIN-1055 :

Ces règles (normes) ont pour base théorique, la théorie de JANSSEN. De la même manière, elles différencient les coefficients de comportement en fonction du type de vidange.

1. CALCUL SUIVANT LES REGLES SNBATI

Définitions et données géométriques de base :

γ - poids volumique du blé - $0,85 \text{ t/m}^3$.

γ - angle de frottement interne - 26°

δ - angle de frottement paroi-blé - 20°

$\beta = \text{tg } \delta / \text{tg } \gamma = 0,75$ (béton non revêtu)

S - surface interne - $56,75 \text{ m}^2$

L - périmètre interne - $26,70 \text{ m}$

r' - rayon interne - $4,25 \text{ m}$

r - rayon externe - $4,45 \text{ m}$

r_h - rayon hydraulique - $r_h = S/L = 2,125 \text{ m}$.

β - obliquité du talus de remplissage par rapport au plan horizontal - 26°

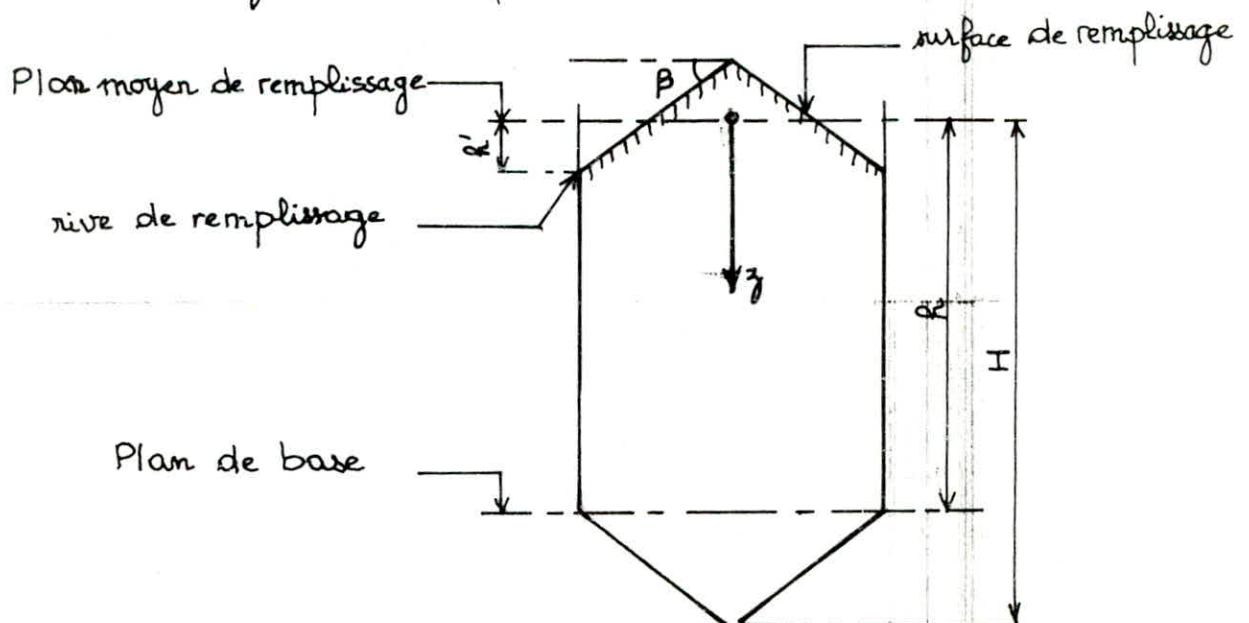
z - abscisse de profondeur à partir du plan moyen de remplissage.

H - valeur de z relative à l'orifice de vidange - $H = 27,18 \text{ m}$.

h' - valeur de z relative à la rive de remplissage - $h' = \frac{2}{3} r_h \text{tg } \beta = 0,69 \text{ m}$

h'' - terme correctif - $h'' = \frac{1}{2} r_h \text{tg } \delta = 0,38 \text{ m}$

h - valeur de z relative au plan de base - $h = 23,82 \text{ m}$.



Type de vidange et domaine de définition :

Les procédés utilisés pour assurer la vidange modifient les valeurs des actions sur les parois, ainsi que leur variation en fonction de la profondeur. La vidange de notre silo est dite normale :

- l'écoulement se fait par gravité, sans insufflation d'air.
- il n'existe à l'intérieur du silo nulle structure.
- l'orifice de vidange est situé sur le fond et est centré.

La valeur limite du rayon hydraulique est de 6m $\rightarrow r_R = 2,125m < 6m$

La valeur limite de l'éblancement H/r_R est de 3,5m $\rightarrow H/r_R = 12,79m > 3,5m$

Valeurs nominales des actions :

Les valeurs des actions déterminées suivant les indications des présentes règles sont dites "valeurs nominales". Ce sont celles prises en compte dans le calcul des éléments résistants de la structure du silo.

Valeurs de base et coefficients de comportement :

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

$$n = k_n \cdot n_0$$

$$v = k_v \cdot v_0$$

$$v_0 = \frac{n_0}{\lambda} + \delta h''$$

$$n_0 = \frac{\delta r_R \cdot y}{\text{tg } \delta}$$

$$v_0 = \delta (z_0 \cdot y + h'')$$

Profondeur réduite x et fonction exponentielle :

La profondeur z intervient dans l'expression :

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

$$\text{avec } h'' = \frac{1}{2} r_R \cdot \text{tg } \delta$$

$$z_0 = \frac{r_R}{\lambda \text{ tg } \delta} \quad (\text{hauteur de référence})$$

La fonction x intervient elle-même sous l'expression :

$$y = 1 - e^{-x}$$

Etats d'équilibre limite :

Deux états d'équilibre sont à considérer successivement pour l'étude d'un silo. L'état 1 est caractérisé par le paramètre λ_1 , et l'état 2 par le paramètre λ_2 .

Le premier état d'équilibre se produit généralement après un remplissage, lorsque celui-ci est effectué en une seule étape, et lorsque le massif pulvérulent demeure au repos.

Le deuxième état d'équilibre a été identifié avec celui qui se produit au début de la vidange.

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

$$\lambda_2 = \cos^2 \delta \quad \rho = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi}$$

A chaque état d'équilibre correspond des valeurs de la hauteur de référence z_0 : $\lambda_1 \rightarrow z_{01} \rightarrow x_1 \rightarrow y_1 \rightarrow n_1, v_1$; de même pour l'état 2.

Le premier état d'équilibre est celui qu'il convient de prendre en compte en particulier pour l'étude des sollicitations des éléments qui composent le fond du silo.

Le deuxième état d'équilibre est à prendre en compte pour le calcul des sollicitations sur les parois latérales.

Calcul numérique :

- 1^{er} état d'équilibre (ou remplissage) -

$$\lambda_1 = 0,487 \quad ; \quad m = 0,66$$

$$z_{01} = 11,99 \text{ m}$$

$$h'' = 0,38 \text{ m} \rightarrow x_1 = \frac{z - h''}{z_{01}} = \frac{z - 0,38}{11,99} \rightarrow y_1 = 1 - e^{-x_1}$$

$$n_1 = k_m \left(\frac{\gamma r_R}{\operatorname{tg} \delta} \right) \cdot y_1 = k_m \cdot 4,96 \cdot y_1$$

$$v_1 = k_v \cdot \gamma (z_{01} y_1 + h'') = k_v \cdot 0,85 (11,99 y_1 + 0,38)$$

2^{ème} état d'équilibre (ou vidange).

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

$$z_{02} = 6,61 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{z - 0,38}{6,61} \rightarrow y_2 = 1 - e^{-x_2}$$

$$n_2 = k_m \left(\frac{\gamma \cdot r R}{\tan \delta} \right) \cdot y_2 = k_m \cdot 4,96 \cdot y_2$$

$$v_2 = k_v \cdot \gamma (z_{02} \cdot y_2 + h'') = k_v \cdot 0,85 (6,61 y_2 + 0,38)$$

Valeurs des coefficients de comportement k_m et k_v :

$k_m = 1,15$: s'applique aux composantes normales (n) et tangentielles (t) de la contrainte q exercée sur la paroi verticale.

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

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

$k_v = 1,00$: pour les poutres et les fondations.

Profondeur de transition :

Les expressions exponentielles de n et v ne s'appliquent que pour des profondeurs supérieures à z_T dite profondeur de transition.

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

$$z_{T1} = 5,10 \text{ m}$$

$$z_{T2} = 3,89 \text{ m}$$

Pour $z < z_T$ n et v varient linéairement de zéro à $n z_T$ et $v z_T$.

Tableaux des valeurs des actions nominales :

- Remplissage :

z_j (m)	γ_1	n_1 (t/m ²)	v_1 (t/m ²)	$v_1/1,35$
5,89	0,37	2,13	5,52	4,09
7,89	0,46	2,69	6,76	5,01
9,89	0,55	3,16	8,00	5,93
11,89	0,62	3,56	8,96	6,64
13,89	0,67	3,90	9,65	7,15
15,89	0,73	4,19	10,47	7,76
17,89	0,77	4,43	11,03	8,17
19,89	0,80	4,64	11,43	8,47
23,82	0,86	4,95	12,27	9,09

- Vidange :

z_j (m)	γ_2	n_2 (t/m ²)	v_2 (t/m ²)	$v_2/1,35$
3,89	0,41	2,38	3,55	2,63
5,89	0,56	3,26	4,68	3,47
7,89	0,68	3,91	5,59	4,14
9,89	0,76	4,40	6,19	4,59
11,89	0,82	4,76	6,65	4,93
13,89	0,87	5,02	7,03	5,21
15,89	0,90	5,22	7,26	5,38
17,89	0,93	5,36	7,49	5,55
19,89	0,95	5,47	7,64	5,66
23,82	0,97	5,60	7,79	5,77

L'action due au frottement de la matière sur la paroi :

La résultante des forces de frottement ($\int t dz$ avec $t = m \lg \delta$), agissant sur une bande de largeur unitaire sur toute la hauteur du silo située au dessus du plan de base est désignée par T: $T = \gamma r_h \cdot z_0 (\bar{x} - \bar{y})$; \bar{x}, \bar{y} relatifs au plan de base ($z=h$).

$$T_1 = 0,85 \cdot 2,125 \cdot 11,99 (1,95 - 0,86) = 23,6 \text{ t/ml}$$

$$T_2 = 0,85 \cdot 2,125 \cdot 6,61 (3,55 - 0,97) = 30,8 \text{ t/ml}$$

Remarque relative à l'équilibre d'ensemble :

L'équilibre d'ensemble des forces verticales est vérifié lorsqu'on remplace par l'unité le coefficient k_v . On a en effet :

$$\bar{v}_0 \cdot S + T \cdot L = \left(\bar{v}_0 + \frac{T}{r_h} \right) \cdot S = \gamma (z_0 \bar{x} + h'') \cdot S = \gamma \cdot R \cdot S$$

Etat 1 : $z_{0,1} \bar{x}_1 + h'' = h \rightarrow 11,99 \cdot 1,95 + 0,38 = 23,76 \approx 23,82$

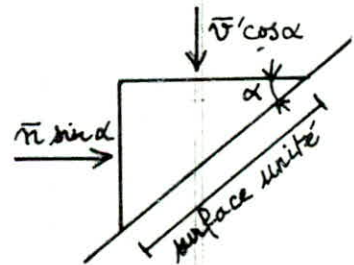
Etat 2 : $z_{0,2} \bar{x}_2 + h'' = h \rightarrow 6,61 \cdot 3,55 + 0,38 = 23,84 \approx 23,82$

Action sur le fond du silo :

Désignant par V le volume de la matière stockée au dessus du plan de base, l'action sur un plan incliné de surface unité s pour :

- composante verticale $\bar{v}' \cos \alpha$
- composante horizontale $\bar{n} \sin \alpha$

avec $\bar{v}'_1 = \bar{v}'_1 + k_v \cdot \gamma \cdot \frac{V}{S}$



α - obliquité de la paroi de la trémie par rapport au plan horizontal : 40°

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

$$\bar{v}'_1 = 12,27 + 1,35 \cdot 0,85 \cdot \frac{86,95}{56,75} = 14,03 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{n} = \bar{n}_1 = 4,95 \text{ t/m}^2$$

Remarques :

Le premier état d'équilibre correspond à la plus forte valeur de v , alors que le second état d'équilibre correspond aux plus fortes

valeurs de n et T .

La méthode qui précède n'est à appliquer que si $\frac{R}{H} \geq 0,6$

$$\left(\frac{R}{H} = \frac{23,82}{27,18} = 0,87 \right).$$

Comme nous l'avons dit, l'expression exponentielle de n ne s'applique que pour $z > z_T$. Pour $z < z_T$ et $h' > h''$ n varie linéairement.

On admet que $n = n_s = k_m \left(\frac{\gamma r h}{\gamma_s} \right) \cdot \frac{z_T}{z}$ pour $z = z_s = \frac{z_T + h''}{2}$

$$\text{avec } x_T = \sqrt{\frac{6|h' - h''|}{\gamma_0}}$$

Etat 1: d'une part:

de $n_1 = 0$ pour $z = h' = 0,69 \text{ m}$ à $n_{s_1} = 1,11 \text{ t/m}^2$ pour $z = z_{s_1} = 2,74 \text{ m}$.

d'autre part:

de $n = n_{T_1} = 1,82 \text{ t/m}^2$ pour $z = z_{T_1} = 5,10 \text{ m}$

à $n = n_{s_1} = 1,11 \text{ t/m}^2$ pour $z = z_{s_1} = 2,74 \text{ m}$.

Etat 2: d'^{autre}une part:

de $n_2 = 0$ pour $z = 0,69 \text{ m}$ à $n_{s_2} = 1,51 \text{ t/m}^2$ pour $z_{s_2} = 2,13 \text{ m}$

d'autre part:

de $n = n_{T_2} = 2,38 \text{ t/m}^2$ pour $z_{T_2} = 3,89 \text{ m}$

à $n = n_{s_2} = 1,51 \text{ t/m}^2$ pour $z_{s_2} = 2,13 \text{ m}$.

CALCUL SUIVANT LES NORMES

DIN_1055

Définition :

Comme précédemment, nous devons considérer deux états : un état de remplissage et un état de vidange donnant lieu à des pressions latérales plus élevées.

Caractéristiques des matériaux ensilés :

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) ; $\lambda = \text{pression horizontale} / \text{pression verticale}$.

$$\delta_n = 0,75 \varphi$$

$$\delta_v = 0,60 \varphi \quad \text{pour un diamètre moyen des grains } \geq 20 \text{ mm.}$$

$$\delta = 0,80 \text{ t/m}^3 ; \varphi = 30^\circ \Rightarrow \delta_n = 22,5^\circ ; \delta_v = 18^\circ$$

$$\lambda_n = 0,5 \rightarrow \mu_n = 0,41$$

$$\lambda_v = 1 \text{ (n=v)} \rightarrow \mu_v = 0,33$$

Charges sur les parois :

$$\text{Vidange : } \begin{cases} n_v = \frac{\gamma n h}{\mu_v} \left(1 - e^{-\frac{z}{z_{0v}}}\right) \\ v_v = \frac{\delta n h}{\lambda_v \mu_v} \left(1 - e^{-\frac{z}{z_{0v}}}\right) \end{cases} \quad \text{avec } z_{0v} = \frac{n h}{\lambda_v \mu_v}$$

$$\text{Remplissage : } \begin{cases} n_n = \frac{\gamma n h}{\mu_n} \left(1 - e^{-\frac{z}{z_{0n}}}\right) \\ v_n = \frac{\delta n h}{\lambda_n \mu_n} \left(1 - e^{-\frac{z}{z_{0n}}}\right) \end{cases} \quad \text{avec } z_{0n} = \frac{n h}{\lambda_n \mu_n}$$

NB: Les notations sont différentes que celles du DIN.1055.

$$\begin{cases} n_v = 5,15 \left(1 - e^{-\frac{z}{6,44}}\right) \\ v_v = n_v \quad (\lambda = 1) \end{cases} \quad z_{0v} = \frac{2,125}{1,033} = 6,44 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} m_n = 4,14 (1 - e^{-z/10,36}) \\ v_n = 2 m_n = 8,28 (1 - e^{-z/10,36}) \end{cases}$$

$$z_{0n} = \frac{2,125}{0,5 \cdot 0,41} = 10,36 \text{ m.}$$

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

$z(m)$	vidange ←		→ remplissage	
	$m_v = v_v$		$m_n (t/m^2)$	$v_n (t/m^2)$
0	0		0	0
3,89	2,33		1,29	2,58
5,89	3,08		1,79	3,58
7,89	3,64		2,20	4,40
9,89	4,04		2,55	5,10
11,89	4,34		2,82	5,64
13,89	4,55		3,05	6,10
15,89	4,71		3,25	6,50
17,89	4,83		3,40	6,80
19,89	4,91		3,53	7,06
23,82	5,00		3,72	7,44

Pour les pressions horizontales à proximité du fond, on prend la droite joignant les deux points suivants :

- Le point de la courbe de remplissage au niveau $z=h=23,82 \text{ m}$ (tracé de vidange).
- Le point de la courbe de vidange à une distance $1,2D$ à partir du bas, sans que $1,2D$ dépasse $0,75h$.

$$1,2D = 1,2 \cdot 8,50 = 10,2 \text{ m}$$

$$0,75h = 17,86 \text{ m}$$

h - hauteur de la paroi.

D - diamètre du silo.

Comparaison des deux normes :

Il ne s'agit nullement de démontrer la supériorité d'une norme par rapport à une autre. On se limitera à la comparaison des poussées développées à la vidange ainsi qu'au remplissage sur les parois et le fond du silo.

Des écarts entre les courbes établies à l'aide de la DIN1055 et celles qui sont obtenues en appliquant les règles de SNBATI sont tributaires :

- a. Des valeurs de $\gamma, \varphi, \delta, \lambda$ adoptées pour le calcul de la poussée
- b. Des majorations effectuées pour tenir compte des phénomènes de vidange.

Les règles de SNBATI font intervenir les majorations en 2 stades :

- Une 1^{re} majoration (k_v, k_m) est appliquée aux valeurs des pressions pour tenir compte des surpressions pouvant apparaître sur la paroi.
- Une 2^{ème} majoration est appliquée (coeff. λ) et qui est relatif à l'état d'équilibre à considérer, elle se superpose à la 1^{re}.

Par contre les normes DIN1055 considère une majoration, en introduisant le coefficient de comportement λ qui est relatif à l'état d'équilibre 1 et 2.

Données de base, valeurs conventionnelles des caractéristiques et coefficients de comportement :

DIN: $\gamma = 0,8 \text{ t/m}^3$

$\varphi = 30^\circ$

$\delta_r = 22,5^\circ$

$\delta_v = 18^\circ$

$\lambda_r = 0,5 \rightarrow \mu_r = 0,41$

$\lambda_v = 1 \rightarrow \mu_v = 0,33$

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

$\varphi = 26^\circ$

$\delta = 20^\circ$

$\lambda_1 = 0,487$

$\lambda_2 = 0,883$

$k_m = 1,15 ; k_v = 1,35$

Comparaison des résultats :

La composante horizontale de la poussée sur la paroi qui résulte des règles SNBATI dépasse d'environ 50% à la base du silo, celle calculée par la norme DIN1055.

La composante verticale de la contrainte sur le fond est de 65% inférieure par la DIN à celle calculée d'après les règles SNBATI. Ces résultats sont résumés sur les graphes.

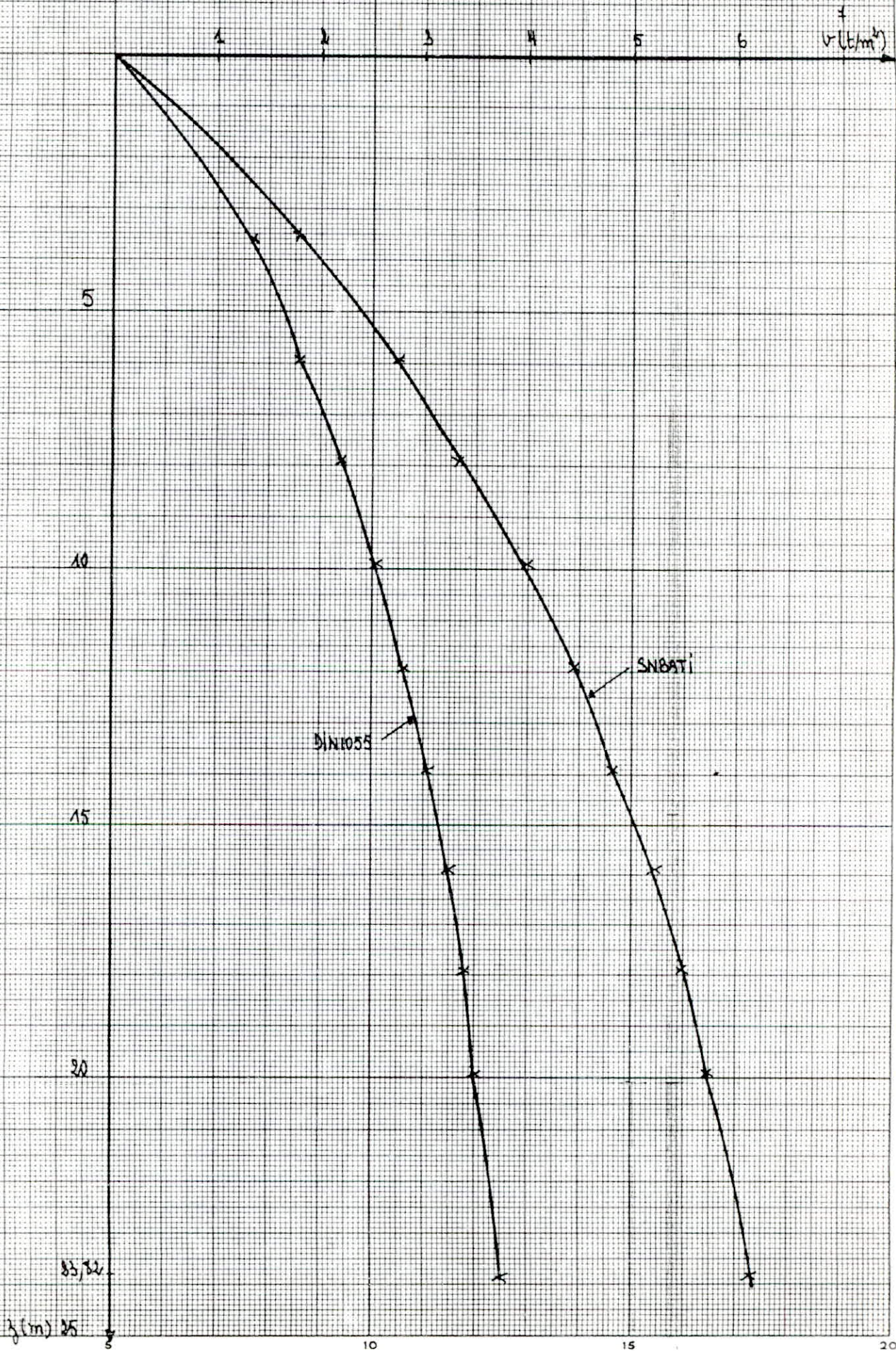
	DIN1055	SNBATI	Différence %
composante horizontale sur la paroi à la base	3,72	5,60	50
composante verticale de la contrainte sur le fond	7,44	12,27	65

↑ les contraintes sont majorées

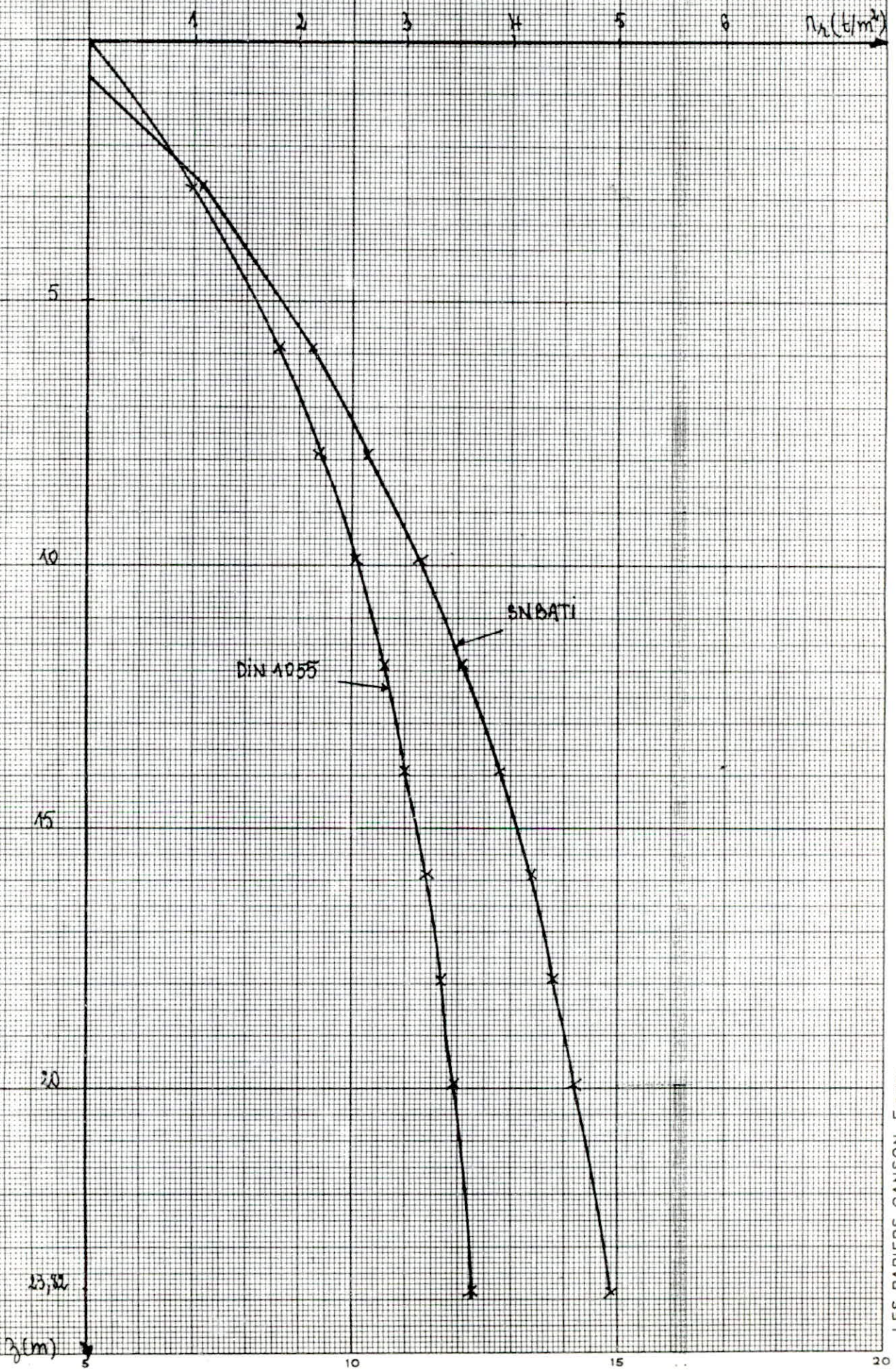
Remarques :

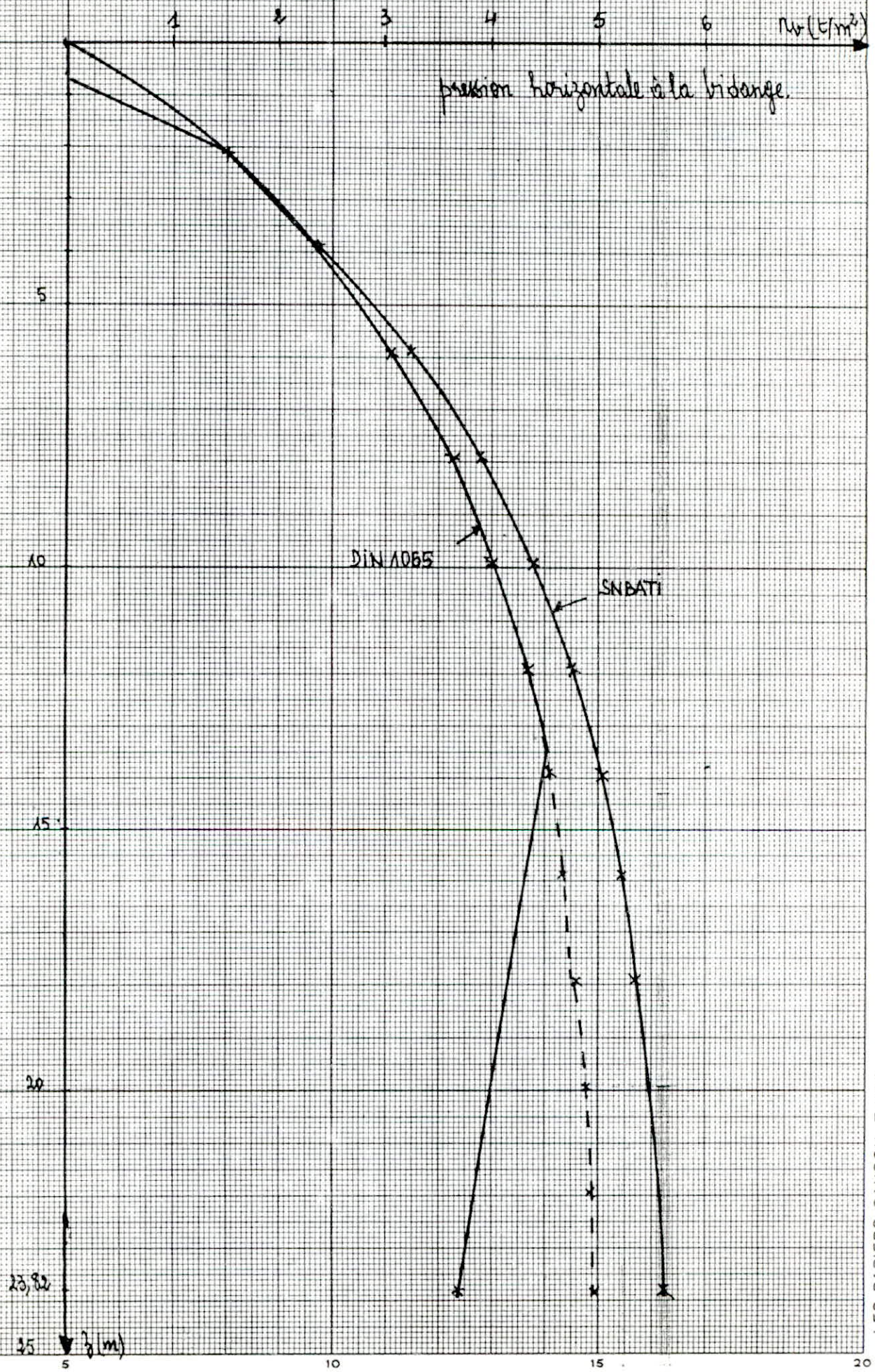
- Ces normes allemandes font une différence pour le rapport δ/φ en fonction de la granulométrie de la matière ensilée.
- La SNBATI met en évidence une différence assez nette entre parois lisses et parois rugueuses, différence qui n'est pas prescrite par la DIN1055.

- pressões verticais ao empilhamento

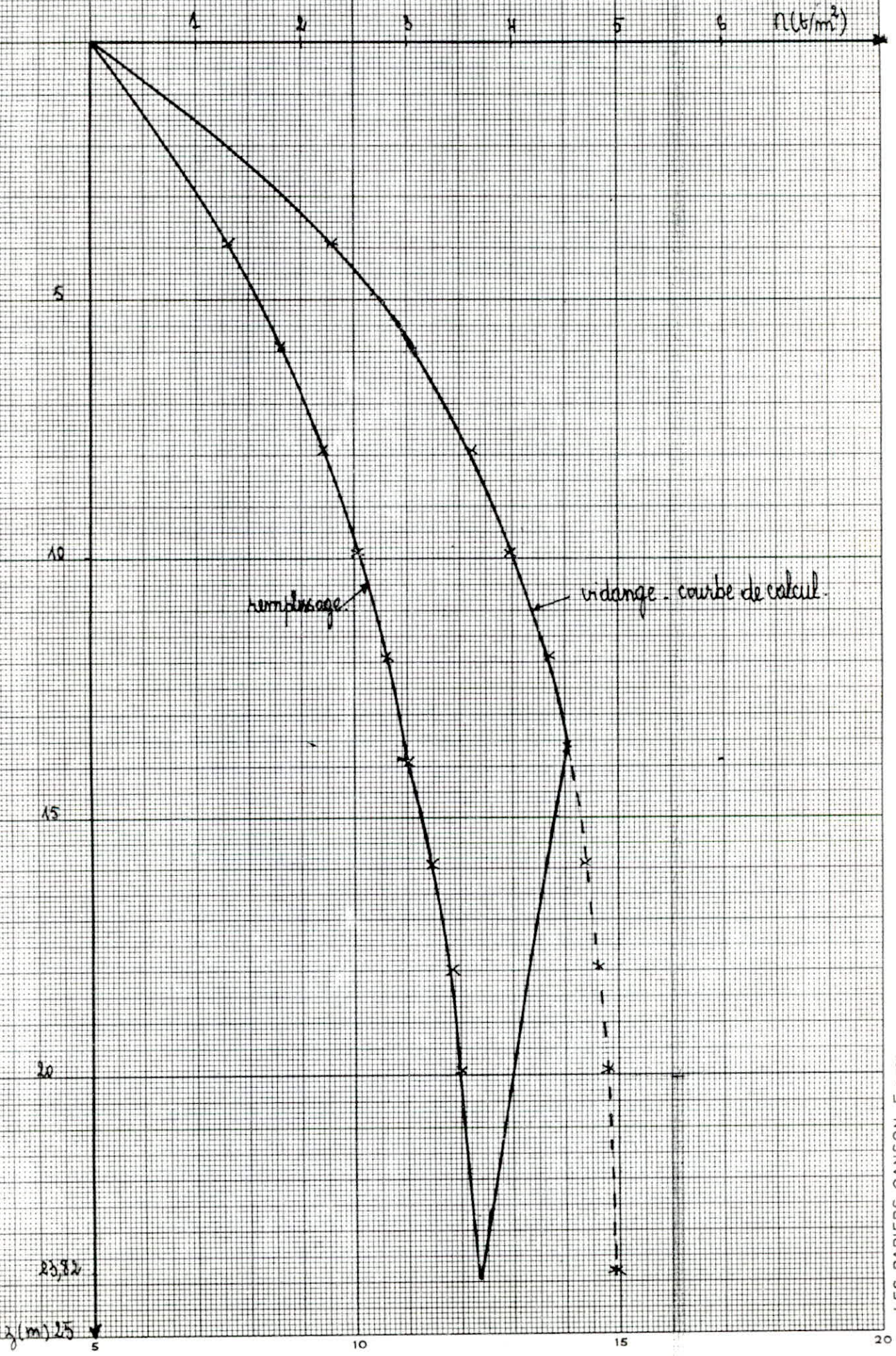


- pression horizontale au remplissage -





- pressions latérales d'après DIN 1055 -



CALCUL DE LA CELLULE CIRCULAIRE ET EN AS DE CARREAU INDEPENDANTE

I - Introduction :

Les principales difficultés dans le calcul des silos cylindriques, en dehors du choix des caractéristiques de base de la matière ensilée et de la courbe des pressions en fonction de la hauteur, sont les déterminations des différentes sollicitations créées par les liaisons des divers cellules entre elles ainsi que les liaisons aux extrémités supérieure et inférieure.

Ces problèmes sont en général complexes car ils concernent l'équilibre d'une structure tridimensionnelle. Dans tout ce qui va suivre, on se place dans le cas où les hypothèses fondamentales des poutres sont respectées.

II - Calcul des parois verticales :

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

- Des anneaux limités par deux plans horizontaux et sollicités par une poussée horizontale due à la matière ensilée et qui tend à ouvrir le capot cylindrique du silo suivant ces génératrices.
- Des poutres (goussets) verticales, limitées chacune par deux plans diamétraux, les anneaux constituent pour les poutres un appui élastique continu. Les poutres sont encastrees à leur partie inférieure (radier) et reliés à leur partie supérieure (dalle).

1 - Dimensionnement de la paroi :

Pour pouvoir dimensionner les parois des cellules, on considère une tranche de 1 m de hauteur de paroi de cellule supposée indépendante soumise à la poussée des grains. On admet que le torseur des sollicitations se réduit à un effort normal centré égal au produit de la poussée par le rayon. On suppose aussi que le béton peut supporter sans se fissurer un effort de traction N égal à l'effort créé par le dixième de la σ_{28} nominale σ'_{28} . On fait donc travailler le béton seul à $\frac{\sigma'_{28}}{10}$ en traction.

Donc on aura $e \geq \frac{N}{100 \frac{528}{10}}$

$N = 1,2 P r_{in}$ (1,2 coeff. de pondération)

$P = 5,6 t/m^2$ (niveau $z = 23,82 m$)

$\Rightarrow e \geq 10,6 cm$.

$r_{in} = 4,25 m$ - rayon intérieur.

Or l'article 4.81. SNBATI limite l'épaisseur e à 15 cm (borne inférieure) pour les ouvrages exécutés avec un coffrage glissant, on prendra $e = 20 cm$.

2 - Caractéristiques de l'as de carreau :

Les cellules sont disposées de telle sorte que la périphérie extérieure de deux cellules adjacentes soient tangentes.

L'as de carreau est défini par les caractéristiques des goussets entre les cellules circulaires, pour lesquels on adopte des dimensions simples.

La longueur du gousset $l_g = 3 m$ et son épaisseur au droit de la partie la plus étroite est $e_g = 25 cm$. La géométrie de la section courante étant fixée, on en déduit :

$$\alpha = \pi/4 - \arcsin(l_g/2r_e) \approx 25^\circ \Rightarrow \alpha = 25^\circ.$$

$$a_g = 2[(r_{in} + e_g/2) - r_e \cos(\pi/4 - \alpha)] \approx 52 cm \Rightarrow a_g = 50 cm.$$

La superficie utile S' de la section horizontale de l'as de carreau est :

$$S' = 4[(r_{in} + e_g/2)^2 - \alpha r_e^2 - (r_{in} + e_g/2 + a_g/2) \frac{l_g}{2}] = 14,25 m^2.$$

Le périmètre de l'as de carreau L' est :

$$L' = 8 \cdot r_e \alpha - 4 a_g = 17,52 m.$$

III - Calcul de la cellule circulaire et en as de carreau, indépendante du rayon et de la couverture.

Le calcul qui se fait (pratique couramment à l'heure actuelle) est celui de la cellule librement dilatable.

On considère une tranche de un mètre de hauteur de cellule circulaire ou en as de carreau, soumise à la poussée intérieure des grains, ce calcul est bien sûr trop défavorable vu que les cellules sont encastrees à leur base (rayon) et articulées à leur tête (couverture).

On considère en 1^{er} lieu la cellule indépendante (isolée), elle ne sera donc soumise théoriquement qu'à une traction uniforme N par unité de longueur de la paroi. Cette traction est variable à chaque niveau en fonction de la pression interne $n(z)$, d'où la déduction de la quantité d'aciens en cerces nécessaire pour équilibrer cette traction dans l'anneau considéré.

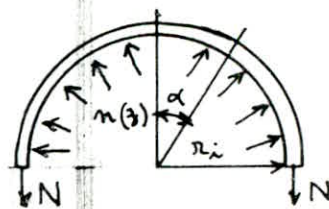
En réalité les cellules sont accolées, il y a donc des liaisons. Ces liaisons entre cellules engendrent des cellules intercalaires dites "cellule en as de carreau" plus petites que les cellules circulaires, mais très utile pour l'exploitation, donc en second lieu on étudiera la cellule en as de carreau.

III-1 - Cellule circulaire supposée seule :

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

$$N = -n \cdot r_{in} \quad (r_{in} - \text{rayon intérieur de l'anneau})$$

$$\left(2N = - \int_{-\pi/2}^{\pi/2} n r_{in} \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha = -2n r_{in} \right)$$



Cette formule n'est valable que lorsqu'on néglige les liaisons latérales ainsi que celles aux extrémités et que l'on considère une tranche de cellule de hauteur unité.

La section du béton tendue n'est pas prise en compte. Les armatures tendues

nécessaires sont données par : $A = N / \bar{\sigma}_a$.

Pour déterminer les quantités d'aciers à chaque niveau, on étudie les sollicitations après avoir divisé la cellule en tranches horizontales.

Dans chaque tranche, le ferrillage 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 qui l'enveloppe. On ne peut pas prévoir un très grand nombre de tranches car la rapidité de montée du coffrage glissant ne permet pas de changer trop souvent de diamètre ou d'écartement. Nous nous sommes bornés à 3 tranches ayant successivement à partir du sommet 7,89 m ; 6 m ; 10 m pour lesquelles nous avons indiqué sur la figure la valeur de l'action considérée (voir fig 1a).

Les efforts de traction N qui en résultent sont ainsi :

$$1^{\text{ère}} \text{ tranche : } N = -1,2 m_2 r_{in} = -1,2 \cdot 3,91 \cdot 4,25 = -19,94 \text{ t.}$$

$$2^{\text{e}} \text{ tranche : } N = -1,2 \cdot 5,02 \cdot 4,25 = -25,60 \text{ t.}$$

$$3^{\text{e}} \text{ tranche : } N = -1,2 \cdot 5,60 \cdot 4,25 = -28,56 \text{ t.}$$

Dans ces formules, 1,2 est le coefficient de pondération pour les sollicitations du 1^{er} genre ; m_2 correspond au 2^e état d'équilibre (vidange).

III-1-1/ Calcul des Cerces :

1^{ère} tranche : 0 à 7,89 m

$$A = \frac{19,94 \cdot 10^3}{2800} = 7,12 \text{ cm}^2 \rightarrow 16T8 = 8,04 \text{ cm}^2 \text{ p.m de hauteur.}$$

$$\sigma_1 = 2909 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2831 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2909 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

2^e tranche : 7,89 m à 13,89 m.

$$A = \frac{25,6 \cdot 10^3}{2800} = 9,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 14T10 = 10,98 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

$$\sigma_1 = 2970 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2532 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2970 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

3^e tranche : 13,89 m à 23,89 m.

$$A = \frac{28,56 \cdot 10^3}{2800} = 10,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 16T10 = 12,56 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

$$\sigma_1 = 3318 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 2532 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3318 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a.$$

III-1-2 : Dispositions constructives minimales SNBATI.

- Enrobage minimal : il doit être au moins égal à 2 cm : on prend $e_n = 2,5$ cm.
- Pourcentage minimal : $\bar{w}_{min} \geq 0,2\%$ → $A_{min} \geq \frac{0,2}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2$ p.m dans chaque direction.
- Pourcentage maximal : $\bar{w}_{max} \leq 2\%$ → $A_{max} \leq 40 \text{ cm}^2$ dans la partie courante de la jupe dans chaque direction.
- 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 au min (30 cm, 2e) pour les autres.

Vérification de la condition de non fragilité :

La section A d'armatures, susceptibles d'être tendues doit être au moins égale :

- d'une part à A_0 calculée.
- d'autre part à la plus petite des sections A_1 et A_2 ; $A_1 = 1,2 A_0$ et $A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$.

$A \geq \max \{ A_0, \min (A_1, A_2) \}$.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 - 2(2,5 + 0,4) = 14,2 \text{ cm}$ ou $h = 20 - 2(2,5 + 0,5) = 14 \text{ cm}$.

1^{er} tranche : $A_0 = 7,12 \text{ cm}^2$ → $A_1 = 8,54 \text{ cm}^2$; $A_2 = \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 14,2 \cdot 5,8}{4200} = 1,35 \text{ cm}^2$

$\min (A_1, A_2) = A_2 = 1,35 \text{ cm}^2$ ⇒ $\max (A_0, A_2) = A_0 < A = 8,04 \text{ cm}^2$.

2^e tranche : $A_0 = 9,14 \text{ cm}^2$ → $A_1 = 10,96 \text{ cm}^2$; $A_2 = 1,33 \text{ cm}^2$

$\min (A_1, A_2) = A_2 = 1,33 \text{ cm}^2$ ⇒ $\max (A_0, A_2) = A_0 < 10,98 \text{ cm}^2$.

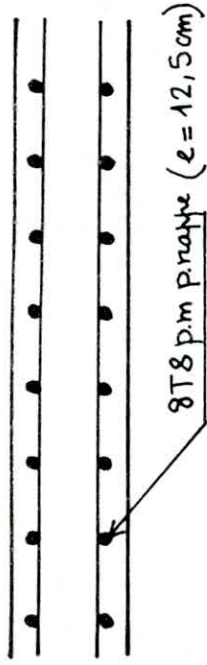
3^e tranche : $A_0 = 10,2 \text{ cm}^2$ → $A_1 = 12,24 \text{ cm}^2$; $A_2 = 1,33 \text{ cm}^2$.

$\min (A_1, A_2) = 1,33 \text{ cm}^2$ ⇒ $\max (A_0, A_2) = A_0 < 12,56 \text{ cm}^2$.

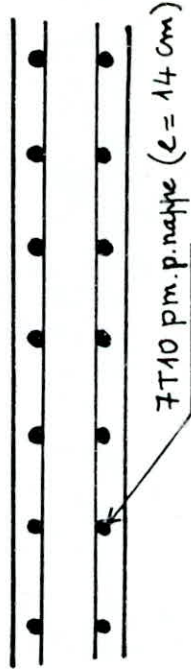
Disposition des aciers en cerces :

Les armatures sont réparties en deux nappes, une près de chaque face.

tranches	Armatures par nappe /ml	espacement (cm)	σ_a (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)
1 ^{er}	8T8 = 4,02 cm ²	12,5	2480	2800
2 ^e	7T10 = 5,49 cm ²	14,28	2331	2800
3 ^e	8T10 = 6,28 cm ²	12,5	2274	2800



1^{ère} tranche



2^{ème} tranche



3^{ème} tranche

Ferrailage ①

III-2 - Cellule en as de carreau supposée indépendante :

La cellule en as de carreau est étudiée en supposant :

- que les tranches horizontales de hauteur unité soumis à une poussée uniforme, sont totalement indépendantes les unes des autres.
- que l'équilibre d'un tronçon horizontal de cette cellule est assuré sans intervention des cellules circulaires.
- que les sommets de l'as de carreau sont indéformables.
- que l'épaisseur e des parois est négligeable devant le rayon extérieur r_e .

L'état d'équilibre définitif peut être obtenu en superposant les états d'équilibre suivants :

L'état 1 : l'invariabilité des sommets des cellules "as de carreau" est assurée par un tirant horizontal inextensible entourant ces cellules. L'effort de traction dans ce tirant est égale à : $F = n' [(\cos \alpha + \sin \alpha) r_e + (\sqrt{2}/2) a g]$, dans cet état le moment fléchissant et l'effort tranchant sont nuls et l'effort normal $N = n' \cdot r_e$.

L'état 2 : l'état 2 est obtenu en supprimant les tirants de façon à libérer les sommets de la cellule en as de carreau. Chacun des quatre arcs qui limitent cette cellule se trouve soumis à la force de traction F .

Par raison de symétrie, la section des naissances des arcs ne tourne pas : ceci exige que la force F passe par le centre élastique de l'arc qui est ici confondu avec le cdg de la partie circulaire, il en résulte que :

en A : M_A fléchissant : $M_A = F \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right) \cdot r_e$

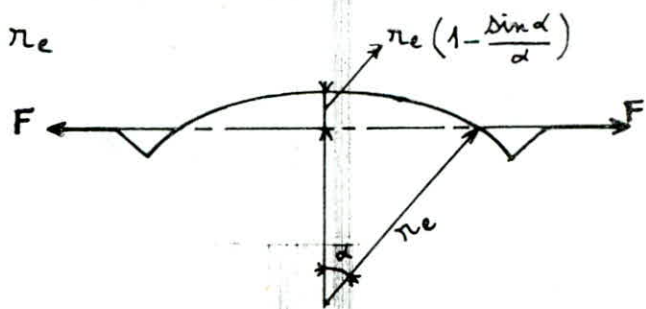
Effort normal : $N_A = n' r_e - F$

Effort tranchant : $T_A = 0$

en B_1 : $M_{B_1} = F \left(\cos \alpha - \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right) \cdot r_e$

$N_{B_1} = n' r_e - F \cos \alpha$

$T_{B_1} = F \sin \alpha$



III 2-1 : Détermination des actions dans la cellule en as de carreau :

On utilise les hypothèses qui ont servi pour la détermination des actions dans

la cellule circulaire avec $S' = 14,25 \text{ m}^2$ et $L' = 17,52 \text{ m} \Rightarrow r'_p = \frac{S'}{L'} = 0,813 \text{ m}$.

Remplissage : $\begin{cases} z_{0,1} = 4,59 \text{ m} \\ z_{0,1} = 4,36 \text{ m} \end{cases} ; n'_1 = 2,185 (1 - e^{-0,22z})$

Vidange : $\begin{cases} z_{0,2} = 2,53 \text{ m} \\ z_{0,2} = 3,23 \text{ m} \end{cases} ; n'_2 = 2,185 (1 - e^{-0,39z})$

$z \text{ (m)}$	3,89	5,89	7,89	9,89	11,89	13,89	15,89	17,89	19,89	23,82
$n_1 \text{ (t/m}^3\text{)}$	—	1,59	1,80	1,93	2,02	2,08	2,12	2,14	2,16	2,17
$n_2 \text{ (t/m}^3\text{)}$	1,70	1,96	2,08	2,14	2,16	2,17	2,180	2,180	2,184	2,184

On se limitera ici à deux tranches ayant successivement pour coordonnées à partir du sommet, 7,89 m et 23,82 m (voir fig 2a).

III-2-2: Calcul des sollicitations

En A : $F = [\cos(0,436) + \sin(0,436) \cdot 4,45 + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 0,5] n'_2 = 6,26 n'_2 \text{ (t)}$.

$M_A = 6,26 n'_2 \left(1 - \frac{\sin 0,436}{0,436}\right) \cdot 4,45 = 0,87 n'_2$.

$N_A = -6,26 n'_2 + 4,45 n'_2 = -1,81 n'_2$

$T_A = 0$

1^{ère} tranche :

$M_A = 1,2 \cdot 0,87 \cdot 2,08 = 2,17 \text{ t.m.} ; M_A = 1,2 \cdot 0,87 \cdot 2,184 = 2,28 \text{ t.m}$

$N_A = 1,2 (-1,81 \cdot 2,08) = -4,51 \text{ t} ; N_A = 1,2 (-1,81 \cdot 2,184) = -4,75 \text{ t}$.

$T_A = 0 ; T_A = 0$

2^e tranche :

En B₁ : $M_{B_1} = 6,26 n'_2 \left[\cos(0,436) - \frac{\sin(0,436)}{0,436} \right] \cdot 4,45 = -1,73 n'_2$.

$N_{B_1} = 4,45 n'_2 - 6,26 n'_2 \cdot \cos(0,436) = -1,22 n'_2$.

$T_{B_1} = 6,26 n'_2 \cdot \sin(0,436) = 2,64 n'_2$.

1^{ère} tranche :

$M_{B_1} = 1,2 (-1,73 \cdot 2,08) = -4,32 \text{ t.m.} ; M_{B_1} = 1,2 (-1,73 \cdot 2,184) = -4,52 \text{ t.m}$.

$N_{B_1} = 1,2 (-1,22 \cdot 2,08) = -3,03 \text{ t} ; N_{B_1} = 1,2 (-1,22 \cdot 2,184) = -3,22 \text{ t}$.

$T_{B_1} = 1,2 \cdot 2,64 \cdot 2,08 = 6,59 \text{ t} ; T_{B_1} = 1,2 \cdot 2,184 \cdot 2,64 = 6,92 \text{ t}$.

2^e tranche :

Ces efforts sont donc dus au remplissage de l'as de carreau, ils doivent être superposés aux efforts produits par la poussée des grains contenus dans les cellules circulaires. On suppose pour cela que les actions créés par la matière ensiléé dans la cellule circulaire ne modifient pas celles qui s'exercent dans l'as de carreau.

III-2-3: Calcul des cerces :

On considère deux cas de charge : toutes les cellules sont remplies ou seul l'as de carreau est plein.

Le troisième cas de charge (cellule circulaire seul remplie) sera pris en compte par la prolongation des aciers.

2- As de carreau, en travée :

Les sollicitations en A (travée) dans le 1^{er} cas sont réunies dans le tableau :

tranches	N(t)	M(t.m)	excentricité e (cm)	
1 ^{er}	-24,45	2,17	8,87	SPE
2 ^e	-30,35	2,28	7,51	SPE
3 ^e	-33,31	2,28	6,84	SPE

Dans tous les cas le centre de poussée se trouve à l'extérieure de la zone limitée par les armatures ($e_0 = 67\text{cm}$), la section est donc partiellement tendue (N traction). On calculera la section à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_t (par rapport au cdg des armatures tendues).

- On calcule $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ tableau \rightarrow ϵ, K

- On calcule $A_1 = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$ et $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$ si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$.

La section A d'armatures tendues en flexion composée sera : $A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$.

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

tranche	M_t (Kgm)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)	μ	K	ϵ	σ'_b (Kg/cm ²)	A_1 (cm ²)	A (cm ²)
1 ^{er}	53185	2312	0,0120	87	0,9510	26,6	1,43	12
2 ^e	24655	2474	0,0051	138	0,9673	18	0,61	12,88
3 ^e	4823	2460	0,0010	320	0,9851	7,68	0,12	13,66

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

On disposera :

- 8T8 + 8T12 p.m de hauteur dans la 1^{re} tranche : $A = 13,06 \text{ cm}^2$.
- 7T10 + 7T12 p.m " " " " 2^e tranche : $A = 13,45 \text{ cm}^2$.
- 8T10 + 8T12 p.m " " " " 3^e tranche : $A = 15,32 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes acier-béton :

On utilisera l'abaque [01] de P.CHARON ; soient :

M_a^E - le moment de flexion / armatures tendues.

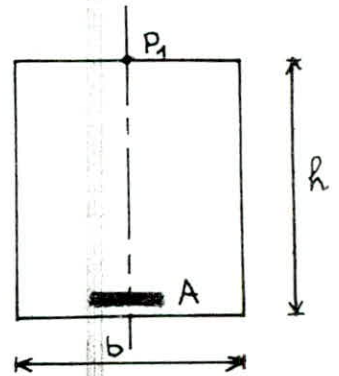
M^S - " " " " / au point P_1

- On calculera : $\beta = \frac{M^S}{M_a^E}$ et $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$

- On tire de l'abaque les valeurs de k et μ_2 ; d'où les

contraintes : $\bar{\sigma}_a = \frac{15M^S}{\mu_2 b h^2}$ et $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$

Tableau de valeurs :



tranche	$M_s (\text{Kgcm})$	β	$\bar{\omega}$	k	μ_2	$\bar{\sigma}_a (\text{Kg/cm}^2)$	$\sigma_a (\text{Kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}'_b (\text{Kg/cm}^2)$	$\bar{\sigma}_b (\text{Kg/cm}^2)$
1 ^{re}	$4615 \cdot 10^2$	8,67	0,782	82,3	0,116	2312	2130	26	135
2 ^e	$5315 \cdot 10^2$	21,55	0,800	>90	0,120	2474	2440	27	135
3 ^e	$5611 \cdot 10^2$	116	0,910	>90	0,135	2460	2290	25	135

La fibre extérieure est toujours comprimée, ce qui justifie le calcul précédent.

Néanmoins on dispose une nappe d'acier près de la face extérieure (par rapport à la cellule circulaire) pour tenir compte du 3^e cas de charge.

b - As de carreau - sur appui :

Les sollicitations en B_1 dans le 1^{er} cas .

tranches	$N(t)$	$M(t.m)$	$e(\text{cm})$	
1 ^{re}	-22,97	-4,32	18,81	SPT
2 ^e	-28,63	-4,52	15,78	SPT
3 ^e	-31,59	-4,52	14,3	SPT

le calcul se fera de la même manière que précédemment.

Les aciers en B₁ dans le 1^{er} cas :

tranches	M _t (Kg cm)	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm ²)	μ	k	ϵ	σ'_b	A ₁ (cm ²)	A (cm ²)
1 ^{re}	278.10 ³	2171	0,0669	32	0,8936	68	8,45	18,99
2 ^e	260.10 ³	2368	0,0577	35	0,9000	67,65	7,22	19,31
3 ^e	240.10 ³	2438	0,0517	37,4	0,9046	65,18	6,43	19,39

La section d'aciers nécessaires A est due côté extérieur (fibre tendue) par rapport à la cellule circulaire, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On disposera :

8T8 + 8T16 p.m de hauteur A = 20,10 cm² dans la 1^{re} tranche.

7T10 + 7T16 " " " A = 19,56 cm² " " 2^e tranche.

8T10 + 8T16 " " " A = 22,36 cm² " " 3^e tranche.

Vérification des contraintes :

tranche	M _s (Kg cm)	ρ	$\bar{\omega}$	k	μ_2	σ_a	$\bar{\sigma}_a$	σ'_b	$\bar{\sigma}'_b$
1 ^{re}	6617.10 ²	2,38	1,2	30,7	0,171	2081	2179	67,8	135
2 ^e	7383.10 ²	2,84	1,17	34,5	0,169	2350	2368	68	135
3 ^e	7679.10 ²	3,19	1,34	34	0,194	2129	2438	62,6	135

C'est les fibres intérieures qui sont comprimées ce qui justifie le calcul précédent. néanmoins on dispose une nappe d'aciers près de cette face pour tenir compte du 3^e cas de charge.

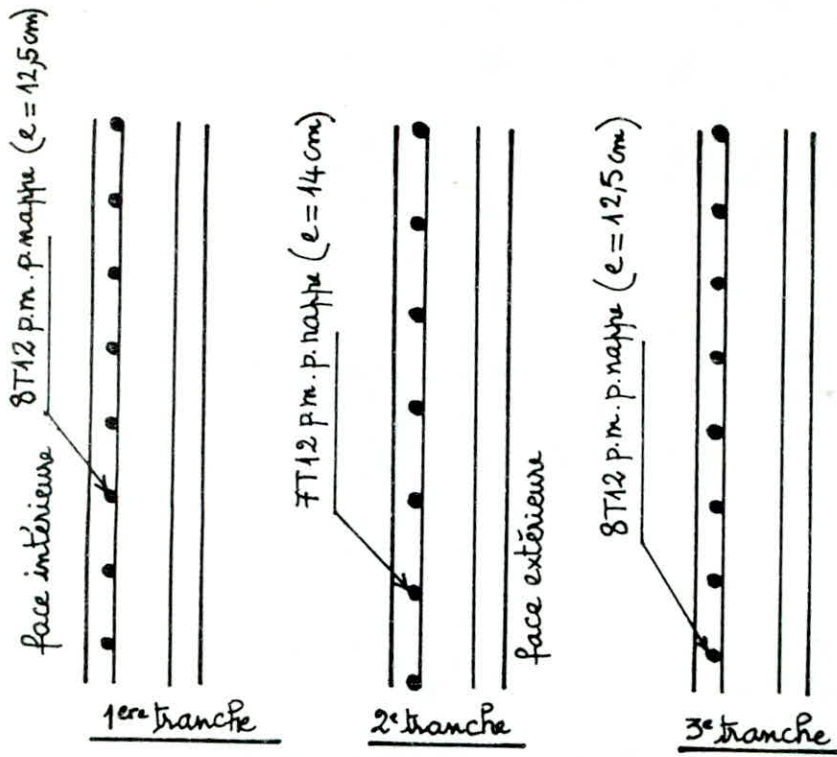
La vérification sera complétée par celle du cisaillement τ_b provenant de l'effort tranchant T_{B₁}, donc on aura : $\tau_b = \frac{T_{B_1}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 16,7 = 14,61 \text{ cm}$$

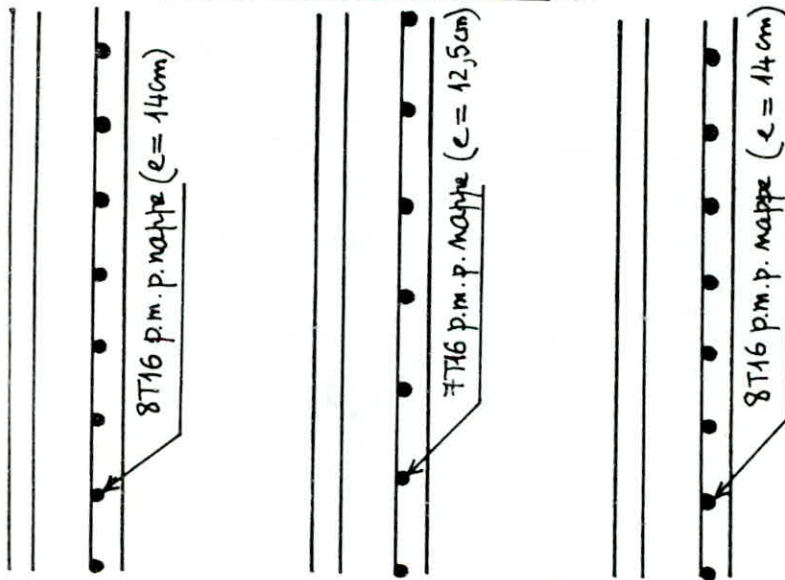
$$\text{1^{re} tranche : } \tau_b = \frac{6,59 \cdot 10^3}{100 \cdot 14,61} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \cdot 5,8 = 6,67 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{2^e tranche : } \tau_b = \frac{6,92 \cdot 10^3}{100 \cdot 14,61} = 4,73 \text{ Kg/cm}^2 < 6,67 \text{ Kg/cm}^2.$$

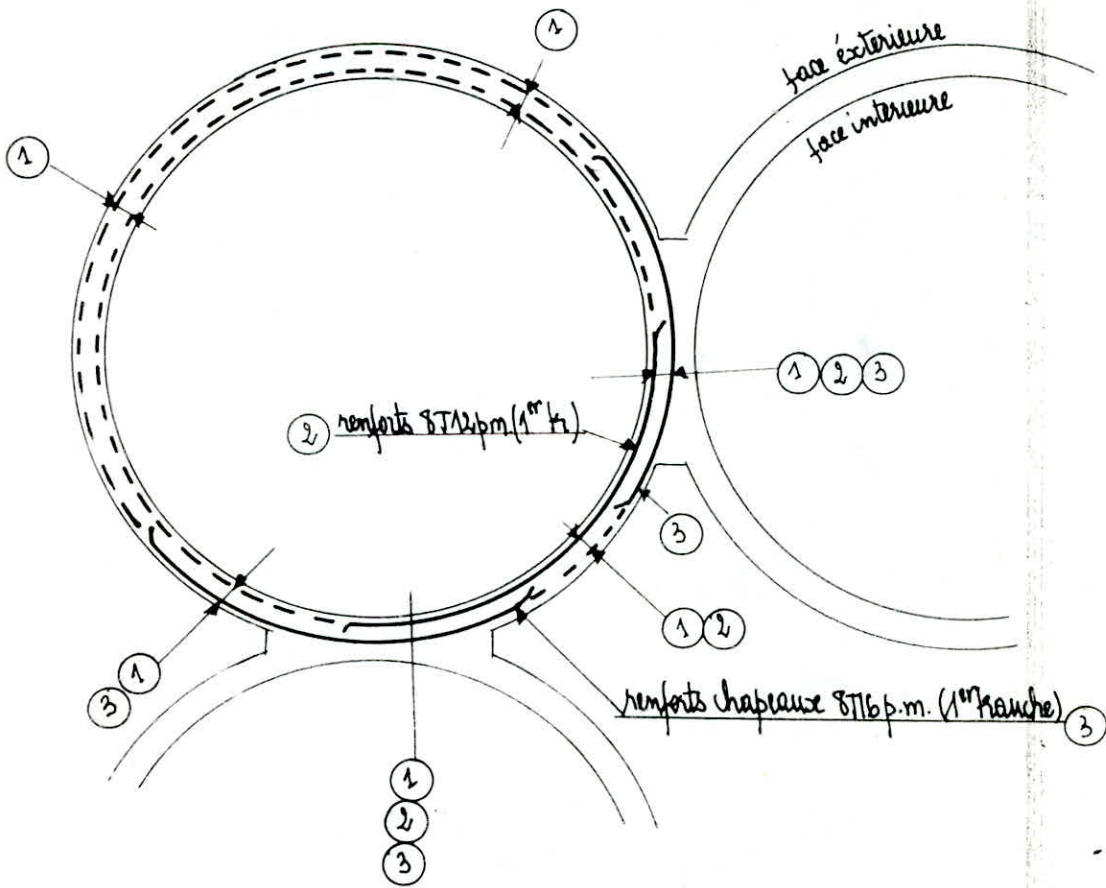
Cette vérification justifie l'absence d'armatures transversales.



- ferrailage en travée - (2)



- ferrailage à l'appui - (3)



- DÉTAIL FERRAILLAGE -

Dans le 2^e cas de chargement (as de carreau plein), les sections sont moins sollicitées que dans le 1^{er} cas, donc le calcul des aciers n'est pas nécessaire.

C - Arcs situés à l'extérieur :

Ces arcs sont en dehors de l'as de carreau, les sollicitations sont alors celles de la cellule circulaire seule remplie et ce calcul a été déjà fait.

Ferraillage du Gousset :

Les goussets doivent pouvoir transmettre d'un as de carreau à un autre les efforts suivants :

- le moment d'encastrement $M_{B_1} = -4,52 \text{ tm}$
- la composante $V_{B_1} = T_{B_1} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \alpha\right) = 6,50 \text{ t}$

} pour les 2 tranches

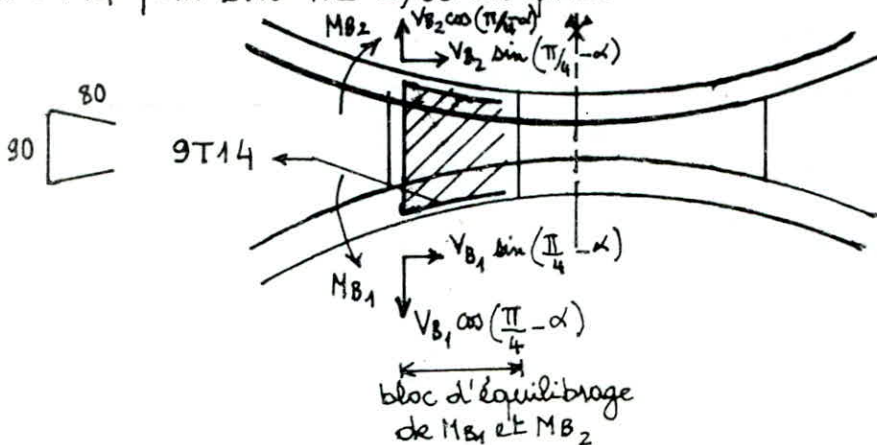
La composante $T_{B_1} \sin\left(\frac{\pi}{4} - \alpha\right)$ est un effort de compression qui localement dans le gousset, joue un rôle favorable puisqu'il vient en déduction des efforts de traction appliqués. On ne tient pas compte de ce terme correctif favorable.

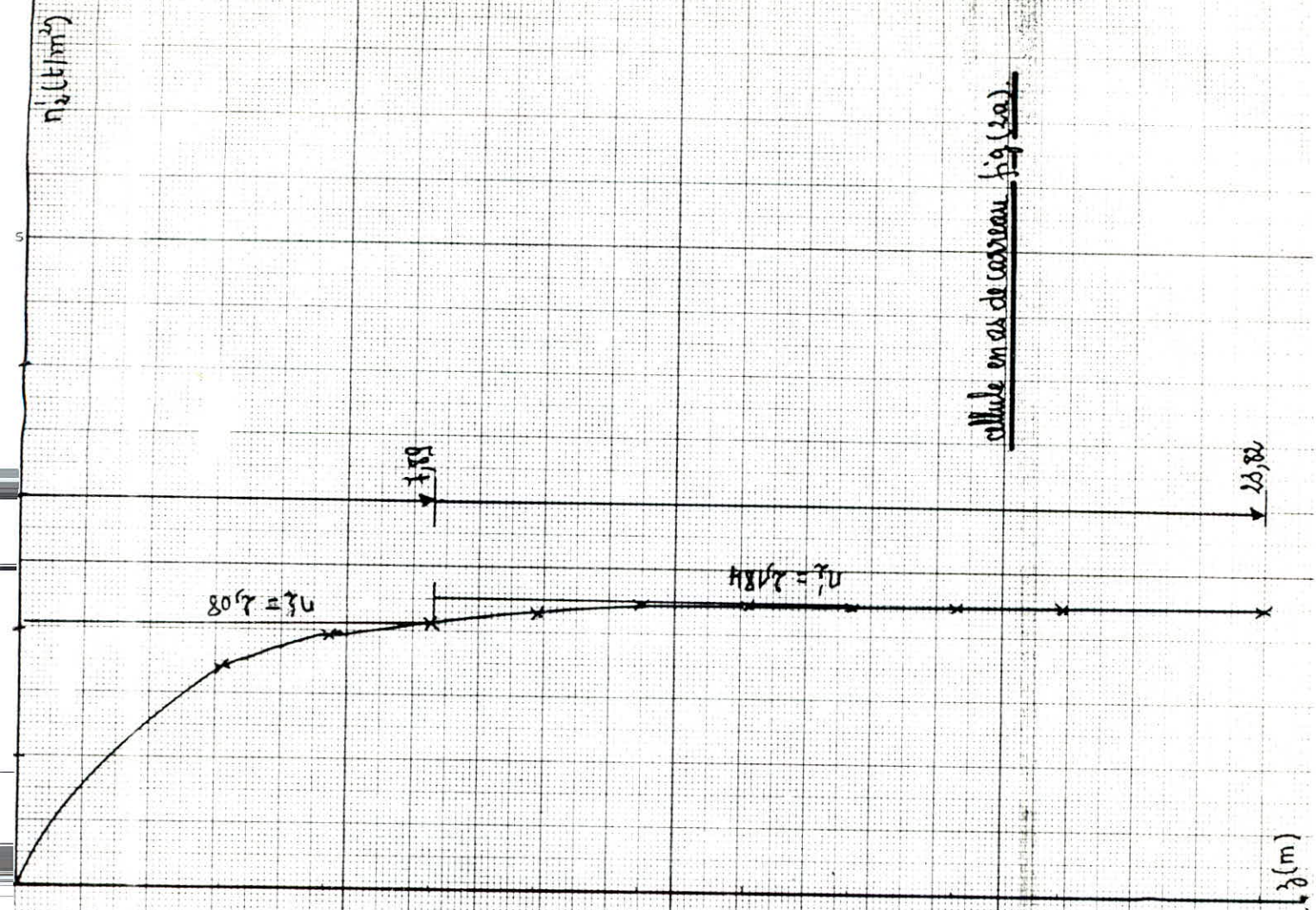
Le schéma ci-après reproduit les efforts appliqués aux aciers qui doivent transmettre ces sollicitations. Les moments M_{B_1} et M_{B_2} avant de s'équilibrer sont transmis au bloc de béton armé.

Les bielles de béton qui équilibrent M_{B_1} ne peuvent avoir une hauteur supérieure à celle qu'elles ont dans la partie courante. Dans ces conditions les aciers principaux du gousset sont déterminés comme suit :

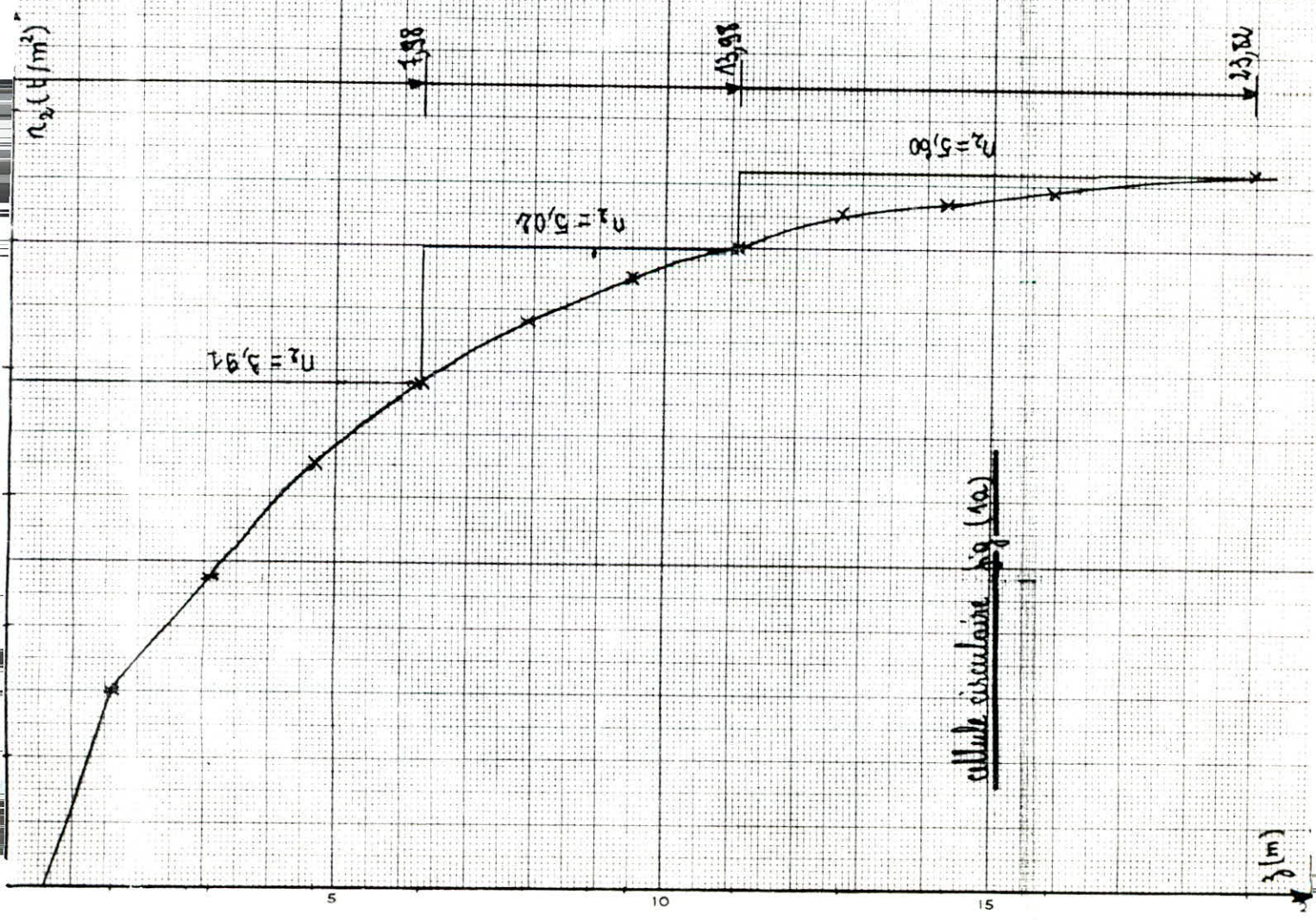
$e = \frac{M_{B_1}}{V_{B_1}} = 69,5 \text{ cm}$ donc le centre de poussée se trouve à l'extérieur des armatures si on considère $h_t = 20 \text{ cm}$, la section est donc partiellement tendue (V_{B_1} -traction).

De la même manière que précédemment on trouve $A = 13,50 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$, on disposera de 9T14 p.m soit $A = 13,85 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$





cellule en os de carreau fig (29)

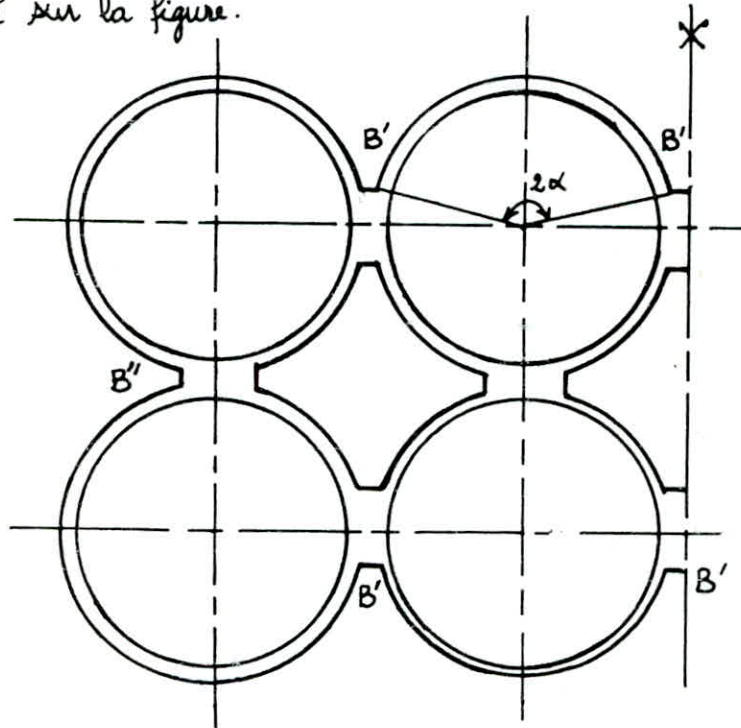


cellule circulaire fig (10)

CALCUL EN ARC

Comme on l'a dit au début de ce chapitre, les cellules circulaires sont accolées, ce qui entraîne des liaisons, pour tenir compte de ces liaisons, on étudiera la cellule comme étant constituée d'éléments horizontaux ayant la forme d'un arc circulaire, encastres les uns aux autres dans les noeuds sensiblement étendus et rigides qui peuvent être retenus pratiquement indéformable.

Dans les calculs on étudiera précisément l'arc extérieur B'-B' comme il est indiqué sur la figure.



Etude d'un arc à deux encastrement soumis à une pression intérieure :

On prend un arc d'une hauteur unité, soumis à une pression radiale n .

Les expressions des éléments de réduction sont:

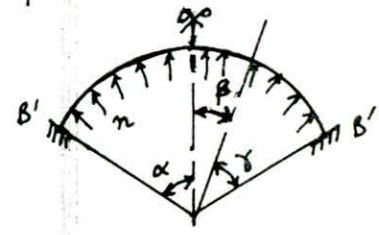
$$N = -nr + F \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \cdot \cos \delta - \sin \delta \right) = -nr + F \cdot \frac{\cos \beta}{\sin \alpha}$$

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

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

avec $F = \frac{n \cdot r \cdot \sin^2 \alpha}{\alpha + \frac{5r^2}{I} \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} - \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} \right)}$

$$S = ke = e, I = \frac{ke^3}{12} = \frac{e^3}{12}$$



Calcul de l'arc B'-B' :

Caractéristiques de l'arc : $\alpha = \frac{140^\circ}{2} = 70^\circ = 1,222 \text{ rad}$

$$I = \frac{e^3}{12} = 6,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$S = 0,2 \cdot 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$F = 1,4 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

Éléments de réduction : - entre points durs (en G) : $\beta = 0$.

$$N = - \left(4,35 - \frac{1,4 \cdot 10^{-2}}{\sin(1,222)} \right) \text{ m} = -4,34 \text{ m}$$

$$M = - \frac{1,4 \cdot 10^{-2} \text{ m}}{\sin 1,222} \left(\cos 0 - \frac{\sin 1,222}{1,222} \right) = -1,496 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

$$T = 0.$$

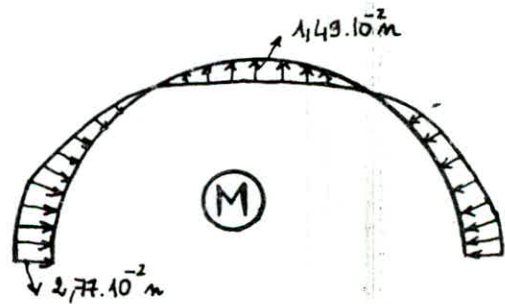
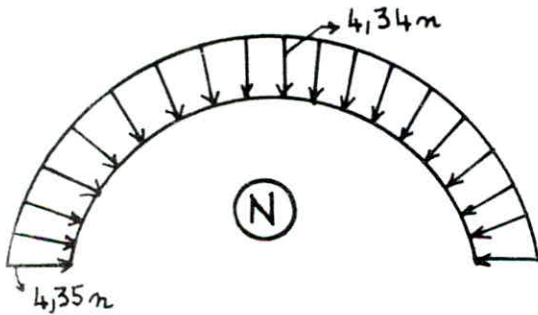
- Aux points durs (en B') : $\beta = 70^\circ$.

$$N = - \left(4,35 - \frac{1,4 \cdot 10^{-2}}{\text{tg} 1,222} \right) = -4,34 \text{ m.}$$

$$M = - \frac{1,4 \cdot 10^{-2} \text{ m}}{\sin 1,222} \left(\cos 1,222 - \frac{\sin 1,222}{1,222} \right) = 2,77 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

$$T = 1,4 \cdot 10^{-2} \text{ m} \quad \text{avec } n = 1,2 \text{ m.}$$

tranches	$1,2 \text{ m}_2$	$N_G(t)$	$M_G(t.m)$	$T_G(t)$	$N_{B'}(t)$	$M_{B'}(t.m)$	$T_{B'}(t)$
7,89 m	4,69	-20,36	-0,069	0	-20,4	0,129	0,065
13,89 m	6,02	-26,14	-0,09	0	-26,21	0,167	0,084
23,82 m	6,72	-29,16	-0,10	0	-29,23	0,186	0,094



Vérification des sections calculées en anneau :

Dans une section de l'arc, le système de forces extérieures se réduit à un effort de traction N et un moment fléchissant M. La section sera donc étudiée en flexion composée.

Dans l'étude en anneau, on avait déterminé la quantité d'aciers en cercles pour équilibrer la seule traction, mais maintenant après introduction du moment M (par la considération des liaisons entre cellules) on va voir si ces armatures sont suffisantes pour assurer la résistance de l'élément en arc.

La section étant entièrement tendue, le béton n'est pas pris en compte, le centre de poussée est entre les armatures.

Les armatures les plus sollicitées ont pour contrainte : A_1 $\sigma_{a_1} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M}{A_1 \cdot z}$

Pour les armatures A_2 : $\sigma_{a_2} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M}{A_2 \cdot z}$

On doit avoir : $\sigma_{a_1} \leq \bar{\sigma}_a$ et $\sigma_{a_2} \geq 0$, on prendra $A_1 = A_2 = A$

tranches	A (cm ²)	σ_{a_1} (Kg/cm ²)	σ_{a_2} (Kg/cm ²)
7,89 m	4,02	2654	2411
13,89 m	5,49	2497	2263
23,82 m	6,28	2435	2208

- Entre nœuds -

σ_{a_1}	σ_{a_2}	$\bar{\sigma}_a$
2763	2311	2800
2604	2170	2800
2539	2115	2800

- Aux nœuds -

Les contraintes n'étant pas dépassées donc les sections d'aciers déterminées sont suffisantes.

EFFETS DÛS AU GRADIENT THERMIQUE

1 - Introduction :

Quand la température de la matière ensilée est différente de la température extérieure, le gradient thermique Δt crée dans la paroi verticale un moment qu'il faut en tenir compte. En effet un tel gradient aboutit souvent à des majorations importantes des contraintes de traction. Les différences de température ΔT sont définies d'après les conditions climatiques. On considérera 3 cas :

1/- $T_{ext} = 0^\circ C$ et $T_{int} = 40^\circ C$ (dûe à la fermentation limitée des céréales)

$\Rightarrow \Delta T_1 = 40^\circ C$

2/- $T_{ext} = 40^\circ C$ et $T_{int} = 15^\circ C$ (en supposant que la t_i dans l'intercellule est $15^\circ C$)

$\Rightarrow \Delta T_2 = 25^\circ C$.

3/- $T_{ext} = 45^\circ C$ et $T_{int} = 25^\circ C \Rightarrow \Delta T_3 = - 20^\circ C$.

A défaut de méthode plus élaborée, on peut calculer le moment $M_{\Delta t}$ créé par le gradient thermique par la méthode approchée des règles SNBATI (Art 4.61)

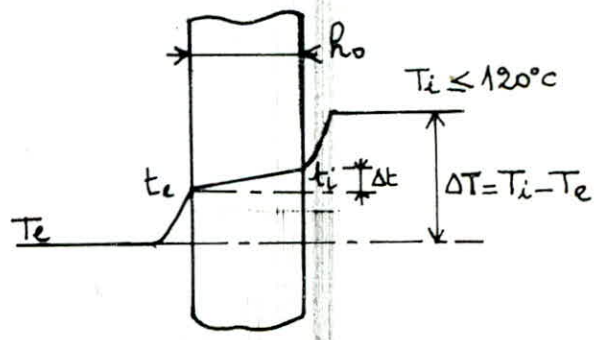
2 - Calcul du gradient thermique :

La différence de t_i , Δt entre les deux faces de la paroi, en admettant que la somme des résistances thermiques superficielles est égale à $0,25 m^2 h^\circ C / kcal$ et que le coefficient de conductibilité du béton de la paroi est $1,4 kcal / m h^\circ C$ est $\Delta t = \frac{h_0}{h_0 + 35} \Delta T$ en $^\circ C$ avec h_0 épaisseur de la paroi en cm.

$\Delta T_1 = 40^\circ C \rightarrow \Delta t_1 = 14,54^\circ C$

$\Delta T_2 = 25^\circ C \rightarrow \Delta t_2 = 9,09^\circ C$

$\Delta T_3 = -20^\circ C \rightarrow \Delta t_3 = - 7,27^\circ C$



3 - Calcul du moment $M_{\Delta t}$:

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

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

$E_v = 7000 \sqrt{f_{28}} = 115022 \text{ Kg/cm}^2$; $h_0 = 20 \text{ cm}$

$$I = \frac{100 h_0^3}{12} \text{ (en cm}^4/\text{m de hauteur ou de largeur)} : I = 6,66 \text{ cm}^4/\text{m}$$

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

$$\text{d'où } M_{\Delta t_1} = 55691 \text{ Kg cm/ml}$$

$$M_{\Delta t_2} = 34817 \text{ Kg cm/ml}$$

$$M_{\Delta t_3} = -27846 \text{ Kg cm/ml}$$

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

$$A = \frac{M_{\Delta t}}{\bar{\sigma}_a} \text{ (cm}^2\text{)}, \text{ ces armatures doivent être disposées du côté de la face la plus froide de la paroi.}$$

$\bar{\sigma}_a = 7/8 h$

- Transversalement :

$$h = h_0 - d = 16,9 \text{ cm (T12)} \Rightarrow z = 14,78 \text{ cm on aura donc:}$$

$$A_1 = \frac{55691}{14,78 \cdot 2800} = 1,34 \text{ cm}^2 ; A_2 = 0,84 \text{ cm}^2 ; A_3 = 0,67 \text{ cm}^2.$$

On remarque que la section d'aciers est très faible.

- Longitudinalement :

$$h = h_0 - 1,5\phi - e_n = 15,7 \text{ cm} \Rightarrow z = 13,74 \text{ cm.}$$

$$A_1 = 1,26 \text{ cm}^2 ; A_2 = 0,79 \text{ cm}^2 ; A_3 = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ (face intérieure de la paroi).}$$

Les sections d'armatures restent inférieures à la section minimale fixée par le règlement qui est : $A = 0,2\% e \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Remarque: Du fait que le moment d'ovalisation peut être positif ou négatif on disposera d'une nappe d'aciers sur chaque face de la paroi. D'ailleurs, c'est les sollicitations dues au gradient qui conduisent à renoncer à la nappe unique située au milieu de l'épaisseur de la paroi.

CALCUL DE LA CELLULE ENCASTREE

DANS LA PLATEFORME

Cette étude va nous permettre de connaître les effets de l'encastrement de la cellule dans la plateforme. On considère une bande verticale de un mètre de largeur encastree dans la plateforme et appuyée élastiquement sur les anneaux suivant toute sa hauteur.

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

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

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

On choisit comme origine des coordonnées le lieu de l'encastrement de la cellule dans la plateforme c'est à dire $z = 29,92 \text{ m}$, et on considère que la cellule est chargée jusqu'au niveau $29,92 \text{ m}$ ($x=0$) c'est à dire qu'on fait abstraction de l'existence de la trémie donc on se place dans un cas plus défavorable.

On a $P(x) = 1,2 K_m \frac{\gamma R h}{\tan \delta} (1 - e^{-x_2})$ avec $x_2 = \frac{z-h''}{z_0} = \frac{z-0,386}{6,612}$

$$P(z) = 1,2 \cdot 1,15 \cdot 4937,68 \left(1 - e^{-\frac{z-0,386}{6,612}}\right)$$

Effectuons le changement de variable suivant: $x = 29,92 - z \Rightarrow z = 29,92 - x$.

$$\text{d'où } P(x) = 6814 \left(1 - e^{-\frac{29,53-x}{6,612}}\right) = K (1 - b e^{ax})$$

$$\text{avec } K = 6814, \quad b = e^{-4,466} = 0,011, \quad a = \frac{1}{6,612} = 0,151.$$

Par définition du moment fléchissant et de l'effort tranchant: on a sur

$$\text{la poutre verticale: } - \frac{d^2 M}{dx^2} = - \frac{dT}{dx} = P_1.$$

$$\text{D'autre part la dérivée seconde de la déformée } y \text{ vaut: } y'' = - \frac{M}{EI}$$

$$\text{Donc on a: } P_1 = EI \frac{d^4 y}{dx^4}.$$

$$\text{La déformation radiale de l'anneau est: } y = \frac{P_2 R^2}{Ee} \Rightarrow P_2 = \frac{Ee}{R^2} y.$$

$$\text{On a } P = P_1 + P_2 \Rightarrow EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{Ee}{R^2} y = P$$

$$\Rightarrow \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{12}{R^2 e^2} y = \frac{P}{EI}$$

Poseons $\frac{12}{R^2 e^2} = 4\beta^4 \Rightarrow \beta = \frac{\sqrt[4]{3}}{\sqrt{R} e} = 1,427$ ($R = 4,25\text{m}$, $e = 0,20\text{m}$)

L'équation différentielle devient: $\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = \frac{P}{EI}$ [1]

La solution générale de l'équation [1] 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 particulière avec second membre est:

$y_2 = \frac{PR^2}{Ee} = \frac{KR^2}{Ee} (1 - b e^{ax})$, elle correspond à la déformation de la cellule indépendante de la plateforme et de la couverture.

La solution générale de l'équation [1] avec second membre est la somme des deux solutions précédentes:

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

La déformation radiale à la tête de la cellule indépendante est nulle ($P_3 = 0$), la cellule liée au radier et à la couverture ne doit pas avoir une déformation infinie quand $x \rightarrow +\infty$, pour cela les coefficients C_1 et C_2 doivent être nécessairement nuls.

Poseons $A = \frac{KR^2}{Ee}$, l'équation de la déformée devient:

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

Les parois de la cellule sont encastées dans la plateforme qu'on suppose rigide d'où les conditions aux limites suivantes:

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

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

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

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

L'équation de la déformée devient:

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

$$y'' = -Aba^2 e^{ax} + 2C_4 \beta^2 e^{-\beta x} \sin \beta x - 2C_3 \beta^2 e^{-\beta x} \cos \beta x.$$

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

$$M = -EI y'' \text{ et } T = \frac{dM}{dx} = -EI y'''$$

D'où à l'encastrement ($x=0$): $M_0 = -EI [-Aba^2 - 2C_3 \beta^2]$

$$= -EI \left[-\frac{KR^2}{Ee} ba^2 - \frac{2KR^2}{Ee} \left(1 - b - \frac{ba}{\beta}\right) \beta^2 \right]$$

$$\begin{cases} M_0 = \frac{KR^2e^2}{12} \left[ba^2 + 2\beta^2 \left(1 - b - \frac{ba}{\beta} \right) \right] \\ T_0 = \frac{KR^2e^2b}{12} (a^3 - 2a\beta^2) \end{cases}$$

AN: $M_0 = 1650,64 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$

$T_0 = -2,74 \text{ Kg}/\text{ml} \rightarrow$ l'effort tranchant étant faible, il sera donc négligé dans le calcul de résistance.

Etude de la bande verticale :

Cette bande est sollicitée par :

- son poids propre (compression centrée) : $2500 \cdot 0,20 \cdot 36,2 \cdot 1 = 18100 \text{ Kg}$.
- la résultante des forces de frottement due à la matière (comp. excentrée) : $1,2 \cdot 41459,68 = 49751,62 \text{ Kg}$ (pour $h = 29,92 \text{ m}$).
- moment créé par la résultante des forces de frottement : $M_f = 49751,62 \cdot 0,10 = 4957,16 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$.
- moment dû à l'encastrement : $M_0 = 1650,64 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$.

La section sera étudiée en flexion composée sous :

$$N = G + 1,2 P_f = 67851,62 \text{ Kg}$$

$$M = M_f - M_0 = 3306,52 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 4,87 \text{ cm} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 3,3 \text{ cm}$$

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

$$M = M + N f \quad \text{avec } f = \frac{h_t}{2} - d = 6,7 \text{ cm} \quad (d = 3,3 \text{ cm})$$

$$M = 7852,58 \text{ Kg}\cdot\text{m} \rightarrow \mu = 0,1826 \rightarrow \epsilon = 0,8413 \rightarrow \sigma'_b = 140 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

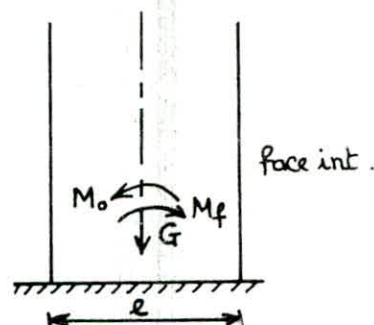
$$K = 16,5$$

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \left(1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) = 100,37 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \rightarrow \sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' \neq 0$$

On prend $A = A' = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$ $A_1 = 24,17 \text{ cm}^2$

$$A = 24,17 - \frac{67851,62}{2312} = -5,18 < 0$$

Théoriquement les armatures verticales ne sont pas nécessaires.



ETUDE DU CONTREVENTEMENT

I. Introduction :

L'étude du contreventement d'une structure consiste à distribuer les forces horizontales entre les différents éléments résistants capables s'ils étaient isolés, de véhiculer ces forces jusqu'aux fondations. Cette étude constitue en général un problème difficile à résoudre, cette difficulté réside dans le choix d'une solution exacte du système de contreventement. Le calcul se fera uniquement pour le contreventement longitudinal vu que la structure présente dans le sens transversal une faible raideur.

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

Hypothèses :

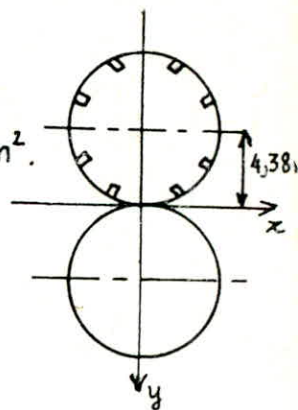
- Dans notre cas la transmission des efforts horizontaux se fait dans les deux sens par les cellules elles-mêmes, autrement dit le contreventement est assuré par les voiles périphériques formant un véritable noyau rigide.
- On considère pour les huit (8) cellules les actions sismiques correspondant à quatre (4) cas de chargement, ces actions seront réparties sur chaque file de cellules dans le sens transversal.
- L'étude se fera sur une file de cellules en la supposant indépendante des cellules qui lui sont adjacentes, on se place donc dans un cas défavorable.
- Comme les sollicitations de la paroi cylindrique dues au vent sont faibles par rapport à celles dues aux actions sismiques, nous ferons la vérification sous les sollicitations du second genre sans considérer l'effet du vent.

Caractéristiques géométriques de la section horizontale :

- Au dessus des fondations :

$$A = 2 \left[2\pi \cdot 4,35 \cdot 0,2 + 8 \cdot 0,65 \cdot 0,25 \text{ (neuvres)} - 5 \cdot 1 \cdot 0,2 \text{ (ouvertures)} \right] = 11,53 \text{ m}^2$$

$$I_x = 2 \left[\pi r^3 h_0 - \frac{A}{2} x^2 \right] = 324,6 \text{ m}^4 \quad ; \quad x = 4,38 \text{ m}$$



Position du noyau central :

$$y_p = \frac{i_x^2}{y_n} \quad \text{avec} \quad i_x^2 = \frac{I_x}{A} = 28,15 \text{ m}^2$$

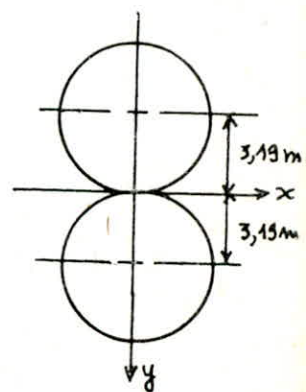
$$x_p = \frac{i_y^2}{x_n} \quad y_n = \pm 8,825 \text{ m} ; \quad x_n \rightarrow \infty$$

$$y_p = \pm \frac{28,15}{8,825} = \pm 3,19 \text{ m} ; \quad x_p = 0$$

- Au dessous du point d'attache de la trémie :

$$A = 2 (2\pi \cdot 4,35 \cdot 0,2) = 10,9 \text{ m}^2$$

$$I_x = 2 \left[\pi r^3 h_0 + 2\pi r \cdot h_0 x^2 \right] = 313 \text{ m}^4 ; \quad x = 4,375 \text{ m}$$



Axe neutre :

$$y_p = \frac{i_x^2}{y_n} \quad \text{avec} \quad i_x^2 = 28,71 \text{ m}^2$$

$$x_p = \frac{i_y^2}{x_n} \quad y_n = \pm 8,825 \text{ m} ; \quad x_n \rightarrow \infty$$

$$y_p = 3,25 \text{ m} ; \quad x_p = 0$$

Sollicitations d'ensemble :

Vu que l'action sismique ne se produit pas simultanément suivant les deux directions horizontales, on va mener l'étude dans une direction horizontale et là où les efforts sismiques sont les plus défavorables.

- 1^{er} cas de chargement (sens transversal).

1. Au dessus des fondations :

a- Charge permanente : $G = 5634 \text{ t}$

b- Charge d'exploitation : $Q = 10563 \text{ (ble)} + 333,85 \text{ (surcharges)} = 10896,85 \text{ t}$

c- Séisme : $N_E = 1586,96 \text{ t} ; \quad M_E = 36197,8 \text{ t.m}$

d'où $N_{G+Q+E} = 5634 + 10896,85 + 1586,96 = 18117,81 \text{ t (compression)}$

$M_E = 36197,8 \text{ t.m}$

La section transversale sera étudiée en flexion composée.

$e_0 = \frac{M}{N} = 1,99 \text{ m} < e_1 = 3,19 \text{ m}$ donc le centre de poussée se trouve à l'intérieur du noyau central, la section du béton est entièrement comprimée.

On applique la formule de Navier relative à la flexion composée :

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y \quad B - \text{section du béton} : 4 \cdot 11,53 = 46,12 \text{ m}^2.$$

$$I = 4 \cdot 324,6 = 1298,4 \text{ m}^4 ; y = 8,825 \text{ m}$$

On doit avoir :

$$\sigma'_{b_1} \leq \bar{\sigma}'_b \quad \text{et} \quad \sigma'_{b_2} \geq 0$$

$$\sigma'_{b_1} = \frac{18117,81}{46,12} + \frac{36197,8}{1298,4} \cdot 8,825 = 63,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_2} = \frac{18117,81}{46,12} - \frac{36197,8}{1298,4} \cdot 8,825 = 14,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \cdot \frac{5}{6} \sigma'_{28} = 122,3 \text{ Kg/cm}^2.$$

Les contraintes dans le béton ne sont pas dépassées.

2. Au dessus du point d'attache de la trémie :

a. Charge permanente : $G = 4105 \text{ t}$

b. Charge d'exploitation : $Q = 10441,45 \text{ t}$

c. séisme : $N_E = 1396,46 \text{ t} ; M_E = 24223,12 \text{ t m}$.

Donc $N_{G+Q+E} = 15942,91 \text{ t}$ (compression).

$e_0 = 1,52 \text{ m} < e_1 = 3,19 \text{ m}$ donc la section du béton est entièrement comprimée.

$$\sigma'_{b_1} = \frac{15942,91}{4 \cdot 10,9} + \frac{24223,12}{4 \cdot 313} \cdot 8,825 = 53,64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 117,33 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_{b_2} = \frac{15942,91}{4 \cdot 10,9} - \frac{24223,12}{4 \cdot 313} \cdot 8,825 = 19,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Les contraintes dans le béton ne sont pas dépassées, le béton seul peut résister.

Pour les autres cas de chargement, le calcul sera identique au précédent sauf que maintenant on raisonne sur une file de cellules vu qu'elles ont même section et même rigidité et symétriques dans les deux plans. Le même calcul sera fait dans le sens longitudinal.

Les différentes étapes de calcul sont résumées dans les tableaux suivants :

2^e cas de chargement : - sens transversal.

Zône	$N_{G+Q+E}^{(t)}$	M (tm)	e. (m)	$\sigma_{b_1}' (kg/cm^2)$	$\sigma_{b_2}' (kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}_b' (kg/cm^2)$
I	1635,16	3688,6	2,25	24,21	4,15	125
II	1215,9	3061,3	2,52	19,76	2,48	127,8

- sens longitudinal

I	2370,32	7377,2	2,25	24,21	4,15	125
II	1215,9	3061,3	2,52	19,76	2,48	127,8

3^e cas de chargement : - sens transversal.

I	4445,9	9978,5	2,24	65,89	11,43	124,87	Cellules pleines $\alpha = 0,395$
II	3904,76	682,3	1,75	54,95	16,44	119,76	
I	1635,16	5103	3,12	28,02	3,0	134,26	Cellules vides $\alpha = 0,202$
II	1251,94	3489	2,87	21	1,3	131,7	

- sens longitudinal.

I	5989,64	12631	2,11	43,14	8,80	123,57	$\alpha = 0,5$
II	5026,25	8636,7	1,72	35,18	10,8	119,44	

4^e cas de chargement : - sens transversal.

I	3005,73	6156	2,05	42,8	9,29	123	$\alpha = 0,25$
II	2513,13	1215,74	1,67	34,89	11,1	119	

- sens longitudinal.

I	8891,8	17729,28	1,99	62,65	14,45	122,3	c. pleines $\alpha = 0,72$
II	7803,52	12141,33	1,55	52,8	18,56	117,6	
I	3087,39	6894,72	2,23	22,76	4,0	125	c. vides $\alpha = 0,28$
II	2249	4721,63	2,01	16,95	3,6	122,5	

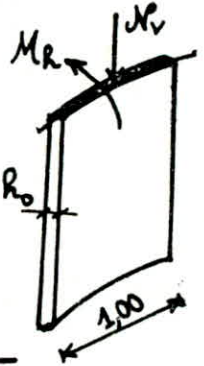
Sollicitations dues aux actions d'ensemble et locales :

On appelle ainsi les sollicitations intéressant l'épaisseur de la paroi de la cellule et pour lesquelles les éléments de réduction peuvent être rapportés au centre de gravité de toute section de largeur unité considéré dans le sens vertical. Ces sollicitations sont dues notamment pour :

- N_V : à l'effort normal provenant des actions d'ensemble $N_V = \sigma'_0 \cdot h_0$
- M_R : au moment résultant de l'action du gradient thermique dans l'épaisseur de la paroi et à la liaison rigide de la paroi à sa base.

Sous l'effet des sollicitations combinées N_V et M_R , on détermine les contraintes verticales dans le béton et les armatures, pour la section d'épaisseur h_0 .

On prend une bande verticale de largeur unité et on va l'étudier sous l'effet de: - $N_V = \sigma'_0 \cdot h_0$



- $M_0 = 3,306 \text{ t.m}$ (effet de la liaison de la paroi avec le fond)

- $M_{\Delta t} = 0,557 \text{ t.m}$ (effet du gradient thermique).

1. Section soumise à la plus grande des ctes de compression:

$N_V = 65,69 \cdot 20 \cdot 100 = 131,38 \text{ t}$ (compression).

$M_R = M_{\Delta t} + M_0 = 3,863 \text{ t.m}$.

$e_0 = \frac{M_R}{N_V} = 2,94 \text{ cm} < e_1 = \frac{h}{6} = 3,33 \text{ cm}$ donc la section est entièrement comprimée.

$\sigma'_{b1} = 123,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 131 \text{ Kg/cm}^2$
 \Rightarrow les contraintes sont vérifiées.

$\sigma'_{b2} = 7,79 \text{ Kg/cm}^2 > 0$

2. Section soumise à la plus petite des contraintes de compression:

$N_V = 8,8 \cdot 20 \cdot 100 = 17,6 \text{ t}$

$M_R = 3,863 \text{ t.m}$

$e_0 = 21,95 \text{ cm} > e_1 = 3,33 \text{ cm}$ donc le centre de poussée se trouve à l'extérieur du noyau central, la section est de partiellement comprimée.

$M_a^t = 3,863 \cdot 10^5 + 17,6 \cdot 6,9 \cdot 10^3 = 507740 \text{ Kg.cm}$.

$M_a^s = 3,863 \cdot 10^5 - 17,6 \cdot 10^4 = 210300 \text{ Kg.cm}$

$\mu = \frac{15 \cdot M_a^t}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_a} = 0,0769 \rightarrow \epsilon = 0,8871 ; K = 29,3$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3468}{29,3} = 118,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$ donc $A' = 0$.

$$A_1 = \frac{M_a^t}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{507740}{3468 \cdot 0,8871 \cdot 16,9} = 9,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{\sigma_{N_y}}{\bar{\sigma}_a} = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ on prend 5 HA12 p.m}$$

Vérification des contraintes :

$$\beta = \frac{M_a^s}{M_a^t} = 0,414 \quad ; \quad \omega = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 16,9} = 0,334 \quad \xrightarrow{\text{Abaque Charon}} \quad k = 25,5 \text{ et } \mu_2 = 0,038$$

$$\sigma_a = \frac{15 M_a^s}{\mu_2 b h^2} = \frac{15 \cdot 210300}{0,038 \cdot 100 \cdot 16,9^2} = 2906 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3468 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 114 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 202,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification à la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{5,65}{2 \cdot 100 \cdot 3,1} = 0,0091 \rightarrow \sigma_1 = 2001 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3468 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

$$\sigma_2 = 3468 \text{ Kg/cm}^2$$

On disposera donc de 5T12 p.m sur la nappe extérieure sur toute la hauteur ainsi que la nappe intérieure pour tenir compte du fait que la fibre intérieure peut-être elle aussi tendue ($M_{dt_3} < 0$).

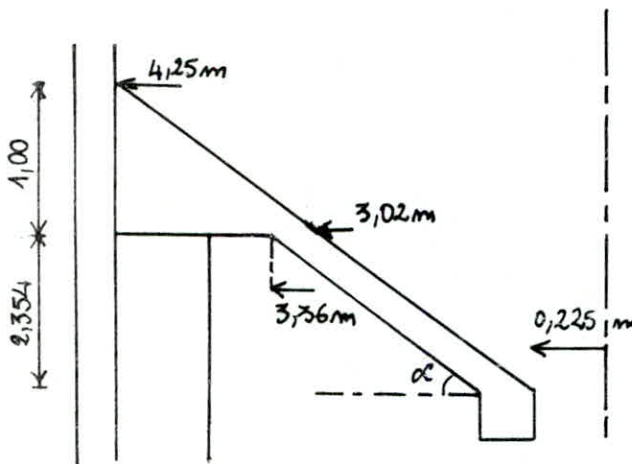
CALCUL DE LA TREMIÉ

1 - Description :

Les trémies terminent les cellules des silos à leurs parties inférieures.

Elles ont une forme tronconique afin de permettre l'écoulement total de la matière ensilée par la trappe de vidange placé au point le plus bas.

Pour le calcul on suppose que la matière ensilée est pulvérulente et transmet aux parois des trémies la pression verticale qu'elle exerce au niveau de la naissance des parois verticales.



- grand rayon $R = 4,25 \text{ m}$
- petit rayon $r = 0,225 \text{ m}$.
- volume $V = 66,98 \text{ m}^3$
- hauteur $h = 3,354 \text{ m}$
- épaisseur $e = 22 \text{ cm}$
- surface $S = 47,15 \text{ m}^2$
- obliquité $\alpha = 40^\circ$.

2 - Charges à considérer :

On considère les charges suivantes :

- a) - la pression verticale exercée par la matière au niveau inférieur des parois verticales ainsi que la pression horizontale.
- b) - le poids propre des parois de la trémie ainsi que les appareils qui y sont fixés.
- c) - le poids de la matière contenue dans la trémie.

Remarque : les charges a) et c) forment la pression sur le fond exercée par la matière.

• Pression exercée sur le fond :

Suivant les règles de la SNBATI, l'action qui s'exerce sur la paroi de la trémie se décompose en deux :

- l'une verticale : $\bar{q} = \bar{v}_1' \cos \alpha = 10,746 \text{ t/m}^2$
- l'autre horizontale : $\bar{p} = \bar{v}_1' \sin \alpha = 3,182 \text{ t/m}^2$

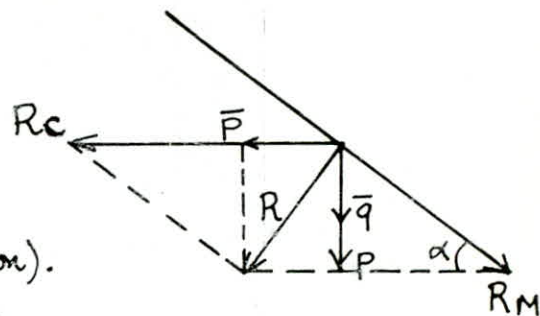
Poids de la trémie :

$$P = 23,46 \text{ t} \rightarrow p = \frac{P}{S} = 497,56 \text{ kg/m}^2$$

3. Combinaison des efforts :

La résultante R se décompose suivant :

- force horizontale de traction R_c .
- force R_M suivant les méridiennes (traction).



$$R_c = 1,2 \bar{p} + \frac{(1,2 \bar{q} + P)}{\text{tg} \alpha} = 19,78 \text{ t/m}^2$$

$$R_M = \frac{P + 1,2 q}{\text{sin} \alpha} = 20,83 \text{ t/m}^2$$

4 - Calcul des armatures :

4-1 Cerces :

L'effort de traction N_c ($N_c = R_c \cdot r_m$, r_m - rayon moyen) sera repris par les cerces dont la section est $A_c = \frac{N}{2 \bar{\sigma}_a}$ (pour une face de la paroi).

Cet effort est variable, il diminue vers le bas, pour cela on découpe la paroi de la trémie en tranches de 1m de longueur chacune.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

tranche	r_m (m)	N_c (t/ml)	A_c (cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	A choisie (cm ²)
1,00m	2,850	56,373	12,19	2312	11T12 = 12,44 t = 10cm
1,00m	2,050	40,549	8,77	2312	8T12 = 9,05 t = 14cm
1,00m	1,300	25,714	5,56	2312	5T12 = 5,65 t = 20cm
0,68m	0,625	12,362	2,67	2312	3T12 = 3,39 t = 20cm

4-2 Méridiennes :

Les méridiennes équilibrent l'action de l'effort de traction (R_M).

La section d'armatures par ml périphérique est donnée par $A_M = \frac{F_1}{\bar{\sigma}_a}$

où F_1 - l'effort qui s'exerce sur la paroi par ml périphérique :

$$F_1 = \frac{F}{p} \quad F - \text{l'effort qui s'exerce sur la paroi : } F = R_M S$$

S - section projetée : $S = \frac{\pi r^2}{\cos \alpha}$ $r = 3,191 \text{ m}$

p - périmètre de la section : $p = 2\pi r$.

d'où $F_1 = \frac{R_M \cdot r}{2 \cos \alpha} = 43,387 \text{ t/ml}$.

$A_M = \frac{F_1}{\bar{\sigma}_a} = \frac{43387}{2002} = 21,67 \text{ cm}^2$ ($K = 1,2 \cdot 10^6$, $\phi 16 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2002 \text{ Kg/cm}^2$)

on choisit $1\text{A}16 = 22,11 \text{ cm}^2$

face extérieure : 6 $\phi 16$ /ml avec un espacement $t = 20 \text{ cm}$

face intérieure : 5 $\phi 16$ /ml " " " $t = 25 \text{ cm}$.

CALCUL DE LA CEINTURE

1. Efforts sollicitant la ceinture :

- poids propre de la ceinture / ml : $\frac{37,15}{2\pi \cdot 3,839} = 1,54 \text{ t/ml}$

- effort vertical ramené par la trémie :

• poids propre de la trémie : 23,46 t

• pression vertical des grains :

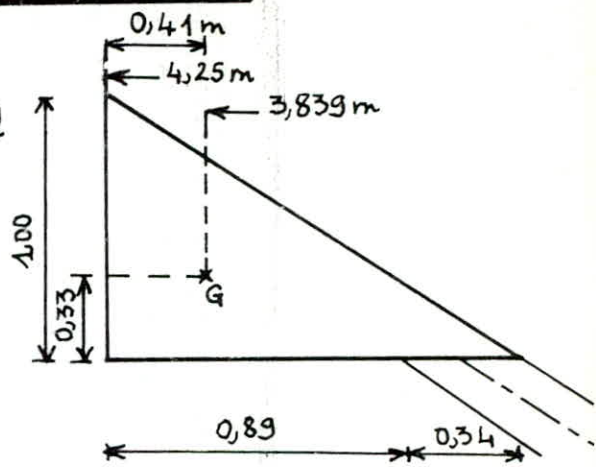
$$\frac{1,2 \cdot 10,746 \cdot \pi \cdot (4,25)^2}{755,2} = 731,74 \text{ t}$$

d'où l'effort / ml = $\frac{755,2}{2\pi(3,839)} = 31,31 \text{ t/ml} \Rightarrow$ l'effort vertical total / ml : $p = 32,85 \text{ t/ml}$

- excentrement de la traction dans les méridiennes : l'effort de traction dans les méridiennes ($F_1 = 43,387 \text{ t/ml}$) est excentré par rapport au cdg de la ceinture d'une distance $e = 15 \text{ cm}$, il provoque donc un moment de torsion constant dans la section droite de la ceinture d'intensité $M_c = C \cdot r$ où C-torsion : $C = F_1 \cdot e = 6,51 \text{ t m}$

r - rayon passant par le cdg de la ceinture : $r = 3,839 \text{ m} \Rightarrow M_c = 24,99 \text{ t m}$.

- traction due aux efforts horizontaux : $N = R_H \cdot r \cdot h = 19,78 \cdot 3,839 \cdot 1 = 75,93 \text{ t}$.



2. Détermination des éléments de réduction dans la poutre :

- Traction : $N = 75,93 \text{ t}$

- Réaction d'appui : la ceinture est appuyée sur 8 appuis ponctuels.

$$R = \frac{2\pi}{n} p r \text{ avec } n=8 = \text{nombre d'appuis} \Rightarrow R = \frac{2\pi}{8} \cdot 32,85 \cdot 3,839 = 99,047 \text{ t}$$

- Effort tranchant maximal : $T = \pm \frac{R}{2} = \pm 49,52 \text{ t}$.

- Moment fléchissant : • en travée : $M_t = p r^2 \left(\frac{\alpha/2}{\sin \alpha/2} - 1 \right)$ avec $d = \frac{\pi}{4} r d$

$$M_t = 12,67 \text{ t m}$$

• en appui : $M_a = p r^2 \left(\frac{\alpha/2}{\tan \alpha/2} - 1 \right) = -25,14 \text{ t m}$.

- Moment de torsion : $M_c = p r^2 \left(\frac{\alpha/2}{\sin \alpha/2} \sin \beta_1 - \beta_1 \right)$, le moment de torsion est maximal pour $\beta_1 = \arccos \left(\frac{\sin \alpha/2}{\alpha/2} \right) = 0,226 \text{ rd}$ ($\beta_1 \approx 13^\circ$) $\Rightarrow M_c = 1,90 \text{ t m}$.

3. Calcul des armatures :

3.1/ Section d'armatures due à la traction :

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{75,93 \cdot 10^3}{2800} = 27,12 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 9T20 = 28,27 \text{ cm}^2$$

3.2/ Section d'armatures due aux efforts verticaux : - Armatures longitudinales :

* Flexion : pour le calcul, on considère une poutre rectangulaire 45×65 .

La section d'armatures est déterminée par la méthode de P. CHARON.

En travée : $M_t = 12,67 \text{ t.m}$ $A = 7,47 \text{ cm}^2$ on prend $2T20 + 1T16 = 8,29 \text{ cm}^2$

En appui : $M_a = 25,14 \text{ t.m}$ $A = 14,97 \text{ cm}^2$ on prend $5T20 = 15,70 \text{ cm}^2$.

* Torsion : $M_c = 24,99 - 1,90 = 23,09 \text{ t.m}$.

Le formulaire de béton armé de MM. Chambert et Lebel donne :

$$\tau_{bmax} = \frac{\lambda \cdot M_c}{S \cdot d} \quad \text{avec } \tau_{bmax} - \text{ctte de cisaillement maximale produite par la torsion}$$

$$\tau_{bmax} = 28,83 \text{ kg/cm}^2. \quad \lambda - \text{coefficient sans dimension : } \lambda = 5$$

M_c - moment de torsion .

d - diamètre du cercle inscrit dans la section : $d = 0,65 \text{ m}$

S - surface du triangle : $S = 0,616 \text{ m}^2$.

La section d'armatures longitudinales est donné par la formule :

$$A_c = \frac{\lambda \cdot M_c}{6 \cdot r_m \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec : } r_m - \text{rayon moyen - } r_m = \frac{S}{p} = 0,161 \text{ m}.$$

$$A_c = 42,68 \text{ cm}^2 \quad p - \text{périmètre du triangle : } p = 3,82 \text{ m}$$

on prend $9T20 + 5T20 = 14T20 = 43,97 \text{ cm}^2$ (9T20 dus à la traction déjà calculés)

Armatures transversales :

* flexion : on prend $A_t = 2 \text{ cadre } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$ (en appui)

En travée : $t \leq \frac{R}{2} = 31,5 \text{ cm} \Rightarrow t = 30 \text{ cm}$.

* Torsion : on choisit un cadre $\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow t = \frac{6 \bar{\sigma}_a}{\tau_{bmax} \cdot d} = 10 \text{ cm}$

CALCUL DES POTEaux SUPPORTANT

LA TREMIÉ

La trémie est supportée par huit (8) poteaux de section rectangulaire 25x65 sur une hauteur de 5,10 m. Les poteaux seront calculés en compression simple.

Efforts sollicitants le poteau :

- poids propre : $0,25 \cdot 0,65 \cdot 5,10 \cdot 2,5 = 2,07 \text{ t}$

- poids de la trémie : ----- = 23,46 t

- poids de la ceinture : ----- = 37,15 t

- pression due à la matière :

$$1,2 \cdot 12,27 (4,25)^2 \pi \text{ -----} = 835,51 \text{ t}$$

- poids de la matière ensiléé dans la trémie :

$$66,98 \cdot 0,85 \text{ -----} = 56,93 \text{ t}$$

$$P = 955,12 \text{ t}$$

La charge reprise par chaque poteau est :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{955,12}{8} = 119,39 \text{ t} \quad (n - \text{nombre de poteaux}).$$

Ferailage du poteau :

Le poteau est sollicité en compression simple sous $N' = 119,39 \text{ t}$.

Vérification au flambement :

$$l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 5,10 = 3,57 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{l_c}{a} = \frac{357}{25} = 14,28 < 14,4 \text{ donc le flambement du poteau n'est pas à craindre.}$$

La section d'armatures comprimées est donnée par : $A' = \frac{1}{15} \left[\frac{N'}{\sigma_{b'0}} - B' \right] = 9,58 \text{ cm}^2$

Calcul du pourcentage minimal des aciers :

Selon CCBA68 : $\bar{\omega}' = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m'}{\sigma_{b'0}}$, $\sigma_m' = \frac{N'}{B'}$

$$A'_{\min} = \bar{\omega}' B' = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\sigma_{b'0}}$$

avec $\theta_1 = 1$ (poteau intérieur) ; $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 4,719$ ($c = 2 \text{ cm}$)

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,524.$$

$$\text{d'où } A'_{\min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1 \cdot 4,719 \cdot 1,524 \cdot \frac{119,39 \cdot 10^3}{67,5} = 1,89 \text{ cm}^2.$$

Selon RPA81:

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 0,8% en zone I sans toutefois dépasser 4%.

$$A'_{min} = \omega' B' \quad , \quad \omega' = 0,8\% \text{ et } B' = 25.65 = 1625 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_{min} = 13 \text{ cm}^2$$

$A'_{cal} < A'_{min}$ donc on prend $A' = A'_{min} = 13 \text{ cm}^2$ on adopte $4T16 + 4T14 = 14,19 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte dans le béton :

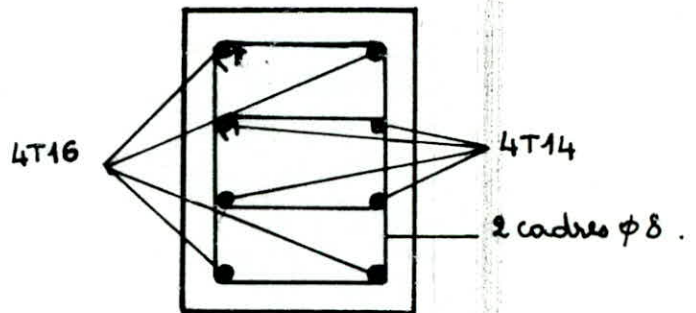
$$\sigma'_b = \frac{N'}{B'_0} = \frac{119,39.10^3}{1625 + 15.14,19} = 64,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Armatures transversales :

On choisit pour armatures transversales 2 cadres $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

l'espacement t des cadres doit être inférieur à $12 \phi_{min}$, soit $t \leq 12.14 = 16,8 \text{ cm}$

on prend donc $t = 15 \text{ cm}$, nous disposerons $2 \times 7 = 14$ cadres par mètre.



CALCUL DE L'ACROTERE

Introduction :

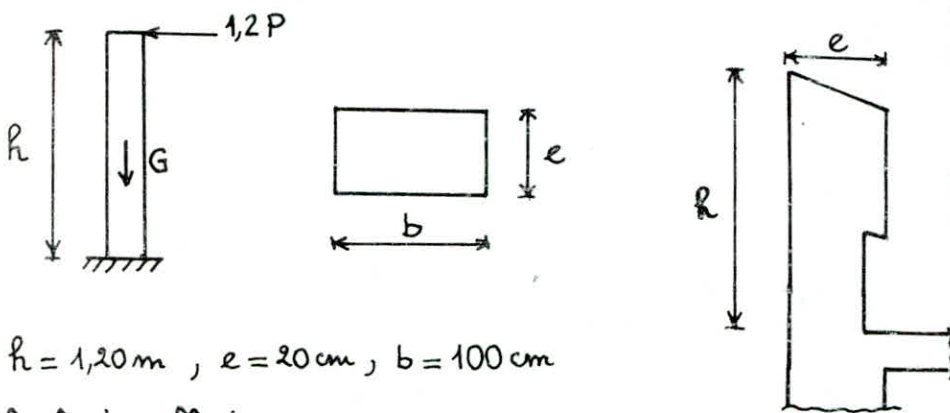
L'acrotère est calculé comme une console encastree dans le plancher terrasse, sollicitée en flexion composée par :

- l'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 Kg/ml .

Calcul des armatures :

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

On prend comme section une tranche de 1 m assimilée à un rectangle.



$$R = 1,20 \text{ m}, \quad e = 20 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}$$

Calcul des efforts :

- poids propre : $G = 1,2 \cdot 0,20 \cdot 2500 = 600 \text{ Kg/ml}$

- surcharge : $S = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml}$.

$$M = S \cdot R = 120 \cdot 1,2 = 144 \text{ Kg m/ml}$$

$$T = 1,2P = S = 120 \text{ Kg/ml}$$

$$N = G = 600 \text{ Kg/ml}$$

L'excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 0,24 \text{ m}$

$$e_1 = \frac{R}{6} = 0,033 \text{ m}$$

$\Rightarrow e_0 > e_1$ donc la section est partiellement comprimée (SPC).

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif

$$M_f = N f = \left(e_0 + \frac{R}{2} - d \right) N ; \quad d = 2 \text{ cm} \rightarrow M_f = 0,32 \cdot 600 = 192 \text{ Kg m/ml}$$

On reviendra en flexion composée en prenant pour le ferrillage :

$$A' = A_1 \quad \text{et} \quad A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0031 ; h = 18 \text{ cm} , \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0,0031 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{matrix} \epsilon = 0,9721 \\ K = 164 \end{matrix}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 17,07 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \text{ donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées.} \\ (A' = 0)$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

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

Condition de non fragilité :

$$A \geq \text{Max} [A_0, \text{min} (A_1, A_2)]$$

$$A_0 = 0,46 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,71 \text{ cm}^2$$

Donc $A \geq 0,55 \text{ cm}^2$ on adoptera 5T6/ml soit $A = 1,4 \text{ cm}^2$ avec un espacement constant $t = 20 \text{ cm}$.

On prévoit également des armatures perpendiculaires aux armatures principales, vu que l'acrotère est exposée aux intempéries, pour empêcher les ouvertures excessives des fissures, ces armatures sont dites de peau, on choisit 5T6/ml.

Condition de non fissuration :

On doit vérifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

$$\bar{\omega}_f = 0,0035$$

$$K = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)} \Rightarrow$$

$$\sigma_1 = 908 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2984 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\eta = 1,6 \text{ (HA)} \text{ et } \phi = 6 \text{ mm}$$

donc $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2984 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$ donc la fissuration est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad z = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm}.$$

$$A \bar{\sigma}_a = 3948 \text{ Kg}$$

\Rightarrow vérifié.

$$T + \frac{M}{z} = 129,14 \text{ Kg}$$

CALCUL DES PLANCHERS

I - Introduction :

Nous avons deux planchers en béton armé à calculer, l'un est situé au niveau $3,62_m$ et qui constitue le plancher terrasse et l'autre au niveau $3,4,5_m$ et qui constitue la couverture des cellules. Ces planchers sont réalisés avec des prédalles jointives.

I.1 Définition des prédalles :

On définit les prédalles comme des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint, destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher du type « dalle pleine », qui après durcissement d'une lame de béton coulé sur place aura un fonctionnement monolithique. La préfabrication peut se faire soit à l'usine, soit sur chantier.

L'utilisation de ces prédalles présente plusieurs avantages tels que :

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

Le levage est assuré par quatre crochets incorporés lors du coulage à l'aide de quatre longues élinguées, ces crochets sont en acier doux FE24 et cela afin d'éviter tout problème de fissuration.

I.2 Principe de calcul :

On distinguera deux (2) phases dans le calcul de la prédalle :

1^{er} phase : sous son poids propre et une surcharge forfaitaire dite « de chantier » correspondant aux poids des ouvriers et des matériels courants, elle sera prise égale à 100 kg/m^2 .

2^e phase : on considère la prédalle à pleine résistance sous la combinaison $G+1,2 P$.

I.3. Prédimensionnement :

On a des prédalles de différentes formes et dimensions, d'une épaisseur constante de 10 cm . Elles prennent appui sur les poutres et sur les corbeaux

sur une distance de 3cm. Une couche de béton de 5cm est coulée sur les prédalles et l'ensemble constitue une dalle de 15cm d'épaisseur.

II - Calcul du plancher-terrasse :

Ce plancher est composé de 2 types de prédalles :

- dalle appuyée sur 3 côtés.
- dalle appuyée sur 2 côtés.

II-1. Dalle appuyée sur 3 côtés :

On suppose que la dalle est simplement appuyée sur les 3 côtés, puis on tiendra compte de la continuité en faisant la distribution du moment isostatique en travée et en appui pour le ferrailage.

Méthode de calcul :

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

w_s - coefficient de flèche au milieu de la dalle.

w_{bs} - " " " " " du bord libre.

M_{xs} - Coeff. de moment dans la direction x au milieu de la dalle.

M_{ys} - " " " " y " " "

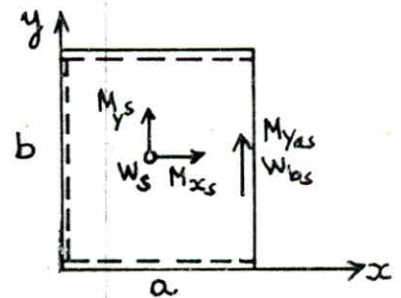
M_{yas} - " " " " y " " du bord libre.

Chacun de ces coefficients doit être multiplié par :

- $\frac{qa^4}{E R^3}$ pour avoir la flèche.

- qa^2 pour avoir le mt dans le sens x .

- qb^2 " " " " " y .



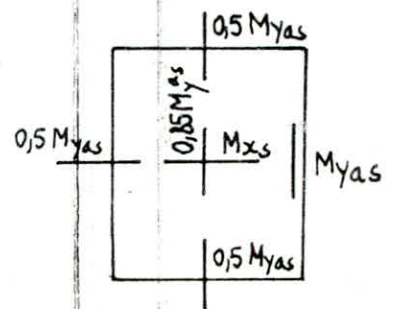
Le moment dans le sens y est plus important au voisinage du bord libre pour cela on utilise seulement les coefficients w_{bs}, M_{yas}, M_{xs} dans les calculs.

Répartition des moments :

en appui : $M_a = 0,5 M_{yas}$

en travée : $M_{ty} = 0,85 M_{yas}$ dans le sens y .

$M_{tx} = M_{xs}$ dans le sens x .



Application :

On donnera un calcul détaillé pour un seul panneau de ce type, pour les autres les résultats seront donnés sous forme de tableau.

Panneau : F₁

$a = 1,80 \text{ m}$

$b = 2,75 \text{ m} \rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 0,654$ on fait une interpolation linéaire entre $\gamma_1 = 0,6$ et $\gamma_2 = 0,7$.

Pour $\gamma_1 = 0,6 \rightarrow W_{bs_1} = 0,6940$; $M_{xs_1} = 0,0683$; $M_{yas_1} = 0,0724$.

Pour $\gamma_2 = 0,7 \rightarrow W_{bs_2} = 0,4356$; $M_{xs_2} = 0,0559$; $M_{yas_2} = 0,0848$.

Pour $\gamma = 0,654$ on aura :

$$W_{bs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} W_{bs_1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} W_{bs_2} = 0,3301$$

$$M_{xs} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} M_{xs_1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} M_{xs_2} = 0,0616$$

$$M_{yas} = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} M_{yas_1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} M_{yas_2} = 0,0791$$

calcul de la flèche :

$f_{bs} = \frac{q a^4}{E R^3} W_{bs} = 0,102 \text{ cm}$; $q = 747 \text{ Kg/m}^2$, $E = 7000 \sqrt{628} = 1,15 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$.

flèche admissible : $\bar{f} = l/500 = 180/500 = 0,36$ (pour $l \leq 5 \text{ m}$) .

$f_{bs} = 0,102 \text{ cm} < \bar{f}$ donc la flèche est vérifiée .

calcul des moments :

$M_{xs} = q a^2 M_{xs} = 149,09 \text{ Kg.m}$.

$M_{tx} = 149,09 \text{ Kg.m}$.

$M_{yas} = q b^2 M_{yas} = 446,85 \text{ Kg.m}$.

$\Rightarrow M_{ty} = 379,82 \text{ Kg.m}$

$M_a = 223,42 \text{ Kg.m}$.

Calcul des armatures :

Sens porteur : • en travée

$M = 379,82 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,0120 \rightarrow \epsilon = 0,9510 \Rightarrow A_{tx} = 1,10 \text{ cm}^2$
 $K = 87,0$

$\sigma'_b = 32,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A'_0$

on prend $5T6/ml = 1,41 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$

• en appui : $M = 223,42 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,0071 \rightarrow \epsilon = 0,9616 \Rightarrow A_a = 0,64 \text{ cm}^2$
 $K = 148$

on choisit $3T6/ml = 0,85 \text{ cm}^2$ $t = 30 \text{ cm}$.

Sens repartiteur :

$M = 149,09 \text{ Kg.m} \rightarrow \mu = 0,0047 \rightarrow \epsilon = 0,9686 \Rightarrow A_{ty} = 0,42 \text{ cm}^2$
 $K = 144$

on prend $3T6/ml$ $t = 30 \text{ cm} \rightarrow A = 0,85 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

Suivant le sens porteur : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{2-\rho}{2} \right) = 0,83 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,654$) \rightarrow vérifié.

Suivant le sens répartiteur : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 0,51 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

Condition de non fissuration :

$K = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration non préjudiciable) $\sigma_1 = 1352 \text{ Kg/cm}^2$
 $\eta = 1,6$ (HA), $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow \bar{\omega}_f = 0,0035 \Rightarrow \sigma_2 = 3654 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$
 vérifié.

Espacement admissible :

- sens de la petite portée : $t \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

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

II-2. Dalle appuyée sur 2 côtés :

Ce type de dalle sera calculé comme une poutre portant dans le sens de la petite portée. On fera le calcul pour un seul panneau de même que précédemment.

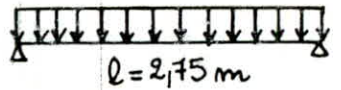
Panneau F

1^{ère} phase : - poids de la prédalle : $0,10 \cdot 1 \cdot 2500 = 250 \text{ Kg/ml}$

- poids du béton coulé : $0,05 \cdot 1 \cdot 2500 = 125$ -

- surcharge de chantier : $1 \cdot 100 = 100$ -

$q_1 = 475 \text{ Kg/ml.}$



$M = q_1 \frac{l^2}{8} = 449,02 \text{ Kgm} \rightarrow A_1 = 2,18 \text{ cm}^2$. ($h = 8 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$).

2^e phase :

- poids de la dalle : $0,15 \cdot 2500 \cdot 1 = 375 \text{ Kg/ml.}$

- forme de pente : $0,12 \cdot 1100 \cdot 1 = 132$ -

- revêtement : $2200 \cdot 0,05 \cdot 1 = 110$ -

- Étanchéité multiple ; ----- = 10 -

- surcharge (terrasse inaccessible) = $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml}$

$q_2 = 747 \text{ Kg/ml.} \Rightarrow M_0 = 706,15 \text{ Kgm.}$

Répartition des moments :

- En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 600,23 \text{ Kgm.}$

- En appui : $M_a = 0,50 M_0 = 353,75 \text{ Kgm.}$

Calcul des armatures :

* sens porteur : - en travée : $M_t = 600,23 \text{ Kgm} \rightarrow A_s = 1,75 \text{ cm}^2$.

d'où $A_t = \max(A_1, A_2) = 2,18 \text{ cm}^2$ on adopte 5T8/ml = $2,51 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$.

- en appui : $M_a = 353,75 \text{ Kgm} \rightarrow A_a = 1,02 \text{ cm}^2$ soit 3T8/ml $t = 30 \text{ cm}$

* sens répartiteur :

$A/4 \leq A_r \leq A/2 \Rightarrow 0,63 \leq A_r \leq 1,25 \text{ cm}^2$ on prend 4T6/ml = $1,13 \text{ cm}^2$ $t = 25 \text{ cm}$

- Tableau de ferrillage de la dalle -

Panneau	$A_x \text{ (cm}^2\text{)}$	A_y	A_a	A_x choisie	A_y choisie	A_a choisie
A	1,5	0,50	0,89	4T8 $t = 25 \text{ cm}$	3T6 $t = 30 \text{ cm}$	3T8 $t = 30 \text{ cm}$
B	2,48	0,63	1,43	5T8 $t = 20 \text{ cm}$	3T6 $t = 30 \text{ cm}$	3T8 $t = 30 \text{ cm}$
C	2,0	0,50	0,98	4T8 $t = 25 \text{ cm}$	3T6 $t = 30 \text{ cm}$	3T8 $t = 30 \text{ cm}$
D	2,18	0,63	1,02	5T8 $t = 20$	3T6 $t = 30$	3T8 $t = 30$
D ₁	1,10	0,51	0,64	3T8 $t = 30$	3T6 $t = 30$	3T6 $t = 30$
F	2,18	0,63	1,02	5T8 $t = 20$	3T6 $t = 30$	3T8 $t = 30$
F ₁	1,10	0,51	0,64	3T8 $t = 30$	3T6 $t = 30$	3T6 $t = 30$
E	2,15	0,67	1,24	5T8 $t = 20$	3T6 $t = 30$	3T8 $t = 30$

III - Calcul du plancher couvrant les cellules :

Calcul du panneau P :

Ce panneau est assimilé à un trapèze, qui lui à son tour sera calculé comme une dalle triangulaire vu la faible dimension de la petite base.

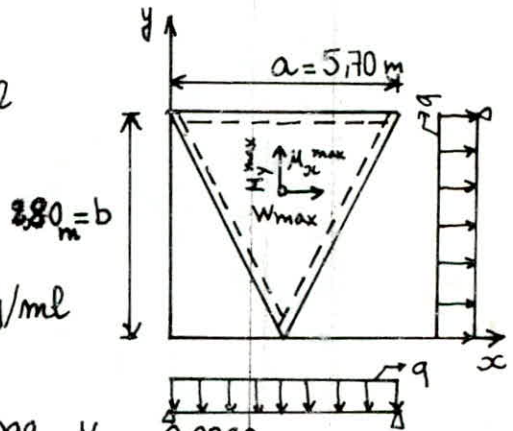
Calcul des charges :

- poids de la dalle : $0,15 \cdot 1.2500 = 375 \text{ Kg/ml}$

- poids de la chape : $0,02 \cdot 1.2500 = 50$

- surcharge : $1,2 \cdot 1.500 = 600$

$$q = 1025 \text{ Kg/ml}$$



Pour $\mu_1 = 0$

$$\gamma = \frac{a}{b} = 1,90 \Rightarrow w_{z_{max}} = 0,00204 ; M_{y_{max}} = 0,0099 ; M_{x_{max}} = 0,0090$$

Pour $\mu_2 = 0,15$ (BA) on a : $M_{x_{max}} = \frac{1}{1-\mu_1^2} [(1-\mu_1\mu_2)M_{x_1} + (\mu_2-\mu_1)M_{y_1}]$

$$M_{y_{max}} = \frac{1}{1-\mu_2^2} [(\mu_2-\mu_1)M_{x_1} + (1-\mu_1\mu_2)M_{y_1}]$$

$$W_{max} = \frac{1-\mu_2^2}{1-\mu_1^2} W_{max_1} = 0,00199$$

d'où $M_{x_{max}} = q a^2 M_{x_{max}} = 357,21 \text{ Kg.m.}$

$M_{y_{max}} = q b^2 M_{y_{max}} = 383,27 \text{ Kg.m.}$

$f_{max} = \frac{q a^4}{E R^3} \cdot W_{max} = 0,085 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 1,07 \text{ cm} (l > 5,00 \text{ m}) \rightarrow \text{vérifiée.}$

Calcul des armatures :

Sens petite portée : * travée : $M_t = 0,85 M_{x_{max}} = 303,63 \text{ Kg.m} \rightarrow A = 0,87 \text{ cm}^2$

on prend 4T6/ml = $1,13 \text{ cm}^2$ $t = 25 \text{ cm}$

* Appui : $M_a = 0,5 M_{x_{max}} = 178,60 \text{ Kg.m} \rightarrow A = 0,51 \text{ cm}^2$

on prend 3T6/ml = $0,85 \text{ cm}^2$ $t = 30 \text{ cm}$.

Sens grande portée : * travée : $M_t = 0,85 M_{y_{max}} = 325,78 \text{ Kg.m} \rightarrow A = 0,94 \text{ cm}^2$ soit 4T6/ml

$t = 25 \text{ cm}$.

* appui : $M_a = 0,5 M_{y_{max}} = 191,63 \text{ Kg.m} \rightarrow A = 0,51 \text{ cm}^2$

soit 3T6/ml $t = 30 \text{ cm}$.

Panneau	A_x (cm ²)	A_y	A_a	$A_{x \text{ choisie}}$	$A_{y \text{ choisie}}$	$A_{a \text{ choisie}}$
A	1,53	0,50	0,89	4T8 $t=25\text{cm}$	3T6 $t=30\text{cm}$	3T8 $t=30\text{cm}$
B	2,48	0,63	1,43	5T8 $t=20\text{cm}$	3T6 $t=30\text{cm}$	3T8 $t=30\text{cm}$
E	1,33	0,57	0,88	4T8 $t=25\text{cm}$	3T6 $t=30\text{cm}$	3T8 $t=30\text{cm}$
F	1,96	0,50	1,13	4T8 $t=25\text{cm}$	3T6 $t=30\text{cm}$	3T8 $t=30\text{cm}$
P	0,94	0,87	0,54	4T6 $t=25\text{cm}$	4T6 $t=25\text{cm}$	3T6 $t=30\text{cm}$

- Ferailage du Plancher -

Remarque :

Les dalles comportant des ouvertures réservées au passage des appareils de manutention seront renforcées par des aciers sur tout le pourtour des ouvertures. Ce renforcement sera établi de façon que la section des aciers de renfort soit équivalente à celle des aciers interrompus :

$$A_n = n A_c \quad \text{tels que } A_r \text{ - section de renfort}$$

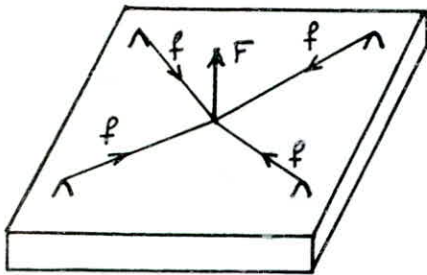
$$A_c \text{ - section des barres coupées}$$

$$n \text{ - nombre de barres coupées}$$

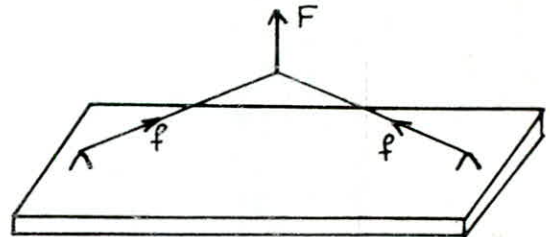
Ces aciers seront prolongés au delà de l'ouverture .

Positionnement des systèmes de levage et d'ancrage :

Chaque panneau de dalle possède quatre (4) boucles, la poutre en possède deux. Ces boucles de levage doivent être ancrées solidement.



-panneau de dalle-



-poutre préfabriquée-

Calcul des boucles :

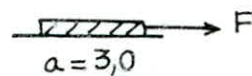
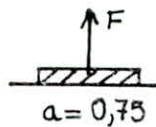
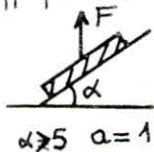
Pour une boucle on aura : $\bar{\sigma}_a = \frac{K \cdot f}{2S} = \frac{2K \cdot f}{\pi \phi^2}$, K - coefficient de sécurité = 1,56.

f - doit tenir compte du poids du panneau ainsi que les efforts parasites.

$F = a \cdot K \cdot P$ avec F - effort global ; K - coeff. de démolage = 1,70.

P - poids du panneau de dalle ou de la poutre

a - coeff. fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la pièce :



d'où $F = 0,75 \cdot 1,70 P = 1,275 P$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2Kf}{\pi \phi^2} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{2Kf}{\pi \bar{\sigma}_a}} \quad \text{avec } f = F/4 = 0,32 P \text{ pour la dalle.}$$

$$f = F/2 = 0,64 P \text{ pour la poutre.}$$

On déterminera le système de levage pour les panneaux les plus chargés et on adoptera les mêmes boucles pour les autres panneaux, de même pour les poutres.

Panneau : $P = 2012,5 \text{ Kg} \rightarrow f = 644 \text{ Kg} \Rightarrow \phi = 6,32 \text{ mm}$ on prend $4 \phi 8 \text{ FeE } 24$.

Poutre : $P = 2397 \text{ Kg} \rightarrow f = 1534,08 \text{ Kg} \Rightarrow \phi = 9,75 \text{ mm}$ on prend $2 \phi 10 \text{ FeE } 24$.

CALCUL DES POUTRES

1 - Niveau : 36,8 m

Poutre PT : 20x60

C'est une poutre coulé sur place, elle comporte deux travées identiques de portée $l = 5,75 \text{ m}$.

Calcul des charges :

- Charge de la dalle (trapézoïdale).

$$q_m = q l_m \quad \text{avec } l_m = \left(0,5 - \frac{g^2}{6}\right) l_x ; \quad l_x = 2,75 \text{ m} \Rightarrow l_m = 1,27 \text{ m}$$

$$g = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,75}{5,425} = 0,478 ; \quad q = 747 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\Rightarrow q_m = 948,69 \text{ Kg/ml} \Rightarrow M_{o_1} = 2 \left[q_m \frac{l_x^2}{8} \right] \quad (2 \text{ trapèzes}), \quad M'_{o_1} = 3490,07 \text{ Kgm}$$

$$q_t = q l_t \quad \text{avec } l_t = \left(0,5 - \frac{g}{4}\right) l_x = 1,05 \text{ m} \quad M_{o_1} = 6980,13 \text{ Kgm}$$

$$\Rightarrow q_t = 784,35 \text{ Kg/ml} \Rightarrow T_{o_1} = 2 \left[q_t \cdot \frac{l_x}{2} \right] = 4255,10 \text{ Kg}$$

- charge de la poutre.

$$q = 747 \cdot 0,20 + 2500 \cdot 0,45 \cdot 0,20 = 374,4 \text{ Kg/ml} \Rightarrow T_{o_2} = q \frac{l}{2} = 1076,4 \text{ Kg}$$

$$M_{o_2} = q \frac{l^2}{8} = 1547,32 \text{ Kgm}$$

D'où les efforts isostatiques :

$$M_o = M_{o_1} + M_{o_2} = 8527,45 \text{ Kgm}$$

$$T_o = T_{o_1} + T_{o_2} = 5331,5 \text{ Kg}$$

Etude de la poutre continue :

- Calcul des moments :

On applique la méthode simplifiée vu que les hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$- s < 2G \rightarrow 100 < 2 \cdot 375 = 750 \text{ Kg/m}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$- \frac{l_i}{l_{i+1}} = 1 \text{ appartient à l'intervalle } 0,8 \div 1,25 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

- l'inertie de la poutre est constante sur toute sa longueur.

- fissuration non préjudiciable.

$$\begin{array}{ccccccc} -0,20M_o & & -0,60M_o & & -0,20M_o \\ \triangle & & \triangle & & \triangle \\ 1 & 0,77M_o & 2 & 0,77M_o & 3 \end{array}$$

$$M_1 = M_3 = 0,2 M_o = 1705,49 \text{ Kgm}; \quad M_2 = 0,60 M_o = 5116,47 \text{ Kgm}$$

$$M_{1-2} = M_{2-3} = 0,77 M_o = 6566,14 \text{ Kgm}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T_1^d = T_3^g = T_0 - \frac{0,4 M_0}{l} = 4738,29 \text{ Kg.}$$

$$T_2^g = T_2^d = T_0 + \frac{0,4 M_0}{l} = 5924,71 \text{ Kg.}$$

Ferailage :Armatures longitudinales : * Travée .

La section considérée est une section en T, elle sera ferailée en flexion simple par la méthode P.CHARON

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad \text{avec } b_1 = \min \left\{ \frac{l'}{2}, \frac{l}{10}, (6\alpha\delta) h_0 \right\}$$

l' - plus petite distance entre 2 poutres = 2,75 m

l - portée de la poutre entre nus des appuis = $l = 5,50 \text{ m}$

h_0 - hauteur de la table de compression = 15 cm.

$$b_1 = 55 \text{ cm} \rightarrow b = 130 \text{ cm.}$$

Position de l'axe neutre :

$$\mu = \frac{15 \text{ M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0089 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9576 \\ K = 103 \end{matrix} \rightarrow \alpha h = 6,99 \text{ cm} < h_0 \text{ donc l'AN}$$

$$h = 55 \text{ cm (d=5 cm)} \quad \alpha = 0,1271 \quad \text{tombe dans la table.}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 27,98 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 4,45 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 3T14 = 4,69 \text{ cm}^2.$$

Vérification des contraintes :

$$A = 4,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \omega = \frac{100A}{bh} = 0,42 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9008 \\ K = 35,4 \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} \bar{\sigma}_a = 2683,76 < \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}_b' = 75,81 < \bar{\sigma}_b' \end{matrix}$$

Vérification de la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = 0,0231 \quad \sigma_1 = 3216 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6; \eta = 1,6 \Rightarrow \sigma_2 = 2140 \quad \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$$

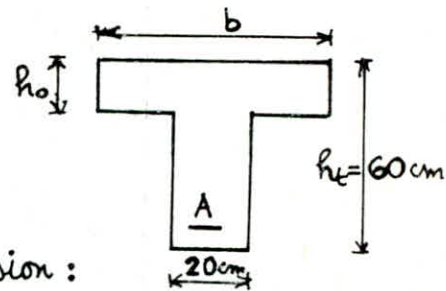
Condition de non fragilité :

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

$$A_0 = 4,45 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bn}} = 1,05 \text{ cm}^2$$

donc $A \geq 4,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$



Vérification de la flèche :

Il n'est pas utile de faire une vérification de la flèche si les 3 conditions ci-dessous sont satisfaites :

- $h_t > \frac{l}{16} \rightarrow h_t = 60 \text{ cm} > \frac{575}{16} = 35,94 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t l}{M_0} \rightarrow h_t > 42,27 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée.
- $A \leq 43 \frac{b h}{\sigma_{en}} = 11,48 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de faire une vérification de la flèche.

* Appuis:

$$M_1 = 1705,49 \text{ Kgm} \rightarrow \mu = 0,0151 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9454 \\ K = 76,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = 36,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \Rightarrow A' = 0. \end{cases}$$

$$A = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$M_2 = 5116,47 \text{ Kgm} \rightarrow \mu = 0,0453 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9101 \\ K = 40,6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = 68,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \Rightarrow A' = 0. \end{cases}$$

$$A = 3,65 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T14 + 1T12 = 4,21 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On utilise des cadres droits, pour cela on doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} < \bar{\tau}_b \text{ avec } \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \text{ si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$$

$$b_0 = 20 \text{ cm}; z = \frac{7}{8} h = 48,125 \text{ cm} \quad \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b$$

$$T_{max} = 5924,71 \text{ Kg} \rightarrow \tau_b = 6,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad (\sigma'_b = 63,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b)$$

$$\bar{\tau}_b = 20,3 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifiée.}$$

Calcul de l'espacement: t

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \sigma_{at}}{T_{max}} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier } \phi 8)$$

$$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (on suppose qu'on a reprise de bétonnage)}$$

$$t = 26,12 \text{ cm.}$$

Espacement admissible: (RPA 81)

- En appui : $t \leq \min(h/4; 12\phi; 30 \text{ cm}) = 13,75 \text{ cm}$ on prend $t = 13 \text{ cm}$
- En travée : $t \leq h/2 = 27,5 \text{ cm}$ on prend $t = 25 \text{ cm}$.

Vérification aux appuis :

La section d'armatures de traction inférieures, qui doivent être conduites jusqu'à l'appui et ancrées totalement au delà, doit être susceptible d'équilibrer l'effort $T + \frac{M}{z}$, donc on doit avoir : $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$.

Application :

$T = 5924,71 \text{ Kg}$

$A \bar{\sigma}_a = 4,21 \cdot 2800 = 11788 \text{ Kg}$

$\Rightarrow A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{\delta}$ vérifié.

$M = -5116,47 \text{ kgm}$

$\Rightarrow T + \frac{M}{\delta} = 5818,39 \text{ Kg}$

Condition de non entrainement des barres :

On doit vérifier que $\tau_d = \frac{T_{max}}{n p \bar{\sigma}_b} < \bar{\tau}_d$; $\bar{\tau}_d = 2 \Psi_d \bar{\sigma}_b$ ($\Psi_d = 1,5 \rightarrow HA$)

n - nombre de barres = 3 ; p - périmètre de la barre = $\pi \phi$ ($\phi = 14 \text{ mm}$).

d'où $\tau_d = 9,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,4 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

Béton : l'effort tranchant crée des efforts de compression dans les bielles de

béton inclinée à 45° . Pour que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b'$ on doit avoir $c \gg \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b'}$ = c_0 .

c - distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage de l'armature

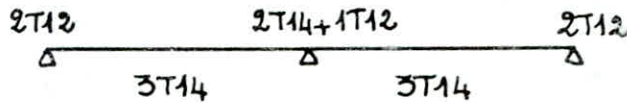
inférieures : $c = a - (d + r)$; r - rayon de courbure : $r = 5,5 \phi = 7,7 \text{ cm}$

a - largeur du poteau = 25 cm ; $d = 2 \text{ cm}$.

$c = 25 - (7,7 + 2) = 15,3 \text{ cm}$

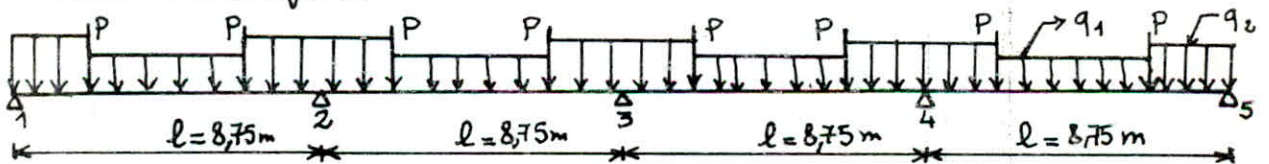
$\Rightarrow c > c_0$ vérifié.

$T = 4738,29 \text{ Kg} \rightarrow c_0 = 7,02 \text{ cm}$



Calcul de la poutre PL1: 40x75

Calcul des charges :



$q_1 = 2584,14 \text{ Kg/ml}$; $q_2 = 2650,10 \text{ Kg/ml}$; $P = 4738,29 \text{ Kg}$ (effort tranchant de PT)

$M_0 = 15235,14 \text{ Kg m}$; $T_0 = 16241,9 \text{ Kg}$.

Moments : $M_1 = 3997,76 \text{ Kg m}$; $M_{1-2} = M_{4-5} = 0,81 M_0 = 16190,9 \text{ Kg m}$.

$M_2 = 9994,40 \text{ Kg m}$; $M_{2-3} = M_{3-4} = 0,701 M_0 = 14012,15 \text{ Kg m}$.

$M_3 = 7995,52 \text{ Kg m}$

Efforts tranchants : $T_1^d = T_5^g = 15556,57 \text{ Kg}$; $T_3^g = T_2^d = 16013,46 \text{ Kg}$

$T_2^g = T_4^d = 16927,23 \text{ Kg}$; $T_4^g = T_3^d = 16470,34 \text{ Kg}$.

Ferailage :

• Travées: $M_{1-2} = 16190,9 \text{ Kgm} \rightarrow A = 4T16 + 1T12 = 9,17 \text{ cm}^2$.

$M_{2-3} = 14190,9 \text{ Kgm} \rightarrow A = 4T16 + 1T12 = 9,17 \text{ cm}^2$.

• Appuis: $M_1 = 3997,76 \text{ Kgm} \rightarrow A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

$M_2 = 9994,4 \text{ Kgm} \rightarrow A = 3T12 + 2T14 = 6,47 \text{ cm}^2$.

$M_3 = 7995,52 \text{ Kgm} \rightarrow A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

$T_{max} = 16927,23 \text{ Kg} \rightarrow \tau_b = 6,91 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,3 \text{ Kg/cm}^2$

on utilise donc des cadres droits, on choisit $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$ (2 cadres + 1 épingle $\phi 8$)

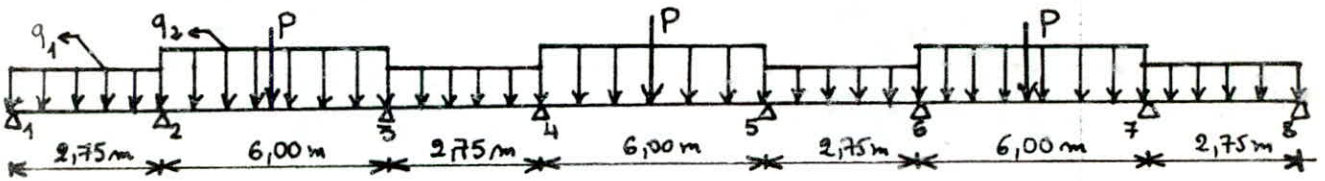
l'espacement $t = 14,53 \text{ cm}$

Espacement admissible : • en appui : $\bar{t} = 14,4 \text{ cm}$, on prend $t = 14 \text{ cm}$.

• en travée : $\bar{t} = 35 \text{ cm}$, on prend $t = 25 \text{ cm}$.

Calcul de la poutre PL 2: 25x75

Calcul des charges:



$q_1 = 1830,38 \text{ Kg/ml}$; $q_2 = 1954,75 \text{ Kg/ml}$; $P = 10663 \text{ Kg}$ ($T_2^a + T_2^d$ de poutre PT)

Etude de la poutre continue : Calcul des moments .

On applique la méthode de CAQUOT :

$M_w = M_e' \frac{K_w}{D} + M_w' (1 - \frac{K_w}{D})$ avec $M_e' = \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l_e \sum K_e Q_e$

$M_e = M_e' (1 - \frac{K_e}{D}) + M_w' \frac{K_e}{D}$ $M_w' = \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l_w \sum K_w Q_w$

$D = K_e + K_w + K_m + K_s$ ($K_m = 0$)

$K_e = \frac{I_e}{l_e^2}$; $K_w = \frac{I_w}{l_w^2}$; $K_s = \frac{I_s}{l_s^2}$

Noeud de rive : $l_w' = 0$

$l_e' = 0,8 l_e$

Noeud : 2 - $l_w' = X_1 l_w$ avec $X_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{m1} \geq 1,5 K_{e1}$

$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{m1}}{1,5 K_{e1}}$ pour $K_{s1} + K_{m1} < 1,5 K_{e1}$

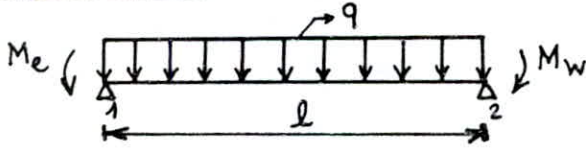
- $l'_2 = 0,8 l_{e2}$ si la travée fictive à droite de l'appui 2 n'est pas une travée de rive.

$l'_2 = X_3 l_{e2}$ " " " " " " est une travée de rive.

$X_3 = 0,8$ pour $K_{s3} + K_{m3} \geq 1,5 K_{w3}$

$X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{m3}}{7,5 K_{w3}}$ pour $K_{s3} + K_{m3} < 1,5 K_{w3}$.

Moment en travée :



$M(x) = \left(\frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q l}{2} \right) x - \frac{q x^2}{2} - M_e$

$M = M_{max} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x_0 = \frac{M_e - M_w}{q l} + \frac{l}{2}$

Effort tranchant :

$T_1^e = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{q l}{2}$; $T_2^w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q l}{2}$

- Tableau: Moments et efforts tranchants aux appuis -

Appui	M_e (Kgm)	M_w	M_{max}	T_e (Kg)	T_w	T_{max}
1	617,33	0	617,33	917,80	0	917,80
2	15521,58	5014,49	15521,58	11195,75	4115,74	11195,75
3	5014,49	15521,58	∥	2516,77	11195,75	∥
4	15521,58	5014,49	∥	11195,75	2516,77	∥
5	5014,49	15521,58	∥	2516,77	11195,75	∥
6	15521,48	5014,49	∥	11195,75	2516,77	∥
7	5014,49	15521,48	∥	4115,74	11195,75	∥
8	0	617,33	617,33	0	917,80	917,80

Moments en travées :

$M_{1-2} = M_{7-8} = -387,22$ Kgm

$M_{2-3} = M_{4-5} = M_{6-7} = 9269,29$ Kgm

$M_{3-4} = M_{5-6} = -4385,29$ Kgm.

Ferailage :

* En appui :

$$M_1 = 617,33 \text{ Kgm} \rightarrow A = 2T10 = 1,54 \text{ cm}^2.$$

$$M_2 = 15521,58 \text{ Kgm} \rightarrow A = 3T16 + 3T12 = 9,42 \text{ cm}^2$$

* En travée :

$$M_{1-2} = -387,22 \text{ Kgm} \rightarrow A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$M_{2-3} = 9269,29 \text{ Kgm} \rightarrow A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{3-4} = -4385,29 \text{ Kgm} \rightarrow A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

NB: on notera que toutes les vérifications étaient justifiées .

Armatures transversales :

$$T_{\max} = 11195,75 \text{ Kg} \Rightarrow \tau_b = 7,43 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_b' = 86,4 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b = 18,68 \text{ Kg/cm}^2$$

donc on peut utiliser des cadres droits, on choisit $A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \phi 8 \text{ Fe24}$
 $= 2,01 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow t = 17,31 \text{ cm}^2$$

Espacement admissible :

$$\text{En travée : } t \leq 35 \text{ cm} \rightarrow t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm.}$$

Niveau : 31,5 m

Le plancher courant les cellules est formé de prédalles et de poutres préfabriquées. Ces poutres diffèrent par leurs sections et leurs longueurs, on a :

- poutre P1 : 25x75 longueur $l_1 = 7,960$ m
- poutre P2 : 20x60 longueur $l_2 = 5,750$ m.

La continuité des poutres est assurée par le coulage de la dalle de 15 cm constituant ainsi la table de compression.

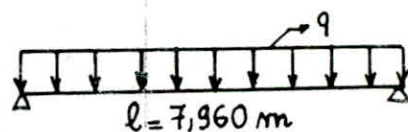
Principe de calcul :

La poutre préfabriquée est calculée en 2 phases, la 1^{ère} phase consiste à étudier la poutre comme simplement appuyée à ses extrémités soumise à son poids propre et à une surcharge de chantier et au poids de la dalle qui lui revient. La 2^e phase consiste à calculer la poutre continue sous G+1,2 P.

Poutre P1 : 1^{ère} phase 25x60

Calcul des charges :

- poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,60 \cdot 2500 = 375$ Kg/ml
- poids de la dalle qui lui revient : $\left(\frac{1,24 + 3,012}{2} + 0,25\right) \cdot 2500 \cdot 0,15 = 891$ Kg/ml
- surcharge de chantier : $100 \times 0,25 = 25$ Kg/ml



$q = 1291$ Kg/ml

$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 10224,98$ Kg.m $\rightarrow \mu = 0,0724 \rightarrow \epsilon = 0,8899 \Rightarrow A = 7,46$ cm²
 $K = 30,4$

($h = 55$ cm ; $d = 5$ cm)

2^e phase: calcul de la poutre continue :

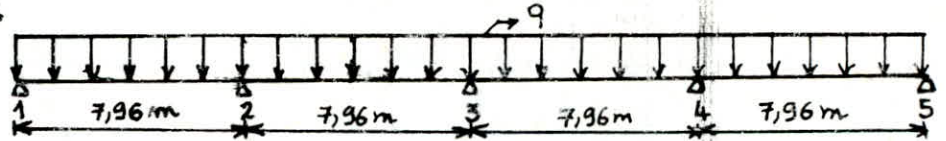
La poutre P1 est continue sur 5 appuis, elle est constituée de 4 poutres préfabriquées identiques.

Calcul des charges :

- pds propre : $2500 \cdot 0,25 \cdot 0,60 = 375$ Kg/ml
 - pds de dalle : $2500 \left(\frac{1,24 + 3,012}{2} + 0,25\right) \cdot 0,15 = 891$ Kg/ml
 - Chape : $2500 \left(\frac{1,24 + 3,012}{2} + 0,25\right) \cdot 0,02 = 118,8$ Kg/ml
 - surcharge : $500 \cdot 1,2 \left(\frac{1,24 + 3,012}{2} + 0,25\right) = 1425,6$ Kg/ml
- $q = 2810,4$ Kg/ml

$M_0 = 22258,93$ Kg.m

Calcul des moments :



$M_1 = M_5 = 0,2 M_0 = 4451,79 \text{ Kgm} ; M_{1-2} = M_{4-5} = 0,85 M_0 = 18920,09 \text{ Kgm}.$

$M_2 = M_4 = 0,5 M_0 = 11129,46 \text{ Kgm} ; M_{2-3} = M_{3-4} = 0,75 M_0 = 16694,20 \text{ Kgm}.$

$M_3 = 0,4 M_0 = 8903,57 \text{ Kgm}$

Calcul des efforts tranchants :

$T_1^d = 4299,27 \text{ Kg} ; T_3^g = 5417,81 \text{ Kg}$

$T_2^g = 5977,08 \text{ Kg} ; T_3^d = 5138,18 \text{ Kg}$

$\Rightarrow T_{max} = 5977,08 \text{ Kg}.$

Calcul des armatures :

En appuis: $M_1 = 4451,79 \text{ Kgm} \rightarrow A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

$M_2 = 11129,46 \text{ Kgm} \rightarrow A = 2T14 + 3T12 = 6,47 \text{ cm}^2$

$M_3 = 8903,57 \text{ Kgm} \rightarrow A = 2T14 + 2T12 = 5,34 \text{ cm}^2$

En travées :

$M_{1-2} = 18920,09 \text{ Kgm} \rightarrow A = 3T16 + 3T14 = 10,65 \text{ cm}^2$

$M_{2-3} = 16694,20 \text{ Kgm} \rightarrow A = 3T16 + 2T14 = 9,11 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$T_{max} = 5977,08 \text{ Kg} \rightarrow \tau_b = 3,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b'}}) \bar{\sigma}_b = 19,93 \text{ Kg/cm}^2$

Espacement :

$(\sigma_b' = 71,79 \text{ Kg/cm}^2)$

on choisit $A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 32,95 \text{ cm}$

Espacement admissible :

En appui: $\bar{t} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $t = 15 \text{ cm}$

En travée: $\bar{t} = 35 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $t = 30 \text{ cm}$

Poutre P2 : 20 x 60.

Calcul des charges :

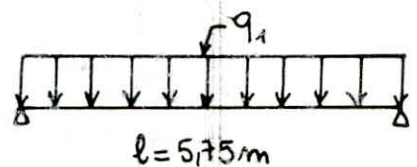
* Charge rectangulaire :

- poids propre : $2500 \cdot 0,20 \cdot 0,45 = 225 \text{ Kg/ml}$

- poids dalle : $2500 \cdot 0,15 \cdot 0,20 = 75 \text{ Kg/ml}$

- chape : $2500 \cdot 0,02 \cdot 0,20 = 10 \text{ Kg/ml}$

- surcharge : $500 \cdot 1,2 \cdot 0,20 = 120 \text{ Kg/ml}$



$\Rightarrow q_1 = 430 \text{ Kg/ml} \Rightarrow M_{01} = 1777,11 \text{ Kgm}$
 $T_{01} = 1236,25 \text{ Kg}$

* charge trapézoïdale :

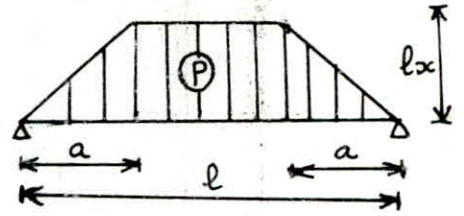
Poids de la dalle /m² = 1025 Kg/m² = q

$P = qS = q(l-a)l_x$

$l_x = 2,725 \text{ m} ; a = 1,9 \text{ m} \Rightarrow P = 5376,76 \text{ Kg}$

$M_{02} = \frac{P}{2(l-a)} \left(\frac{l^2}{4} - \frac{a^2}{3} \right) = 4931,46 \text{ Kg.m.}$

$T_{02} = \frac{P}{2} = 2688,38 \text{ Kg.}$



D'où les efforts isostatiques :

$M_0 = M_{01} + M_{02} = 6708,57 \text{ Kg.m.}$

$T_0 = T_{01} + T_{02} = 3924,63 \text{ Kg.}$

Ferraillage:

Appui : $M = 0,4 M_0 = 2683,43 \text{ Kg.m} \rightarrow A = 2,03 \text{ cm}^2$ on prend 3T10 = 2,35 cm².

Travée : $M = 0,85 M_0 = 5702,28 \text{ Kg.m} \rightarrow A = 4,85 \text{ cm}^2$ on prend 2T16 + 1T12 = 5,15 cm²

Condition de non fragilité:

$A_0 = 4,85 \text{ cm}^2 \rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 5,82 \text{ cm}^2$

$A_2 \geq 0,69 b \cdot l \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq A_0$ vérifié.

Armatures transversales:

$T_{max} = T_0 + \frac{0,45 M_0}{l} = 4449,65 \text{ Kg}$

On choisit 1 cadre + 1 étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

$\sigma_b' = 43,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,3 \text{ Kg/cm}^2$.

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 4,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$.

L'espacement $t = 34,78 \text{ cm}$ ($\sigma_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$)

Espacement admissible:

Appui : $\bar{t} = 13,75 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $t = 13 \text{ cm}$

Travée : $\bar{t} = 27,5 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $t = 25 \text{ cm}$.

CALCUL DES POTEAUX

Les poteaux supportant le plancher terrasse ont une section carrée $25 \times 25 \text{ m}^2$ et une hauteur de $2,75 \text{ m}$ entre planchers des niveaux $31,5 \text{ m}$ et $36,2 \text{ m}$.

Efforts sollicitants le poteau :

- poids propre : $0,25 \times 0,25 \times 2,75 \times 2500 = 429,69 \text{ Kg}$.

- charges apportées par les poutres :

Poutre PT : $P = T_2^d + T_2^g \dots = 11849,42 \text{ Kg}$

Poutre PL2 : $P = 15311,49 \text{ Kg}$

$N' = 27590,6 \text{ Kg}$

Le poteau sera calculé en compression simple sous l'effort N' .

Calcul au flambement :

$\frac{l_c}{a} = \frac{0,9 l_0}{a} = \frac{0,9 \cdot 2,75}{0,25} = 9,9 < 14,4$ donc le flambement n'est pas à craindre.

Calcul des armatures :

$A' = \frac{1}{15} \left[\frac{N'}{\bar{\sigma}_{b'}} - B' \right] = -14,42 < 0$ donc théoriquement on a pas besoin d'armatures, le béton seul peut résister.

$B' = 625 \text{ cm}^2$

On prend donc la quantité d'aciers minimale prévue par RPA81 dont le pourcentage est fixé à $0,8\%$ en zone I.

$A'_{\min} = \omega_{\min} B' = \frac{0,8 \cdot 625}{100} = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 5 \text{ cm}^2$ on choisit $2T12 + 2T14 = 5,34 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$\sigma_b' = \frac{N'}{B' + m A'} = \frac{27590,6}{625 + 15 \cdot 5,34} = 39,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} \rightarrow$ vérifié.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale donnée par RPA81 est :

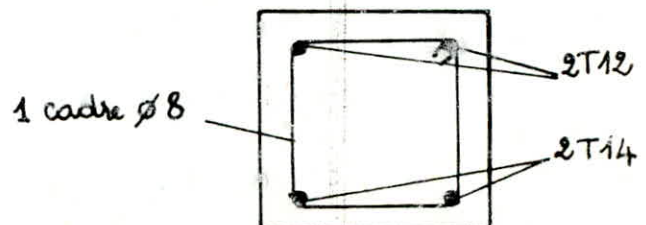
$A_t = 0,003 \cdot S \cdot B_1$ S - l'espacement entre les cours successifs d'armatures

$B_1 = 25 \text{ cm}$

transversales : $S \leq 12 \phi_{\min} = 14,4 \text{ cm}$, on prend $S = 14 \text{ cm}$

$A_t = 0,003 \cdot 14 \cdot 25 = 1,05 \text{ cm}^2$ donc on choisira un cadre $\phi 8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$.

On disposera 7 cadres $\phi 8$ par mètre.



CALCUL DES FONDATIONS

1. Introduction :

L'infrastructure de notre ouvrage est constituée par les fondations, qui doivent assurer la transmission des efforts de la superstructure jusqu'au sol.

1.1. Caractéristiques du sol de fondation :

Après examen du rapport de l'étude du sol, les résultats qu'on peut en tirer sont les suivants :

- Le sondage carotté réalisé à 15m de profondeur n'a traversé que des argiles beige-rosé et des limons argileux sableux rougeâtres.
- On peut donc s'assurer d'une homogénéité certaine du sol jusqu'à la profondeur de 15m au moins.
- Aucun niveau d'eau n'a été repéré.

Donc toute l'étude sera menée dans l'hypothèse que le sol est homogène jusqu'à la profondeur de 15m avec les caractéristiques suivantes :

$$c = 1 \text{ bar} \quad \varphi = 11^\circ \quad \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \quad \bar{\sigma}_s = 3,2 \text{ bars.}$$

1.2. Choix du type de fondation :

Vu que les caractéristiques géotechniques sont bonnes et que les charges verticales et horizontales à la base de la structure sont importantes, on a opté donc pour la solution ^{d'un} radier général.

2. Dimensionnement du radier :

La plaque de fondation (radier) est rectangulaire et cela pour simplification constructive. On prendra un débord de 1 m de chaque côté.

La surface du radier est donc : $S = (35,15 + 2 \cdot 1)(17,65 + 2 \cdot 1) = \underline{730 \text{ m}^2}$.

Epaisseur du radier :

On détermine l'épaisseur de la dalle du radier par les deux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle de répartiteur des charges que s'il est assez raide vis à vis du sol sous-jacent, pour cela on doit avoir :

$$h \geq \frac{l}{10} \quad \text{où } h - \text{hauteur utile}$$

l - longueur de travée entre nus des appuis : $l = 850 \text{ m}$

$$h \geq \frac{850}{10} = 85 \text{ cm} \Rightarrow h_t = h + d = 85 + 5 = 90 \text{ cm}$$

b. Condition de non poinçonnement : CCBA68 (Art 39-54)

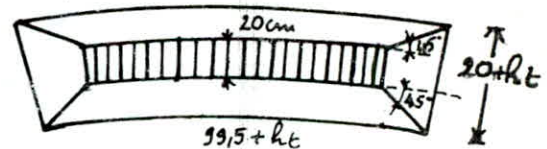
$$\frac{1,5 N}{p_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } p_c - \text{périmètre du contour cisailé (diffusion à } 45^\circ)$$

$$p_c = (20 + h_t) \cdot 2 + (100 + h_t + 99,5 + h_t) = 4h_t + 239,5$$

b1. En zone courante :

$$N = 83,89 \text{ t/ml} \Rightarrow \frac{1,5 \cdot 83,89 \cdot 10^3}{(4h_t + 239,5) \cdot h_t} \leq 5,8$$

$$\text{à la limite : } h_t^2 + 59,875 h_t - 5423,9 = 0 \Rightarrow h_t = 49,5 \text{ cm.}$$



b2. En zone de jonction des cellules :

$$N \approx 2 \cdot 83,89 = 167,78 \text{ t/ml}$$

$$p_c = (25 + h_t) \cdot 2 + (200 + 2h_t) = 4h_t + 250$$

$$\Rightarrow \frac{1,5 \cdot 167,78 \cdot 10^3}{(4h_t + 250) h_t} \leq 5,8$$

$$h_t^2 + 62,5 h_t - 10847,8 = 0 \Rightarrow h_t = 77,5 \text{ cm.}$$

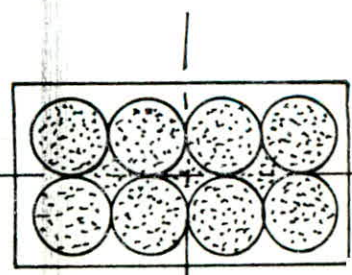
Remarque : Pour éviter d'avoir des sections trop importantes d'aciers, on a choisit une hauteur totale : $h_t = \underline{100 \text{ cm}}$.

3. Stabilité du radier :

3.1. Sollicitation du 1^{er} genre :

Poids du radier : $730 \times 1 \times 2,5 = 1825 \text{ t}$.

a/ 1^{er} cas de chargement : toutes les cellules sont pleines



$G = 5634 \text{ t}$ - charges permanente

$Q = 10592 \text{ t}$ - surcharges

$$N = G + 1,2Q + P_{rad} = 5634 + 1,2 \cdot 10592 + 1825 = 20169,4 \text{ t}$$

La pression de contact sur le sol est égale à :

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{20169,4}{730} = 27,62 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié.}$$

b/ 3^e cas de chargement : un groupe de 4 cellules laterales pleines

$$G = 5634 \text{ t} ; Q = 5296 \text{ t}$$

$$N = 5634 + 1,2 \cdot 5296 + 1825 = 13814,2 \text{ t}$$

$$M = 5296 \cdot 9 \cdot 1,2 = 57196,8 \text{ t m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 4,14 \text{ m} < e_1 = \frac{37,15}{6} = 6,19 \text{ m}$$

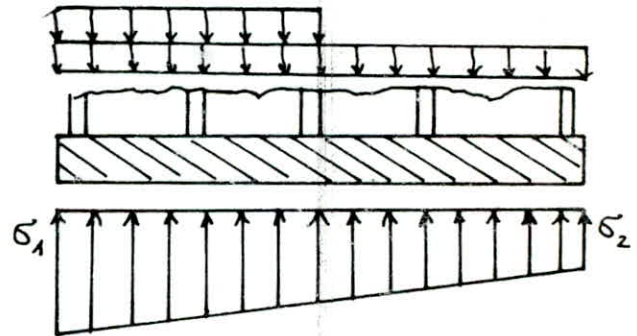
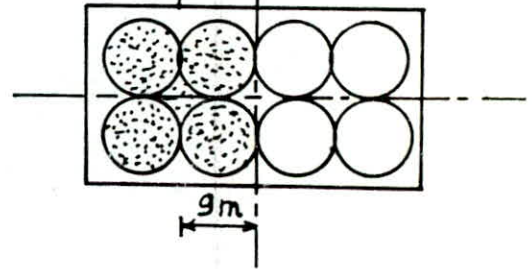
$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v \quad \text{avec } I = \frac{19,65(37,15)^3}{12}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad I = 83957,16 \text{ m}^4$$

$$v = \frac{37,15}{2} = 18,575 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 31,57 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = 6,27 \text{ t/m}^2 > 0$$



On doit vérifier que $\sigma_m = \sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ reste toujours inférieure à $\bar{\sigma}_s$ majorée de 33%, et cela sans que σ_1 ou σ_2 dépasse $\bar{\sigma}_s$.

On doit également vérifier que σ_2 reste positive pour éviter des tractions sous le radier c'est à dire un soulèvement.

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 31,57 + 6,27}{4} = 25,24 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

c/ 4^e cas de chargement : une rangée de cellules pleines

$$G = 5634 \text{ t} ; Q = 4824 \text{ t}$$

$$N = 5634 + 1,2 \cdot 4824 + 1825 = 13247,8 \text{ t}$$

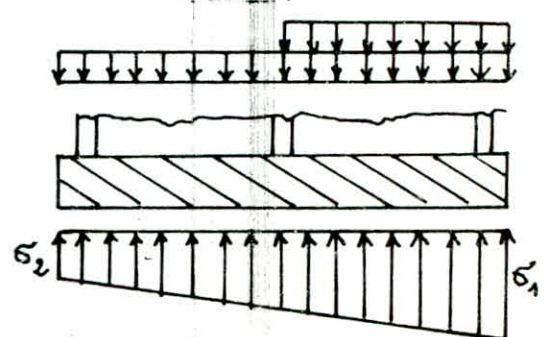
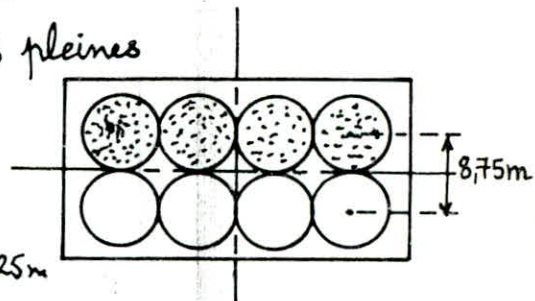
$$M = 4824 \cdot 4,375 = 21105 \text{ t m} ; I = 23489 \text{ m}^4 ; v = 9,825 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,59 \text{ m} < e_1 = \frac{19,65}{6} = 3,275 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 26,97 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = 9,32 \text{ t/m}^2 > 0$$

$$\sigma_m = 22,56 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié}$$



Remarque : la combinaison des actions du 1^{er} type ($G+1,2Q+T$) est plus défavorable que ($G+Q+V+T$).

3.2. Sollicitation du second genre :

Sous l'effet du moment de renversement M et l'effort normal N , qui sollicitent le radier à sa base, on doit éviter un décollement excessif des extrémités de ce dernier, susceptible de compromettre sa stabilité, et par conséquent celle du silo entier.

Le calcul est analogue au précédent en considérant les actions sismiques.

a/ 1^{er} cas de chargement :

$$N = 19942,81 \text{ t (poids du radier compris)}$$

$$M = 36197,8 \text{ t m (moment de renversement dû au séisme)}$$

$$e = \frac{M}{N} = 1,81 \text{ m} < e_1 = (6,19 \text{ m}; 3,275 \text{ m}).$$

• Séisme dans le sens longitudinal :

$$\sigma_1 = 35,32 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = 31,32 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\sigma_2 = 19,31 \text{ t/m}^2$$

• Séisme dans le sens transversal :

$$\sigma_1 = 40,06 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = 33,09 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\sigma_2 = 12,18 \text{ t/m}^2$$

b/ 3^e cas de chargement :

• Séisme dans le sens longitudinal :

$$N = 13804,28 \text{ t}$$

$$M = 25268,02 + 47664 = 72926,02 \text{ t m}$$

$$\sigma_1 = 35,04 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = 26,97 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\sigma_2 = 2,77 \text{ t/m}^2$$

c/ 4^e cas de chargement :

• Séisme dans le sens transversal :

$$N = 13804,28 \text{ t}$$

$$M = 24624 + 19166,87 = 43790,87 \text{ t m}$$

$$\sigma_1 = 37,22 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0,59 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = 28,06 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifié.}$$

4. 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 sous les combinaisons du 1^{er} et 2^e genre.

• Longitudinalement :

$$q_{SP1} = \sigma_{SP1} - q_{rad} = 31,57 - 2,5 = 29,07 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{SP2} = \sigma_{SP2} - q_{rad} = 35,32 - 2,5 = 32,82 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q_{SP1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{29,07}{2800} = 1,038 \cdot 10^{-3} > \frac{q_{SP2}}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{32,82}{4200} = 0,78 \cdot 10^{-3}$$

Donc la sollicitation du 1^{er} genre est plus défavorable.

• Transversalement :

$$q_{SP1} = 27,62 - 2,5 = 25,12 \text{ t/m}^2$$

$$q_{SP2} = 40,06 - 2,5 = 37,56 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q_{SP1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{25,12}{2800} = 0,897 \cdot 10^{-3} > \frac{q_{SP2}}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{37,56}{4200} = 0,894 \cdot 10^{-3}$$

La sollicitation du 1^{er} genre est donc plus défavorable.

Le calcul se fait donc sous les sollicitations du 1^{er} genre dans les deux sens sous une charge uniformément répartie sous le radier d'intensité $q = 29,07 \text{ t/m}^2$

5. Etude des plaques de dalles :

Les plaques de dalles sont sollicitées par une charge uniformément répartie d'intensité q .

On supposera que la dalle du radier est infiniment rigide, donc les parties de la dalle délimitées par les cellules se comportent comme des plaques circulaires sur un appui rigide le long du respectif contour.

On calculera les efforts pour une plaque circulaire à bord simplement appuyé puis on fera la répartition des moments en tenant compte du semi-encastrement.

Plaque circulaire à bord simplement appuyé :

Notations :

M_r, M_t - moments de flexion radiale et tangentiel.

μ - coefficient de poisson : $\mu = 0,15$ (béton).

r - rayon polaire : $r = \rho \cdot a$

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

$$M_\varphi = \frac{q a^2}{16} (3 + \mu - (1 + 3\mu)\rho^2)$$

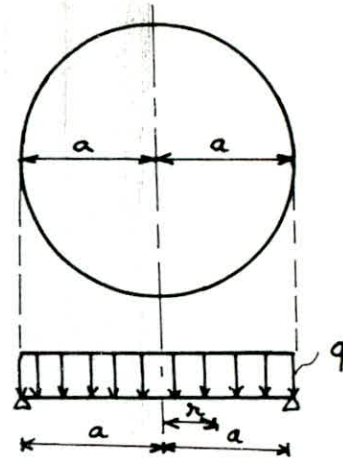
Au centre : $r = 0 \rightarrow \rho = 0 \Rightarrow M_r = M_\varphi = \frac{q a^2}{16} (3 + \mu)$

$$M_r = M_\varphi = \frac{29,07}{16} 4,35^2 (3 + 0,15) = 108,26 \text{ t}$$

Au bord : $r = a \rightarrow \rho = 1 \Rightarrow M_r = 0$

$$M_\varphi = \frac{q a^2}{16} (2 - 2\mu) = \frac{q a^2}{8} (1 - \mu)$$

$$M_\varphi = \frac{29,07}{8} 4,35^2 (1 - 0,15) = 58,42 \text{ t m}$$



6 - Calcul des armatures :

$h_t = 100 \text{ cm}$, $d = 5 \text{ cm} \rightarrow h = h_t - d = 95 \text{ cm}$.

6-1/- Armatures supérieures dans les deux directions : quadrillage

• $M_x = M_y = 0,8 M_r = 86,61 \text{ t m}$ (en zone interne du cylindre et au centre)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 (\phi > 20 \text{ mm}) \\ \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow R = 24,86 \rightarrow M_{RB} = R b h^2 = 24,86 \cdot 100 \cdot 95^2$$

$$M_{RB} = 224,36 \text{ t m} > M_{ext} \rightarrow A' = 0$$

Donc $A = \frac{M}{\gamma R \bar{\sigma}_a} = 35,68 \text{ cm}^2$

on prend $5 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 20 = 37,10 \text{ cm}^2$.

6-2/- Armatures inférieures dans les deux directions :

$M_x = M_y = 0,5 M_\varphi = 54,13 \text{ t m}$ (au bord).

$M_{RB} = R b h^2 = 224,36 \text{ t m} > M_{ext} \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_a h} = 21,94 \text{ cm}^2$ on prend $5 \text{ HA } 25 = 24,54 \text{ cm}^2$.

7 - Vérification des contraintes :

Au centre : $\sigma_b' = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}_b'$

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h - x) \leq \bar{\sigma}_a$$

Position de l'AN : $\frac{b x^2}{2} - n A (h - x) = 0 \rightarrow x = 27,42 \text{ cm}$

Moment d'inertie : $I = \frac{b x^3}{3} + n A (h - x)^2 = 32,28 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$

d'où $\sigma_b' = 37,57 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$ → vérifié.

$\sigma_a = 2719 \text{ Kg/cm}^2 \neq 2667 \text{ Kg/cm}^2$

Au bord: $\sigma_b' = \frac{M}{I} x = 53,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$ ($x = 23,02 \text{ cm}$, $I = 23,14 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$).

$$\sigma_a' = m \frac{M}{I} (h-x) = 2525,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{vérifiée.}$$

8./ Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{em}} = 9,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Conclusion:

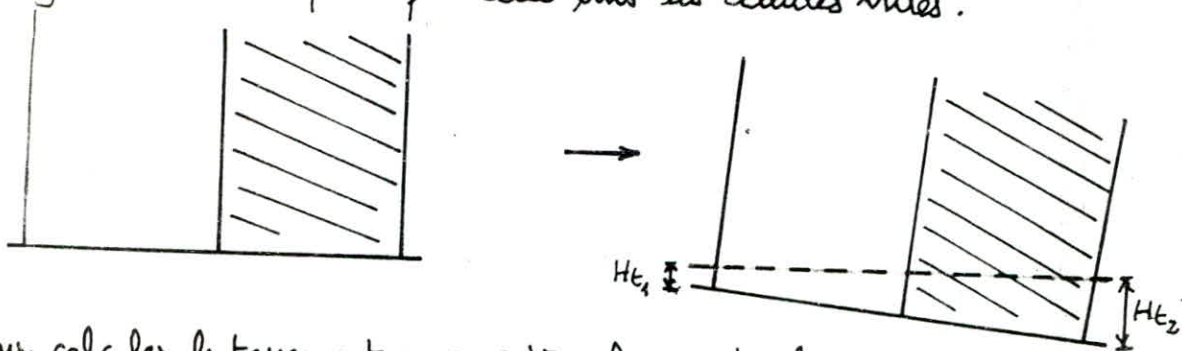
Dans les zones internes aux cylindres on a 1HA25/20cm + 1HA20/40cm = 37,1cm²
(armatures supérieures) pour les zones moins armées on a 1HA25/20cm =
24,54cm² (armatures inférieures).

- Dans les sections comprimées, on disposera comme même d'une section
d'acier égale à 24,54cm² = 1HA25/20cm.

CALCUL DES TASSEMENTS ET VERIFICATION DE LA STABILITE

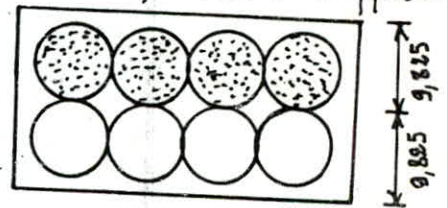
1. Introduction :

Lorsque la batterie de silos est chargée d'une manière dissymétrique, il se produit inévitablement un tassement différentiel, en effet la fondation sous les cellules chargées va tasser plus que celle sous les cellules vides.



Pour calculer le tassement on considère le cas de chargement le plus défavorable vis à vis de la stabilité, il consiste à charger une file de quatre cellules et laisser l'autre file vide.

Le calcul sera mené comme pour une semelle de largeur $B = 9,825\text{m}$ en supposant que le tassement de la file de cellules isolée est le même que pour la file dans le bloc de la batterie.



2. Methode de calcul :

On utilise la méthode d'intégration par tranches dont les étapes sont les suivantes:

- Subdivision de la couche à étudier en tranches horizontales depuis la cote 0 sous la semelle jusqu'à ce que le bas de la couche compressible soit atteint.
- Détermination de la variation des contraintes sur le sol en fonction de la profondeur à partir des abaques d'influence (bulbe de contraintes) : $\Delta\sigma_z$
 $\Delta\sigma_z = \sigma_0 I(z)$ $I(z)$ - coefficient d'influence (pris sur l'abaque Fig III-13 sous pratique de MDS T1 Costet. Sanglerat) en fonction de z/B .
- Détermination des contraintes initiales σ_{0i} (poids des terres) : $\sigma_{0i} = \sum \gamma_i z_i$
- Lecture sur la courbe oedométrique de l'indice des vides initial e_0 sous σ_0 .
- Calculer $\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_z$, et lire l'indice des vides e_1 correspondant.

Le tassement de la couche sera égal à :

$$H_t = \sum \Delta H_i \quad \text{avec} \quad \Delta H_i = H_i \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\Delta e = e_0 - e_1$$

3. Calcul du tassement de la file de cellules vides:

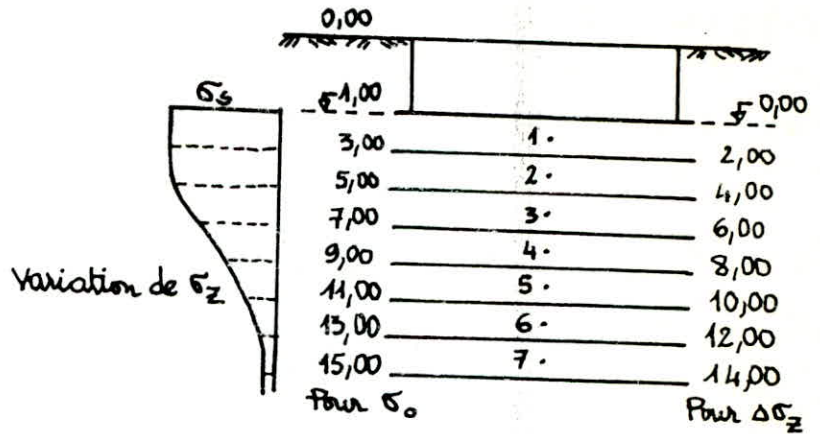
$$\sigma_s = \frac{N}{S} = 0,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = G = \frac{5634}{2} = 2817 \text{ t}$$

$$S = 37,15 \cdot 9,825 = 365 \text{ m}^2$$

Le sol de fondation est homogène sur une profondeur de 15 m, c'est de l'argile donc $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$.

z	z/B	I(z)	$\Delta\sigma_z$
1	0,20	0,99	0,76
2	0,41	0,86	0,66
3	0,61	0,73	0,56
4	0,81	0,63	0,48
5	1,02	0,55	0,42
6	1,22	0,47	0,36
7	1,42	0,43	0,33



• Calcul des σ_{0i} : $\sigma_{01} = 1,8(1+1) = 0,36 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{02} = 1,8(3+1) = 0,72 \text{ Kg/cm}^2$$

de même pour $\sigma_{03}, \dots, \sigma_{07}$ qui sont données dans le tableau suivant:

	1	2	3	4	5	6	7
σ_{0i}	0,36	0,72	1,08	1,44	1,80	2,16	2,52
e_{0i}	0,582	0,576	0,572	0,568	0,565	0,561	0,558
$1+e_{0i}$	1,582	1,576	1,572	1,568	1,565	1,561	1,558
σ_{1i}	1,13	1,148	1,174	2,00	2,28	2,58	2,88
e_{1i}	0,573	0,568	0,565	0,563	0,560	0,558	0,555
Δe_i	0,009	0,008	0,007	0,005	0,005	0,003	0,003
(cm) ΔH_i	1,14	1,01	0,89	0,89	0,64	0,38	0,38

$$H_i = 2,00 \text{ m}$$

$$H_{t1} = \sum \Delta H_i = \underline{5,33 \text{ cm}}$$

4. Calcul du tassement de la file de cellules chargées:

$$\sigma_s = 2,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N = G + 1,2 Q = 2817 + 1,2 \cdot 5296 = 9172,2 \text{ t}$$

Les résultats des calculs sont donnés par le tableau suivant:

	1	2	3	4	5	6	7
$\Delta \sigma_{zi}$	2,48	2,16	1,83	1,58	1,38	1,18	1,08
σ_{oi}	0,36	0,72	1,08	1,44	1,8	2,16	2,52
e_{oi}	0,582	0,576	0,572	0,568	0,565	0,561	0,558
$1+e_{oi}$	1,582	1,576	1,572	1,568	1,565	1,561	1,558
σ_{1i}	2,87	3,20	3,24	3,27	3,38	3,54	3,70
e_{1i}	0,555	0,553	0,552	0,552	0,551	0,550	0,549
Δe_i	0,027	0,023	0,020	0,016	0,014	0,011	0,009
ΔH_i	3,410	2,918	2,544	2,040	1,789	1,409	1,155

$$H_i = 2,00m$$

$$H_{t_2} = \sum \Delta H_i = \underline{15,260}$$

Remarque : Pour la mise en service du silo, le 1^{er} chargement doit s'effectuer d'une façon uniforme sur toutes les cellules pour avoir une consolidation uniforme du sol.

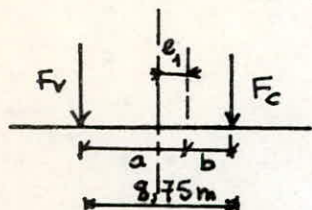
5. Etude de la stabilité d'ensemble en prenant en compte le tassement :

Le tassement différentiel a pour effet d'augmenter l'excentrement de la résultante des charges pour un cas de chargement dissymétrique.

On étudiera la stabilité de la batterie dans le sens transversal pour le cas de chargement le plus défavorable c'ad lorsque quatres (4) cellules alignées sont chargées et les autres vides (4^e cas considéré dans l'étude sismique).

$$F_c = 9172,2t$$

$$F_v = 2817t$$

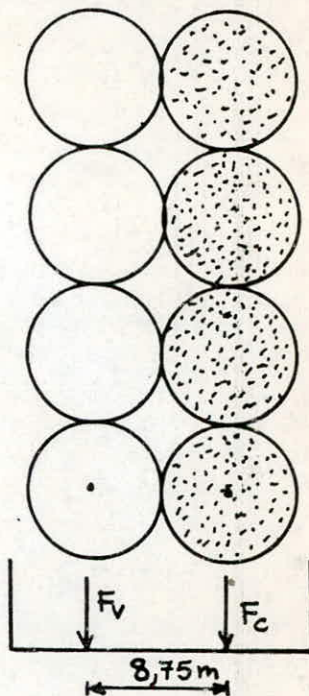


$$F_c \cdot b = F_v \cdot a \Rightarrow \frac{a}{b} = \frac{F_c}{F_v} = 3,256$$

$$a + b = 8,75m \Rightarrow b = 2,06m$$

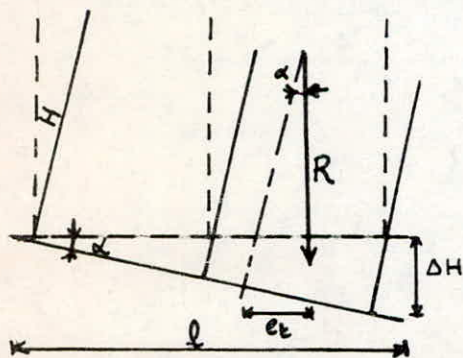
$$a = 3,256 b \quad a = 6,69m$$

$$e_1 = \frac{8,75}{2} - b = \underline{2,315m}$$



• Effet du tassement :

L'excentricité provoquée par le tassement différentiel est fonction de la valeur du tassement et des dimensions de l'ouvrage.



$$\tan \alpha = \frac{\Delta H}{l} = \frac{e_t}{H} \Rightarrow e_t = \frac{\Delta H \cdot H}{l}$$

$$l = 19,65m$$

$$\Delta H = 9,93cm$$

$$H = 36,2 + 1 = 37,2m$$

$$\Rightarrow \underline{e_t = 18,8cm}$$

Bonc l'excentricité e_t due au tassement différentiel a un effet négligeable devant celui provoqué par la dissymétrie de la charge.

• Effet des efforts sismiques :

On prend le cas le plus défavorable, à savoir le cas où toutes les cellules sont chargées (voir étude sismique) et le seisme agissant dans le sens transversal.

$$M_E = 36197,8 \text{ tm (sisme)}$$

$$N = G + Q + N_E = 5634 + 10592 + 4106,25 = 20332,25 \text{ t.}$$

(sisme)

$$e_E = \frac{M_E}{N} = \underline{1,78 \text{ m.}}$$

D'où l'excentricité totale : $e_T = e_e + e_1 + e_E = 0,188 + 2,315 + 1,78 = \underline{4,283 \text{ m}}$

Conclusion :

L'excentricité totale ne sort pas de la surface délimitée par les fondations cād que la résultante des charges que supportent le radier est située à l'intérieur de la surface du radier, par conséquent la stabilité de la batterie est vérifiée.

Remarque :

Pour les autres cas de charges dans le sens longitudinal, l'instabilité de l'ouvrage n'est pas à craindre vu la grande rigidité de la structure.

BIBLIOGRAPHIE

- Regles de conception et de calcul des silos en béton SNBATI Annales ITBTP
- Efforts s'exerçant dans les silos suivant la norme DIN1055 - M. AUBRY - ITBTP
- Silos à cellules principales circulaires et intermédiaires en as de carreau
LUMBROSO - ALBIGES Annales ITBTP
- Les constructions industrielles - LUMBROSO
- Comparaison des différentes méthodes de calcul des silos en béton - RIGOUT
- Traité de béton armé Tome 11 - GUERRIN
- Calcul des tours en béton armé - M. DIVER
- Structures résistantes aux séismes - PETROVICI
- Cours et exercices de béton armé - CHARON
- Formulaire de béton armé - CHAMBAUD - LEBELLE
- Cours pratique de béton armé - DOUBRERE
- Tables pour le calcul des dalles et des parois - BARES
- Aide mémoire BA DAVIDOVICI
- Aide mémoire RDM GOULET
- Regles Parasismiques Algeriennes 1981 (version 1983) CTC
- Regles CCBA 68 DTU
- Regles NV 65 DTU
- Silos REIMBERT
- Fondation et ouvrage en terre PHILIPPONNAT
- Cours pratique de mécanique des sols COSTET - SANGLERAT

