

2 edc

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT. GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Tour et Vigie
d'une Capitainerie**

Proposé par :

Mr EDIL

Etudié par :

MM. R. MANAA

D. RAHMANI

Dirigé par :

Mr CRAINIC

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Tour et Vigie d'une Capitainerie

Proposé par :

Mr EDIL

Etudié par :

MM. R. MANAA

D. RAHMANI

Dirigé par :

Mr CRAINIC

PROMOTION : JANVIER 1985

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDIQUES



REMERCIEMENTS

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur, M^r CRAINIC qui a bien voulu assurer la direction de cette étude, pour ses conseils éclairés et profitable.

On est également reconnaissant à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation

Nous tenons à remercier le personnel du CTC et en particulier Messieurs :
IRKI ; EL-BEY ; SENDJANI ; SALHI , KHORCHI
YOUCEF DERMOUCHE , Sans oublier M^r SAHRAOUI .

On tient à exprimer notre reconnaissance à M^r BAGHDADI et M^r YAVARY , pour leurs conseils précieux .

Enfin nous remercions M^r SARI pour son aide et sa gentillesse , et aussi Rachid BRAHIMI .

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

- A mon père à ma mère et à ma grand mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- A mes frères BRAHIM, MAHMOUD, BOUALEM pour leur soutien moral et matériel et leurs encouragements tout le long de mes études.
- A mes oncles et à mes tantes
- A toute ma famille
- A mon cousin BRAHIM et sa famille
- A tous ceux qui me sont chers
- A tous mes frères croyants

دوادى رحمانى

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ma mère et à mon père en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard et pour leur soutien moral et matériel et leurs encouragements tout le long de mes études.

A mes frères et sœurs (CHAWKI, FARIDA, ASSIA, OMAR MORAD, YUCEF, OUASSILA, SIHEM).

A ma femme, et ma petite fille AMINA, et mon fils ABDESSALAM et mon neveu FATEH; et ma grand mère 'Aïcha'

A mon Oncle HACÈNE et mon cousin HACÈNE et à toute la famille grands et petits

A tous nos frères croyants de l'école polytechniques, et du MASDJID 'الخلفاء الراشدين الأبيار' et de toutes les mosquées.

A tous mes amis.

Réda MANÂA.

وَالْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENTS

CG-BA 68

RPA 81

NV 65

OUVRAGES

- Calcul pratique des tours en Béton armé M^{re} Marius DIVER.
- Traité de béton armé. - A. GUERRIN.
- Traité de béton armé. - A. FUENTES. R. LACROIX.
- Cours de béton armé (Tome II: Calcul des ouvrages) - M. BELAZOUGUI.
- Aide mémoire de résistance des matériaux - J. GOULET.
- Aide mémoire de béton armé. - V. DAVIDOVICCI.
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé - P. CHARON.
- Exercices de Béton armé avec leurs solutions - P. CHARON.
- CONSTRUTII INDUSTRIALE SPECIALE DIN beton armat. O. MIRȘU
R. FRIEDRICH
- DTU. (13-1).
- Fondations et ouvrages en terre - G. PHILIPPONNAT.
- Dynamique des structures et sismologie de L'ingénieur (Lucia et Alexandru)
DOBRESCU.

CHAPITRE=()

SOMMAIRE

Sommaire

	<u>pages</u>
<u>CH.1: Introduction</u>	9
<u>CH.2: Calcul des éléments.</u>	
. acrotères	19
. poutres circulaires	25
. escaliers	36
. dalles	43
. poutres	52
<u>CH.3:</u>	
<u>ÉVALUATION DE LA PÉRIODE PROPRE D'OSCILLATION.</u>	72
<u>CH.4:</u>	
<u>Étude au vent.</u>	86
<u>CH.5:</u>	
<u>ÉVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE</u>	91
<u>CH.6:</u>	
<u>Etude de la tour.</u>	
. Calcul des effort.	97
. ferrailage	111
. Étude au niveau des ouvertures	116
<u>CH.7</u>	
<u>Calcul de fondations.</u>	123

CHAPITRE=1

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été proposé par l'EDIL ex-(SNERI) consiste à l'étude et au calcul d'une tour et vigie d'une capitainerie, qui sera implantée à BEJAÏA (zone de moyenne sismicité : zone II).

La tour est constituée d'un voile circulaire avec des diaphragmes espacés de 3,40 m.

La tour est surmontée d'une salle d'opération (vigie) se trouvant à la cote 29,58 m.

CARACTERISTIQUES:

La hauteur totale de l'ouvrage à partir du sol est $H_t = 36,48$ m (acrotère comprise); et sa hauteur à partir de la fondation est $h = 37,28$ m.

Le diamètre extérieur de la tour est de 5,18 m; l'épaisseur du voile est $e_v = 24$ cm.

Le diamètre extérieur de la salle d'opération $D_{ext} = 8,70$ m.

planchers:

Les planchers seront constitués de dalles pleines en béton armé d'épaisseur $e_p = 10$ cm.

les escaliers:

nous avons 2 types d'escaliers.

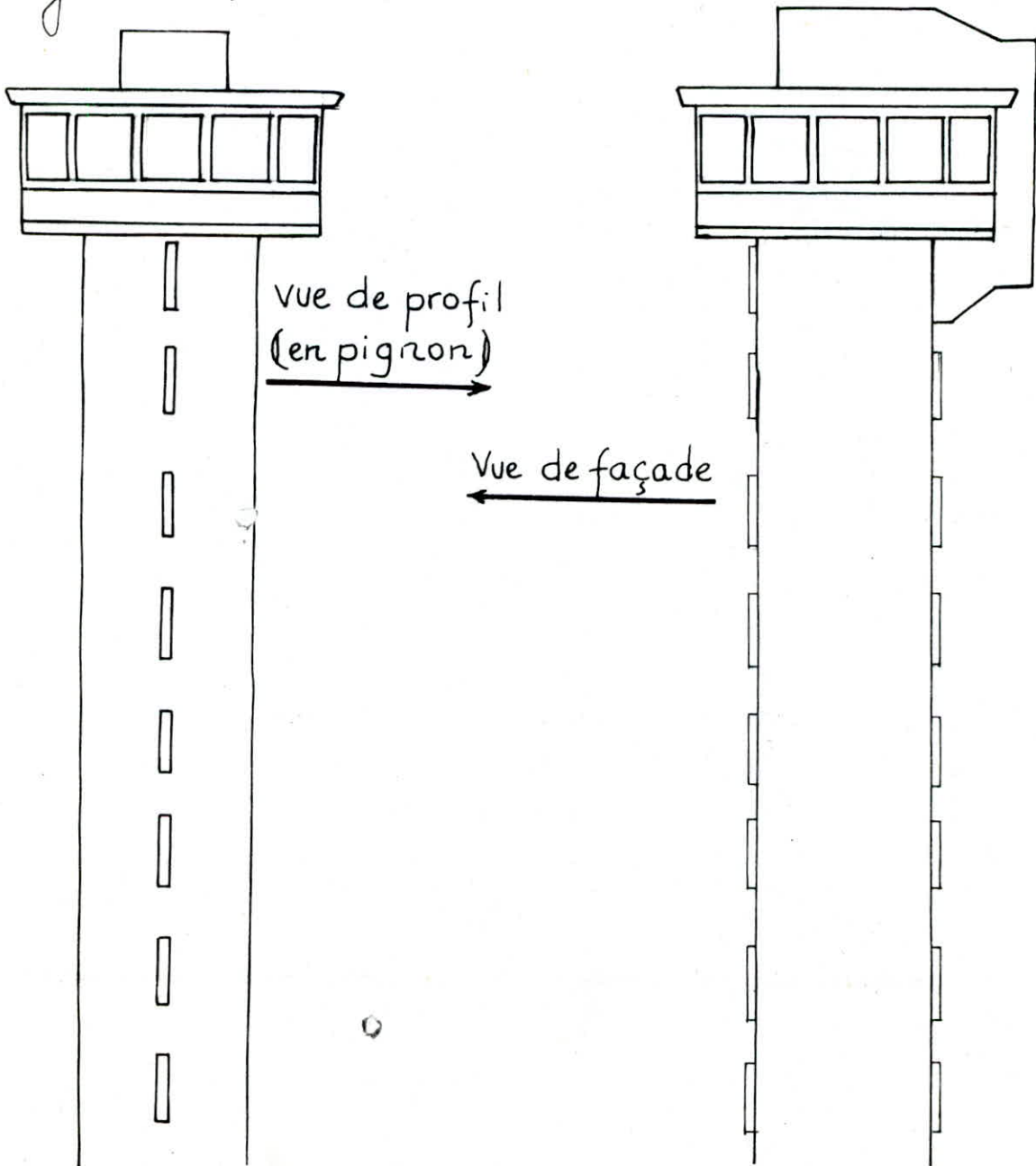
- 1° escaliers hélicoïdaux métalliques reliant les différents diaphragmes de la tour et qui ne feront pas partie de notre étude.
- 2° escaliers à paillasse adjacentes servant d'accès à la salle d'opération à partir du dernier diaphragme et puis vers la terrasse.

maçonnerie:

le mur en maçonnerie de la cage d'ascenseur sera constitué en briques creuses de 15 cm.

Revêtement:

On utilisera de l'enduit plâtre pour le mur et le plafond, et du carrelage pour le plancher et les escaliers à paillasses adjacentes.



CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

LE BÉTON:

- . le béton est dosé à 350 kg/m^3 de C.P.A 325 et est à contrôle atténué
- . les granulats : $C_g = 5/15 \text{ mm}$.
- . la résistance nominale de compression est : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$
- . la résistance nominale à la traction est : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$.
- . la composition de 1 m^3 de béton est la suivante :
 - . 800 litres de gravillons
 - . 400 litres de sable
 - . 350 kg de ciment C.P.A 325
 - . 175 litres d'eau

* les contraintes de compression admissibles d'après (CC BA 68 art 9.4)

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

avec :

α : dépend de la classe du ciment utilisé

$$\text{C.P.A 325} \longrightarrow \alpha = 1.$$

β : dépend de l'efficacité du contrôle

$$\text{Contrôle atténué} \longrightarrow \beta = 5/6.$$

γ : dépend de l'épaisseur minimale de l'élément et de la grosseur des granulats :

$$\text{si } h_m \leq 4 C_g \Rightarrow \gamma = h_m / 4 C_g.$$

$$\text{sinon } \gamma = 1.$$

δ : dépend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple ou flexion composée lorsque l'effort Normal est une traction

$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0,6 \end{array} \right\}$ dans le cas d'une flexion composée si l'effort Normal est une compression

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

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité du béton seul.

Remarque : les valeurs de δ seront multipliées par 1,5 pour les sollicitations du second genre ; c.à.d. : $\delta(SP_2) = 1,5 \delta(SP_1)$.

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

$\epsilon = 1$ dans le cas de la compression simple et cela \forall la forme de la section et en flexion simple dans le cas d'une section rectangulaire

$0 \leq \epsilon \leq 1$ dans les autres cas.

* Contraintes de traction de référence :

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_n' \quad (\text{CCBA 68 art 9.5}).$$

avec $\rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \theta$ où α, β, δ prennent les mêmes valeurs que précédemment

et $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}}$; dans notre cas $\sigma_{28} = 270 \text{ bars} \rightarrow \theta = 0,018 + \frac{2,1}{270}$

d'où $\theta = 0,0258$.

Nous résumerons tout cela dans le tableau suivant :

contraintes admissibles Sollcitation	Compression Simple	flexion Simple	traction
SP1	$\bar{\sigma}'_{b_c} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$
SP2	$\bar{\sigma}'_{b_c} = 102,7 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$

L'ACIER:

* les aciers à hautes adhérence (FeE40):

- limites d'élasticité nominales (σ_{en}):

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

- contraintes admissibles ($\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a$).

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{) si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{) si } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP}_1\text{) si } \phi > 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP}_2\text{) si } \phi > 20 \text{ mm.}$$

* Aciers ronds lisses (FeE24):

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_1\text{)}.$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous SP}_2\text{)}.$$

* Contraintes admissibles de non fissuration: (CC-BA 68. art. 4.9).

$$\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ avec: } \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$\text{et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

avec: ϕ : diamètre en mm de la plus grosse barre

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle (température et retrait).

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

η : 1 pour les aciers doux et 1,6 pour les hautes adhérences.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A \text{ (tendues)}}{\text{section de béton entourant les barres}}$$

* Contraintes d'adhérence admissible \bar{E}_b : (art 20.2 CCBA 68).

$\bar{E}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$ dans la zone d'ancrage normale

$\bar{E}_d = 2 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$ pour les zones d'ancrage en pleine masse.

$$\psi_d = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les H.A} \\ 1 & \text{pour les Adx.} \end{cases}$$

\bar{E}_d (Kg/cm ²)	Aciers H.A	Aciers doux
Ancrage Normal	16,59	7,38
Ancrage en pleine masse	26,55	11,80

* Recouvrement des barres droites:

La jonction de deux (2) barres parallèles identiques est assurée par recouvrement sur une longueur l_r .

$$l_r: \text{longueur de recouvrement} \quad l_r = \begin{cases} l_d & \text{si } d \leq 5\phi \\ l_d + d & \text{si } d > 5\phi \end{cases}$$

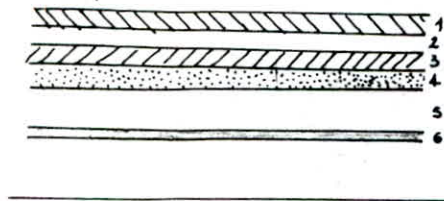
ϕ : étant le diamètre des barres, si les barres sont différentes on prendra $\phi = \max\{\phi_1, \phi_2\}$

d : l'entreaxe des barres; l_d : longueur de scellement droit; $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{E}_d}$

CHARGES ET SURCHARGES

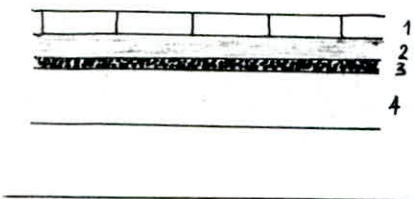
Charges permanentes :

* le plancher terrasse :



1: Protection (gravillons de 1800 kg/m^3) 5cm	→	90 Kg/m^2
2: étanchéité multicouche	→	10 Kg/m^2
3: isolation thermique (liège de 400 kg/m^3) 4cm	→	16 Kg/m^2
4: forme de pente 1,5 %	→	110 Kg/m^2
5: dalle pleine en B.A (10cm)	→	250 Kg/m^2
6: enduit de plâtre (1,5cm)	→	21 Kg/m^2
<hr/>		
Σ		$= g = 497 \text{ Kg/m}^2$

* le plancher courant :



1: Carrelage de 2200 kg/m^3 (2cm)	→	44 Kg/m^2
2: Mortier de pose de 2000 kg/m^3 (2cm)	→	40 Kg/m^2
3: Sable de 1800 kg/m^3 (1cm)	→	18 Kg/m^2
4: dalle pleine en B.A (10cm)	→	250 Kg/m^2
<hr/>		
Σ		$= g = 352 \text{ Kg/m}^2$

* Voiles : l'épaisseur du voile est de 24 cm d'où on aura

$$0,24 \times 2500 = 600 \text{ Kg/m}^2$$

* Maçonnerie :

- briques creuses de 15 cm	→	210 Kg/m^2
- enduit plâtre	→	20 Kg/m^2
<hr/>		
Σ		$= g = 230 \text{ Kg/m}^2$

* acrotères :

a) l'acrotère incliné : $\rightarrow 2500 \times 0,82 \times 0,10 = 206 \text{ Kg/ml}$.

b) l'acrotère de la cage d'escalier : $\rightarrow 2500 \times 0,35 \times 0,10 = 87,5 \text{ Kg/ml}$.

2/ surcharges d'exploitation

* la terrasse :

et puisque la terrasse étant inaccessible on aura $p = 100 \text{ Kg/m}^2$.

* les planchers courants :

on prendra $\rightarrow \dots \dots \dots p = 175 \text{ Kg/m}^2$.

* les escaliers :

Pour les escaliers et puisqu'ils sont des escaliers de secours qu'on n'utilise qu'en cas de panne de l'ascenseur donc on estimera les surcharges d'exploitations à $\dots \dots \dots p = 175 \text{ Kg/m}^2$.

* les acrotères :

Pour les acrotères on prendra la force horizontale due à la main courante $\rightarrow \dots \dots \dots s = 100 \text{ Kg/ml}$.

CHAPITRE = 2

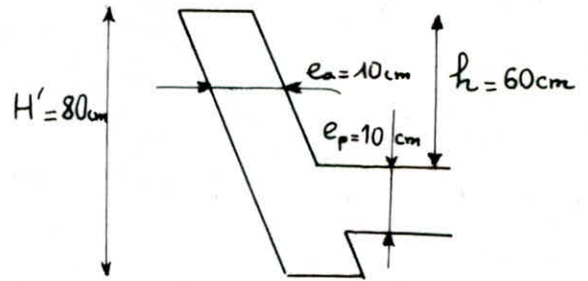
CALCUL DES ELEMENTS

CALCUL DES ACROTÈRES

Dans notre ouvrage on rencontre deux types d'acrotères :
une acrotère circulaire inclinée et une acrotère verticale

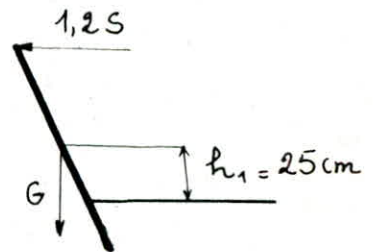
1° L'ACROTÈRE CIRCULAIRE

Cette acrotère est inclinée d'un angle $\alpha = 14^\circ$ par rapport à la verticale dont les dimensions sont mentionnées sur le schéma ci-contre.



L'acrotère est un système isostatique assimilé à une console encastree latéralement soumise à une force horizontale 1,25 et une force verticale G son poids propre.

Donc elle est calculée en flexion simple par la méthode de pierre charon
Nous avons le schéma statique suivant :



d'où M : moment d'encastrement latéral.

$$M = 1,25 \cdot h + G \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

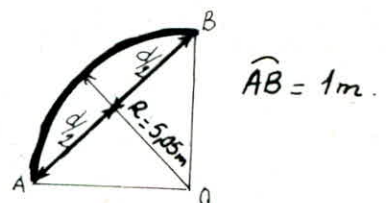
$$\text{donc : } M = 1,2 \times 100 \times 0,65 + 206 \cdot x \cdot 0,25 \cdot \operatorname{tg} 14^\circ$$

$$\Rightarrow M = 91 \text{ Kg.m/ml}$$

l'arc de longueur 1m engendre une corde de longueur d

$$d = 2R \sin \frac{\alpha}{2} = 0,9984 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

Donc on peut assimiler l'arc de longueur 1m à la corde qu'il engendre.



le calcul se fera pour une section rectangulaire [1m x 0,10m]
soumise à 1 moment $M = 91 \text{ Kg.m/ml}$.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 91 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0076 \longrightarrow \begin{cases} K = 112 \\ \varepsilon = 0,9606 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{91 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9606 \cdot 8} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Cette section est très faible on adoptera alors la section d'armature minimale donnée par la condition de non fragilité.

* Condition de non fragilité (art 5.2 CCBA 68):

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,78 \text{ cm}^2$$

On prendra 5HA8/ml espacées de 20cm $\Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

VÉRIFICATIONS

1° Contraintes de compression dans le béton:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{112} = 25 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

2° FISSURATION

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{100 \times (2 \times 2)} = 6,275 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{d'où: } \sigma_1 = \frac{K \eta}{\varnothing} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1181 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\varnothing}} = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2$

la contrainte dans l'acier est $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{91 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9606 \cdot 8} = 472 \text{ Kg/cm}^2$

donc: $\sigma_a < \sigma_2 \Rightarrow$ la fissuration est vérifiée.

3° l'effort tranchant:

$$T = G \cdot \cos \alpha = 206 \cdot \cos 14^\circ = 200 \text{ Kg/ml}$$

on doit vérifier que :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm.}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2,51 \cdot 2607 = 6543,57 \text{ Kg/ml.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 200 + \frac{91 \cdot 10^2}{7} = 1500 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{donc } A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \Rightarrow (\text{vérifié}).$$

4/ Vérification au séisme local :

l'acrotère doit résister à un effort sismique horizontal F_p avec :

$$F_p = Z I C_p W_p \quad (\text{art 3.9c RPA 81}).$$

$Z I$: dépend de la zone et du groupe d'usage de l'ouvrage.

zone II ; groupe d'usage 2 $\Rightarrow Z I = 0,6$

$C_p = 0,8$ "élément en console".

$$W_p : 206 \longrightarrow F_p = 0,6 \times 0,8 \times 206 = 98,88 \text{ Kg/ml} \approx 99 \text{ Kg/ml}$$

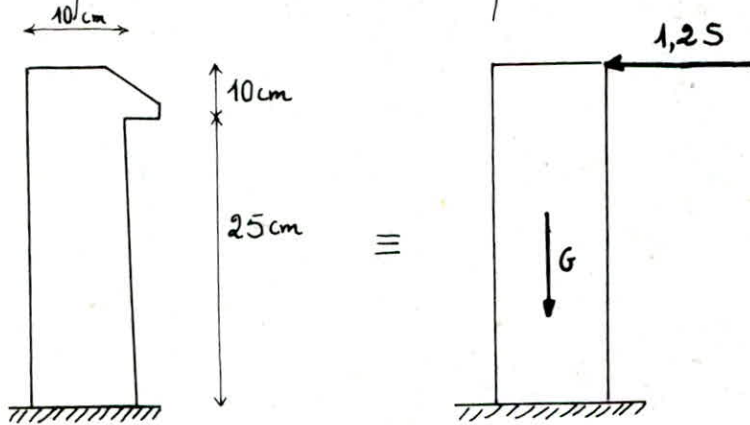
$$\text{donc : } F_p = 99 \text{ Kg/ml} < 1,2 S = 120 \text{ Kg/ml} \Rightarrow (\text{vérifié}).$$

On prévoit des armatures de répartition pour éviter les ouvertures excessives des fissures ; on a prévue 4HA8.

On laissera des barres d'attente de la dalle à fin d'assurer l'encastrement de l'acrotère à celle-ci.

2° L'ACROTÈRE VÉRTICALE :

Cette acrotère est encastree à la base et elle s'élève sur la cage d'escaliers elle sera calculée en flexion composée par la méthode de Pierre CHARON et cela d'après le schéma statique suivant :



le calcul se fera en flexion composée sous N et M avec :

$$N = G = 0,1 \times 0,35 \times 2500 = 87,5 \text{ Kg/ml.}$$

$$M = 1,25 \times 0,35 = 42 \text{ Kg.m/ml.}$$

On prendra une section rectangulaire $[100 \times 0,10] \text{ m}^2$

* Calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42}{87,5} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

} $e_0 \gg e_1 \Rightarrow$ on a une section partiellement comprimée.

le moment fictif : $M = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 42 + 87,5 \left(\frac{10}{2} - 2 \right)$

$$\Rightarrow M = 44,63 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} \bar{\delta} b h^2 = \bar{K} b h^2$$

avec $\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,42$; $\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,86$

$\Rightarrow M_{rb} = 1593,82 \text{ Kg.m/ml} \gg M \rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

en flexion simple et sous l'effet du moment M nous avons :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0040 \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9711 \\ k = 158 \end{cases}$$

$$A_{f.s} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{44,63 \cdot 10^4}{2800 \cdot 0,9711 \cdot 8} = 0,2052 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_{f.s} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,0064 \text{ cm}^2$$

Cette section étant très faible on adoptera la section donnée par la condition de non fragilité calculée précédemment. Voir 1^{ère} acrotère.
On prendra alors 5HA8/ml avec un espacement de 20cm.

VÉRIFICATIONS :

1/ Contraintes de compression :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{158} = 17,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{(vérifié)}$$

2/ fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{100 \times (2 \times 2)} = 6,275 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1181 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{le max } (\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{la contrainte dans l'acier est } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 228,87 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $\sigma_a < \sigma_2 \Rightarrow$ la fissuration est vérifiée.

3/ l'effort tranchant : $T = 1,25 = 120 \text{ Kg/ml}$

on doit vérifier que : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8} h = 7 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} A \bar{\sigma}_a = 2,51 \cdot 2607 = 6543,57 \text{ Kg/ml} \\ T + \frac{M}{z} = 120 + 637,57 = 757,57 \text{ Kg/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow A \bar{\sigma}_a > \frac{M}{z} + T \Rightarrow \text{vérifié}$$

4° Seisme local:

l'effort sismique horizontal F_p est donné par :

$$F_p = ZI.C_p.W_p.$$

avec : $ZI = 0,6$ (zone II ; groupe d'usage 2).

$C_p = 0,8$ (élément en console).

$W_p = 87,5$ Kg/ml.

$$\Rightarrow F_p = 42 \text{ Kg/ml} < 1,25 = 120 \text{ Kg/ml}.$$

l'acrotère est dimensionnée avec un effort supérieur à la force sismique donc l'acrotère est vérifiée au seisme local.

On prévoit aussi 3 H.A8 comme armatures de repartition pour éviter les ouvertures excessives des fissures.

On laissera les 5 H.A8/ml (prévues comme armatures principales de l'acrotère) en attente à partir de la dalle afin d'assurer l'encastrement de l'acrotère à celle-ci.

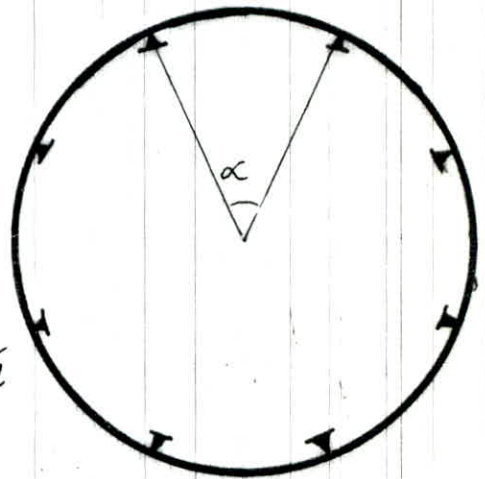
CALCUL DES POUTRES CIRCULAIRES

1° PLANCHER TERRASSE :

Cette poutre reprend une partie du panneau de dalle et la partie de la dalle en console, en plus de son poids propre. elle prend appui sur les 4 poutres croisées du plancher d'où le schéma statique suivant.

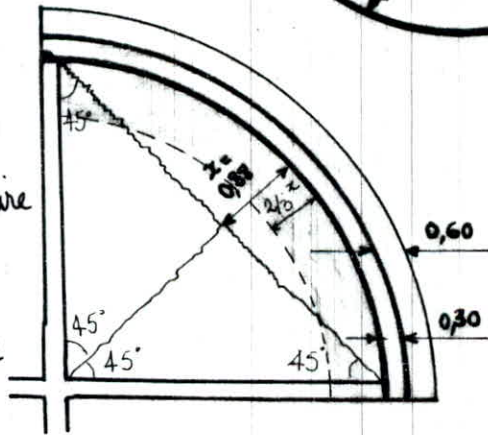
* Charges et surcharges :

la partie de la dalle revenant à la poutre circulaire est délimitée par les lignes de rupture comme indiqué sur le schéma suivant :



On prendra une charge unif. répartie sur la poutre circulaire de largeur égale à :

$\left[\frac{2x}{3} + \text{largeur de la poutre circulaire} + \text{la partie en console} \right]$



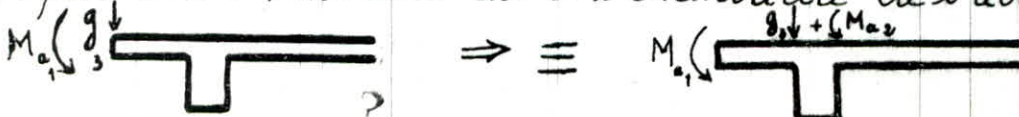
donc : $\left[2 \cdot \frac{0,88}{3} + 0,30 + 0,60 \right] = 1,5 \text{ m.}$

donc la charge due à la dalle est : $g_1 = 617 \times 1,50 = 926 \text{ Kg/ml.}$

le poids propre de la poutre circulaire est : $g_2 = 2500 \times 0,75 \times 0,3 = 563 \text{ Kg/ml.}$

l'acrotère donne une charge uniformément répartie de $g_3 = 206 \text{ Kg/ml.}$

en plus d'un moment dû à l'excentricité de l'acrotère : $M_{a1} = 91 \text{ Kg.m/ml.}$



cette poutre circulaire s'appuie sur 8 (huit) appuis symétriques le moment sur appui est donnée par : $M_{ap} = p \cdot R^2 \left(\frac{\alpha/2}{\text{tg} \alpha/2} - 1 \right)$

le moment en travée : $M_0 = p \cdot R^2 \left(\frac{\alpha/2}{\sin \alpha/2} - 1 \right)$.

l'effort tranchant maximum : $T_{\max} = \frac{2\pi}{n} \cdot p \frac{R}{2} = \frac{2\pi}{8} p \frac{R}{2}$.

n : nbre d'appuis.

le moment de torsion : $C_p = p \cdot R^2 \left(\frac{\alpha/2}{\sin \alpha/2} \sin \beta - \beta \right)$.

et cela d'après l'aide mémoire R.D.M de (J. Goulet).

et d'après un tableau de ce livre page 125 on a :

$$M_{ap} = -0,0519 p \cdot R^2 ;$$

$$M_0 = 0,0262 p R^2 ; \quad \text{et} \quad C_{p\max} = 0,00395 p R^2 .$$

p : étant la charge uniformément répartie.

d'où : $p = 926 + 563 + 206 = 1695 \text{ Kg/ml}$.

on trouve alors les valeurs suivantes :

$$M_{ap} = -1552 \text{ Kg.m} ; \quad M_0 = 784 \text{ Kg.m} ; \quad C_{p\max} = 118 \text{ Kg.m} .$$

et enfin ; $T_{\max} = 2796 \text{ Kg}$.

l'acrotère transmet à la poutre un moment de torsion :

$$C' = M_{a_1} + M_{a_2} = M_{a_1} + (q_3 \times 0,6) = 91 + (206 \times 0,6) = 215 \text{ Kg.m}$$

$$\text{donc } C_{\text{tot,max}} = C' + C_{p\max} = 333 \text{ Kg.m} .$$

* Armatures longitudinales:

1° Dû à la flexion.

$$\text{Sur appui : } \mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 155200}{2800 \cdot 30 \cdot (70)^2} = 0,0057 \rightarrow \begin{cases} k = 130 \\ \varepsilon = 0,9655 \end{cases}$$

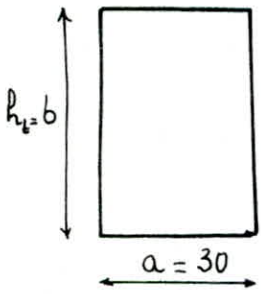
$$\text{d'où : } A_f = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1552 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9655 \cdot 70} = 0,82 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{15 \cdot M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 784 \cdot 10^2}{2800 \cdot (70)^2 \cdot 30} = 0,0029 \rightarrow \begin{cases} k = 188 \\ \epsilon = 0,9754 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } A_f = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{784 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9754 \cdot 70} = 0,41 \text{ cm}^2$$

2/ Dû à la torsion : d'après l'aide mémoire B.A (V. Davidovici).



$$\rho = \frac{a}{b} ; b = 2,5a < 3,5a$$

\Rightarrow les pourcentages des armatures longitudinales $\tilde{\omega}_l$ et transversales $\tilde{\omega}_t$ sont égaux c.à.d. :

$$\tilde{\omega}_l = \tilde{\omega}_t = \frac{1}{3} \frac{1+\rho}{\rho} \cdot \frac{\epsilon_b}{\bar{\sigma}_a}$$

$$\text{avec : } \epsilon_b = \frac{C_t}{a^3} \cdot \frac{1}{\rho} \left(481 - 1,81 \frac{\rho-1}{\sqrt{2+\rho}} \right) = 1,55 \frac{C_t}{a^3} = 1,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tilde{\omega}_l = \tilde{\omega}_t = 0,031\%$$

$$\text{donc } A_{l_t} = A_{t_t} = \frac{a b \tilde{\omega}_l}{100} = \frac{a b \tilde{\omega}_t}{100} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

la section à adopter est :

$$\begin{aligned} \text{aux appuis : } A_{ap} &= A_{ap_f} (\text{dûe à la flexion}) + A_{ap_t} (\text{dûe à la torsion}) \\ &= 0,82 + 0,70 = 1,52 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On prendra 2HA10 d'où : $A_{ap} = 1,57 \text{ cm}^2$.

$$\text{en travée : } A_t = A_{t_f} + A_{t_t} = 0,41 + 0,70 = 1,11 \text{ cm}^2$$

On prendra 2HA10 d'où : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$.

* Vérification de la section minimale :

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A_t}{b h} = \frac{100 \times 2 \times 1,57}{30 \times 70} = 0,15$$

or le pourcentage minimale exigé par le R.P.A : $\omega_{\min} = 0,3\%$.

donc on prendra la section totale minimale $A_{t,\min}$ donnée par :

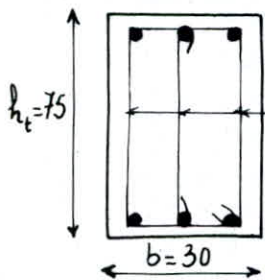
$$A_{t,\min} = \frac{\tilde{\omega}_{\min} b h}{100} = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prendra la même section pour les armatures supérieures et les armatures inférieures, donc : $A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = A_{t,\min}/2 = 3,15 \text{ cm}^2$

On prendra 3HA12 pour les armatures supérieures et inférieures

$$\Rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

* Armatures transversales :



Pour les armatures transversales on prendra :

(1 cadre + 1 épingle) $\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 1,50 \text{ cm}^2$.

et adoptera les espacements données par le R.P.A.

aux appuis : $s \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_e \right\} = \min \{ 17,5 ; 14,4 \} \Rightarrow s \leq 14,4 \text{ cm}$.

ailleurs : $s' \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$.

or le CC-BA 68 exige que l'espacement t doit être inférieur à \bar{t} :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - 0,3 \frac{E_b}{\sigma_b} \right) \\ 0,2 h \end{array} \right.$$

$$\text{avec } E_b \text{ max} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{2796}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70} = 1,52 \text{ Kg/cm}^2$$

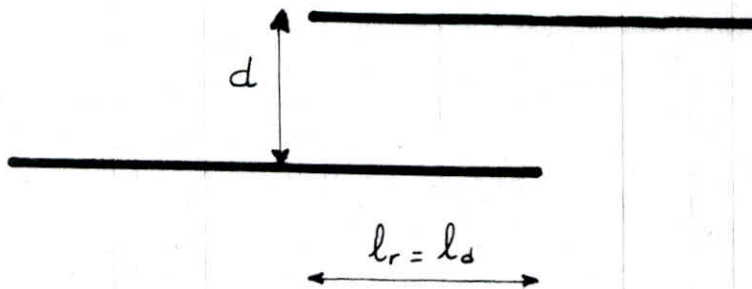
$$\text{d'où : } \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 64,58 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

donc on adoptera les espacements : $s = 10 \text{ cm}$ et $s' = 20 \text{ cm}$.

* Recouvrement:

On prendra la longueur de recouvrement l_r égale à la longueur de scellement droit l_d ; ($l_r = l_d$): car les barres sont accolées c.à.d on a: $d < 5\phi$.

Ces recouvrements se font dans la zone d'ancrage normale $\Rightarrow \bar{\epsilon}_d = 16,59 \frac{t}{cm}$



donc: $l_r = l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\epsilon}_d} = 50,6 \text{ cm}$; on prendra $l_r = 50 \text{ cm}$.

VÉRIFICATIONS* Contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,161 \Rightarrow \begin{cases} k = 61,2 \\ \epsilon = 0,9344 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{155200}{3,39 \cdot 0,9344 \cdot 70} = 700 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{61,2} = 45,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$* \text{ fissuration: } \bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{3,39}{2 \times 30 \times 5} = 0,0113.$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,0113}{1 + 0,113} = 1353 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b'} = 2129 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 700 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

* Condition de non fragilité: on doit avoir:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 2,04 \text{ cm}^2; \text{ or } A = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

* l'effort tranchant :

On doit avoir :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} \cdot h = 61,25 \text{ cm.}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 3,39 \times 2129 = 7217 \text{ Kg.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 2796 + \frac{155200}{61,25} = 5330 \text{ Kg} \longrightarrow \text{vérifié.}$$

* Contrainte de cisaillement :

$$\text{On a } \sigma'_b = 45,75 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{donc } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b.$$

$$\text{donc on doit avoir : } \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,68 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{or } \tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2796}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70} = 1,52 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{vérifié}$$

POUTRE CIRCULAIRE DU PLANCHER DE LA SALLE D'OPÉRATION:

la poutre circulaire du plancher de la salle d'opération reprend le poids du mur extérieur de la salle d'opération et une partie du panneau de dalle en plus de son poids propre.

elle s'appuie comme celle du plancher terrasse sur huit appuis.

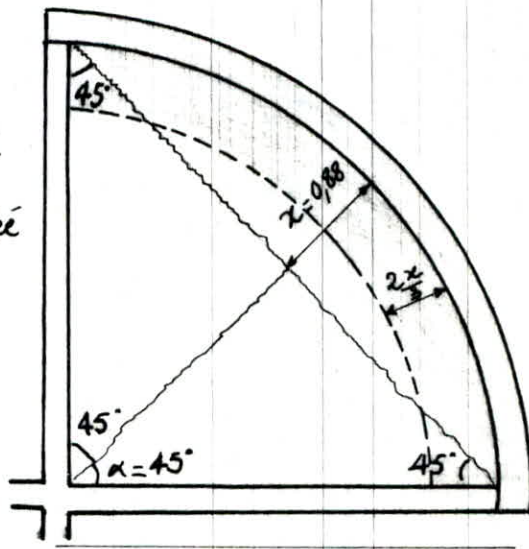
* charges et Surcharges:

la partie de la dalle revenant à la poutre circulaire est délimitée par les lignes de rupture;

On prendra une charge uniformément répartie

[Surface colorée] égale à:

$$\left[2 \frac{x}{3} + \text{la largeur de la poutre circulaire} \right] = 0,90 \text{ m.}$$



donc la charge due à la dalle est: $q_1 = 395 \times 0,9 = 354 \text{ Kg/ml.}$

le poids propre de la poutre circulaire est:

$$q_2 = 0,60 \times 0,30 \times 2500 = 450 \text{ Kg/ml.}$$

la hauteur du mur extérieur de la salle d'opération qui est constitué d'une double cloison, est de 90cm; sa masse est de $380 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

d'où $q_3 = 342 \text{ Kg/ml.}$

⇒ la charge totale (p) que doit reprendre la poutre circulaire est $p = 354 + 450 + 342 = 1146 \text{ Kg/ml.}$

et d'après l'aide mémoire de R.D.M (J. Goulet) et comme pour la poutre circulaire du plancher terrasse on trouve par la même méthode les valeurs suivantes:

$$M_{ap} = -0,0519 p R^3; M_D = 0,0262 p R^3; C_{p_{max}} = 0,00395 p R^2; T_{max} = 1887 \text{ Kg.}$$

avec : $p = 1146 \text{ Kg/ml}$ et $R = 4,20 \text{ m}$.

donc : $M_{ap} = -1047 \text{ Kg.m}$; $M_D = 529 \text{ Kg.m}$.

$$C_{p_{max}} = 80 \text{ Kg.m.} ; T_{max} = 1887 \text{ Kg.}$$

* Armatures longitudinales:

1°/ Dû à la flexion:

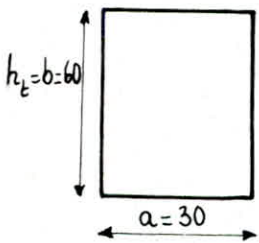
Sur appui : $\mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 104700}{2800 \cdot 30 \cdot (56)^2} = 0,0060 \Rightarrow \begin{cases} k = 127 \\ \epsilon = 0,9650 \end{cases}$

d'où : $A_f = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{104700}{2800 \cdot 0,9650 \cdot 56} = 0,69 \text{ cm}^2$.

En travée : $\mu = \frac{15 M_D}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 52900}{2800 \cdot 30 \cdot (56)^2} = 0,0030 \rightarrow \begin{cases} k = 184 \\ \epsilon = 0,9749 \end{cases}$

d'où : $A_f = \frac{M_D}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{52900}{2800 \cdot 0,9749 \cdot 56} = 0,35 \text{ cm}^2$.

2°/ Dû à la torsion: d'après aide mémoire B.A (V. DAVIDOVICCI).



$$\rho = \frac{b}{a} ; b = 2a < 3,5a \Rightarrow$$

les pourcentages des armatures longitudinales $\tilde{\omega}_l$ et transversales $\tilde{\omega}_t$ sont égaux c.à.d. : $\tilde{\omega}_l = \tilde{\omega}_t = \omega$

avec : $\omega = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+\rho}{\rho} \cdot \frac{\epsilon_b}{\bar{\sigma}_a}$

avec : $\epsilon_b = \frac{C_t}{a^3} \cdot \frac{1}{\rho} \left(4,81 - 1,81 \frac{\rho-1}{\sqrt{2+\rho^2}} \right) = 2,04 \frac{C_p}{a^3} = 6,03 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^2$

$$\Rightarrow \omega = 5,39 \cdot 10^{-5}$$

$$\Rightarrow A_{lt} = A_{tt} = \frac{a b \omega}{100} = 9,7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{négligeable.}$$

donc : $A_{ap} = A_{ap.f} = 0,70 \text{ cm}^2$.

et $A_t = A_{t.f} = 0,35 \text{ cm}^2$.

* Vérification de la section minimale d'acier:

la section d'acier dans une poutre ne doit jamais être inférieure à $A_{t_{min}}$ avec:

$$A_{t_{min}} = \frac{b h \cdot \omega_{min}}{100} \quad \text{avec : } \omega_{min} = 0,3\% \leq \omega \leq 2,5\% = \omega_{max}$$

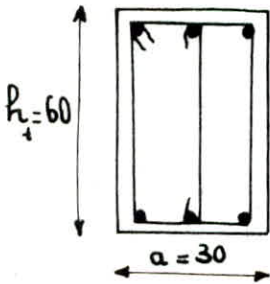
$$\text{d'où } A_{t_{min}} = \frac{0,3 \cdot 30 \cdot 56}{100} = 5,04 \text{ cm}^2$$

donc on doit prendre la section minimale car les sections d'acier calculées sont inférieures à la section minimale.

d'où on prendra 3HA12 pour les armatures supérieures (travée) et aussi 3HA12 pour les armatures inférieures (appuis).

$$\text{donc : } A_{sup} = A_{inf} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = A_{sup} + A_{inf} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{t_{min}} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

* Armatures transversales:



Pour les armatures transversales on prendra [1 cadre + une épingle] $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1,50 \text{ cm}^2$.

et on adoptera les espacements données par les R.P.A

aux appuis: $s \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_e \right\} = \min \{ 14 ; 14,4 \} \Rightarrow s \leq 14,00 \text{ cm}$

ailleurs: $s' \leq \frac{h}{2} = 28 \text{ cm}$

or le CCBA 68 exige que l'espacement t doit être inférieur à \bar{t} :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - 0,3 \frac{\mathcal{E}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ 0,2 h \end{array} \right.$$

$$\text{avec } \mathcal{E}_{b_{max}} = \frac{T_{max}}{b \cdot s} = \frac{1887}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 56} = 1,28 \text{ Kg/cm}^2$$

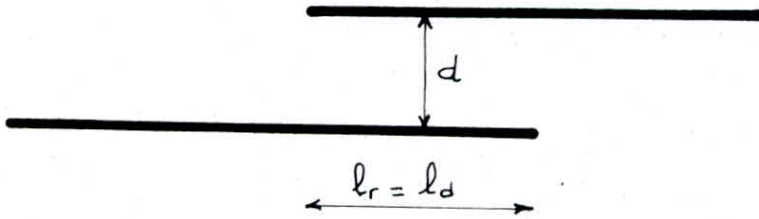
$$\text{d'où : } \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 52,34 \text{ cm} \\ 11,2 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{donc on adoptera les espacements}$$

$$s = 10 ; s' = 20 \text{ cm}$$

* Recouvrement:

On prendra la longueur de recouvrement l_r égale à la longueur de scellement droit l_d ($l_r = l_d$), car les barres sont accolées, c'à d. $d < 5\phi$.

Ces recouvrements se font dans la zone d'ancrage normale $\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 16,59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$



donc : $l_r = l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = 50,6 \text{ cm}$ on prendra $l_r = 50 \text{ cm}$.

VÉRIFICATIONS

* Contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = 0,252 \longrightarrow \begin{cases} k = 54,0 \\ \varepsilon = 0,9275 \end{cases}$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{104700}{3,39 \cdot 0,9275 \cdot 56} = 594,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 51,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

* fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,39}{2 \cdot 30 \cdot 4} = 0,0141$

$$\Rightarrow \sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{10^6 \cdot 16}{12} \cdot \frac{0,0141}{1 + 0,141} = 1648 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2129 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2129 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a = 594,63 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié}$$

* Condition de non fragilité:

On doit avoir:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 1,63 \text{ cm}^2$$

or $A = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$.

* l'effort tranchant :

On doit avoir :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad \text{avec : } z = \frac{7}{8} \cdot h = 49 \text{ cm.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 1887 + \frac{104700}{49} = 4024 \text{ kg.}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 3,39 \times 2129 = 7217 \text{ Kg} \rightarrow \text{vérifié.}$$

* Contrainte de cisaillement :

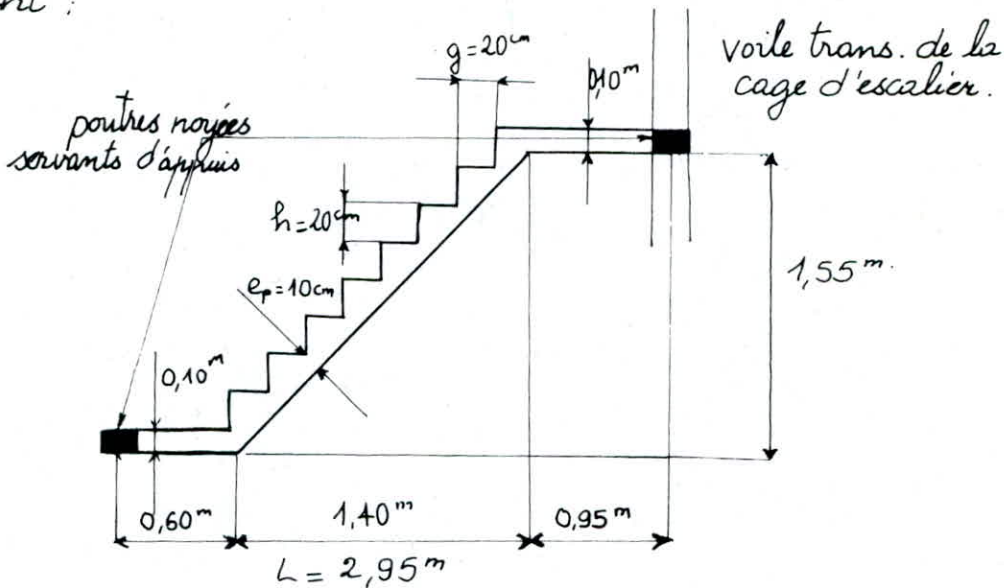
$$\text{On a } \sigma_b' = 51,85 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b' > \sigma_b' \text{ d'où : } \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{or : } \bar{\sigma}_{b_{\max}} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1887}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 56} = 1,28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

CALCUL DES ESCALIERS

On a des escaliers à double paliers s'appuyant sur le voile transversal de la cage d'escaliers d'un côté (par l'intermédiaire d'une poutre noyée dans celui-ci) et aussi par une poutre noyée au niveau de chaque plancher de l'autre, d'après le schéma représentatif suivant :



e_p : l'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{d'où :}$$

$$\frac{L}{30} = \frac{295}{30} = 9,83 \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{295}{20} = 14,75 \quad \text{donc } e_p = 10 \text{ cm vérifié.}$$

les dimensions de la marche doivent satisfaire la relation de BLONDEL : $g + 2h = m$. avec m variant entre 0,59 et 0,66
or on a choisit : $g = 20 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm} \Rightarrow g + 2h = 0,60 \rightarrow$ vérifié

CHARGES ET SURCHARGES

paillasse :

- * poids propre : $\frac{2500 \times e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,1}{0,67} = 373 \text{ Kg/m}^2$.
- * poids des marches : $\frac{2200 \times h}{2} = \frac{2200 \times 0,2}{2} = 220 \text{ Kg/m}^2$.
- * poids des revêtements (carrelage + mortier) ... = 84 Kg/m^2 .

* garde corps 20 Kg/ml

* la surcharge d'exploitation est $S_1 = 175 \text{ Kg/m}^2$

les escaliers ont une largeur de 0,70 m d'où :

$$g_1 = (373 + 220 + 84) \times 0,70 + 20 = 494 \text{ Kg/ml}$$

$$s_1 = 175 \times 0,70 = 123 \text{ Kg/ml}$$

d'où la charge totale uniformément répartie de la paille est :

$$Q_1 = g_1 + 1,2 s_1 = 494 + 1,2 \times 123 = 641,5 \text{ Kg/ml}$$

paliers :

* le poids propre : $2500 \times \text{épaisseur} = 2500 \times 0,1 = 250 \text{ Kg/m}^2$

* poids des revêtements : = 84 Kg/m²

* la surcharge d'exploitation est $S_2 = 175 \text{ Kg/m}^2$

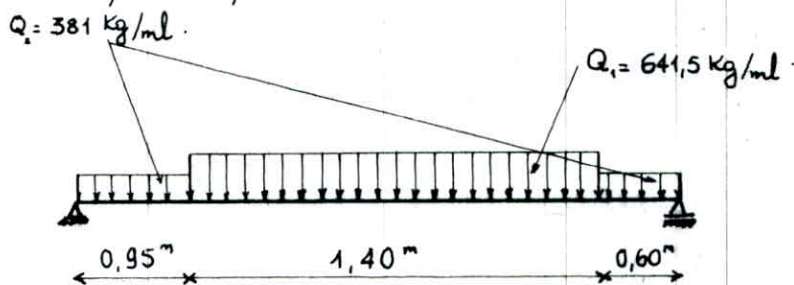
d'où : $g_2 = (250 + 84) \times 0,70 = 234 \text{ Kg/ml}$

$$s_2 = 175 \times 0,70 = 122,5 \text{ Kg/ml}$$

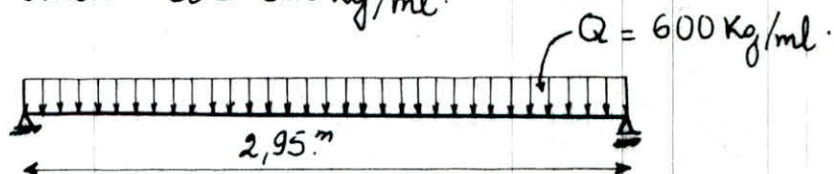
d'où la charge totale uniformément répartie du palier est de :

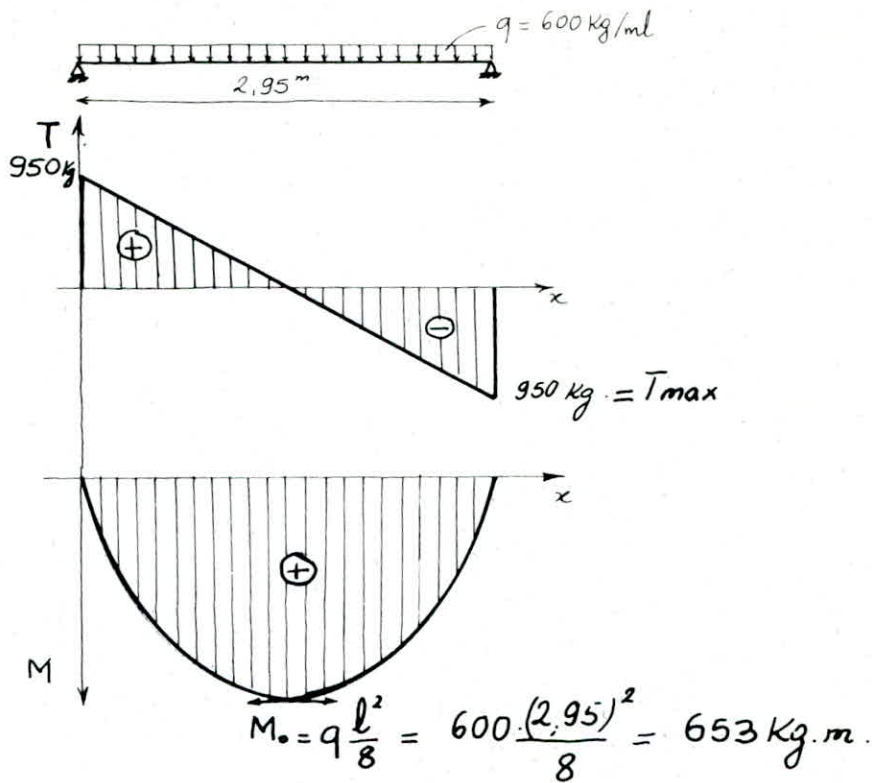
$$Q_2 = g_2 + 1,2 s_2 = 381 \text{ Kg/ml}$$

le schéma statique se présente comme suit :



On prendra une surcharge uniforme sur toute la longueur des escaliers avec comme valeur $Q = 600 \text{ Kg/ml}$.





On supposera un encastrement partiel aux appuis donc on prendra:

$$M_t = 0,8 M_0 = 653 \times 0,8 = 523 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ap} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 653 = -196 \text{ Kg.m.}$$

Calcul des armatures: 1° En travée: $h = h_t - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 52300}{(2800) \cdot (70) \cdot (8)^2} = 0,0625$$

$$b = 70 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0625 \rightarrow \begin{cases} k = 33,4 \\ \varepsilon = 0,8967 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{33,4} = 83,83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

⇒ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires en travée.

$$A_{\text{travée}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{52300}{2800 \cdot 0,8967 \cdot 8} = 2,60 \text{ cm}^2$$

On prendra alors 4(H.A)10 ⇒ $A_{\text{inf}} = 3,14 \text{ cm}^2$.

les aciers de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_{travée}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prendra 4 HA8/ml $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (e = 25 \text{ cm})$.

Aux appuis:

$$M_{ap} = -0,3 M_0 = -196 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^3} = \frac{15 \cdot 19600}{2800 \cdot 70 \cdot 64} = 0,0234 \Rightarrow \begin{cases} K = 60 \\ \epsilon = 0,9334 \end{cases}$$

$$\text{d'où: } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{60} = 46,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A' = 0$.

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{19600}{2800 \cdot 0,9334 \cdot 8} = 0,94 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 H.A 8 $\Rightarrow A_{sup} = 2,01 \text{ cm}^2$.

VÉRIFICATIONS

* Contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times A}{b h} = \frac{100 \times 3,14}{70 \times 8} = 0,5607 \rightarrow \begin{cases} K = 29,8 \\ \epsilon = 0,8884 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{52300}{3,14 \cdot 0,8884 \cdot 8} = 2330 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{29,8} = 93,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{(vérifiée)}$$

* Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,69 \cdot \frac{b h}{\sigma_{en}} \bar{\sigma}_b = 0,69 \times \frac{70 \cdot 8}{4200} \cdot 5,9 = 0,54 \text{ cm}^2$$

or: $A_{choisie} = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow A > A_{min} \Rightarrow \text{vérifiée}$.

* fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,14}{4 \times 70} = 0,0122$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = K \frac{\eta}{\emptyset} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \cdot \frac{0,0122}{1 + 0,122} = 1614 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\emptyset} \bar{\sigma}_b} = 2332 \text{ Kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_2, \sigma_1) = \sigma_2 = 2332 \text{ Kg/cm}^2$ on prendra alors $\bar{\sigma}_a = 2332 \text{ Kg/cm}^2$
 or $\sigma_a = 2330 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \Rightarrow$ vérifié.

* l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a = 2,01 \times 2332 = 4687 \text{ Kg}$$

$$T + \frac{M}{z} = 950 + \frac{19600}{\frac{7}{8} \cdot 8} = 3750 \text{ Kg}$$

$\Rightarrow A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \Rightarrow$ la condition d'appui est vérifiée.

* Contrainte de cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{950}{70 \cdot \frac{7}{8} \cdot 8} = 1,94 \text{ Kg/cm}^2$$

on a: $\bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma'_b = 46,67 \text{ Kg/cm}^2$

$\Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ vérifié.

* Vérification de la flèche:

$$\frac{A_{\max}}{b \cdot h} = \frac{3,14}{70 \cdot 8} = 5,61 \cdot 10^{-3} \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} = \frac{43}{4200} = 10,24 \cdot 10^{-3} \text{ Vérifié}$$

d'où la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE:

C'est une poutre noyée servant d'appui aux escaliers chargée uniformément par une charge transmise par les escaliers et par son poids propre.
 on admettra un encastrement partiel aux appuis dans les 2 poutres voisines.

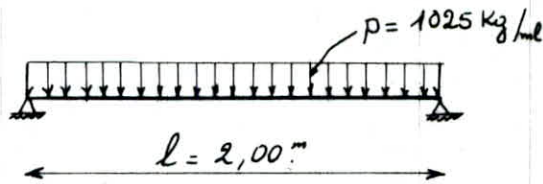
la hauteur de la poutre est égale à l'épaisseur de la dalle
d'où : $h_t = 10 \text{ cm}$; et sa largeur : $b = 30 \text{ cm}$.

donc : $P = P_1$ (charge transmise par les escaliers) + P_2 (poids propre).

$$P_1 = \frac{950 \times 2}{2} = 950 \text{ Kg/ml.}; \quad P_2 = 0,1 \times 0,3 \times 2500 = 75 \text{ Kg/ml.}$$

$$\Rightarrow P = 950 + 75 = 1025 \text{ Kg/ml.} \quad \text{la portée est : } l = 2,00 \text{ m.}$$

d'où le schéma statique suivant :



$$M_0 = p \frac{l^2}{8} = 512,5 \text{ Kg.m} : \text{moment isostatique en travée.}$$

$$T_{\max} = p \frac{l}{2} = 1025 \text{ Kg.}$$

On prend un moment en travée : $M_t = 0,8 M_0 = 410 \text{ Kg.m.}$

et un moment sur appuis : $M_{ap} = 0,5 M_0 = 256,25 \text{ Kg.m.}$

Calcul des armatures :

$$\text{En travée : } \mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 41000}{2800 \cdot 30 \cdot (8)^2} = 0,1144 \rightarrow \begin{cases} K = 22,6 \\ \epsilon = 0,8671. \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{41000}{2800 \cdot 0,8671 \cdot 8} = 2,11 \text{ cm}^2.$$

On prend 3 HA 10 $\Rightarrow A_t = 2,35 \text{ cm}^2$.

$$\text{Sur Appuis : } \mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 25625}{2800 \cdot 30 \cdot (8)^2} = 0,0715 \rightarrow \begin{cases} K = 30,7 \\ \epsilon = 0,8906 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{25625}{2800 \cdot 0,8906 \cdot 8} = 1,28 \text{ cm}^2.$$

On prend 4 HA 8 $\Rightarrow A_{ap} = 2,01 \text{ cm}^2$.

VÉRIFICATIONS :

$$\text{Contraintes : } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{2,35 \cdot 100}{30 \cdot 8} = 0,979 \rightarrow \begin{cases} K = 21,2 \\ \epsilon = 0,8619 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{41000}{2,35 \cdot 0,8619 \cdot 8} = 2530 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{21,2} = 132,07 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiés}$$

Conditions de non fragilité :

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

$$0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 8 = 0,23 \text{ cm} < A = 1,28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,35}{30 \times (2 \times 2)} = 0,0196 \left. \begin{array}{l} \phi = 10 \\ \rightarrow \end{array} \right\} \begin{cases} \sigma_1 = 2620 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2332 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2620 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

l'effort tranchant :

$$T + \frac{M}{z} = 1025 + \frac{25625}{7/8 \cdot 8} = 4686 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2,01 \cdot 2620 = 5266 \text{ Kg} \Rightarrow A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

CALCUL DE DALLES

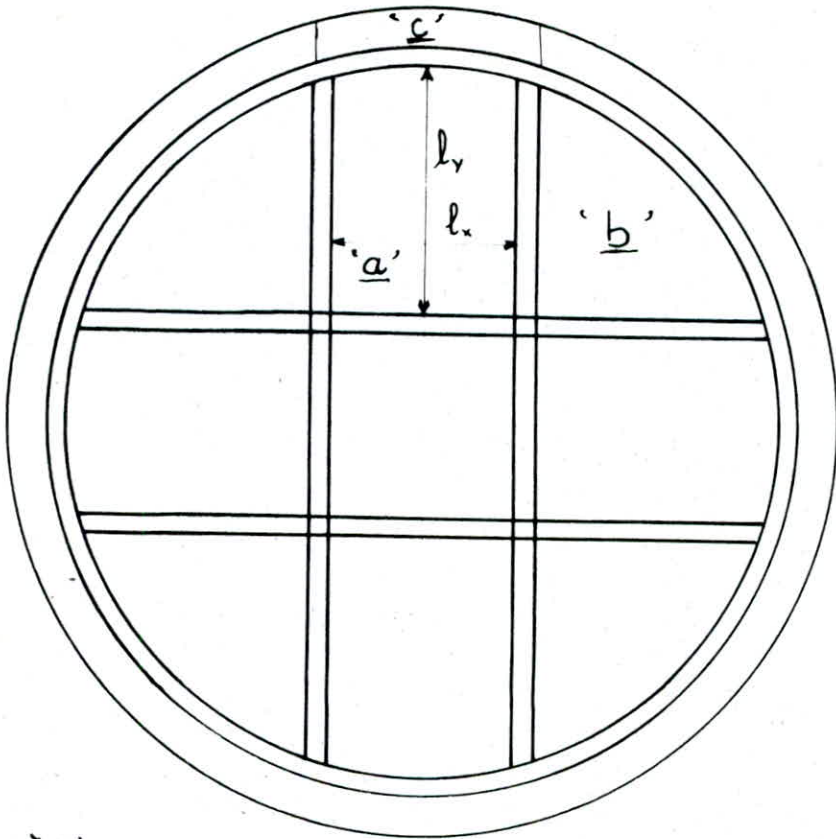
Dans l'ouvrage qu'on a étudié, on retrouve 3 types de planchers :

- 1/ le plancher terrasse.
- 2/ le plancher de la salle d'opération.
- 3/ le plancher constituant les paliers de repos à l'intérieur de la tour.

le plancher terrasse:

il est constitué d'une dalle pleine de 10cm d'épaisseur s'appuyant sur des poutres croisées et sur la poutre circulaire.

On rencontre dans ce type de dalle trois genres de plaques.



Plaque 'a':

elle sera assimilée à une plaque rectangulaire s'appuyant sur ses quatre (4) côtés et sera calculée par les abaques de PIGEAUD.

Calcul des efforts maximums:

$$l_x = 1,80 \text{ m} ; l_y = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{d'où } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{3,00} = 0,60 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0849 \\ \mu_y = 0,4350 \end{cases}$$

la charge uniformément répartie : $p = G + 1,25 = 497 + 120 = 617 \text{ Kg/m}^2$

$$\text{d'où : } M_x = \mu_x p l_x^2 = 0,0849 \cdot 617 \cdot (1,8)^2 = 169,72 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\text{et } M_y = \mu_y M_x = 0,435 \cdot 169,72 \text{ Kg.m/ml} = 73,83 \text{ Kg.m/ml}$$

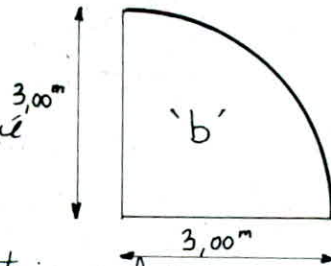
On admet un encastrement partiel aux appuis donc on prend :

$$\left. \begin{aligned} M_{ax} &= 0,5 M_x = 0,5 \cdot 169,72 = 84,86 \text{ Kg.m/ml} \\ M_{ay} &= 0,5 M_y = 0,5 \cdot 73,83 = 36,91 \text{ Kg.m/ml} \end{aligned} \right\} \text{ Aux Appuis.}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{tx} &= 0,8 M_x = 0,8 \cdot 169,72 = 135,78 \text{ Kg.m/ml} \\ M_{ty} &= 0,8 M_y = 0,8 \cdot 73,83 = 59,06 \text{ Kg.m/ml} \end{aligned} \right\} \text{ en travées.}$$

Panneau 'b'

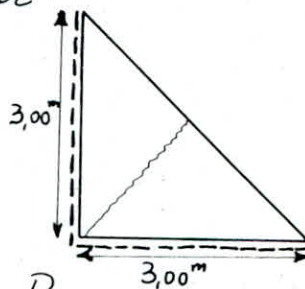
ce panneau a la forme indiquée sur le schéma ci-contre.



il est assimilé à une plaque triangulaire s'appuyant sur les deux côtés de l'angle droit ; et uniformément chargée par

une charge $P = G + 1,25 = 617 \text{ Kg/m}^2$

cette plaque sera calculée par la méthode des lignes de rupture.



d'où le moment de rupture : $m = \frac{P}{6}$

qu'on multiplie par un coefficient de majoration $\gamma = 1,7$ et on admet un encastrement partiel au niveau de l'appui d'où :

$$M_{apx} = 0,5 M = M_{apy} = 0,5 \cdot \gamma \cdot m = 0,5 \cdot 1,7 \cdot \frac{617}{6} = 87,5 \text{ Kg.m/ml}$$

en travée: $M_{tx} = M_{ty} = 0,8 M = 0,8 \cdot 1,7 \cdot \frac{617}{6} = 140 \text{ Kg.m/ml}$.

Panneau 'c':

c'est une partie de la dalle en console encastree à la poutre circulaire supportant une charge uniformément répartie et les efforts transmis par l'acrotère.

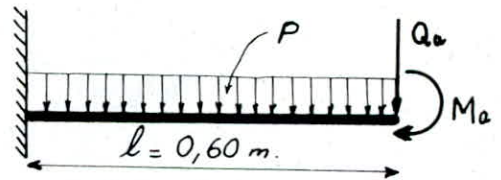
On fera le calcul par mètre linéaire avec:

$$P = G + 1,25 = 617 \text{ Kg/ml}$$

les efforts transmis par l'acrotère sont:

$$M_a = 91 \text{ Kg.m/ml}$$

$$Q_a = \text{poids de l'acrotère} = 206 \text{ Kg/ml}$$



Donc le moment d'encastrement de la dalle console à la poutre circulaire

$$\text{est: } M = M_a + Q_a \cdot l + P \frac{l^2}{2} = 91 + 206 \cdot 0,6 + 617 \cdot \frac{(0,6)^2}{2} = 326 \text{ Kg.m/ml}$$

Remarque: On adoptera le même ferrailage pour les 3 types de panneaux en prenant les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travée, donc on prendra:

$$M_{ap} = 326 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\text{et } M_t = 140 \text{ Kg.m/ml}$$

et cela dans les deux sens.

ferrailage:

$$\text{En travée: } \mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 14000}{2800 \cdot 100(7)^2} = 0,0153 \rightarrow \begin{cases} K = 76,0 \\ \epsilon = 0,9451 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,76 \text{ cm}^2, \text{ on prendra } 5 \text{ HA } 8 / \text{ml} \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

et cela dans les deux sens.

Aux appuis: $\mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 32600}{2800 \cdot 100 \cdot (8)^2} = 0,0273 \rightarrow \begin{cases} k = 55,0 \\ \epsilon = 0,9286 \end{cases}$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{32600}{2800 \cdot 0,9286 \cdot 8} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

On prendra 5 H.A 8/ml $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

VÉRIFICATIONS:

Contraintes: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 8} = 0,3138 \rightarrow \begin{cases} k = 42 \\ \epsilon = 0,9123 \end{cases}$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{32600}{2,51 \cdot 0,9123 \cdot 8} = 1780 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{k} = \frac{2800}{42} = 66,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{vérifiées.}$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq \max \{ A_0; \min(A_1, A_2); A_3 \}$$

avec: $A_0 = 1,57 \text{ cm}^2$ (la section nécessaire pour résister aux sollicitations du 1^{er} genre.

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,88 \text{ cm}^2.$$

$$A_2: \begin{cases} 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} b h_1 \cdot \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 0,54 \text{ cm}^2 \text{ dans le sens } l_x \\ 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} b h_2 \cdot \left(\frac{1+\rho}{4}\right) = 0,27 \text{ cm}^2 \text{ dans le sens } l_y \end{cases}$$

$$A_3: \tilde{\omega}_3 b h = 0,48 \text{ cm}^2$$

avec: $\tilde{\omega}_3 = 0,0006$ pour les FeE42.

$$\text{donc } A \geq \max \{ 1,57, \min(1,88, 0,54); 0,48 \} = 1,57 \text{ cm}^2$$

or on a choisi: $A = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifié.

fissuration: $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,51}{100 \times (2 \times 2)} = 6,275 \cdot 10^{-3}$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 1181 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_s}{\phi}} = 2607 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$k = 10^6$$

$$\phi = 8$$

$$\eta = 1,6.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a = 1780 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

l'effort tranchant:

$$T_x = p \frac{l_x \cdot l_y}{3 l_y} = 617 \cdot \frac{2,3 \cdot 3}{3 \cdot 3} = 473 \text{ Kg/ml.}$$

$$T_y = p \frac{l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = 617 \cdot \frac{2,3 \cdot 3}{(2 \cdot 3) + 2,3} = 512,9 \text{ Kg/ml.}$$

$$T + \frac{M}{\delta} = 473 + \frac{84,86 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 7} = 473 + 1385 = 1858 \text{ Kg.}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2,51 \cdot 2607 = 6544 \text{ Kg.} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

plancher de la salle d'opération

il est constitué d'une dalle pleine s'appuyant sur des poutres croisées et sur la poutre circulaire.

cette dalle est soumise à une charge uniformément répartie p :

$$p = G + 1,2S = 352 + 1,2 \cdot 175 = 562 \text{ Kg/m}^2.$$

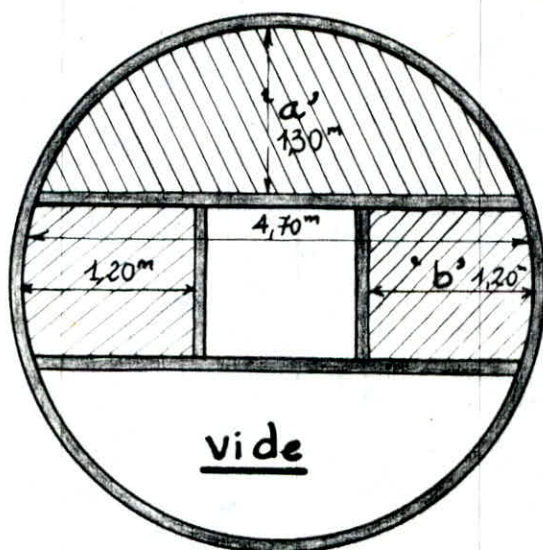
Puisqu'elle est constituée des mêmes panneaux que la dalle du plancher terrasse, sauf que la partie en console n'existe pas au niveau du plancher de la salle d'opération, et que la charge à laquelle elle est soumise est inférieure à celle du plancher terrasse; on aura des sollicitations plus faibles.

\rightarrow on adoptera le même ferrailage.

paliers de repos: (planchers des niveaux courants de la tour)

elle est constituée d'une dalle pleine de 10cm d'épaisseur et s'appuyant sur des poutres et sur le voile circulaire.

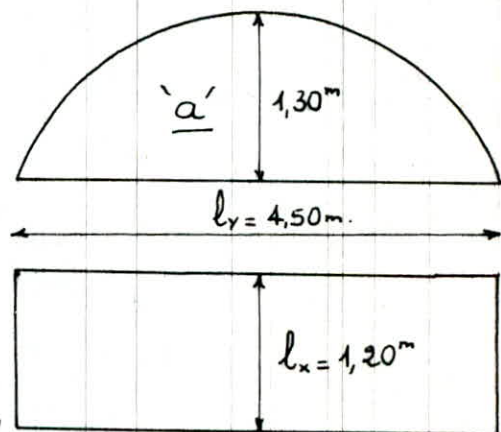
Ce plancher est constitué de 2 types de panneaux 'a' et 'b'



le Panneau 'a':

On assimile ce panneau à une plaque rectangulaire appuyée sur son contour de dimensions $l_x = 1,20\text{ m}$

et $l_y = 4,50\text{ m}$.



et sollicitée par une charge uniformément répartie $p = 562\text{ kg/cm}^2$. dont les calculs se feront par les abaques de PIGEAUD:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,26 < 0,4 \rightarrow \text{on évalue les moments en ne tenant}$$

compte de la flexion que suivant la petite dimension l_x .

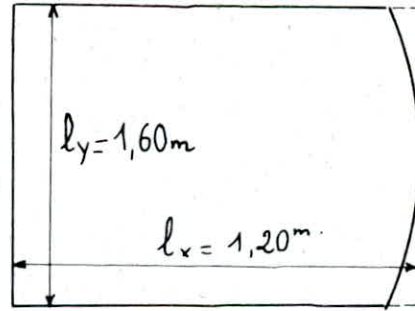
On dit alors que la dalle ne porte que dans un seul sens, comme une poutre de largeur 1 m et de portée $l_x = 1,20\text{ m}$ et de hauteur $h_t = 10\text{ cm}$.

$$\text{le moment en travée} : M_{l_x} = p \frac{l_x^2}{10} = 562 \frac{(1,2)^2}{10} = 80,93\text{ Kg.m/ml.}$$

$$\text{le moment sur appui} : M_{ap_x} = -p \frac{l_x^2}{20} = 562 \frac{(1,2)^2}{20} = 40,47\text{ Kg.m/ml.}$$

le Panneau 'b' :

On l'assimile à une plaque rectangulaire de dimensions l_x , et l_y et soumise au même chargement que le panneau 'a' d'où :



$$\rho = 562 \text{ Kg./m}^2 ; l_x = 1,20\text{m} \text{ et } l_y = 1,60\text{m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{1,6} = 0,75$$

$$\rho = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0670 \\ \mu_y = 0,612 \end{cases}$$

$$\text{d'où : } M_x = \mu_x \rho l_x^2 = 0,0670 \cdot 562 \cdot (1,2)^2 = 54,22 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,612 \cdot 54,22 = 33,18 \text{ Kg.m/ml.}$$

On considère un encastrement partiel aux appuis et on prendra :

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 27,11 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,8 M_x = 43,37 \text{ Kg.m/ml.}$$

et dans le sens l_y :

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 16,59 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,8 \cdot M_y = 26,54 \text{ Kg.m/ml.}$$

Nous remarquons que la plaque 'a' est plus sollicitée que la plaque 'b' ; donc on fera le calcul pour le panneau de dalle 'a' et on adoptera le même ferrailage pour toute la dalle.

Calcul des armatures :

$$\text{En travée : } \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 8093}{2800 \cdot 100 \cdot (8)^2} = 0,0068 \Rightarrow \begin{cases} k = 320 \\ \epsilon = 0,9851 \end{cases}$$

$$\rightarrow A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 4 \text{ HA } 8 / \text{ml} \Rightarrow A_{tx} = A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Aux appuis: $\mu = \frac{15 M_{apx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 4047}{2800 \cdot 100(8)^2} = 9,0034 \Rightarrow \begin{cases} K = 460 \\ \varepsilon = 0,9895 \end{cases}$

$$\Rightarrow A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4047}{2800 \cdot 0,9895 \cdot 8} = 0,18 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA8/ml $\Rightarrow A_{apx} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prendra le même ferrailage sur tout les appuis.

VÉRIFICATIONS:

Contraintes: $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b h} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 8} = 0,251 \rightarrow \begin{cases} K = 47,6 \\ \varepsilon = 0,9201 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{8093}{2,01 \cdot 0,9201 \cdot 8} = 547 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{47,6} = 58,82 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{vérifiés}$$

fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,01}{100 \cdot (2 \times 2)} = 5,025 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = 10^6 \frac{1,6}{8} \cdot \frac{5,025 \cdot 10^{-3}}{1 + 5,025 \cdot 10^{-2}} = 957 \text{ Kg/cm}^2 <$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2607 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2607 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a = 547 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Condition de non fragilité:

$$A_0 = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \begin{cases} 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b h \cdot \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 0,49 \text{ cm}^2 & \text{suivant } l_x \\ 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{1 + \rho}{4}\right) = 0,30 \text{ cm}^2 & \text{suivant } l_y \end{cases}$$

$$A_3 = 0,0006 b h = 0,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq \max(0,37, \min(0,44, 0,49), 0,48)$$

$$\Rightarrow A \geq 0,48 \text{ cm}^2 \text{ or } A_{choisit} = 2,01 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{vérifiée}$$

l'effort tranchant:

$$T_y = \rho \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 562 \cdot \frac{1,6 \cdot 1,2}{2 \times 1,6 + 1,2} = 245,24 \text{ Kg}$$

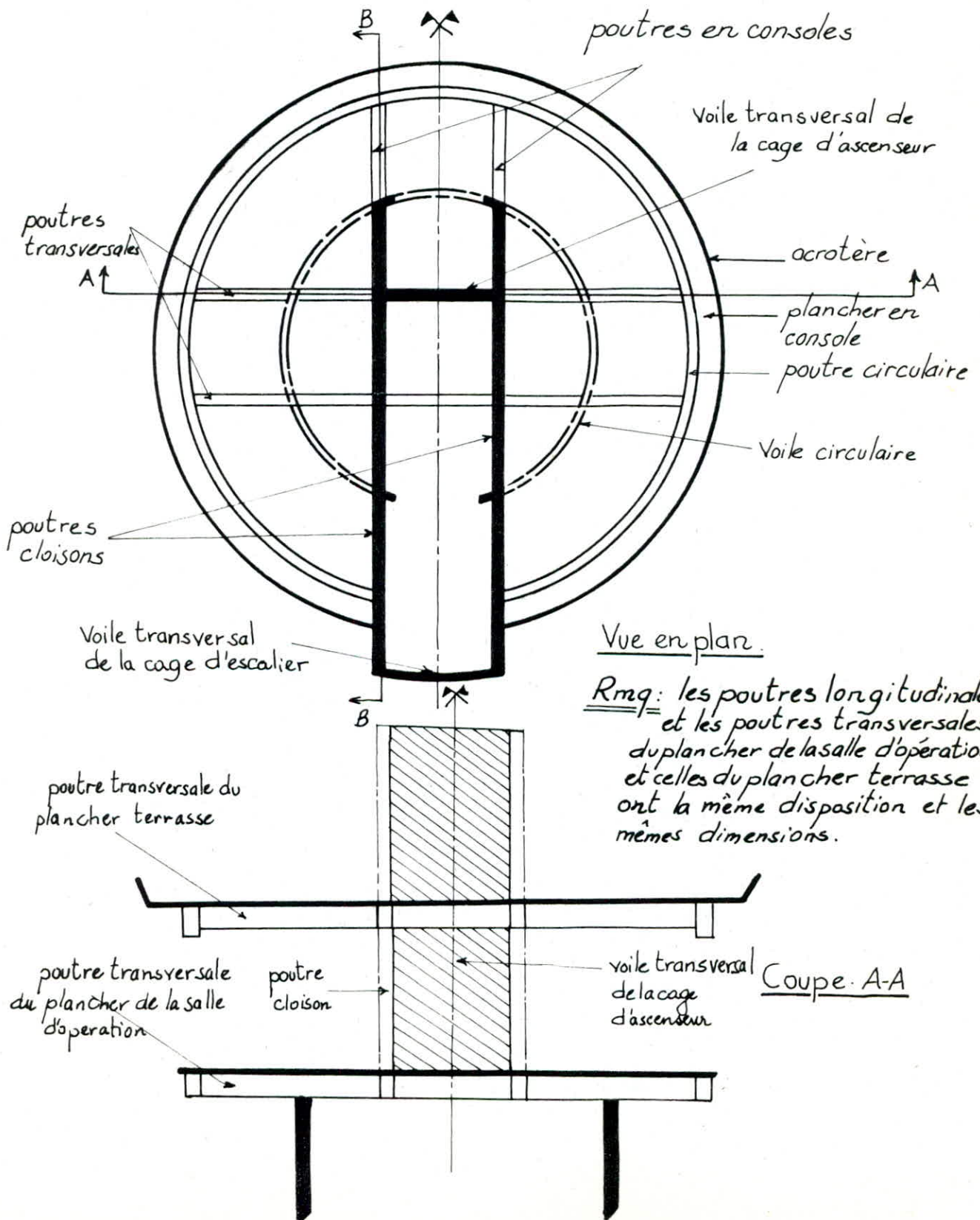
$$T_x = \rho \frac{l_x \cdot l_y}{3l_y} = 562 \cdot \frac{1,6 \cdot 1,2}{3 \times 1,6} = 224,8 \text{ Kg}$$

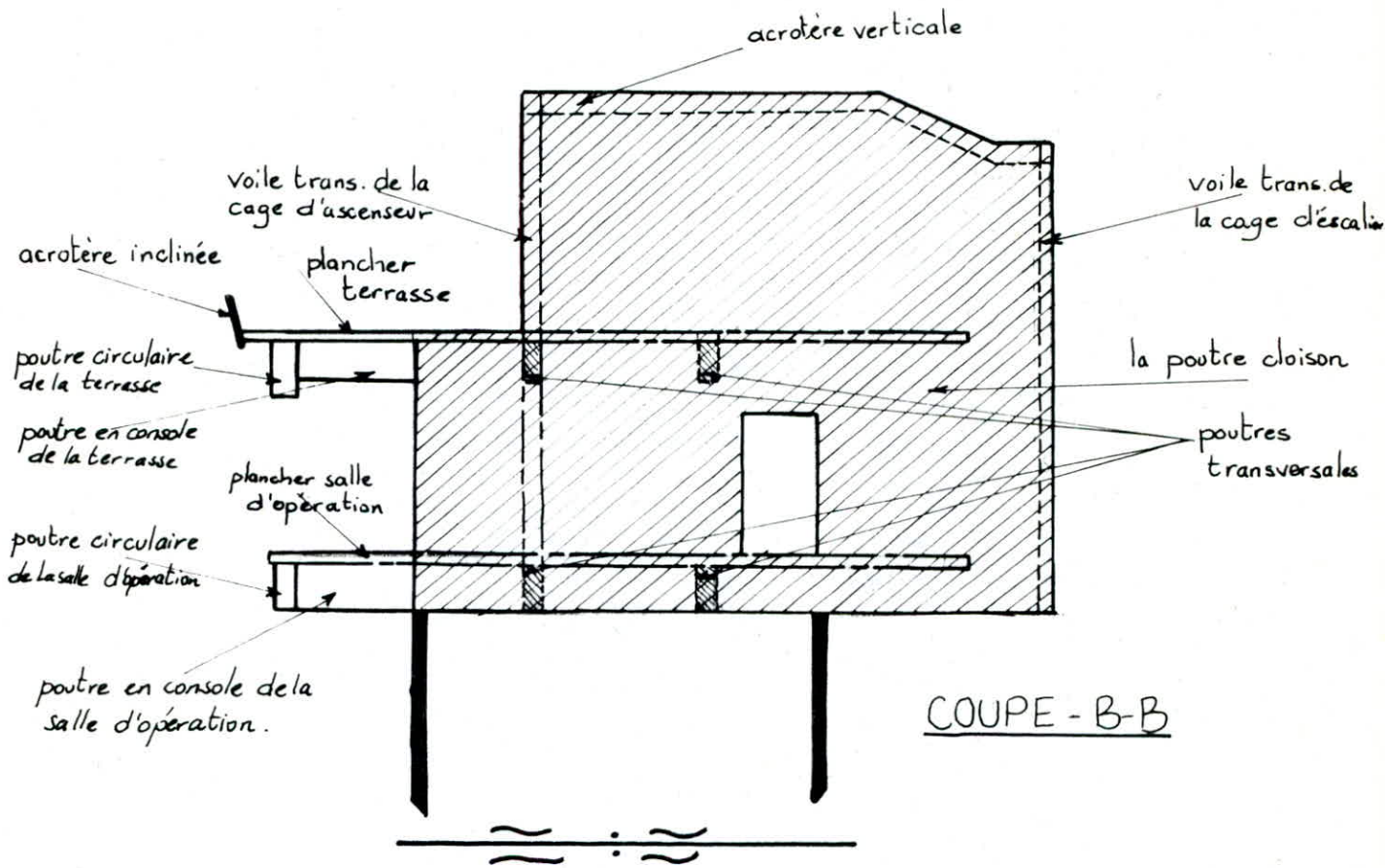
$$T_x + \frac{M_x}{\delta} = 224,8 + \frac{2711}{\frac{7}{8} \cdot 8} = 612,09 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 2,01 \times 2800 = 5628 \text{ Kg} > T + \frac{M}{\delta} \Rightarrow \text{vérifié}$$

CALCUL DES POUTRES

Les poutres qu'on rencontre dans notre ouvrage sont des poutres croisées servant d'appuis aux planchers des différents niveaux, et cela comme indiqué sur les schémas suivants:





* d'après ces schémas on remarque =

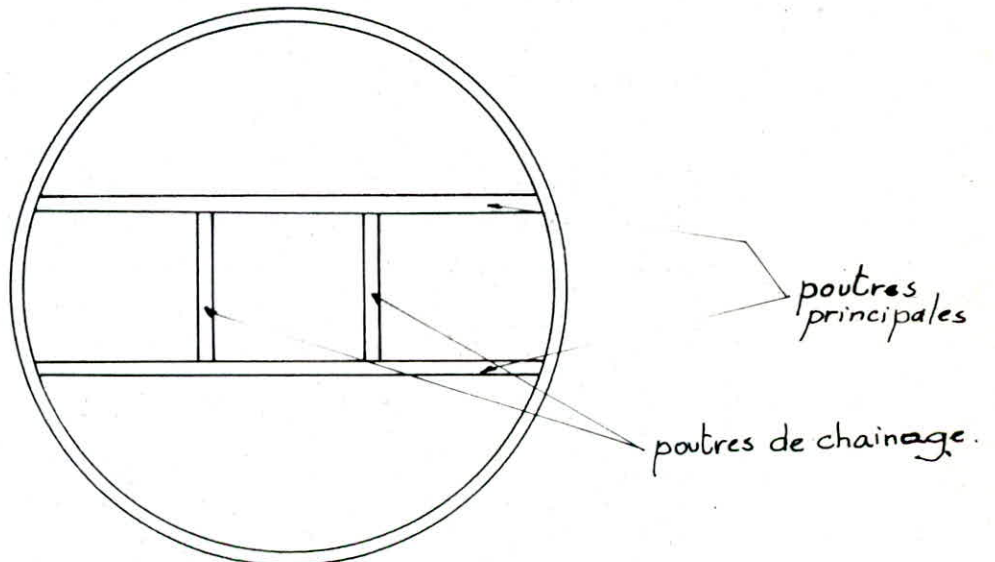
- qu'il y a quatre poutres consoles, (2 poutres identiques dans le plancher terrasse, et 2 autres identiques dans le plancher de la salle d'opération car il y a un plan de symétrie longitudinal (voir vue en plan)).
- qu'il y a quatre poutres transversales (2 dans chaque niveau). mais les poutres qui se situent dans le plan de la coupe A-A sont plus chargées que les 2 autres et donnent des sollicitations plus importantes.
- et que la poutre transversale du plancher terrasse est isostatique car elle ne s'appuie que sur les 2 poutres cloisons, et qu'elle supporte des efforts plus importants que ceux supportés par la poutre transversale du plancher de la salle d'opération qui est une poutre hyperstatique s'appuyant sur 4 appuis (2 sur le voile circulaire, et sur les 2 poutres cloisons); d'où les

sollicitations subies par la poutre transversale du plancher terrasse sont plus grandes.

il nous suffira donc d'étudier cette poutre et d'adopter le même ferrailage pour les trois autres poutres transversale

- On remarque aussi qu'il y a 2 poutres cloisons de part et d'autre du plan de symétrie longitudinal.

Voilà ce qui concerne les poutres de la vigie, pour les poutres qui servent d'appuis pour les paliers de repos de la tour il nous suffira d'étudier la poutre principale intermédiaire et d'adopter le même ferrailage pour l'autre.



Vue en plan d'un palier de repos.

CALCUL DE LA POUTRE CLOISON (A.4. CC88A-68).

C'est une poutre de faible épaisseur (25 cm) relativement à sa hauteur $h_t = 3,80\text{ m}$, qui est supérieure à $l_t/2$.

l_t : étant la distance entre-axes des appuis (qui est dans ce cas le voile circulaire).

C'est pour cela qu'elle est considérée et calculée comme une poutre cloison.

charges et surcharges:

cette poutre est soumise à des charges multiples:

* charges réparties transmises par:

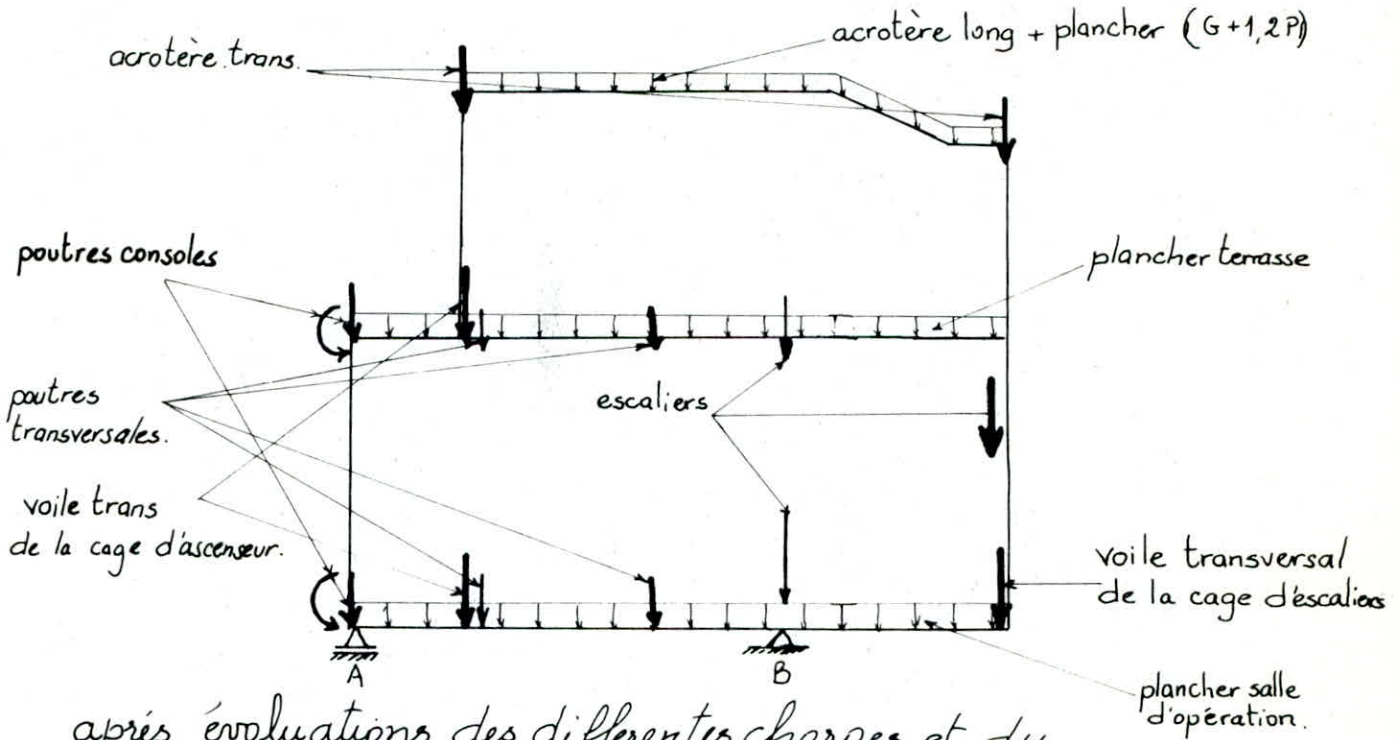
- . la partie longitudinale de l'acrotère verticale de la cage d'escalier.
- . la partie du plancher terrasse revenant à cette poutre (G+1, 2P).
- . la partie du plancher de la salle d'opération revenant à cette poutre (G+1, 2P).
- . le poids propre de la poutre elle-même.

* charges concentrées transmises par:

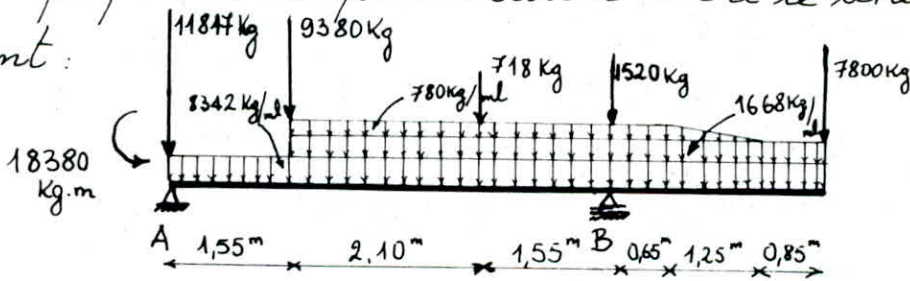
- . les parties transversales de l'acrotère verticale de la cage d'escaliers
- . les poutres transversales.
- . les voiles transversaux
- . les escaliers.

* charges concentrées + moments transmis par:

- . les poutres consoles.
- et cela d'après le schéma suivant:

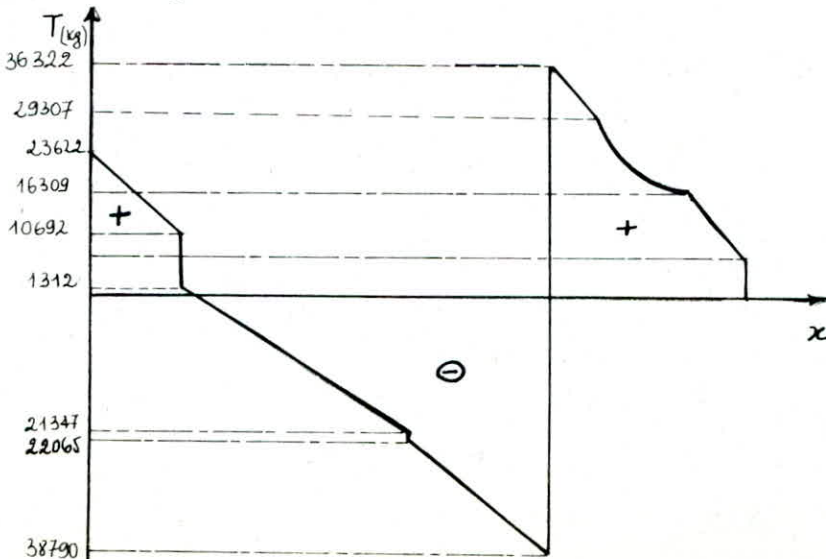


après évaluations des différentes charges et du poids propres de la poutre cloison on a le schéma statique suivant :

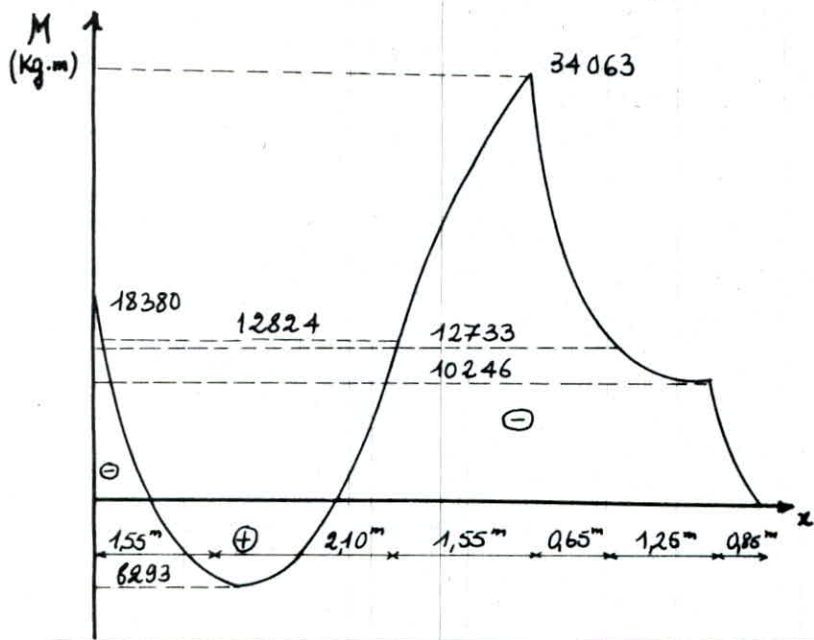


d'où les diagrammes :

+ de l'effort tranchant T :



* du moment fléchissant M :



d'où les sollicitations suivantes:

$$M_A = -18380 \text{ Kg.m}; T_A = 23622 \text{ Kg.}$$

$$M_B = -34063 \text{ Kg.m}; T_B = 36322 \text{ Kg.}$$

$$T_{Bq} = 38790 \text{ Kg.}$$

les poutres cloisons sont munies d'un système d'armatures principales (supérieures et inf.) et d'un système d'armatures réparties constituées par des

cadres verticaux répartis uniformément entre les appuis et des armatures horizontales disposées sur les deux faces de la paroi.

CALCUL DES ARMATURES

1/ armatures principales:

a/ armatures inférieures:

$$h_t = 3,80 \text{ m}; l_t = 4,94 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } l_t/2 \leq h_t \leq l_t \Rightarrow A = 0,90 \frac{M_o}{h_t \cdot \sigma_a} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{h_t}{l_t}\right)$$

$$\text{donc : } A = 0,90 \cdot \frac{829300}{380 \cdot 2800} \left(1 + \frac{2}{3} \frac{380}{494}\right) = 1,06 \text{ cm}^2.$$

Cette section étant très faible on adoptera la section minimale donnée par la condition de non fragilité (A.42,3 CCBA68),

Condition de non fragilité:

$$A \geq h_o \cdot h_t \cdot 0,60 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a}$$

$$\text{donc : } A \geq 0,60 \cdot 25 \cdot 380 \cdot \frac{5,9}{2800} = 12 \text{ cm}^2. \text{ on prendra } 8 \text{ H.A14}$$

$$\text{d'où : } A_{\text{inf}} = 12,31 \text{ cm}^2.$$

b/ armatures supérieures:

$$\underline{\text{appui A:}} \quad \xi = \frac{T_A}{h_0 \cdot z} = \frac{23622}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 375} = 2,9 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_s = 2,5 \cdot 5,9 = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0,60 \frac{M_A}{h_t \cdot \bar{\sigma}_a} = \quad \text{car} \quad \frac{l_t}{2} \leq h_t \leq l_t$$

$$\text{donc: } A' = 0,60 \cdot \frac{1838000}{380 \cdot 2800} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\text{appui B:}} \quad \xi = \frac{T_B}{h_0 \cdot z} = \frac{36322}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 375} = 4,5 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_s = 2,5 \cdot 5,9 = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{donc: } A' = 0,60 \cdot \frac{M_B}{h_t \cdot \bar{\sigma}_a} = 0,60 \cdot \frac{3406300}{380 \cdot 2800} = 1,92 \text{ cm}^2$$

On remarque que les sections calculées sont très faibles, on adoptera alors la section minimale donnée par la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,60 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} \cdot h_0 \cdot h_t = 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prendra } 8\text{HA}14$$

$$\Rightarrow A_{\text{sup}} = 12,31 \text{ cm}^2$$

les armatures supérieures et inférieures seront disposées chacune sur une hauteur de l'ordre $0,15 h_t = 57 \text{ cm}$.

2/ armatures secondaires:

a) les armatures horizontales:

Elles seront disposées sur les deux faces de la paroi entre les armatures supérieures et inférieures.

$$A_h = 0,25 \frac{T_0 l_t}{h_t \cdot \bar{\sigma}_{at}} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_0 = T_{\text{max}} = 38790 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où: } A_h = 0,25 \cdot \frac{38790 \cdot 494}{380 \cdot 2800} = 4,50 \text{ cm}^2$$

Nous allons adopter la section minimale donnée par la condition de non fragilité.

Condition de non fragilité:

$$A_h \geq 0,40 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{at}} \cdot h_o \cdot h_t = 0,40 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot 25 \cdot 380 = 8,00 \text{ cm}^2$$

On prendra 12 H.A 10 $\Rightarrow A_h = 9,42 \text{ cm}^2$.

les deux tiers de la section A_h ainsi calculée seront réparties sur une hauteur égale à $\frac{2}{5}$ de h_t (car: $h_t \leq l_t$), et situées à la partie inférieure de la poutre.

b) armatures transversales:

Elle sont constituées par des cadres verticaux répartis uniformément le long de la poutre.

et puisque on a: $l_t/2 \leq h_t \leq l_t$; on calculera ces armatures comme pour des poutres ordinaires. (art. 25 CCBA 68).

On supposera que cette poutre est soumise à un effort tranchant constant de valeur $T = T_{\max} = 38790 \text{ Kg}$.

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{h_o \cdot z} \quad \text{avec: } z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 375 = 328,125 \text{ cm} \approx 328 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \bar{\epsilon}_b = \frac{38790}{25 \cdot 328} = 4,73 \text{ Kg/cm}^2$$

Pour ces armatures on prendra un cadre H.A 12 $\Rightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$.

$$\text{d'où l'espacement: } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\text{donc: } t = \frac{2,26 \cdot 328 \cdot 2800}{38790} = 54,24 \text{ cm}$$

$$\text{or: } \frac{t}{h} = \max \left\{ \begin{array}{l} h(1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b}) = 284 \text{ cm} \\ 0,2 h = 75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

et comme notre poutre est chargées par différents planchers à différents niveaux (Type III) voir CCBA 68 page 163' donc on doit majorer les armatures verticales on adoptera alors un espacement: $t = 20 \text{ cm}$.

VÉRIFICATIONS :

Contraintes: $\tilde{\omega} = \frac{100 A}{h_o \cdot h} = \frac{100 \cdot 12,31}{25 \cdot 375} = 0,131 \rightarrow \begin{cases} K = 68,5 \\ \epsilon = 0,9401 \end{cases}$

$$\Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3406300}{12,31 \cdot 0,9401 \cdot 375} = 785 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{68,5} = 40,86 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiées.}$$

Vérifications au non déversement : (Page 165. CCBA 68)

l'épaisseur h_o de la paroi fléchie doit vérifier :

$$h_o \geq \frac{\lambda^2}{2} \cdot \frac{q}{\bar{\sigma}_b'} \cdot \frac{l_t}{h_t} \quad ; \quad q: \text{charge unif. repart. maximale (Kg/cm)}$$

et avec : $\lambda =$ coefficient d'élanement de la paroi.

$$\lambda = \frac{l_t}{20 h_o} = \frac{494}{20 \cdot 25} = 0,988$$

$$\text{d'où : } h_o \geq \frac{(0,988)^2}{2} \cdot \frac{107,90}{68,5} \cdot \frac{494}{380} = 1,02 \text{ cm.}$$

$$\text{or : } h_o = 25 \text{ cm} \gg 1,02 \text{ cm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

Condition de résistance à la compression du béton :

$$h_o \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{q}{\bar{\sigma}_b'} \cdot \frac{l_t}{h_t} = \frac{3}{2} \cdot \frac{107,90}{68,5} \cdot \frac{494}{380} = 3 \text{ cm.} \rightarrow \text{vérifié}$$

fissuration: $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12,31}{57,25} = 0,8610^{-2} \rightarrow \sigma_1 = 909 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 1971 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a = 785 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

Conditions d'appuis :

Appui B: $T_B + \frac{M_B}{z} = 38790 + \frac{(-3406300)}{328} = 28409 \text{ Kg}$

$$A \bar{\sigma}_a = 12,31 \cdot 2800 = 34468 \text{ Kg}$$

$$\text{donc } A \bar{\sigma}_a > T_B + \frac{M_B}{z} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Appui A: $T_A + \frac{M_A}{3} = 23622 + \frac{(-1838000)}{3} = 18018 \text{ Kg}$.

$$A \bar{\sigma}_a = 12,31 \cdot 2800 = 34468 \text{ Kg}$$

d'où $A \bar{\sigma}_a > T_A + \frac{M_A}{3} \Rightarrow$ vérifié.

Vérification à l'entraînement :

cette vérification s'effectuera pour les armatures inférieures au niveau de l'appui A.

$$\bar{\epsilon}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_s = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_d = \frac{T_A}{\rho \cdot 3} ; \text{ avec } \rho = \text{pour } (8 \text{ H.A}) \Rightarrow \rho = 35,19 \text{ cm}$$

d'où $\epsilon_d = \frac{23622}{35,19 \cdot 328} = 2,05 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d \rightarrow$ vérifié.

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis :

la réaction au niveau de l'appui B est :

$$N'_B = 75882 \text{ Kg}$$

d'où la contrainte de compression: $\sigma'_b = \frac{N'_B}{B}$; B: surface de contact

$$\Rightarrow \sigma'_b = \frac{75882}{25 \times 24} = 126,47 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{b_0}$$

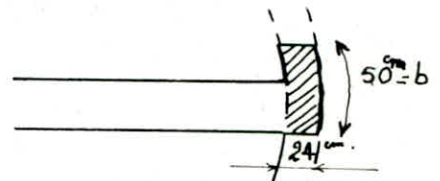


donc il faut augmenter la section d'appui telle que :

$$B \geq \frac{N'_B}{\bar{\sigma}_{b_0}} = \frac{75882}{68,5} = 1107,77 \text{ cm}^2 \text{ or } B = b \cdot 24$$

d'où $b \geq 46,16 \text{ cm}$

On prendra : $b = 50 \text{ cm}$.

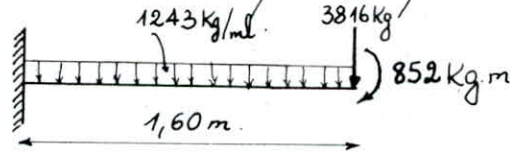


N.B: On prévoit des armatures de renfort au niveau des charges localisées qui seront des barres verticales sur toute la hauteur de la paroi.

CALCUL DES POUTRES CONSOLES:

1/ poutre console du plancher terrasse:

Elle est soumise à une charge uniformément répartie due au poids de la partie de la dalle qui lui revient et à son poids propre et des efforts concentrés transmis par la poutre circulaire.



d'où les efforts maximums suivants:

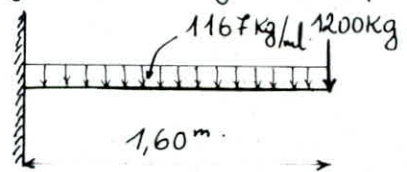
$$T_{\max} (\text{à l'encastrement}) = 5805 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} (\text{à l'encastrement}) = 8797 \text{ Kg.m.}$$

2/ poutre console du plancher de la salle d'opération

Elle est soumise au même type de chargement que la poutre précédente:

d'où le schéma suivant:



d'où les efforts maximums à l'encastrement sont:

$$T_{\max} = 3067,2 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} = 3413,76 \text{ Kg.m.}$$

On remarque que les sollicitations auxquelles est soumise la 1^{ère} poutre sont plus défavorables que celles de la deuxième.

Donc le calcul se fera pour la 1^{ère} poutre et on adoptera le même ferrailage pour la deuxième poutre.

Calcul des armatures:

$$h_t = 60 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm.}; \text{ HA 14} \rightarrow \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{15.M}{b.h^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 879700}{1971 \cdot 25 \cdot (55)^3} = 0,0885 \rightarrow \begin{cases} K = 26,8 \\ \varepsilon = 0,8803 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{879700}{1971 \cdot 0,8803 \cdot 55} = 9,20 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA 14 $\Rightarrow A = 9,23 \text{ cm}^2$.

Rmq: Ces armatures seront des attentes qu'on laissera filer de la poutre cloison.

armatures transversales:

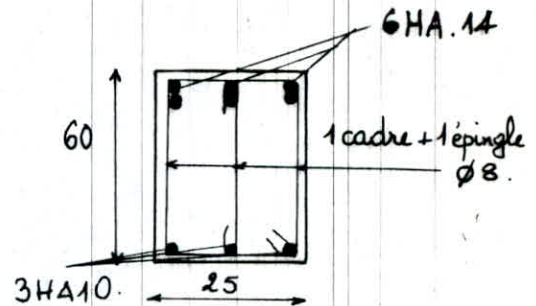
$$\bar{\varepsilon}_{b_{\max}} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5805}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 4,82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 \times \frac{2}{3} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,50 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 1600}{5805} = 19,90 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \begin{cases} h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\varepsilon}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 55 \left(1 - 0,3 \frac{4,82}{5,9}\right) = 41,50 \text{ cm} \\ 0,2 h = 11 \text{ cm} \end{cases}$$



le R.P.A. préconise de prendre un espacement $s \leq \min \begin{cases} h/4 = \frac{55}{4} = 13,75 \text{ cm} \\ 12 \phi = 12 \cdot 0,8 = 9,6 \text{ cm} \end{cases}$

$$s' \leq \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

On prend un espacement à l'appui $s = 10 \text{ cm}$; $s' = 15 \text{ cm}$.

Ancrage des armatures supérieures:

$$\bar{\varepsilon}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times (1,5)^2 \times 5,9 = 16,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\varepsilon}_d} = \frac{1,4}{4} \cdot \frac{2800}{16,60} = 59 \text{ cm}$$

puisque on laissera filer les armatures supérieures ^{à partir} de la poutre cloison ; donc le crochet n'est pas nécessaire.

VÉRIFICATIONS

- Contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 9,23}{25 \cdot 55} = 0,671 \rightarrow \begin{cases} K = 26,8 \\ \epsilon = 0,8802 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{879700}{9,23 \cdot 0,8802 \cdot 55} = 1968,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{26,8} = 104,47 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiés.}$$

- Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 25 \cdot 55 = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A = 9,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

- Cisaillement: $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5805}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 4,82 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{104,47}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 17,85 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

- fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9,23}{25 \times 2 \times 5} = 0,0362 \rightarrow \sigma_1 = 3081 \text{ Kg/cm}^2$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3081 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- effort tranchant: $\phi = 14 \rightarrow \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$

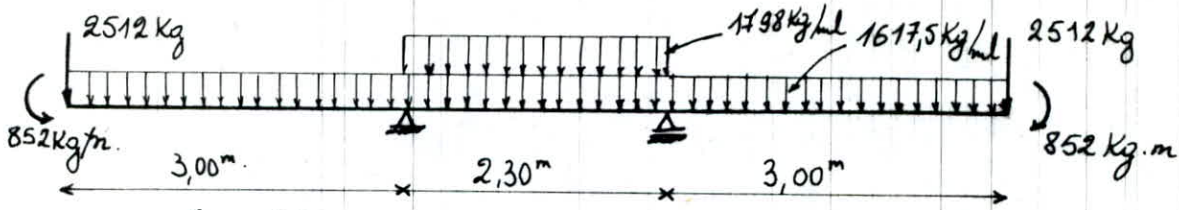
$$T + \frac{M}{z} = 3805 - \frac{879700}{\frac{7}{8} \cdot 55} < 0$$

donc aucune vérification de la section d'armatures inférieures et leur ancrage n'est nécessaire.

CALCUL DE LA POUTRE TRANSVERSALE:

Cette poutre est simplement appuyée sur les deux poutres cloisons et soumise à une charge uniformément répartie due à son poids propre et la partie de la dalle qui lui revient sur toute sa longueur et à une charge uniformément répartie due au voile transversale de la cage d'ascenseur et cela entre les appuis; et à des charges concentrées transmises par les poutres circulaires à ses extrémités.

le schéma statique se présente comme suit :



On a les efforts maximums suivants :

$$T_{\max} = 7365 \text{ Kg} ; M_{\max_{\text{app}}} = -15667 \text{ Kg.m} ; M_{\text{extrémité}} = -852 \text{ Kg.m.}$$

On a $h_t = 60 \text{ cm}$, $\rightarrow h = 55 \text{ cm}$.

appuis: $\mu = \frac{15 \cdot M_{\text{app}}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1110 \rightarrow \begin{cases} K = 23,1 \\ \varepsilon = 0,8688 \end{cases}$

$$A = \frac{M_{\text{app}}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1566700}{2800 \cdot 0,8688 \cdot 55} = 11,71 \text{ cm}^2$$

On prendra 9T14 $\rightarrow A_{\text{sup}} = 9T14 = 13,85 \text{ cm}^2$

extrémités: $\mu = \frac{15 \cdot M_{\text{extrémité}}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 85200}{2800 \cdot 25 \cdot (55)^2} = 0,0060 \rightarrow \begin{cases} K = 127 \\ \varepsilon = 0,9648 \end{cases}$

$$A = \frac{M_{\text{ex}}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{85200}{2800 \cdot 0,9648 \cdot 55} = 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend 3T14 $\rightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2$ qui vérifie ainsi la condition de ferrailage minimal donné par le R.P.A (art: 4.232): $\frac{A_{\text{totale}}}{bh} \geq 0,3\%$.

Armatures transversales:

$$\bar{\varepsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7365}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 6,12 \text{ Kg/cm}^2 \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min (13,75, 16,8) \text{ on prend : } s = 12 \text{ cm.}$$

$$s' \leq \frac{h}{2} = 27,5 \text{ on prend : } s' = 20 \text{ cm.}$$

VÉRIFICATIONS

Contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 13,85}{25 \cdot 55} = 1,007 \rightarrow \begin{cases} K = 20,8 \\ \varepsilon = 0,8603 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = 2390 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{20,8} = 134,61 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiés.}$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,60 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b h = 0,60 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 25 \cdot 55 = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{or } A_{app} = 13,85 \text{ cm}^2 \\ A_{ext} = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A: \text{ vérifie la condition de non fragilité.}$$

fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{13,85}{25 \times (5 \times 2)} = 0,0554 \rightarrow \sigma_1 = 4074 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4074 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Vérification de l'effort tranchant pour les armatures inférieures:

$$T + \frac{M}{z} = 7365 - \frac{1566700}{\frac{7}{8} \cdot 55} = -25190 \text{ Kg} < 0$$

donc aucune vérification de la section des armatures inférieures et de leur ancrages n'est nécessaire.

Ancrage des armatures supérieures:

$$\bar{\epsilon}_d = 1,25 \psi_d' \cdot \bar{\sigma}_b = 16,60 \text{ Kg/cm}^2$$

à l'extrémité: $A_{sup} = 3 \text{ H.A. } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$ et $M = -852 \text{ Kg.m}$

d'où: $\sigma_a = 370 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{donc } l_1 = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\epsilon}_d} = \frac{1,4}{4} \cdot \frac{370}{16,60} = 7,8 \text{ cm.}$$

On prévoit un retour d'équerre de longueur l :

$$l \geq \frac{l_1 + 5,2 \phi - L}{1,89} \quad L: \text{ longueur de l'appui.}$$

dans notre cas $L = 0$.

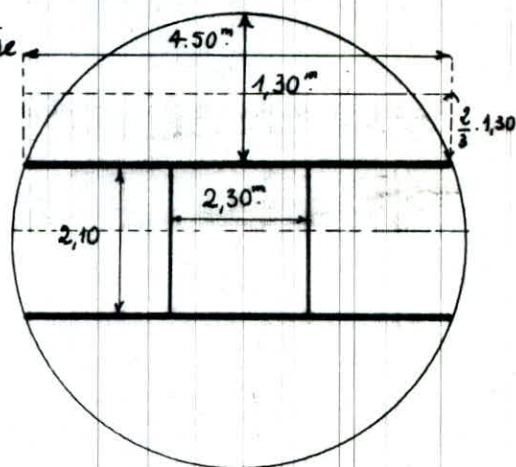
$$\text{d'où: } l \geq \frac{7,8 + 5,2 \cdot 1,4 - 0}{1,89} = 7,98 \text{ cm.}$$

on prendra $l = 20 \text{ cm}$.

N.B: Pour les armatures inférieures on prendra 3 H.A10 qui serviront Comme armatures de construction.

CALCUL DE LA POUTRE DU PALIER DE REPOS:

On calculera la poutre principale intermédiaire et on adoptera le même ferrailage pour la poutre principale de rive.



elles ont les caractéristiques suivantes:

longueur : $l = 4,50 \text{ m}$.

largeur : $b = 20 \text{ cm}$.

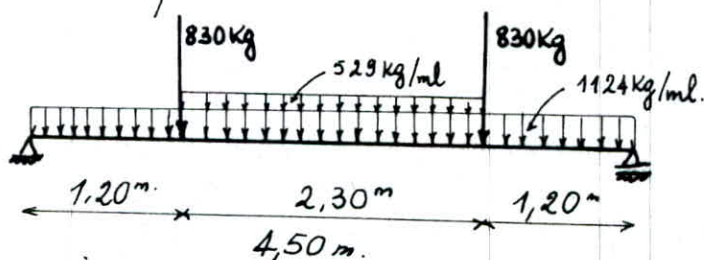
hauteur : $h_t = 30 \text{ cm}$.

charges et surcharges:

Cette poutre est soumise à une charge uniformément répartie due à la partie du plancher revenant à cette poutre qu'on a supposé être une surface rectangulaire de largeur égale à : $\left[\frac{2}{3} \cdot 1,30 + \frac{2,30}{2} \right] = 2,00 \text{ m}$ et à une charge concentrée au niveau de chaque poutre transversale de chaînage qui elle même supporte le mur de maçonnerie.

elle est soumise aussi au poids propre de la partie longitudinale du mur de maçonnerie.

d'où le schéma statique suivant :



d'où les efforts maximums.

suivants : $T_{\max}(\text{en appuis}) = 4080 \text{ Kg}$. et $M_{\max}(\text{en travée}) = M_0 = 5180 \text{ Kg.m}$.

Calcul des armatures:

On suppose qu'il y a un encastrement partiel aux appuis d'où on prendra :

$M_t = 0,8 M_0 = 3626 \text{ Kg.m}$. et $M_{ap} = 0,3 M_0 = -1554 \text{ Kg.m}$.

En travée: $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 362600}{2800 \cdot 20 \cdot (28)^2} = 0,1239 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{cases} K = 21,5 \\ \varepsilon = 0,8630 \end{cases}$

$$A_{inf} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{362600}{2800 \cdot 0,8630 \cdot 28} = 5,36 \text{ cm}^2$$

On prend: $2 \text{ H.A } 14 + 2 \text{ H.A } 12 = 5,34 \text{ cm}^2$.

Aux appuis: $\mu = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 155400}{2800 \cdot 20 \cdot (28)^2} = 0,0531 \rightarrow \begin{cases} K = 37 \\ \varepsilon = 0,9038 \end{cases}$

$$A_{sup} = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{155400}{2800 \cdot 0,9038 \cdot 28} = 2,19 \text{ cm}^2$$

On prend $2 \text{ H.A } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales:

$$\bar{\varepsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4080}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 28} = 8,33 \text{ Kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

On prendra 1 cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,00 \cdot \frac{7}{8} \cdot 28 \cdot 1600}{4080} = 9,66 \text{ cm}$$

or t doit vérifier: $t < \bar{t}$ avec

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h = 5,6 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\varepsilon}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 16,14 \text{ cm} \end{cases}$$

On respectera alors les prescriptions des R.P.A qui donnent:

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (7, 16,8) \text{ on prend } s = 7 \text{ cm aux appuis}$$

$$s' \leq \frac{h}{2} = 14 \text{ cm ailleurs on prendra } s' = 14 \text{ cm}$$

VÉRIFICATIONS

Contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{10 \cdot 5,34}{20 \cdot 28} = 0,954 \rightarrow \begin{cases} K = 21,5 \\ \varepsilon = 0,8630 \end{cases}$

$$\rightarrow \sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{362600}{5,34 \cdot 0,8630 \cdot 28} = 2810 \text{ Kg/cm}^2 \approx \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{21,5} = 130,23 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiés}$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,60 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{em}} \cdot b h = 0,60 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 20 \cdot 28 = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A_{op} = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{travée} = 5,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f (20 \times 2 \times 2)} = \frac{5,34}{(20 \times 2 \times 2)} = 0,06675 \rightarrow \sigma_1 = 4574 \text{ Kg/cm}^2$

$$\phi = 14 \rightarrow \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4574 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{em} = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant pour les armatures inférieures: \rightarrow vérifiée.

$$T + \frac{M}{\bar{z}} = 4080 - \frac{155400}{\frac{7}{8} \cdot 28} = -2263 \text{ Kg} < 0$$

donc inutile de vérifier les armatures inférieures et leur ancrage.

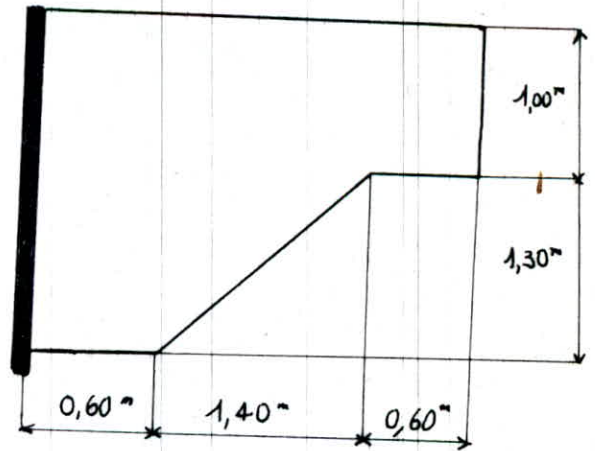
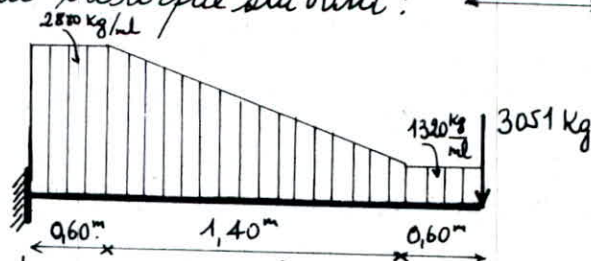
CALCUL DE LA CONSOLE (escaliers):

c'est la partie du voile longitudinal constituant la poutre d'orsion et situé au dessous de celle-ci, au niveau des escaliers en console.

elle a la forme suivante:

Cette console supporte son poids propre et le poids de la partie des escaliers qui lui revient ainsi que le poids de la partie qui lui revient du voile transversal (les 2 à l'extrémité).

d'où le schéma statique suivant:



d'où les sollicitations maximales suivantes à l'encastrement:

$$M = 13840 \text{ Kg} \cdot \text{m}; \quad T = 8511 \text{ Kg}$$

et puisque: $h_z = 2,30 \text{ m} < l = 2,60 \text{ m} \Rightarrow$ le calcul se fera comme pour une console ordinaire.

Calcul des armatures: 1/ Principales:

On prendra $h = 220 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1384000}{2800 \cdot 25 \cdot (220)^2} = 0,0061 \rightarrow \begin{cases} K = 126 \\ \varepsilon = 0,9645 \end{cases}$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1384000}{2800 \cdot 0,9645 \cdot (220)} = 2,33 \text{ cm}^2$$

On prend 4 H.A 14 $\rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$.

2/ Transversales:

On prend un cadre 10 $\Rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2$.

pour l'espacement des cadres on adoptera les espacement exigés par les R.P.A d'où:

$s \leq \min(h/4; 12\phi) = (55; 16,8) \Rightarrow s \leq \min(55, 16,8)$ on prend donc à l'appui un espacement $s = 15 \text{ cm}$ et cela sur une distance $l' = 2h = 440 \text{ cm} >$ longueur de la console donc on aura le même espacement sur toute la console.

VÉRIFICATIONS

$$\text{Contraintes: } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 6,16}{25 \cdot 220} = 0,1120 \rightarrow \begin{cases} K = 23 \\ \varepsilon = 0,8684 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1384000}{6,16 \cdot 0,8684 \cdot 220} = 1176 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{23} = 121,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifiées}$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,60 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_m} b h = 0,60 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 25 \cdot 220 = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A = 6,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\text{fissuration: } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,16}{25 \times (2 \times 10)} = 0,01232 \rightarrow \sigma_1 = 1254 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 14 \rightarrow \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 1971 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 1176 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

Vérification de l'effort tranchant:

au voisinage de l'appui:

$$T + \frac{M}{3} = 8511 + \frac{(-1384000)}{\frac{7}{8} \cdot 220} = 1321 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 5,34 \cdot 2800 = 14952 \text{ Kg} \quad \text{d'où } A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3} \rightarrow \text{vérifié.}$$

contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8511}{25 \cdot \frac{7}{8} \cdot 220} = 1,77 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

Vérification à l'entraînement:

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{8511}{p \cdot \frac{7}{8} \cdot 220} \quad \text{avec } p = 2\pi [\phi 14 + \phi 12] = 16,34 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } \tau_d = \frac{8511}{16,34 \cdot \frac{7}{8} \cdot 2200} = 0,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,59 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_d \rightarrow \text{vérifié.}$$

Etude de l'ancrage:

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 16,59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_1 = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,2}{4} \cdot \frac{1171}{16,59} = 21,26 \text{ cm.}$$

Comme l'épaisseur du voile est 24 cm donc on doit prévoir un ancrage à retour d'équerre, conforme aux prescriptions du R.P.A.

$$\text{d'où: } l = \frac{l_1 + 5,2\phi - L}{1,89} = \frac{21,26 + 5,2 \cdot 1,4 - 20}{1,89} = 4,52 \text{ cm}$$

On prend: $l = 10 \text{ cm.}$

CHAPITRE = 3**EVALUATION DE LA
PERIODE PROPRE
D'OSCILLATIONS**

CALCUL PSEUDO-DYNAMIQUE:

EFFET DU SEISME:

l'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (dynamique veut dire variable avec le temps).

De ce fait ; il y a création d'accélération affectant les masses de la structure liée au sol, qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations.

l'effet d'un séisme est assimilable à une oscillation libre.

MODELISATION:

- Elle dépend de deux paramètres:

- le respect de la position du centre de gravité des masses et leurs repartition dans la structure.
- la rigidité des éléments.

- la modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible rigidement encastree à la base ; où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers.

Ces considérations vérifient bien les deux paramètres ci-dessus ; en effet la masse considérée composée, selon une supposition de la masse des (murs de l'étage supérieur + murs de l'étage inférieures) en plus de la masse du plancher où l'on concentre la masse ponctuelle.

le centre de gravité de ces masses coïncide avec celui du plancher donc pour notre cas ces conditions sont vérifiées.

Ainsi ces planchers sont indéformables dans leurs plans ; d'où ils peuvent être schématisés par une seule masse.

Nous obtenons ainsi un modèle à 8 masses concentrées, chaque masse a 1 degré de liberté qui est le déplacement horizontal.

le système présente 8 degrés; on dit encore que le système est un oscillateur multiple d'ordre 08.

REMARQUES :

- 1) Dans la figure h_i représente la hauteur des masses ponctuelles à partir de la base et H la hauteur totale du bâtiment.
- 2) Nous étudions notre structure suivant deux plans verticaux perpendiculaires indépendants.
Théoriquement nous avons trois degrés de liberté par masse; (le déplacement vertical et la rotation ont été négligés).
- 3) Cette modélisation est faite pour une sollicitation dynamique horizontale; elle n'est pas valable pour une sollicitation dynamique verticale car, à ce moment les planchers ne seront plus indéformables mais flexibles.
Sachant que dans la pratique le séisme vertical est très inférieur au séisme horizontal; Nous ferons l'hypothèse que la modélisation reste valable.

ÉTAPES DE CALCUL ET MÉTHODES:

1^{ère} étape: Calcul dynamique des périodes propres d'oscillation par l'une des deux méthodes numériques approximatives qui sont.

- la méthode de M^r LORD RAYLEIGH:
- la méthode de M^r STODOLA VIANELLO:

2^{ème} étape: Evaluation des forces d'inertie du système statique équivalent par les R.P.A; en utilisant la période la plus défavorable des périodes calculées dans la première étape d'où le nom de 'Calcul pseudo-dynamique'

Rmq: la 3^{ème} étape sera la distribution de ces forces entre élément qu'on appelle contreventements par une méthode classique d'RDM.

Exposé de la méthode de RAYLEIGH

principe: cette méthode est basée sur la conservation d'énergie, elle suppose donc les systèmes non amortis conservatifs.

Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Domaine d'application: La fréquence propre de vibration d'un système à 1 degré de liberté constitue une information primordiale, pour cette raison, il est souhaitable de savoir déterminer cette fréquence fondamentale de manière simple.

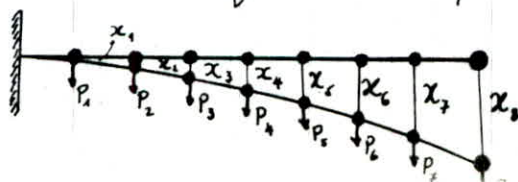
La méthode de RAYLEIGH est très utile pour la détermination du premier mode fondamental; son utilisation pour les modes supérieures étant très laborieuse.

Notons que cette méthode est très pratique pour un système oscillant ayant un grand nombre de degré de liberté.

schéma de calcul de RAYLEIGH:

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur celle-ci est sollicitée par les forces: $P_i = m_i g$; agissant dans la direction des degrés de liberté et soient $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ les déplacements statiques résultants.

La méthode de RAYLEIGH suppose que la déformée du 1^{er} mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces P_i .



les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle suivante : $[P] = [K] \cdot [D]$ avec $[P]$: vecteur colonne des forces.

donc : $[D] = [K^{-1}] [P]$

$[K]$: matrice de rigidité de la console.

On prend $[S] = [K^{-1}]$: matrice de souplesse de la console.

$[D]$: vecteurs colonne des déplacements.

d'où : $[D] = [S] [P]$

$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} ; [D] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} ; [S] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1j} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2j} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{i1} & \delta_{i2} & \dots & \delta_{ij} & \dots & \delta_{in} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nj} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

D'où : $x_1 = \delta_{11} P_1 + \delta_{12} P_2 + \dots + \delta_{1j} P_j + \dots + \delta_{1n} P_n$

$x_2 = \delta_{21} P_1 + \delta_{22} P_2 + \dots + \delta_{2j} P_j + \dots + \delta_{2n} P_n$

$x_i = \delta_{i1} P_1 + \delta_{i2} P_2 + \dots + \delta_{ij} P_j + \dots + \delta_{in} P_n$

$x_n = \delta_{n1} P_1 + \delta_{n2} P_2 + \dots + \delta_{nj} P_j + \dots + \delta_{nn} P_n$

Calcul des coefficients de la matrice de souplesse :

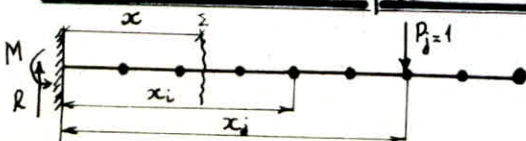
Ces coefficients se calculent par l'évaluation des déplacements pour que toutes les forces soient nulles sauf une ;

En effet si toutes les forces sont nulles sauf P_j auquel on impose la valeur $P_j = 1$ on aura :

$$\begin{array}{l} x_1 = \delta_{1j} \\ x_2 = \delta_{2j} \\ \vdots \\ x_i = \delta_{ij} \\ \vdots \\ x_n = \delta_{nj} \end{array}$$

On peut ainsi calculer les coefficients de la matrice en évaluant les déplacements aux nœuds (masses) pour les n cas de forces appliquées.

Évaluation des déplacements pour $P_j = 1$:



$$M = P_j x_j ; R = P_j$$

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

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

$$\text{d'où : } y(x) = \frac{1}{EI} \left[x_j \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + C_1 ; \text{ pour } x=0 \longrightarrow y(0) = 0 \longrightarrow C_1 = 0.$$

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

d'après le théorème de réciprocity de Maxwell-Betti :

$$\text{On a : } \delta_{ij} = \delta_{ji}$$

avec : δ_{ij} : déplacement en i dû à une force unitaire appliquée en j .
après détermination des δ_{ij} on calculera les déplacements statiques correspondants à l'action des charges P_i statiquement appliquées.

On calculera la période par la formule suivante :

$$\boxed{T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}}} \text{ Période du 1^{er} Mode fondamental.}$$

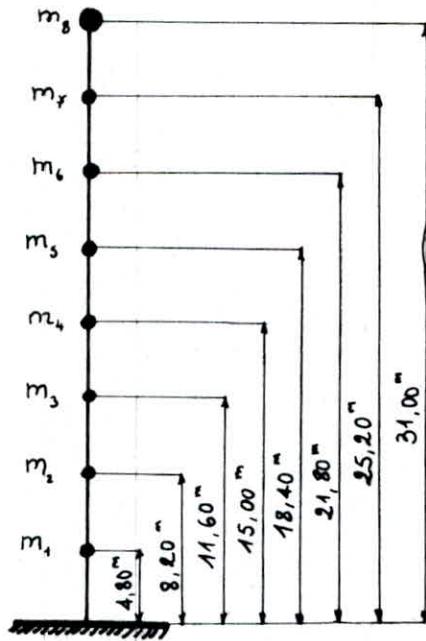
MODÉLISATION

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

l'existence des paliers de repos formants des diaphragmes rigides nous permet d'avoir des concentrations de masses au niveau de chaque palier ; dans notre cas on a 8 masses concentrées, dont sept (7) à chaque niveau et cela à partir du 1^{er} palier jusqu'au septième palier.

le huitième palier et les éléments composant la salle d'opération et les escaliers avec leur cage forment la huitième masse concentrée.

On obtient le schéma de la modélisation :



ÉVALUATION DES MASSES CONCENTRÉES

D'après la répartition ci-dessus on a :

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = m_5 = m_6 = m_7 = m \neq m_8$$

Calcul de m :

Ces masses sont constituées de :

voile circulaire : $[5,18 \times \pi \times 3,40]$	33,2 t
escaliers hélicoïdaux	2,17 t
maçonnerie	5,45 t
poutres	2,50 t
plancher	5,725 t
Σ	$g = m = 49,045 t$

Calcul de m_8 :

Cette masse est constituée des :

plancher de la salle d'opération :	16,187 t
plancher terrasse	35,974 t

poutres croisées	14,55 t.
escaliers	3,73 t.
acrotere 1:	6,13 t.
acrotere 2:	1,75 t.
murs de maçonnerie de la salle d'opération	4,99 t.
voile circulaire	37,00 t.
plancher du palier de repos du niveau 8:	1,45 t.
murs de maçonnerie de la cage d'ascenseur	6,00 t.
poutres cloisons + voiles transversaux	73,189 t.
	$\Sigma \dots m_g = 201,25 t.$

On obtient alors les valeurs des $\delta_{ij} \cdot EI$ pour la modélisation ainsi choisie; ces résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$EI \delta_{ij}$	$j = 1$	$j = 2$	$j = 3$	$j = 4$	$j = 5$	$j = 6$	$j = 7$	$j = 8$
$i = 1$	36,864	76,032	115,200	154,368	193,536	232,704	271,872	338,688
$i = 2$	76,032	183,789	298,097	412,405	526,713	641,021	755,329	950,325
$i = 3$	115,200	298,097	520,299	749,051	977,803	1206,555	1435,307	1825,531
$i = 4$	154,368	412,405	749,051	1125,000	1507,500	1890,000	2272,500	2925,000
$i = 5$	193,536	526,713	977,803	1507,500	2076,501	2652,053	3227,605	4209,429
$i = 6$	232,704	641,021	1206,555	1890,000	2652,053	3453,411	4261,319	5639,515
$i = 7$	271,872	755,329	1435,307	2272,500	3227,605	4261,319	5334,336	7175,952
$i = 8$	338,688	950,325	1825,531	2925,000	4209,429	5639,515	7175,952	9930,333

CALCUL DES DEFORMÉE SOUS LES G_i :

Soit x_i le déplacement de la $i^{\text{ème}}$ masse sous les P_i (G_i), avec i variant de 1 à 8 ; la valeur de chaque x_i est donnée par la formule :

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^8 P_j \cdot \delta_{ij}}{EI}$$

avec : $I = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) = \frac{\pi}{64} ((5,18)^4 - (4,70)^4) = 11,3887 \text{ m}^4$

et : $E = E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j} = 361907,45 \text{ Kg/cm}^2$

D'où les valeurs des x_i :

$x_1 =$	$\frac{121157,81}{41216553,76} =$	0,294 cm
$x_2 =$	$\frac{333159,02}{41216553,76} =$	0,810 cm
$x_3 =$	$\frac{627440,01}{41216553,76} =$	1,522 cm
$x_4 =$	$\frac{986451,61}{41216553,76} =$	2,393 cm
$x_5 =$	$\frac{1394573,70}{41216553,76} =$	3,384 cm
$x_6 =$	$\frac{1838113,65}{41216553,76} =$	4,460 cm
$x_7 =$	$\frac{2305305,59}{41216553,76} =$	5,593 cm
$x_8 =$	$\frac{3129674,98}{41216553,76} =$	7,593 cm

On a la pulsation du 1^{er} mode fondamental donnée par :

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^8 P_i x_i}{\sum_{i=1}^8 P_i x_i^2}}$$

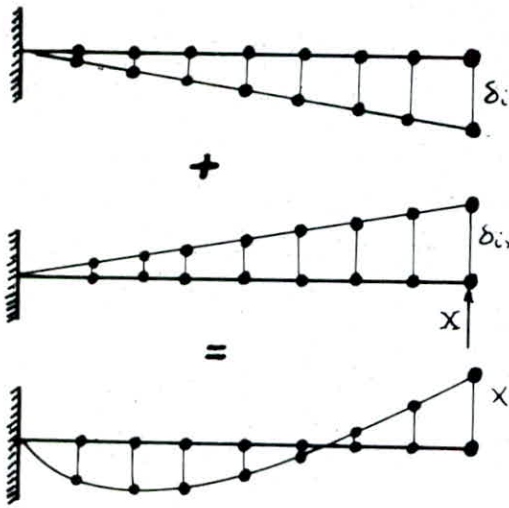
avec : $\sum_{i=1}^n P_i x_i = 2433,26577$
 $\sum_{i=1}^n P_i x_i^2 = 15105,10884$

et $g = 981 \text{ cm/s}^2$.

d'où $\omega_1 = 12,571 \text{ s}^{-1}$ et $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{12,571} = 0,499818 \text{ s}$

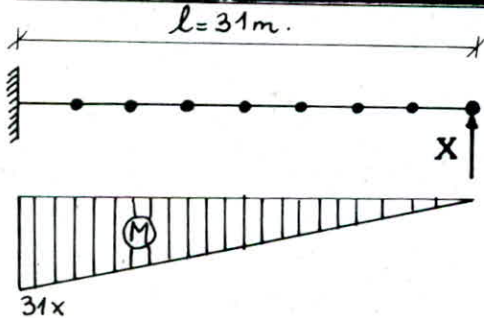
d'où $T = 0,50 \text{ seconde}$ Période du 1^{er} Mode fondamental.

Calcul de la période du 2^{ème} Mode fondamental:



Les déformations du 1^{er} mode auxquelles on ajoute les déformations provoquées par une force X (à déterminer), nous donnent la déformée du 2^{ème} mode.

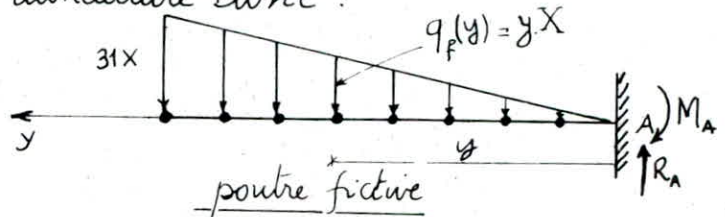
Calcul des déformations sous X :



Après l'application de la force X , on obtient le diagramme des moments suivant : puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire donc :

$$q_f(y) = y \cdot X.$$

$$R_A = \frac{X l^2}{2}; \quad M_A = -\frac{X l^3}{3}$$



d'où l'équation du moment : $M_z(y) = M_A + R_A \cdot y - q_f(y) \cdot \frac{y}{2} = \frac{y}{3}$

$$\text{d'où : } M_z^f(y) = -\frac{X l^3}{3} + \frac{X l^2}{2} y - \frac{X}{6} y^3 = \vartheta(y)$$

les déplacements : $\delta_{ix} = M_f(y_i)$ avec : $y_i = 31 - h_i$

$$\delta_{1x} = 8,217 \cdot 10^{-5} X \quad \text{avec : } X_i^I = X_i^I - \delta_{ix} \Rightarrow X_1^I = 0,294 - 8,217 \cdot 10^{-5} X$$

$$\delta_{2x} = 2,306 \cdot 10^{-5} X \quad \Rightarrow X_2 = 0,810 - 2,306 \cdot 10^{-5} X$$

$$\delta_{3x} = 4,429 \cdot 10^{-5} X \quad \Rightarrow X_3 = 1,522 - 4,429 \cdot 10^{-5} X$$

$$\delta_{4x} = 7,096 \cdot 10^{-5} X \quad \Rightarrow X_4 = 2,393 - 7,096 \cdot 10^{-5} X$$

$$\delta_{5x} = 1,021 \cdot 10^{-4} X \quad \Rightarrow X_5 = 3,384 - 1,021 \cdot 10^{-4} X$$

$$\delta_{6x} = 1,368 \cdot 10^{-4} X \quad \Rightarrow X_6 = 4,460 - 1,368 \cdot 10^{-4} X$$

$$\delta_{7x} = 1,741 \cdot 10^{-4} X \quad \Rightarrow X_7 = 5,593 - 1,741 \cdot 10^{-4} X$$

$$\delta_{8x} = 2,409 \cdot 10^{-4} X \quad \Rightarrow X_8 = 7,593 - 2,409 \cdot 10^{-4} X$$

D'après le principe d'orthogonalité des modes :

$$\sum_{i=1}^8 m_i X_i^I X_i^{II} = 0$$

$$\Rightarrow \boxed{X = \frac{\sum_{i=1}^8 m_i x_i^{I^2}}{\sum_{i=1}^8 m_i x_i^I \delta_{ix}}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum_{i=1}^8 m_i X_i^{I^2} = 15105,103 \\ \sum_{i=1}^8 m_i x_i^I \delta_{ix} = 0,475 \end{array} \right\} X = 31768,68741 \quad \text{d'où :}$$

la déformée du 2^{ème} mode :

$$X_1^{II} = 0,073 \text{ cm.}$$

$$X_2^{II} = 0,078 \text{ cm.}$$

$$X_3^{II} = 0,115 \text{ cm.}$$

$$X_4^{II} = 0,138 \text{ cm.}$$

$$X_5^{II} = 0,139 \text{ cm.}$$

$$X_6^{II} = 0,113 \text{ cm.}$$

$$X_7^{II} = 0,063 \text{ cm.}$$

$$X_8^{II} = -0,061 \text{ cm.}$$

Période du 2^{ème} Mode:

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}} ;$$

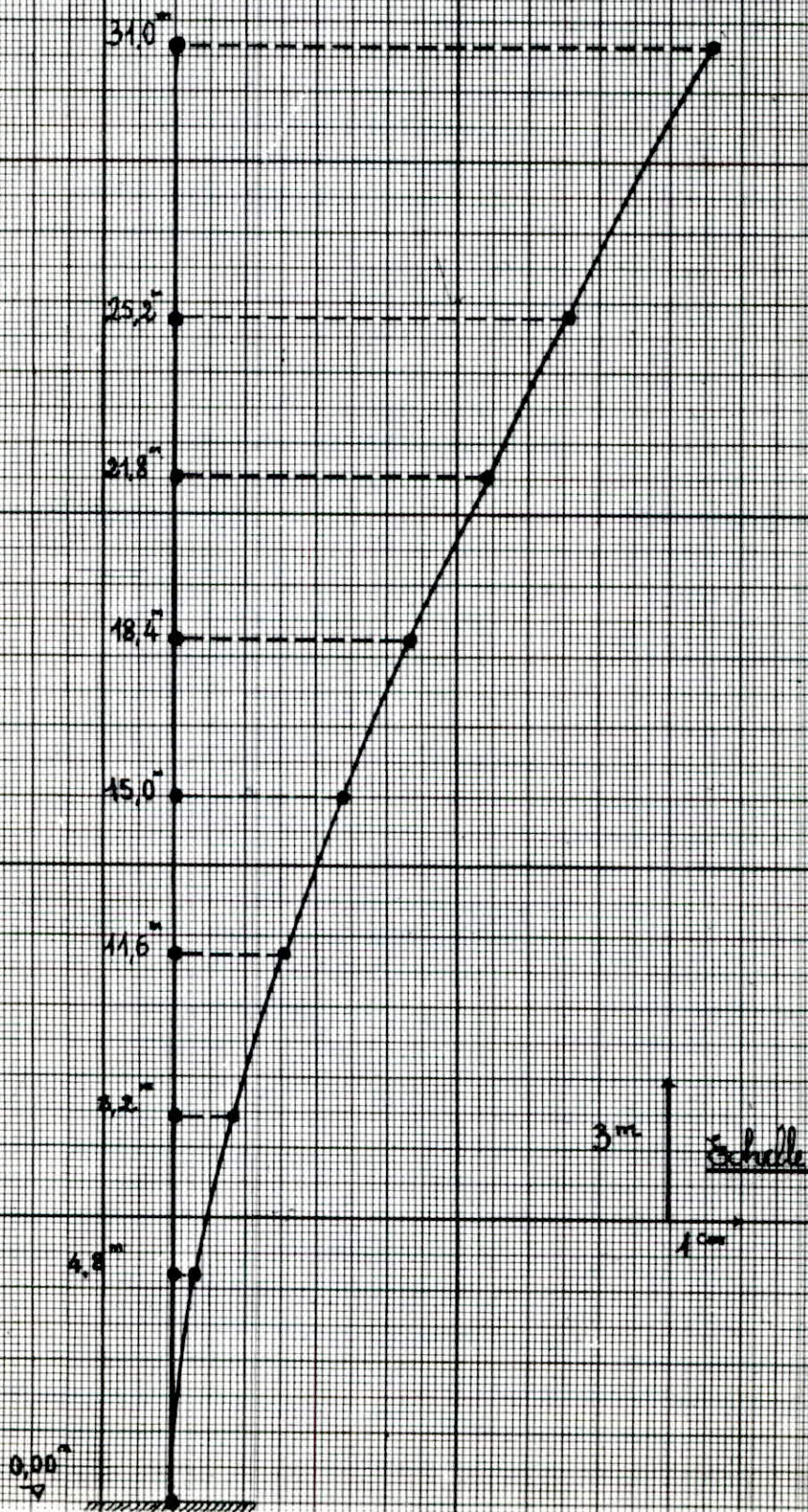
$$\sum_{i=1}^n P_i x_i = 20,976 ; \quad \sum_{i=1}^n P_i x_i^2 = 4,446$$

$$\Rightarrow \omega_2 = 68,035 ; \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2\pi}{68,035} = 0,0923 \text{ s}$$

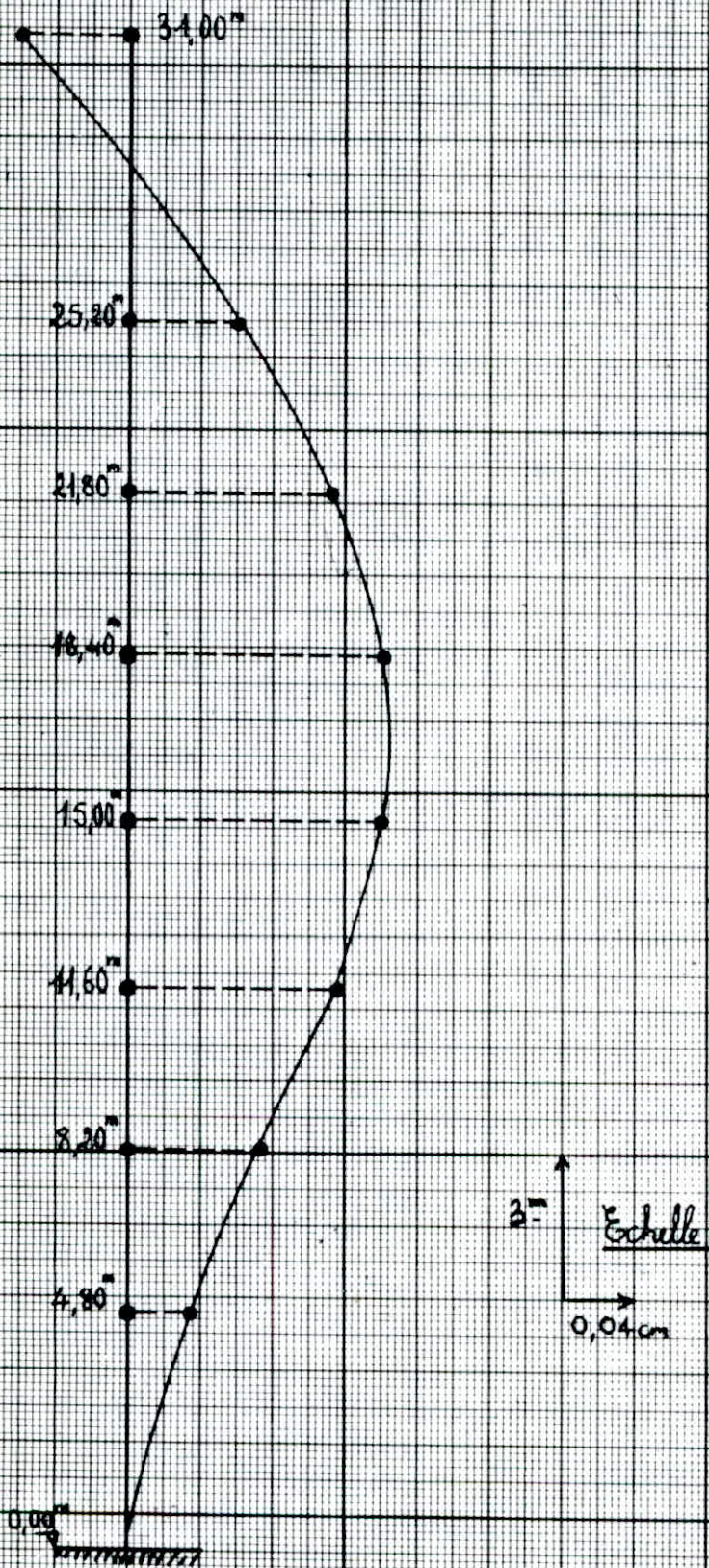
donc :

$$T_2 = 0,092 \text{ s}$$

DÉFORMÉE DU 1^{er} MODE



DÉFORMÉE DU 2^{ème} MODE



CHAPITRE=4

ETUDE
AU
VENT

INTRODUCTION

Quand la vitesse du vent atteint son état critique, son régime passe du laminaire au régime turbulent, ce qui a pour effet de lui donner un mode vibratoire et de ce fait la construction vibre avec une certaine fréquence ; et quand la période due au vent se confond avec la période propre de la construction, il y a risque de résonance qui augmente les déformations.

- Pour ce qui est de notre ouvrage, il est situé en région II, dans un site exposé.
- Nous savons que la pression dynamique de base sur tout le territoire national est : $q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$.

ÉTUDE DANS LA DIRECTION // AU VENT

l'effort de traînée est donné par : $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$

C_t : coefficient de traînée.

$C_t = C_{t_0} \cdot \delta_0$; il dépend de l'élanement de la tour et de la rugosité de sa surface ; il est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section.

$$\lambda = \frac{z^2}{S_t} = \frac{36^2}{200} = 6,46 \Rightarrow \delta_0 = 1,1 \quad (\text{N.V. 65}).$$

on a une tour de diamètre $d \geq 0,28 \Rightarrow C_{t_0} = 0,55$

d'où : $C_t = 0,55 \cdot 1,1 = 0,61 \rightarrow C_t = 0,61$

β : coefficient de majoration dynamique :

dépend de la période propre de résonance lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la tour et du niveau considéré : $\beta = 1 + \xi \tau$

ξ : dépend de la période propre de vibration : $T = 0,50s \Rightarrow \xi = 0,5$

τ : dépend du niveau considéré.

δ : coefficient de réduction: tient compte de l'effet des dimensions

$$\delta = 0,78$$

q : pression du vent: $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$

q : coefficient de masque; dépend de l'ouvrage est abrité ou non; dans notre cas il n'est pas abrité $\Rightarrow K_m = 1$.

K_s : coefficient tenant compte de l'effet de site; nous avons notre ouvrage qui est dans un site exposé (zone II) $\Rightarrow K_s = 1,3$.

$$q_H = q_{10} \left(2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} \right) \text{ avec : } H = \text{hauteur totale de l'ouvrage} = 36m.$$

q_{10} : 70 Kg/m^2 (pression dynamique de base)

$$\text{d'où : } q_H = 70 \left(2,5 \cdot \frac{36+18}{36+60} \right) = 98,44 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\Rightarrow q = 128 \text{ Kg/m}^2$$

ÉTUDE DANS LE SENS \perp AU VENT:

La force de dérive L prend en compte l'action du tourbillon de KARMAN qui provoque des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent, mais ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses approximativement faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$).

le calcul de la vitesse critique est donné par la théorie de KARMAN; et cela quand il y a résonance c'a d: $V_{cr} = \frac{D_e}{S \cdot T}$.

$$\text{avec : } T = T_k = \frac{D_e}{S \cdot V}$$

V : vitesse du vent.

D_e : largeur du maître couple; $D_e = 5,18m$

S : nbre de Strouhal = $[0,18, 0,27]$.

Quand il y a résonance $\Rightarrow T_k = T = 0,5 \text{ s} \Rightarrow V_{cr} = \frac{D_e}{S.T} = \frac{5,18}{0,2 \cdot 0,5} = 51,8 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
 donc on a $V_{cr} > 25 \text{ m/s}$; \rightarrow On peut négliger les oscillations
 latérales; vu l'incompatibilité entre

le régime turbulent et les tourbillons de KARMAN.

Donc le calcul à la résonance est inutile.

Exemple de calcul de la force de traînée: $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$.

- $C_t = C_{t_0} \cdot \delta_0 = 0,55 \cdot 1,1 = 0,61$.

- $\beta = 1 + \xi \cdot \zeta$ pour $h = 28,6 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \zeta = 0,33 \\ \xi = 0,5 \end{array} \right\} \rightarrow$
 $\beta = 1 + 0,5 \cdot 0,33 = 1,165$.

- $\delta = 0,78$;

- $q = 128 \text{ Kg/m}^2$.

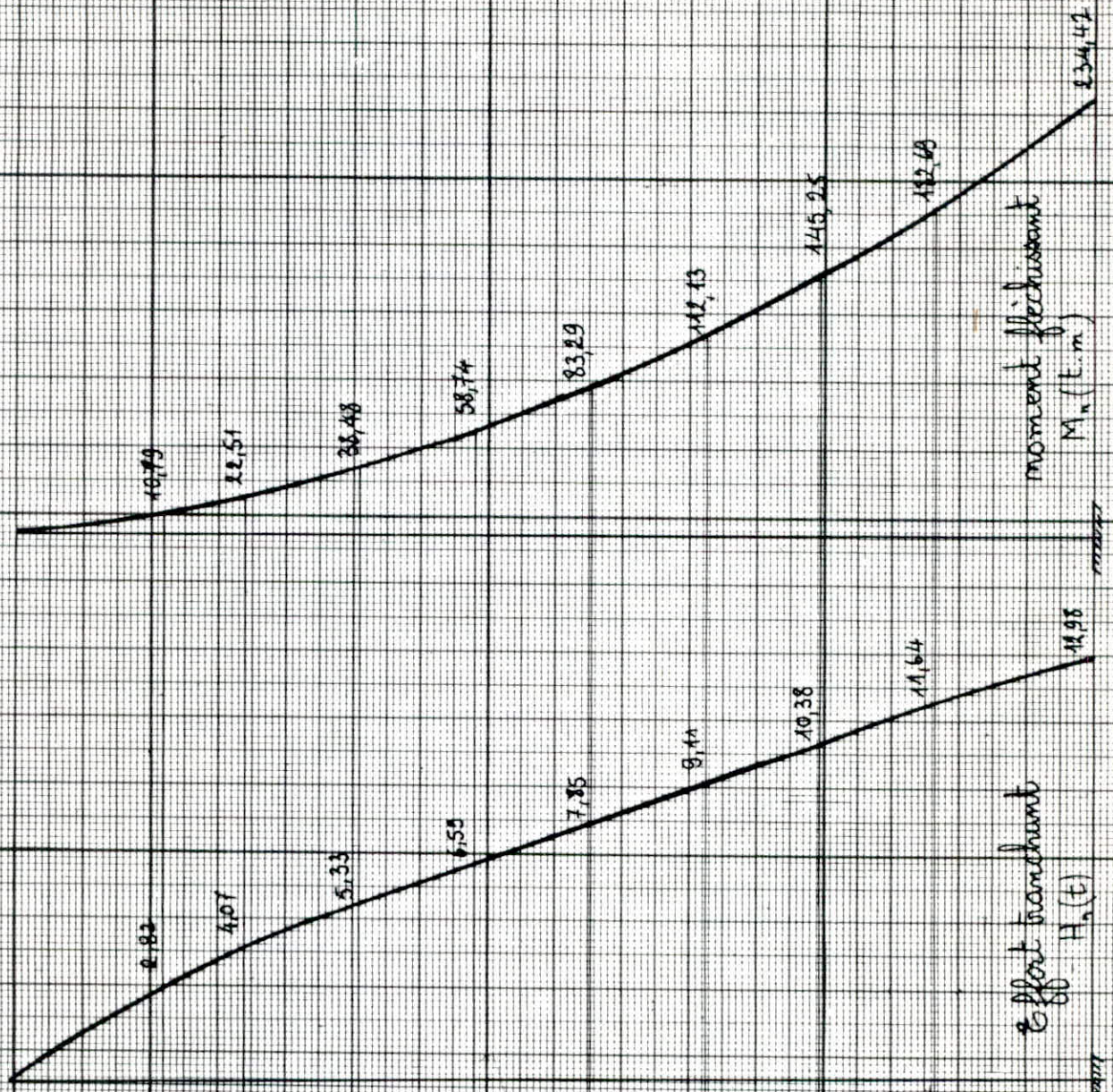
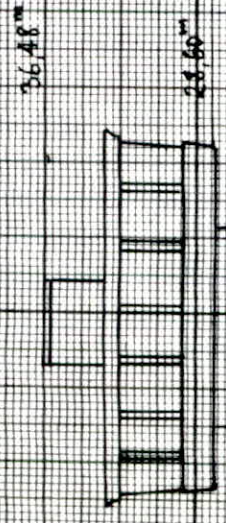
- $D_e = 5,18 \text{ m}$.

$\Rightarrow T = 0,61 \cdot 1,165 \cdot 0,78 \cdot 128 \cdot 5,18 = 367,53 \text{ Kg/m}^2$.

et voici un tableau donnant les forces de traînée et les sollicitations dans les différents niveaux, avec pour chaque niveau nous avons:

$C_t = 0,61$; $\xi = 0,50$; $\delta = 0,78$; $D_e = 5,18 \text{ m}$;

Niveau (m)	ζ	β	$T_n (\text{kg/m})$	$H_n (\text{t})$	$H_e (\text{t})$	$M_n (\text{t.m})$	$M_e (\text{t.m})$
28,60	0,330	1,165	367,53	2,82	4,94	10,79	18,88
25,20	0,338	1,169	368,78	4,07	7,12	22,51	39,39
21,80	0,342	1,171	369,42	5,33	9,33	38,48	67,34
18,40	0,346	1,173	370,05	6,59	11,53	58,74	102,79
15,00	0,352	1,176	370,99	7,85	13,74	83,29	145,56
11,60	0,358	1,179	371,94	9,11	15,94	112,13	196,23
8,20	0,360	1,180	372,26	10,38	18,16	145,25	254,19
4,80	0,360	1,180	372,26	11,64	20,37	182,69	319,72
0,00	0,360	1,180	372,26	12,98	22,71	234,42	410,24



Effort tranchant $H_n(t)$

moment flechissant $M_n(t.m)$

CHAPITRE-5

ÉVALUATION DE L'ACTION SISMIQUE

ETUDE AU SEISME

Introduction

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II); donc il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales agissant sur la structure.

L'étude consiste en la vérification sans les sollicitations d'ensemble de la résistance et la stabilité de la structure afin de justifier la sécurité de la construction vis à vis des efforts sismiques.

L'évaluation de l'action sismique se fait par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censées engendrer les mêmes effets que l'action sismique.

Le calcul sera fait suivant les Règlement Parasismiques, Algériens (R.P.A. 81).

Calcul de la force sismique V

la force sismique horizontale totale agissant sur la structure est:

$$\boxed{V = ADBQW} \quad (\text{art 3-1 RPA81}).$$

- * A: coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

- * D: facteur d'amplification dynamique; elle est déterminée d'après le type de sol, en fonction de la période T de l'ouvrage.

$$\text{pour un sol meuble} \quad D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

$$\text{la période } T = 0,5 \Rightarrow D = 2,0.$$

* B: facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements.

Notre ouvrage est considéré comme une structure régulière pour laquelle le 1^{er} mode est prépondérant $\Rightarrow B = 2/3$.

* Q: facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée, et il est fonction de l'hyperstaticité, et, de la surabondance du système, de ses symétries en plan et de sa régularité en élévation, et de la qualité du contrôle pendant la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q :

- Conditions minimales des files porteuses $P_q = 0,1$
- Surabondance en plan $P_q = 0,1$
- Symétrie en plan $P_q = 0$
- Régularité en élévation $P_q = 0$
- Contrôle de la qualité des matériaux $P_q = 0,1$
- Contrôle de la qualité de la construction $P_q = 0$

donc: $Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0 + 0 + 0,1 + 0 = 1,3$.

* W: Poids total de la structure, comprend la totalité des charges permanentes.

$$W = 593,7 \text{ t}$$

D'où: $V = A.D.B.Q.W = 0,15 * 2 * 2/3 * 1,3 * 593,7 = 154,36 \text{ t}$.

$$V = 154,36 \text{ t}$$

Distribution des forces latérales

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (\text{art 3-7A RPA 81})$$

avec $F_t = 0$ puisque $T < 0,73$.

$$\text{donc } V = \sum_{i=1}^n F_i$$

l'effort horizontal au $i^{\text{ème}}$ est : $F_i = \frac{V \cdot w_i h_i}{\sum w_i h_i}$

Les sollicitations d'ensemble (M et T) dues au séisme sont données par le tableau suivant : $T_j = \sum_{i=1}^n F_i$; $M_j = \sum_{i=1}^n F_i h_i$.

Côte (m)	$w_i h_i$ (t.m)	F_i (t)	T_j (t)	M_j (t.m)
28,60	6238,75	84,56	84,56	202,94
25,20	1235,93	16,75	101,31	490,45
21,80	1069,18	14,49	115,80	834,90
18,40	902,43	12,23	128,03	1228,62
15,00	735,68	9,97	138,00	1663,92
11,60	568,92	7,71	145,71	2133,12
8,20	402,17	5,45	151,16	2628,54
4,80	235,42	3,19	154,35	2896,66
0,00	000,00	0,00	154,35	3883,38

Base de calcul des éléments structuraux

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur :

$$G + P + SI \quad (3-6A; RPA 81).$$

$$0,8G \pm SI \quad (3-6B; RPA 81).$$

G : charge permanente.

P : charge d'exploitation non pondérée.

SI : effets des séismes.

Ces combinaisons tiennent compte des effets de l'accélération verticale due au séisme et de la réversibilité de ces effets.

C'HAIPIRE = 6

ETUDE
DE LA
TOUR

CALCUL DE LA TOUR

Généralité:

L'objet de l'étude est l'évaluation des contraintes maximales dans le béton et l'acier, σ_b et σ_a engendrées par les charges extérieures.

La tour est soumise à deux types de sollicitations :

- . Les sollicitations d'ensemble.
- . Les sollicitations locales.

a) Sollicitations d'ensemble:

Ce terme est utilisé pour désigner les sollicitations agissant sur la structure considérée comme une console encastrée dans le sol.

Ces sollicitations sont ; le moment fléchissant M , l'effort tranchant H , et l'effort normal N ; (les plus défavorables), qui donnent les contraintes moyennes σ_m et σ'_m .

En supposant que le rapport h_0/D est suffisamment faible, on peut théoriquement concentrer le béton et l'acier dans la surface moyenne.

b) Sollicitations locales:

Ces sollicitations produisent uniquement des flexions locales; elles sont dues aux consoles intérieures (paliers de repos); aux moments d'ensoleillement, et aux moments d'ovalisation.

Calcul des efforts:

1/ Sollicitations d'ensemble:

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons les plus défavorables, on considère les combinaisons suivantes:

$$G+1,2P ; G+P+V ; G+P+SI ; 0,8G+SI ; 0,8G-SI ; .$$

d'où les tableaux suivants :

G + 1,2P			
effort côte	M (t.m)	N (t)	T (t)
28,6	116,6	221,21	0
25,2	//	273,90	0
21,8	//	326,59	0
18,4	//	379,30	0
15,0	//	431,98	0
11,6	//	484,67	0
8,2	//	537,36	0
4,8	//	590,06	0
0,0	//	642,75	0

G+P+V			
effort. côte.	M (t.m)	N (t)	T (t)
28,6	127,39	217,88	2,82
25,2	139,11	269,97	4,07
21,8	155,08	322,05	5,33
18,4	175,34	374,15	6,59
15,0	199,89	426,22	7,85
11,6	228,73	478,31	9,11
8,2	261,85	530,39	10,38
4,8	299,29	582,48	11,64
0,0	351,02	634,56	12,98

G+P+SI			
effort côte	M (t.m)	N (t)	T (t)
28,6	319,50	302,44	84,56
25,2	607,50	371,28	101,31
21,8	951,50	437,85	115,80
18,4	1345,22	502,17	128,03
15,0	1780,52	564,22	138,00
11,6	2249,72	624,02	145,71
8,2	2745,11	681,55	151,16
4,8	3013,26	736,83	154,35
0,0	3999,98	788,91	154,35

0.8 G+0.8 SI			
effort côte	M (t.m)	N (t)	T (t)
28,6	278,40	268,90	67,65
25,2	508,96	331,35	81,05
21,8	784,52	391,98	92,64
18,4	1099,49	450,82	102,42
15,0	1447,74	507,83	110,40
11,6	1823,16	563,05	116,57
8,2	2219,43	616,45	120,93
4,8	2433,93	668,05	123,48
0,0	3223,30	717,09	123,48

0.8 G- SI SI			
effort côte	M (t.m)	N (t)	T (t)
28,6	45,20	133,60	67,65
25,2	275,76	169,25	81,05
21,8	551,31	206,70	92,64
18,4	866,29	245,98	102,42
15,0	1214,54	287,03	110,40
11,6	1589,90	329,91	116,57
8,2	1986,23	374,59	120,93
4,8	2200,73	421,09	123,48
0,0	2990,10	470,13	123,48

2°/ Sollicitations locales:

* Moments d'ovalisation M_o :

chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent (P), et des cisaillements τ , engendrés dans l'épaisseur de la paroi.

Les efforts P et τ produisent les moments fléchissants d'ovalisation

$$M_o = K q \delta_o D_m^2$$

$$- \delta_o = 1,1 \Rightarrow \begin{cases} K_i = 0,064 \\ K_e = 0,057 \end{cases}$$

$$- \delta_o = 0,78$$

$$- q_m = 128 \text{ Kg/m}^2$$

d'où l'on tire les valeurs du :

- Moment tendant les fibres intérieures :

$$M_{oi} = K_i \delta_o q_m D_m^2 = 0,064 \cdot 0,78 \cdot 128 \cdot (4,94)^2 = 156 \text{ Kg.m.}$$

- Moment tendant les fibres extérieures :

$$M_{oe} = K_e \delta_o q_m D_m^2 = 0,057 \cdot 0,78 \cdot 128 \cdot (4,94)^2 = 138 \text{ Kg.m.}$$

* Moment d'ensoleillement M_r :

L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux, qui ont les mêmes effets que le moment d'ovalisation.

$$M_{ri} = \frac{\mu T_s E_v h_o^3}{2,75 D_m}$$

$$M_{re} = \frac{\mu T_s E_v h_o^3}{5 D_m}$$

μ : module de dilatation linéaire ($\mu = 10^{-5}$).

T_s : différence de température entre les faces exposées et abritées ($T_s = 30^\circ$)

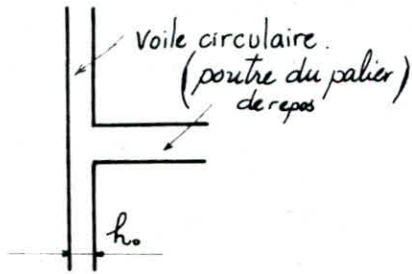
h_o : épaisseur du voile, $h_o = 0,24 \text{ m.}$,

$$E_v: 1,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

$$M_{ri} = \frac{10^{-5} \cdot 30 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot (0,24)^3}{2,75 \cdot 4,94} = 0,366 \text{ t.m} = 366 \text{ Kg.m}.$$

$$M_{re} = \frac{10^5 \cdot 30 \cdot 1,2 \cdot 10^6 \cdot (0,24)^3}{5 \cdot 4,94} = 0,201 \text{ t.m} = 201 \text{ Kg.m}.$$

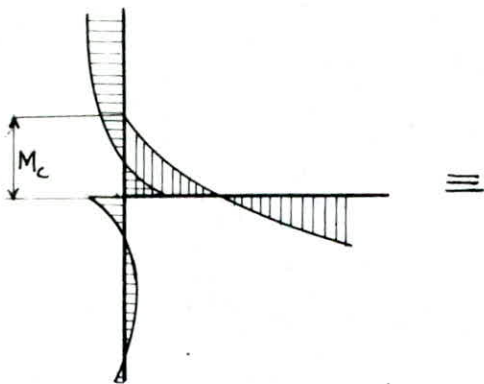
* Moments produits par les consoles intérieures (palier de repos) M:



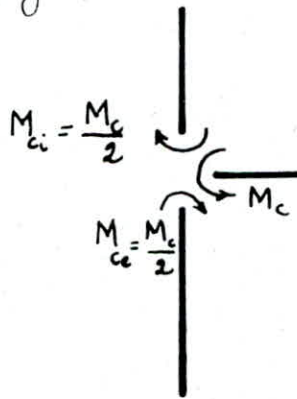
On suppose que la distribution du moment M_c (moment transmis par la poutre principale) (du palier de repos)

entre les tronçons situés au-dessus et au-dessous de cette poutre, s'effectue conformément au

diagramme représenté sur la figure ci-dessous:



- Diagramme des moments



- sens des moments.

M_c : moment transmis par la poutre principale du palier de repos.

$$M_c = M_{ap} = 1,554 \text{ t.m}.$$

$$\Rightarrow M_{ce} = M_{ci} = \frac{M_c}{2} = \frac{M_{ap}}{2} = 0,777 \text{ t.m}.$$

Bases de calcul

1/ Cas de charge:

3 cas de charges sont à envisager

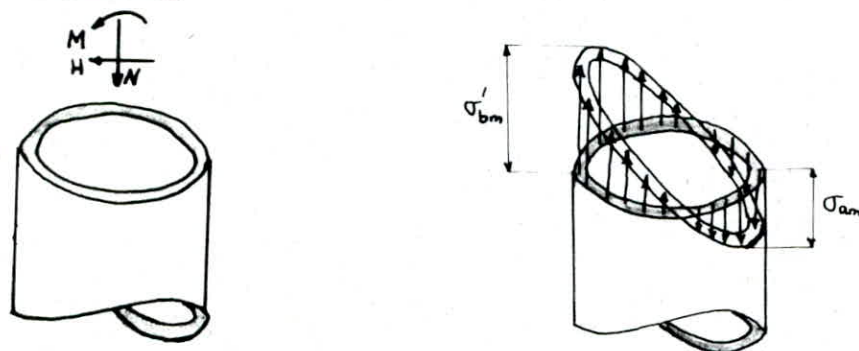
- Cas de charge A: correspondant aux sollicitations d'ensemble.
- Cas de charge B: correspondant aux sollicitations locales.
- Cas de charge C: correspondant aux sollicitations locales + d'ensemble.

On fera un exemple de calcul pour une seule section de côté (0,00) pour les autres sections on résumera dans des tableaux:

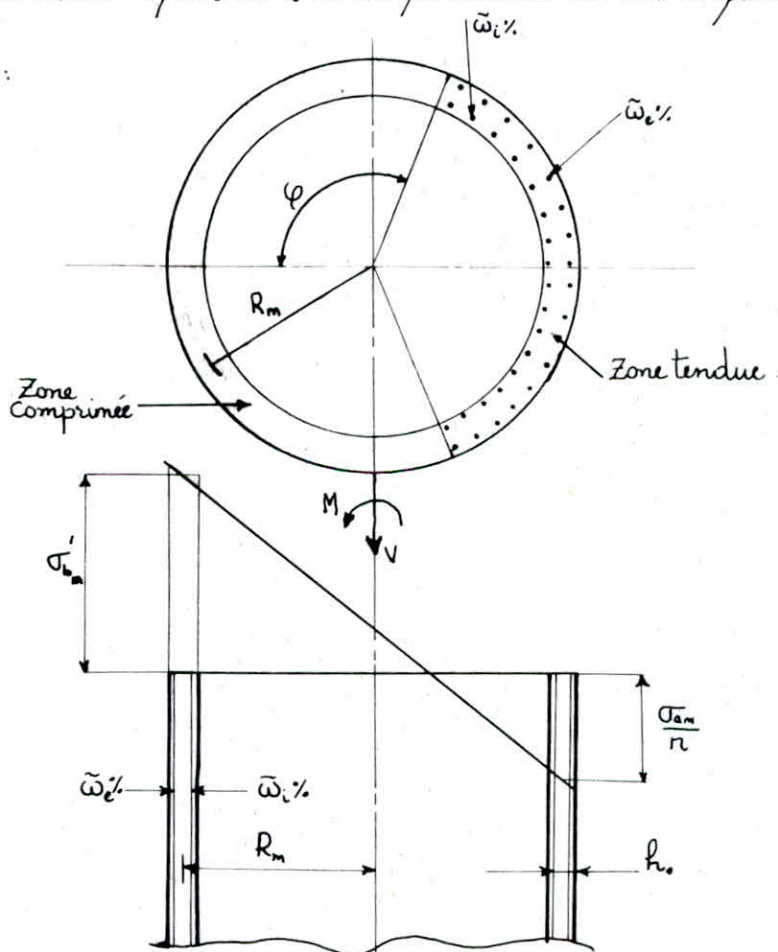
Cas de charge A:

cà d sous les sollicitations d'ensemble : $M = 4000 \text{ t.m}$, $N = 932,13 \text{ t}$; $H = 154,35 \text{ t}$.

Sens vertical:



Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque d'après les figures ci dessous :



Pour le calcul numérique nous utiliserons les tableaux C.7 exposés dans le MARIUS DIVER page 197 et dont les coefficients et notations sont indiqués sur les figures ci dessus.

Choix du ferrailage:

Pour les armatures verticales extérieures on prendra 6 H.A 20/ml :

$$\text{d'où : } A_e = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \tilde{\omega}_e = 0,673\%$$

Pour les armatures verticales intérieures on prendra 6 H.A 16/ml :

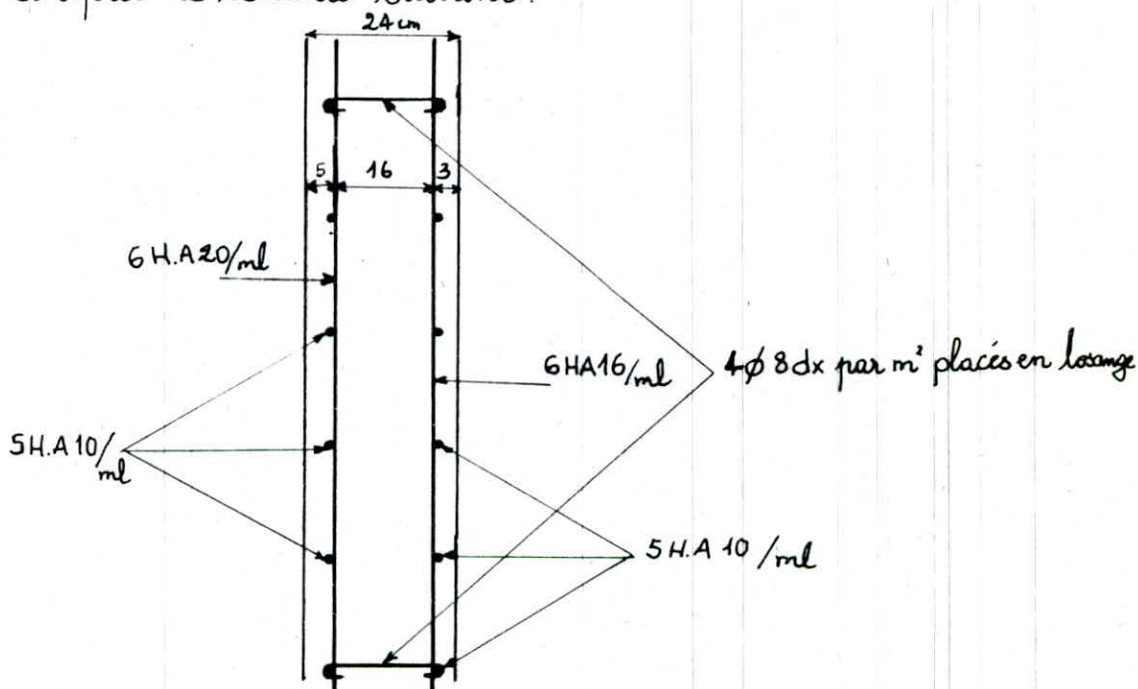
$$\text{d'où : } A_i = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \tilde{\omega}_i = 0,5025\%$$

Pour les armatures transversales (horizontales) qui sont ici des cerces on prendra 5 H.A 10/ml pour la face intérieure et la même section pour la face extérieure.

$$\text{d'où : } A_{t_e} = A_{t_i} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \tilde{\omega}_{t_e} = \tilde{\omega}_{t_i} = 0,163\%$$

On placera des épingles pour maintenir le ferrailage de notre voile alors on placera $4\phi 8$ dx par m^2 placés en losange

d'après le schéma suivant :



$$\Sigma \tilde{\omega} = \tilde{\omega}_e + \tilde{\omega}_i = 1,1755\%$$

$$a = \frac{M}{N R_m} = \frac{4000}{790 \cdot 2,47} = 2,05$$

$$\left. \begin{array}{l} \Sigma \tilde{\omega} = 1,1755\% \\ a = 2,05 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{tableau M. Diver} \\ \text{C7} \end{array} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 0,950 \\ s = 1,950 \end{array} \right.$$

$$\text{d'où : } \sigma'_{bm} = \frac{N \cdot b}{R_m \cdot h_o} = \frac{790 \cdot 10^3 \cdot 0,95}{247 \cdot 24} = 126,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{am} = n \cdot s \cdot \sigma'_{bm} = 15 \cdot 1,95 \cdot 126,6 = 3703,12 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sens transversal :

L'effort tranchant produit des cisaillements :

$$\xi = \frac{H}{b \cdot z} \approx \frac{H}{1,6 D_m h_o}$$

Les cisaillements fissurent le béton à 45°, l'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à 45° et les armatures transversales.

Donc la traction dans les cerces est :

$$\sigma_{am} = \frac{100 \xi}{\sum \omega} = \frac{100 H}{1,6 D_m \cdot \sum \omega h_o}$$

$$\sum \omega_t = 0,163 + 0,163 = 0,326\%$$

$$H = 154,35t ; D_m = 4,94m ; h_o = 24cm = 0,24m.$$

$$\Rightarrow \sigma_{am} = \frac{100 \cdot 154,35 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 4,94 \cdot 0,326 \cdot 24} = 2490,82 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cas de charge B :

C.à.d sous les sollicitations locales.

Il est supposé qu'une section entièrement ou partiellement comprimée (ou tendue) sous l'effet des sollicitations d'ensemble reste entièrement ou partiellement comprimée (ou tendue) après l'intervention des sollicitations locales.

Sens vertical :

$$- \text{Béton : } \sigma'_c = \frac{6 M_{ce}}{h_o^2} = \frac{6 \cdot 777}{(24)^2} = 8,1 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$- \text{Aciers extérieures : } \sigma_{ce} = \frac{M_{ce}}{h_a \cdot A_e} = \frac{777 \cdot 10^2}{16 \cdot 18,84} = 257,76 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$- \text{Aciers intérieures : } \sigma_{ci} = \frac{M_{ci}}{h_a \cdot A_i} = \frac{777 \cdot 10^2}{16 \cdot 12,06} = 402,67 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sens transversal:Les aciers extérieures:

$$\xi_1 = \frac{h}{h_o} = \frac{19}{24} = 0,792$$

$$\left. \begin{aligned} c = \frac{A_i}{A_e} = 1 \\ \bar{\omega}_{te} = 0,163\% \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 1,7632$$

$$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_o \left(\xi_1 - \frac{\alpha}{3} \right) A_{te}} = \frac{13800}{24 \left(0,792 - \frac{1,7632}{3} \right) 3,92} = 718,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{re} = \frac{M_{re}}{h_a \cdot A_{te}} = \frac{20100}{16 \cdot 3,92} = 320,47 \text{ Kg/cm}^2$$

Les aciers intérieures:

$$\xi_2 = \frac{h_i}{h_o} = \frac{21}{24} = 0,875$$

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_o \left(\xi_2 - \frac{\alpha}{3} \right) A_{ti}} = \frac{0,156 \cdot 10^5}{24 \cdot \left(0,875 - \frac{1,7632}{3} \right) 3,92} = 577,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} c = \frac{A_i}{A_e} = 1 \\ \bar{\omega}_{ti} \% = 0,163\% \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 1,7632$$

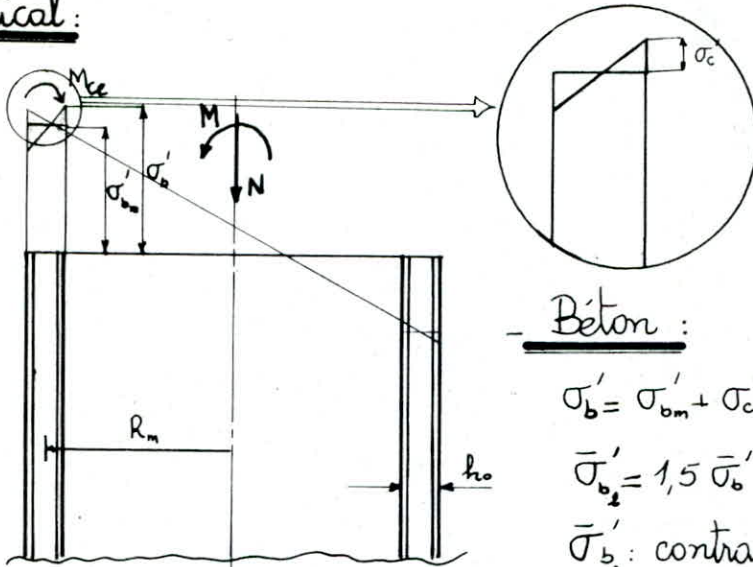
$$\Rightarrow \sigma_{ri} = \frac{M_{ri}}{h_a \cdot A_i} = \frac{0,366 \cdot 10^5}{16 \cdot 3,92} = 583,54 \text{ Kg/cm}^2$$

cas de charge C:

c à d les sollicitations d'ensemble et locales.

Il est supposé que la superposition des sollicitations d'ensemble et locales produit une flexion composée dans l'épaisseur de la paroi, et que les méthodes couramment utilisées dans la résistance des matériaux continuent à être applicables.

Sens vertical:

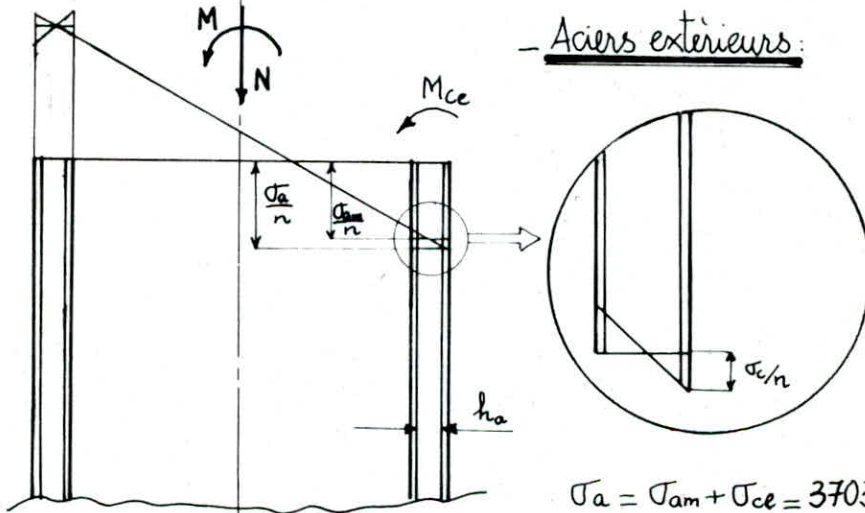


- Béton:

$$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_c = 126,6 + 8,1 = 134,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_2} = 1,5 \sigma'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma'_b$$

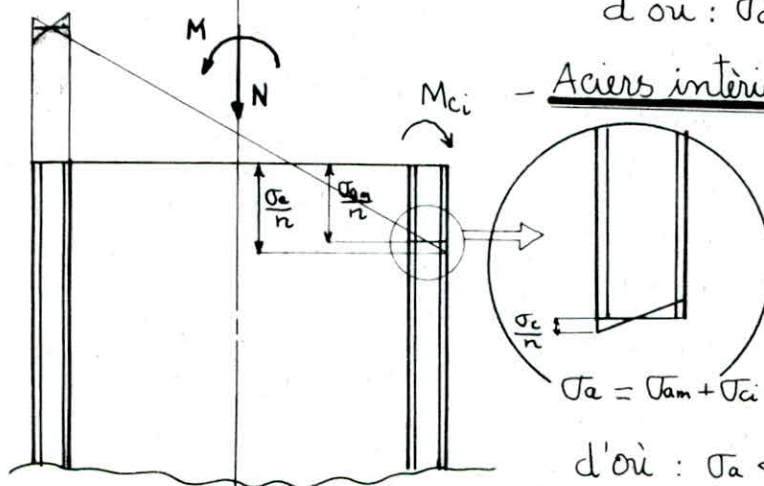
$\bar{\sigma}'_{b_2}$: contrainte admissible du béton sous une sollicitation du 2^{ème} genre.



- Aciers extérieurs:

$$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_{ce} = 3703,12 + 257,76 = 3960,88 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{d'où: } \sigma_a < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

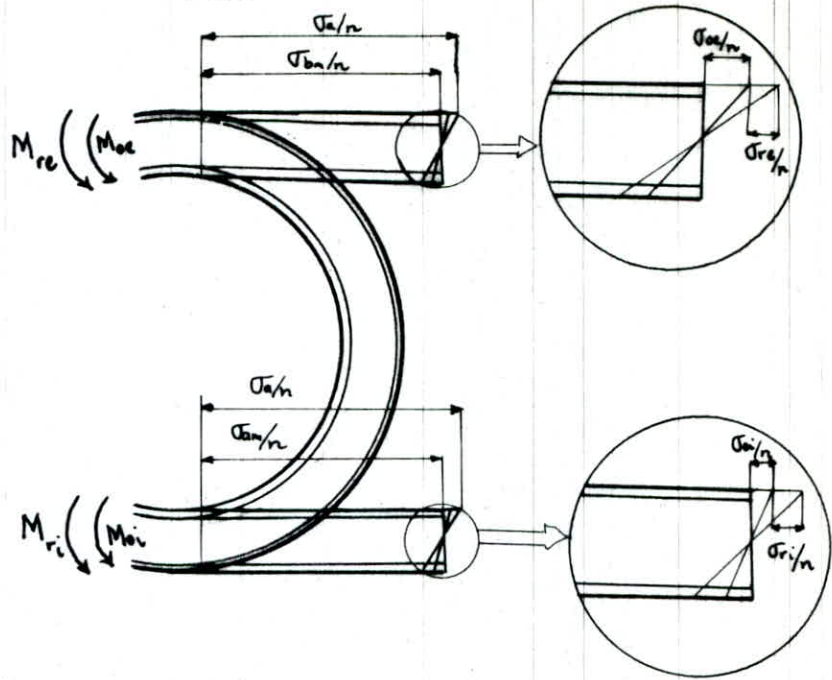


- Aciers intérieurs:

$$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_{ci} = 3703,12 + 402,67 = 4105,79 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{d'où: } \sigma_a < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

110

Sens transversal :les aciers extérieurs :

$$\sigma_{a_e} = \sigma_{am} + \sigma_{oe} + \sigma_{re} = 2490,82 + 718,15 + 320,47 = 3529,45 \text{ Kg/cm}^2$$

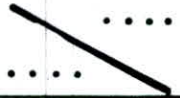
$$\text{d'où } \sigma_{at} = 3529,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$


les aciers intérieurs :

$$\sigma_{at} = \sigma_{am} + \sigma_{oi} + \sigma_{re} = 2490,82 + 577,25 + 583,54 = 3651,60 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } \sigma_{at} = 3651,60 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Les calculs concernant les autres niveaux sont résumés sur les tableaux suivants: 'Voir Pages Suivantes'

Niveau entre -01,40 ^m et +03,40 ^m						
M = 4000 t.m N = 790 t H = 154,35 t		Ferrailage	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{bm} = 126,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_b = 134,7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	ferrailage	nappe ext.	6 H.A. 20/ml $A_e = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_e = 0,673\%$	$\sigma_{am} = 3703,12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 257,76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_a = 3960,88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
nappe int.		6 H.A. 16/ml $A_i = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_i = 0,5023\%$	$\sigma_{ci} = 402,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		$\sigma_a = 4105,79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Sens transversal	ferrailage	nappe ext.	$\sigma_{am} = 2490,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 718,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{re} = 320,47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{a_e} = 3529,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int.		$\sigma_{ci} = 577,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ri} = 583,54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{a_i} = 3651,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$


Niveau entre +0,340 ^m et +6,80 ^m						
M = 3013 t.m N = 736,83 t H = 154,35 t		Ferrailage	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{bm} = 101,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_b = 110 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	ferrailage	nappe ext.	$\sigma_{am} = 2905,0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 402,67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_a = 3307,70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
nappe int.		$\sigma_{ci} = 526,18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		$\sigma_a = 3431,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Sens transversal	ferrailage	nappe ext.	$\sigma_{am} = 2490,82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 718,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{re} = 320,47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{a_e} = 3529,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int.		$\sigma_{ci} = 577,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ri} = 583,54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{a_i} = 3651,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

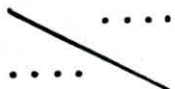
Niveau entre +06,80 ^m et +10,20 ^m						
M = 2745,14 t.m N = 681,55 t H = 151,16 t		Ferrailage	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{b,m} = 100,14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,10 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 108,24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	ferrailage	nappe ext	6HA.14/ml $A_e = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_e = 0,3846\%$	$\sigma_{am} = 3301,60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 526,18 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 3827,7 \text{ kg/cm}^2$
		nappe int	6HA.12/ml $A_i = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_i = 0,2825\%$		$\sigma_{ci} = 716,26 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 4017,90 \text{ kg/cm}^2$
Sens transversal	ferrailage	nappe ext	5H.A.10/ml $A_{te} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{te} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 2439,35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{oe} = 718,15$ $\sigma_{re} = 320,41$	$\sigma_{at} = 3477,97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int	5H.A.10/ml $A_{ti} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{ti} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 2439,35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{oi} = 577,25$ $\sigma_{ri} = 583,51$	$\sigma_{at} = 3600,14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$


Niveau entre +10,20 ^m et +13,60 ^m						
M = 2249,72 t.m N = 624,02 t H = 145,71 t		Ferrailage	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{b,m} = 88,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,10 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 96,52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	ferrailage	nappe ext.	6HA.12/ml $A_e = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_e = 0,2825\%$	$\sigma_{am} = 3144,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 716,26 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 3861,01 \text{ kg/cm}^2$
		nappe int.	6HA.10/ml $A_i = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_i = 0,1963\%$		$\sigma_{ci} = 1031,05 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 4175,80 \text{ kg/cm}^2$
Sens transversal	ferrailage	nappe ext.	5H.A.10/ml $A_{te} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{te} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 2351,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{oe} = 718,15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $\sigma_{re} = 320,41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{at} = 3390,02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int	5H.A.10/ml $A_{ti} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{ti} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 2351,4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{oi} = 577,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $\sigma_{ri} = 583,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{at} = 3512,19 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Niveau entre +13,60 ^m et +17,00 ^m						
M = 1780,52 t.m N = 564,22 t.m T = 138 t		Ferraillages	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{b,m} = 70,9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,10 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 79,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	ferrailage	nappe ext 6HA 12/ml $A_{e} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_e = 0,2825\%$	$\sigma_{am} = 2169,79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 716,28 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 2886,07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
nappe int 6HA 10/ml $A_i = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_i = 0,1963\%$		$\sigma_{ci} = 1031,05 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_a = 3200,84 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Sens transversal	ferrailage	nappe ext 5HA 10/ml $A_{te} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{te} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 2226,98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 718,15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{re} = 320,41$	$\sigma_{at} = 3265,6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int 5HA 10/ml $A_{ti} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{ti} = 0,163\%$		$\sigma_{ci} = 577,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ri} = 583,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{at} = 3387,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Niveau entre +17,00 ^m et +20,40 ^m						
M = 1345,22 t.m N = 502,17 t T = 128,03 t		Ferraillages	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{b,m} = 51,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,10 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 60,03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
	ferrailage	nappe ext 6HA 12/ml $A_e = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_e = 0,2825\%$	$\sigma_{am} = 1187,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 716,28 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 1904,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
nappe int 6HA 10/ml $A_i = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_i = 0,1963\%$		$\sigma_{ci} = 1031,05 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_a = 2218,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Sens transversal	ferrailage	nappe ext 5HA 10/ml $A_{te} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{te} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 2066,09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 718,15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{re} = 320,41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{at} = 3104,71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int 5HA 10/ml $A_{ti} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{\omega}_{ti} = 0,163\%$		$\sigma_{ci} = 577,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ri} = 583,51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{at} = 3226,88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Niveau entre 20,40 ^m et 23,80 ^m						
M = 951,50 t.m N = 437,85 t T = 115,8 t		Ferraillages	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens vertical	Béton		$\sigma'_{bm} = 35,9 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma'_c = 8,1 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 44,0 \text{ Kg/cm}^2$	
	ferrailage	nappe ext 6 HA 12/ml $A_e = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_e = 0,2825\%$	$\sigma_{am} = 502,4 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{ce} = 716,28 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_a = 1218,6 \text{ Kg/cm}^2$	
nappe int 6 HA 10/ml $A_i = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_i = 0,1963\%$		$\sigma_{ci} = 1031,05 \text{ Kg/cm}^2$		$\sigma_a = 1533,4 \text{ Kg/cm}^2$		
Sens transversal	ferrailage	nappe ext 5 HA 10/ml $A_{te} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_{te} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 1868,72 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{ce} = 718,15 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{re} = 320,41 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{at} = 2907,34 \text{ Kg/cm}^2$
		nappe int 5 HA 10/ml $A_{ti} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_{ti} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 1868,72 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{oi} = 577,25 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{ri} = 583,51 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{at} = 3029,52 \text{ Kg/cm}^2$

Niveau entre 23,80 ^m et 27,20 ^m						
M = 607,50 t.m N = 371,28 t T = 101,31 t		Ferraillages	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C	
Sens Vertical	Béton		$\sigma'_{bm} = 22,8 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma'_c = 8,1 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 30,90 \text{ Kg/cm}^2$	
	ferrailage	nappe ext 6 HA 12/ml $A_e = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_e = 0,2825\%$	$\sigma_{am} = 7,00 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{ce} = 716,28 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_a = 723,30 \text{ Kg/cm}^2$	
nappe int 6 HA 10/ml $A_i = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_i = 0,1963\%$		$\sigma_{ci} = 1031,05 \text{ Kg/cm}^2$		$\sigma_a = 1038,10 \text{ Kg/cm}^2$		
Sens transversal	ferrailage	nappe ext 5 HA 10/ml $A_{te} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_{te} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 1634,9 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{ce} = 718,15 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{re} = 320,41 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{at} = 2673,51 \text{ Kg/cm}^2$
		nappe int 5 HA 10/ml $A_{ti} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\bar{\omega}_{ti} = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 1634,9 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{oi} = 577,25 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{ri} = 583,54 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_{at} = 2795,68 \text{ Kg/cm}^2$

Niveau entre +27,20 ^m et +29,58 ^m						
		M=319,5t.m N=302,44t H=84,56t	Ferailrages	Cas de charge A	Cas de charge B	Cas de charge C
Sens Vertical	Béton			$\sigma'_{bm} = 15,1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma'_c = 8,1 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma'_b = 23,2 \text{ Kg/cm}^2$
	ferraillage	nappe ext	6 HA 12/ml $A_e = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{w}_e = 0,2825\%$	$\sigma_{am} = 0,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{ce} = 716,28 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_a = 716,28 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
		nappe int	6 HA 10/ml $A_i = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{w}_i = 0,1963\%$		$\sigma_{ci} = 1031,05 \text{ Kg/cm}^2$	$\sigma_a = 1031,05 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
Sens transversal	ferraillage	nappe ext	5 HA 10/ml $A_{ce} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{w}_e = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 1364,59 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{oe} = 718,15 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{re} = 320,47$
		nappe int	5 HA 10/ml $A_{ci} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $\tilde{w}_i = 0,163\%$	$\sigma_{am} = 1364,59 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{oi} = 577,25$	$\sigma_{ri} = 583,54$
						$\sigma_{at} = 2403,21 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$
						$\sigma_{at} = 2525,38 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

ÉTUDE AU NIVEAU DES OUVERTURES

Généralement les renforts au niveau des ouvertures ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage glissant ou grim pant, dans des conditions de travail difficiles et coûteuses, donc on remplace le renfort par un cadre incorporé.

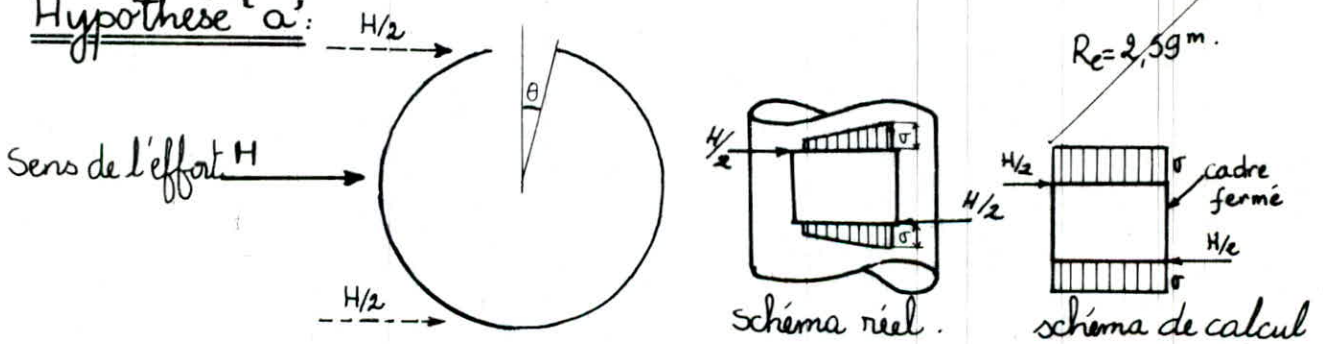
Le cadre incorporé doit participer à la transmission du moment fléchissant M et de l'effort normal N , produisant les contraintes σ dans la section du fût non percé au dessus de l'ouverture, ainsi que l'effort tranchant d'ensemble H évalué dans la même section.

Le cadre incorporé est constitué de deux poteaux et de deux linteaux dont les armatures viendront s'ajouter au ferrailage courant du fût.

ETUDE DU CADRE INCORPORÉ:

On considère 3 hypothèses :

Hypothèse 'a':



Les sollicitations provoquées par la force horizontale $H/2$, seront équilibrées par les poteaux incorporés situés de part et d'autre de l'ouverture de section : $L \times h_0$ (h_0 : épaisseur du fût).

$$L = 2\sqrt{R_e^2 - r^2} ; R_e = \frac{D_e}{2} ; r = R_e - h_0.$$

La force horizontale agissant sur chaque poteau est :

$$H' = \frac{H}{4\lambda} ; \text{ où } : \lambda = \frac{r\sqrt{R_e^2 - b^2}}{R_e^2} - \frac{b\sqrt{R_e^2 - r^2}}{R_e^2}$$

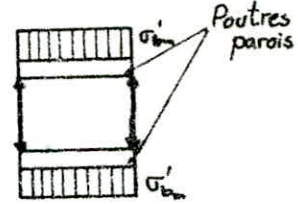
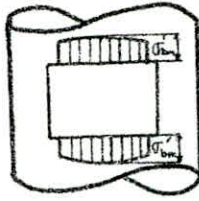
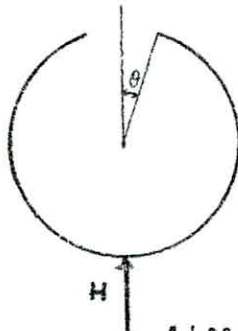
$b = l/2$; l : largeur de l'ouverture.

Le moment fléchissant agissant sur chaque poteau du cadre incorporé est : $M_f = H \cdot d/2$.

d'où le ferrailage vertical qui borde l'ouverture : $A_1 = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot z_1}$

$$z_1 = (2/3) \cdot L$$

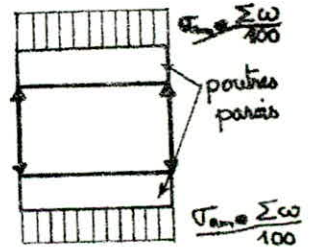
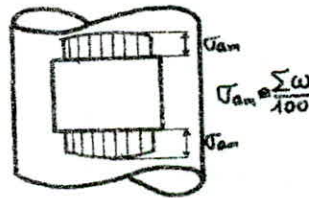
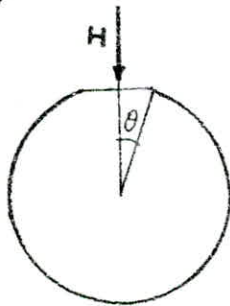
Hypothèse 'b':



Sens de l'effort. - Schéma réel. - Schéma de calcul.

On prendra en compte les contraintes maximales de compression $\sigma'_{b,m}$ distribuées sur toute la largeur de l'ouverture, les forces élastiques dues à ces contraintes sont transmises aux éléments verticaux à l'aide de la paroi constituée par les éléments horizontaux de l'ouverture.

Hypothèse 'c':



Sens de l'effort - Schéma réel - Schéma de calcul.

On prendra en compte les contraintes maximales de traction $\frac{\sigma_{am} \cdot \sum \omega}{100}$ distribuée sur toute la largeur de l'ouverture, la poutre paroi assure la transmission des forces élastiques dues à ces contraintes, aux éléments verticaux de l'ouverture.

- Nous avons 2 types d'ouvertures :

- 1/ ouvertures au niveau 0,00 et 3,40 m servant d'accès à la tour et à l'anneau
- 2/ ouvertures aux niveaux courants (paliers de repos)

a) Premier type d'ouvertures:

La hauteur de l'ouverture est d

$$d = 2,0 \text{ m}; \text{ on a } h_o = 24 \text{ cm};$$

la largeur de l'ouverture est: $l = 1 \text{ m}$.

$$R_e = \frac{D_e}{2} = 2,59 \text{ m}.$$

$$b = \frac{l}{2} = 0,5 \text{ m}.$$

$$r = R_e - h_o = 2,35 \text{ m}.$$

Le pourcentage total d'acier vertical

$$\Sigma \bar{\omega}_v \% = 0,8869 \%$$

Le pourcentage total d'acier transversal:

$$\Sigma \bar{\omega}_t \% = 0,326 \%$$

L'effort tranchant est: $H = 80 \text{ t}$.

La contrainte de compression dans le béton sous: $G + P + SI \rightarrow \sigma'_{b,m} = 1019 \text{ Kg/cm}^2$

la hauteur de la section du poteau incorporé est:

$$L = 2\sqrt{R_e^2 - r^2} = 2\sqrt{(2,59)^2 - (2,35)^2} = 2,18 \text{ m}.$$

La force horizontale agissant sur chaque poteau est: $H' = \frac{H}{4\lambda}$.

$$\lambda = \frac{r\sqrt{R_e^2 - b^2}}{R_e^2} - \frac{b\sqrt{R_e^2 - r^2}}{R_e^2} = 0,809$$

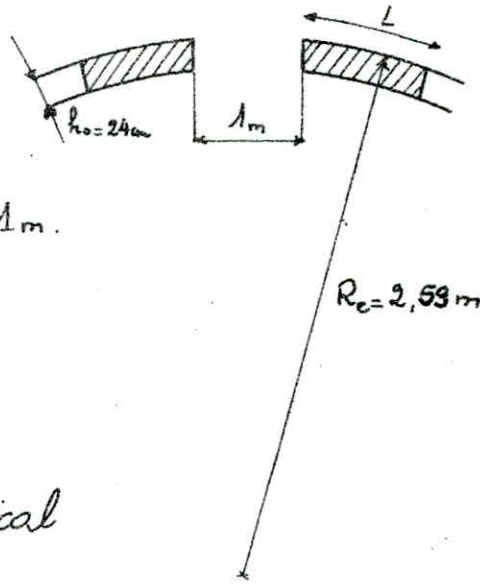
$$\text{d'où } H' = \frac{154,35}{4 \cdot 0,809} = 47,69 \text{ t}.$$

1) Ferraillage Vertical: Le moment fléchissant dans le poteau incorporé est:

$$M_f = \frac{H' d}{2} = \frac{47,69 \cdot 2,0}{2} = 47,69 \text{ t.m}.$$

$$\text{le bras de levier: } z_1 = \frac{2}{3} L = \frac{2}{3} \cdot 2,18 = 1,453 \text{ m}.$$

la fissuration est préjudiciable } $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1843 \text{ Kg/cm}^2$
l'armature sera du H.A16 }



d'où la section d'acier nécessaire est :

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_1} = \frac{47,69 \cdot 10^5}{1843 \cdot 145,3} = 17,81 \text{ cm}^2.$$

On prévoit 11 HA 16 en bordure sur une largeur de $0,15L$
donc sur : $0,15L = 0,15 \cdot 2,18 = 0,327 \text{ m} = 33 \text{ cm}$ repartis en 2 nappes.

Le ferrailage vertical courant est : $\Sigma \omega\% = 1,2 \cdot 0,8869 = 1,064\%$.

la section d'acier sur la largeur $0,85L$ est : $0,85 \times 1,064 \times 2,18 \times \frac{24}{100} = 47,32 \text{ cm}^2$.

On prend 10 HA 16 pour la nappe extérieure et 10 HA 14 pour la nappe intérieure repartis sur une largeur de : $0,85L = 185 \text{ cm}$.

La longueur des barres est : $d + l + 2l_d$.

avec : $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\epsilon}_d} = \frac{16}{4} \cdot \frac{1843}{16,6} = 44,41 \text{ cm}$ On prend 50 cm .

donc $d + l + 2l_d = 2 + 1 + 2 \cdot 0,50 = 4 \text{ m}$

2) ferrailage transversal:

Le moment fléchissant dans le linteau incorporé est :

$$M_f = 47,69 \text{ t.m.}$$

d'où la section d'acier transversale de l'ouverture est :

$$A_2 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_2} \quad \text{avec : } z_2 = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \cdot 140 = 93,3 \text{ cm}$$

h : étant la hauteur du linteau = $1,40 \text{ m}$.

On a des armatures HA 10
et la fissuration est préjudiciable } $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2332 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\Rightarrow A_2 = \frac{47,69 \cdot 10^5}{2332 \cdot 93,3} = 21,92 \text{ cm}^2.$$

la section courante sur la hauteur $0,85h$ est : $0,85 \cdot 140 \cdot 0,326 \cdot \frac{24}{100}$

donc la section courante sur $0,85h = 9,31 \text{ cm}^2$.

qui est inférieure à $1,5A_2 = 32,88 \text{ cm}^2$.

2) Deuxième type d'ouverture:

La hauteur de l'ouverture $d = 2,0 \text{ m}$; sa largeur est $e = 25 \text{ cm}$.

l'épaisseur est $h_0 = 24 \text{ cm}$.

$$\Sigma \bar{\omega}_v \% = 0,6671\%$$

$$\Sigma \bar{\omega}_t \% = 0,3226\%$$

$$H = 151,16 \text{ t.} ; \sigma_{b_m}' = 100,14 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$L = 2 \sqrt{R_c^2 - r^2} = 2,18 \text{ m.}$$

$$b = \frac{l}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 0,886.$$

la force horizontale agissant sur chaque côté est: $H' = \frac{H}{4\lambda} = 42,65 \text{ t}$

1) ferraillage Vertical:

Le moment fléchissant dans le poteau incorporé est:

$$M_f = \frac{H'd}{2} = \frac{42,65 \cdot 2,0}{2} = 42,65 \text{ t.m.}$$

On a de l'acier HA 14 $\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1971 \text{ Kg/cm}^2$.

$$z_1 = \frac{2}{3} L = 1,45 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_1} = \frac{42,65 \cdot 10^5}{1971 \cdot 1,45 \cdot 10^2} = 14,89 \text{ cm}^2.$$

On prend 12 HA 14 répartis sur une largeur de $0,15L = 32,7 \text{ cm}$.
et cela en 2 nappes.

La longueur des barres est: $d + l + 2ld = 2 + 0,25 + 2 \times 0,5 = 3,25 \text{ m}$.

2) ferraillage transversal:

Le moment fléchissant dans le linteau incorporé est $M_f = 42,65 \text{ t.m}$
le ferraillage transversal bordant l'ouverture est:

$$A_2 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_2} ; \quad z_2 = \frac{2}{3} h = 0,933 \text{ m} = 93,3 \text{ cm.}$$

$$\text{On a du HA 10} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2332 \text{ Kg/cm}^2$$

Hypothèse 'b': Le linteau est soumis à une compression $p = \bar{\sigma}'_{bm} = 101,9 \text{ Kg/cm}^2$
 donc la charge sur la poutre poutre est: $p = p \cdot h_0 = 101,9 \times 24 = 2445,6 \text{ Kg/cm}$
 d'où: $p = p \cdot h_0 = 244,56 \text{ t/m}$;

$$\rightarrow M_0 = \frac{p l^2}{8} = \frac{244,56 \cdot 1^2}{8} = 30,57 \text{ t.m.}$$

$$\text{le ferrailage est: } A_2 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot z_2} = \frac{30,57 \cdot 10^5}{2332 \cdot 93,3} = 14,05 \text{ cm}^2.$$

donc on adopte la section donnée par l'hypothèse 'a'

$\rightarrow A_2 = 21,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 28 HA 10 répartis sur une hauteur de 40 cm, en 2 nappes.

la section courante est: $1,5 A_2 = 32,88 \text{ cm}^2$ on prend 42 HA 10 répartis sur une hauteur de 100 cm, en 2 nappes.

La contrainte de cisaillement (2^{ème} genre):

$$T_{\max} = \frac{p l}{2} = \frac{244,56 \cdot 1}{2} = 122,28 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{122,28 \cdot 10^3}{24 \cdot \frac{7}{8} \cdot 140} = 41,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

La contrainte de cisaillement acceptable:

$$\tau = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2.$$

pour les contraintes du 2^{ème} genre: $\tau = 1,5 \cdot 20,65 = 30,975 \text{ Kg/cm}^2.$

La contrainte de cisaillement tolérable:

$$\tau = 5 \cdot \bar{\sigma}_b = 5 \cdot 5,9 = 29,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

pour les contraintes du 2^{ème} genre: $\tau = 1,5 \cdot 29,5 = 44,25 \text{ Kg/cm}^2.$

Donc le cisaillement est vérifié.

d'où:

$$A_2 = \frac{42,65 \cdot 10^5}{2332 \cdot 93,3} = 19,60 \text{ cm}^2.$$

la section courante sur la hauteur $0,85 h$ est :

$$0,85 \cdot 140 \cdot 0,326 \cdot \frac{24}{100} = 9,3 \text{ cm}^2 < 1,5 A_2 = 29,40 \text{ cm}^2.$$

Hypothèse 'b': Le linteau est soumis à une compression: $p = \sigma_{b,m} = 100,14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
qui est une contrainte du 2^{ème} genre.

Donc la charge sur la poutre paroi est: $p \cdot h = 100,14 \cdot 0,24 = 240,3 \text{ t/m}$.

$$\rightarrow M_0 = \frac{p l^2}{8} = \frac{240,3 \cdot (0,25)^2}{8} = 1,87 \text{ t.m.}$$

$$\text{le ferrailage est: } A_2 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{z}_2} = \frac{1,87 \cdot 10^5}{2332 \cdot 93,3} = 0,86 \text{ cm}^2.$$

On adapte la section donnée par l'hypothèse 'a'

$A_2 = 19,60 \text{ cm}^2$ on prend alors: 26 HA.10 répartis sur une hauteur de 40cm en 2 nappes.

la section courante est $1,5 A_2 = 29,40 \text{ cm}^2$ on prend 38 H.A10 répartis sur une hauteur de 100cm en 2 nappes.

La contrainte de cisaillement:

$$T_{\max} = \frac{p l}{2} = \frac{240,30 \cdot 0,25}{2} = 30,04 \text{ t.}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{30,04 \cdot 10^3}{24 \cdot \frac{7}{8} \cdot 140} = 10,22 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2.$$

Donc le cisaillement dans le linteau est vérifié.

CHAPITRE = 7

**CALCUL
DE
FONDATIONS**

ÉTUDE DU SOL

ANALYSE DES ESSAIS IN-SITU:

- L'analyse des sondages qui ont été effectués lors des travaux de reconnaissance in-situ, révèlent globalement une couche de sable ou de limon sableux de 0 à 2 m puis une couche de grés d'au moins 3 mètres d'épaisseur, et au vu de l'épaisseur de roche dure, les sondages ont été limités à 5,5 m ou 6,0 m.
- L'analyse des essais de pénétration dynamiques nous montre que les refus sont obtenus dans les 1^{ers} mètres, c'à d sur la couche de grés, et que la résistance de pointe est bonne et, augmente très rapidement à partir de 2,20 m.

CONCLUSION et RECOMMANDATIONS:

Le terrain est stable et homogène, une couche de grés apparaît dès les 1^{ers} mètres sur une épaisseur d'au moins 3 mètres, d'après les sondages réalisés.

Vu le type de sol rencontré, les essais au laboratoire ne sont pas nécessaires, les essais in-situ suffisent pour conclure.

contrainte admissible:

D'après les essais pénétrométriques, et, la nature du sol, le taux de travail à adopter est de 2 bars.

La profondeur d'amorçage de la fondation sera d'au moins 1 mètre; même si la roche apparaît dès la surface.

Tassements:

Les tassements seront faibles, vu la nature des couches sous-jacentes du sol et l'importance de la profondeur d'amorçage.

MODE DE FONDATIONENVISAGEABLEINTRODUCTION

Les efforts agissants sur la superstructure sont transmis à la fondation par l'intermédiaire d'une paroi cylindrique d'épaisseur, $e = 24 \text{ cm}$ et de rayon moyen $a = 2,47 \text{ m}$,

Possibilité d'utiliser une semelle filante annulaire:

La charge transmise à la fondation est : $Q = G + 1,2P = 642,75 \text{ t}$.

La charge par mètre linéaire de circonférence est : $p = \frac{Q}{\pi D_m}$.

$$p = \frac{642,75}{4,94 \cdot \pi} = 41,42 \text{ t/ml.}$$

* Détermination de la largeur de la semelle :

On prend par hypothèse une réaction uniforme du sol.

- L'équilibre statique de la semelle nous permet d'écrire les équations suivantes:

a) la réaction du sol $= \frac{Q}{S} = \sigma_s$.

$$\text{d'où : } \frac{Q}{\pi(R^2 - r^2)} = \sigma_s = 2 \text{ bars} \approx 2 \text{ Kg/cm}^2 = 2 \cdot 10^3 \text{ t/10}^4 \text{ m}^2 = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donc : } \frac{Q}{\pi(R^2 - r^2)} = 20 \Rightarrow R^2 - r^2 = \frac{642,75 \text{ t}}{\pi \cdot 20} = 10,225 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \boxed{R^2 - r^2 = 10,23} \quad (a)$$

b) l'équation des moments exige que:

Moment des réaction à gauche

Moment des réactions à droite.

$$\text{donc : } \int_0^R 2\pi x(x-a) dx = \int_r^a 2\pi x(a-x) dx$$

$$\Rightarrow 2\pi \left(\frac{R^3}{3} - a\frac{R^2}{2} + \frac{a^3}{3} \right) = 2\pi \left(\frac{a^3}{2} - \frac{a^3}{3} - \frac{ar^2}{2} + \frac{r^3}{3} \right)$$

$$\text{d'où : } R^3 - r^3 = \frac{3a}{2} (R^2 - r^2) = \frac{(3)(2,47)}{2} (R^2 - r^2) = 3,705 \cdot (10,23)$$

$$\Rightarrow \boxed{R^3 - r^3 = 37,90 \text{ m}^3} \quad (1)$$

$$\text{de (1) on aura : } R^3 = 37,90 + r^3 \quad (I)$$

$$\text{de (a) on aura : } r^2 = R^2 - 10,23 \quad (II)$$

$$\text{de (I) et (II) on tire : } \boxed{R = 3,40 \text{ m}} \text{ et } \boxed{r = 1,20 \text{ m}}$$

Les contraintes dans le sol résultant de la fondation sur la semelle annulaire sous la combinaison : $G + P + SI$, sont très élevées, On envisage alors de fonder sur une couche profonde plus résistante. et vu que le rayon intérieur de la semelle annulaire est très faible ce qui ne facilite pas les travaux d'excavation et de coffrage, et vu l'importance du moment de renversement, nous optons pour un radier général.

Cette solution est économiquement acceptable vu qu'elle permet de diminuer considérablement le coût des travaux d'excavation et de coffrage.

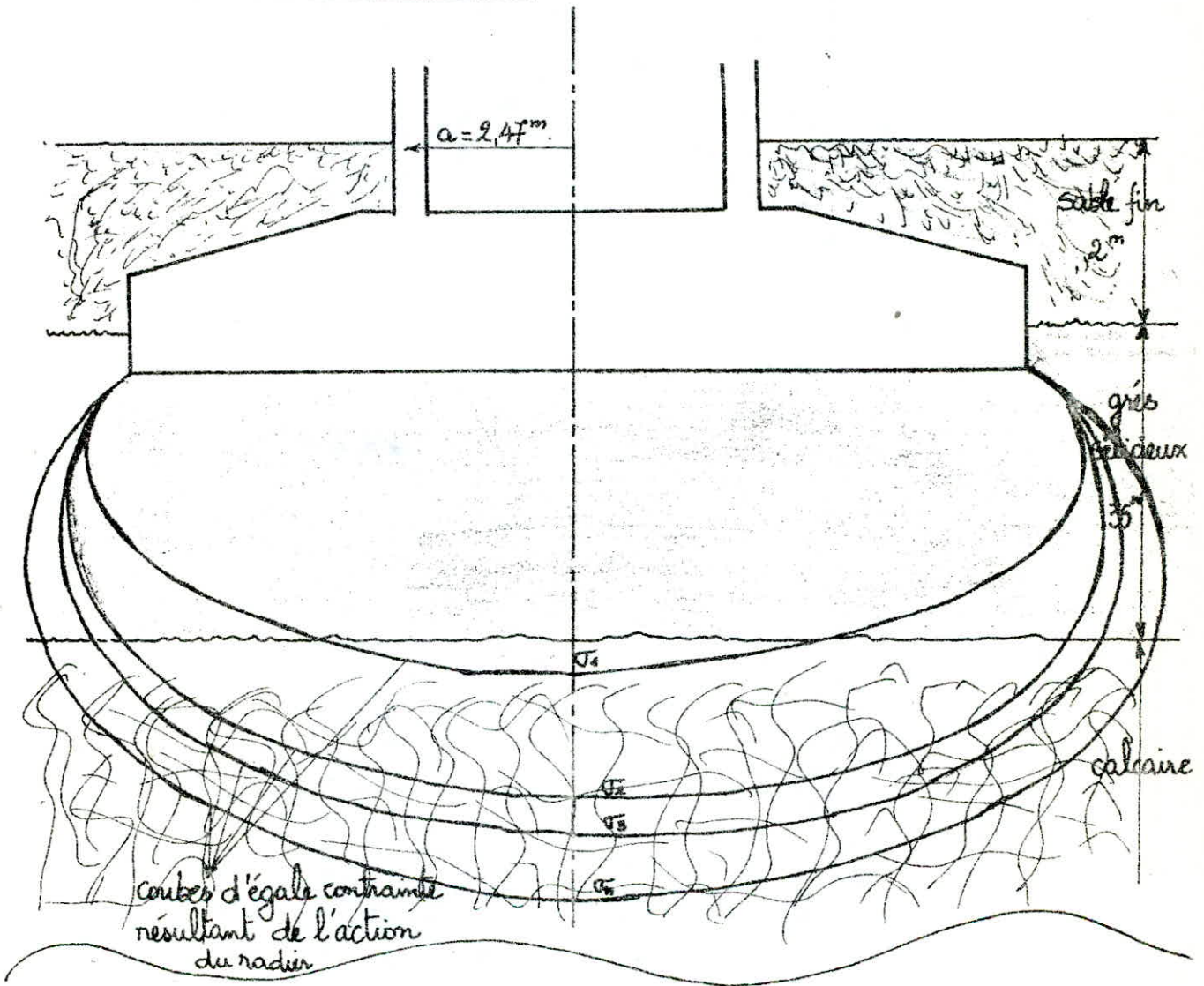
- La surcharge sur le sol étant égale à la différence entre le poids de l'ouvrage et le poids des terres existant initialement à l'emplacement du radier.

On peut de ce fait diminuer (réduire) considérablement les tassements par un choix judicieux du niveau d'assise du radier.

- En raison des interférences, le radier général permet dans les couches sous-jacentes du sol des surcharges qui s'amortissent

très lentement en profondeur.

BULBE DE PRESSION:



Le tassement n'est pas à craindre puisque le sol est formé d'enrochement de grès siliceux et de calcaire dès les premiers mètres.

DIMENSIONNEMENT DU RADIER:

On a un radier circulaire qui sera dimensionné par la combinaison la plus défavorable qui nous donne les efforts suivants à la base:

$$N = 790 \text{ t.}$$

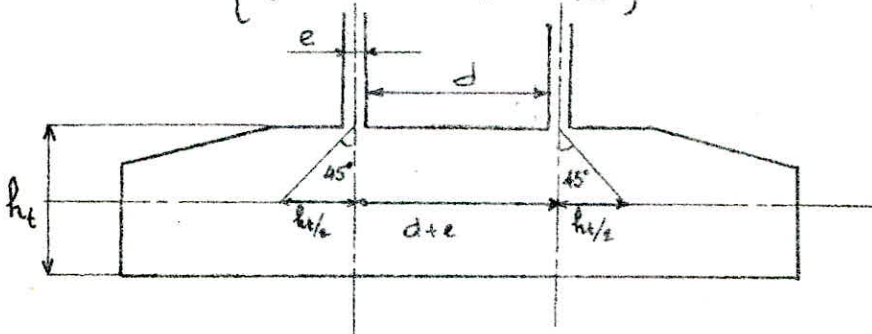
$$M = 4000 \text{ t.m}$$

$$T = 154 \text{ t.}$$

Détermination de la hauteur h_t :

La hauteur h_t du radier est déterminée à l'aide de la condition de non poinçonnement: $\frac{1,5 \bar{Q}}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$.

$$\text{avec : } P_c = \left\{ (d+e) + h_t/2 + h_t/2 \right\} \pi = (d+e+h_t) \pi$$



$$\Rightarrow P_c \cdot h_t \geq 1,5 Q / \bar{\sigma}_b$$

$$\text{d'où : } \pi (d+e+h_t) h_t \geq \frac{1,5 Q}{\bar{\sigma}_b} \Rightarrow h_t^2 + (d+e) h_t - \frac{1,5 Q}{\pi \bar{\sigma}_b} \geq 0$$

$$\text{donc : } h_t^2 - 4,94 h_t - \frac{1,5 \cdot 790}{\pi \cdot 59} \geq 0 \Rightarrow h_t^2 + 4,94 h_t - 6,393 \geq 0$$

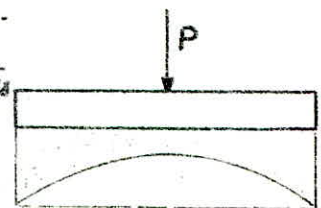
$$\text{d'où : } \underline{h_t = 1,10 \text{ m}}$$

La répartition des contraintes sous une fondation circulaire dans un plan diamétrale est parabolique.

Ce qui nous donne des déformations importantes

aux extrémités, pour y remédier à ce

problème, on rigidifie notre structure en jouant sur h_t .

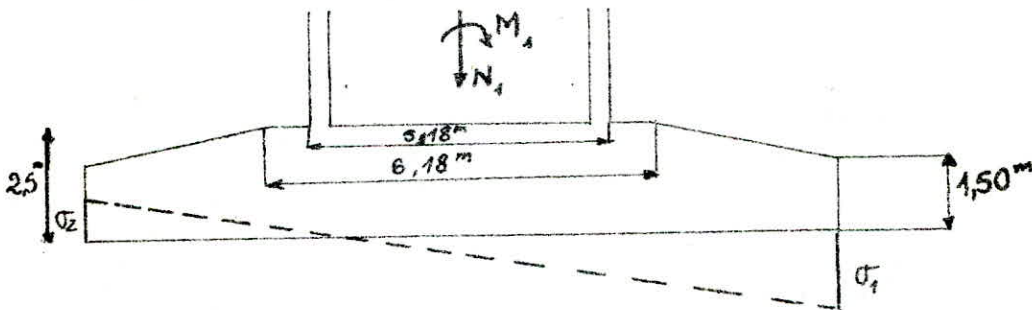


On prendra la hauteur totale h_t du radier égale à 2,5 m

donc: $h_t = 2,50 \text{ m}$

Détermination du diamètre du radier:

Le radier est sollicité à sa base par un effort normal N_1 , et un moment fléchissant M_1 , on obtient le diagramme de contraintes suivants:



puisque le sol ne travaille pas à la traction, il faut éviter que $\sigma_2 < 0$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S} - \frac{M_1}{W} \geq 0; \quad S = \frac{\pi D^2}{4}; \quad W = \frac{\pi D^3}{32}$$

$$N_1 = N + N_{\text{fond}}; \quad M_1 = M + T \cdot h_{i,\text{fond}}$$

$$N_{\text{fond}} = \frac{\pi D^2}{4} \cdot h_{i,\text{fond}} \cdot 2,5 = \frac{\pi \cdot 2,5 \cdot 2,5 \cdot D^2}{4} = 4,9087 D^2$$

$$\text{d'où: } N_1 = N + N_{\text{fond}} = 790 + 4,9087 D^2 \text{ (t)}$$

$$M_1 = M + T \cdot h_{i,\text{fond}} = 4000 + 154 \cdot 2,5 = 4385 \text{ t.m}$$

$$\sigma_2 \geq 0 \Rightarrow \frac{N_1}{S} \geq \frac{M_1}{W} \Rightarrow \frac{790 + 4,9087 D^2}{\pi D^2/4} \geq \frac{4385}{\pi D^3/32}$$

$$\Rightarrow 4,9087 D^3 + 790 D - 35080 \geq 0 \Rightarrow D = 16,50 \text{ m}$$

On prendra: $D = 16 \text{ m}$

On peut admettre une certaine zone inactive, vu que le sol est très compact.

$$\text{d'où : } S = \frac{\pi D^2}{4} = 201,0619 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{\pi D^3}{32} = 402,1238 \text{ m}^3 ; N_{\text{fond}} = 1256,63 \text{ t.}$$

donc : $N_1 = 2046,6 \text{ t}$
 et $M_1 = 4385 \text{ t.m}$

VÉRIFICATIONS: contraintes dans le sol:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{S} + \frac{M_1}{W} = \frac{2046,6}{201,0619} + \frac{4385}{402,124} = 10,179 + 10,905 = 21,08 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 21,08 \text{ t/m}^2 = 2,108 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 2,0 = 2,66 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S} - \frac{M_1}{W} = -0,726 \text{ t/m}^2 = -0,073 \text{ Kg/cm}^2 \approx 0. \text{ tolérable car on}$$

a admis une zone inactive du sol.

vérification au renversement

Calcul du moment de renversement:

Moment dû à l'ensoleillement:

Le moment M'_s d'encastrement à la base engendré par la déformation due à l'ensoleillement, ce moment a la valeur approchée:

$$M'_s = G \cdot C_s.$$

$$G: \text{ poids de l'ouvrage} = 1850,25 \text{ t}$$

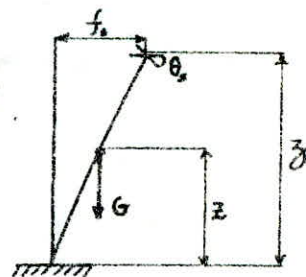
$$C_s = f_s \left(\frac{z}{3}\right)^2$$

$$f_s: \text{ flèche au sommet. } f_s = z \theta_s / 2.$$

θ_s : rotation due à l'ensoleillement.

$$\theta_s = \frac{\mu T \cdot z}{D_e}$$

T : est la différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée. $T = 30^\circ$.



$$z: \text{ hauteur totale} = 37 \text{ m}$$

μ : est le module de dilatation linéaire. $\mu = 10^{-5}$.

D_e : diamètre extérieur de la tour = 5,18 m.

d'où :
$$\theta_s = \frac{10^{-5} \cdot 30 \cdot 37}{5,18} = 2,143 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

donc :
$$f_s = \frac{z \theta_s}{2} = \frac{37 \cdot 2,143 \cdot 10^{-3}}{2} = 3,9643 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$$

 $z =$ altitude du centre de gravité de l'ouvrage.

Calcul de z :

éléments	z_i (m)	P_i (t)	$P_i \cdot z_i$
Salle d'opération	31	201,25	6238,75
fût cylindrique	14,32	392,36	5618,59
Radier	1,25	1256,64	1570,80
		Σ 1850,25	13428,145

$$z = \frac{\Sigma P_i \cdot z_i}{\Sigma P_i} = \frac{13428,145}{1850,25} = 7,25 \text{ m.}$$

donc :
$$C_s = f_s \cdot \left(\frac{z}{37}\right)^2 = 3,9643 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{7,25}{37}\right)^2 = 1,522 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

d'où :
$$M'_s = 1850,25 \cdot 1,522 \cdot 10^{-3} = 2,82 \text{ t.m.}$$

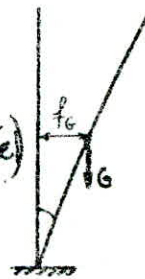
• Moment secondaire dû à l'action du seisme :

$$M' = G \cdot f_g.$$

f_g : déplacement du C.D.G dû au seisme

$$f_g = 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m (Voir diagramme de la déformée) chapitre 3.}$$

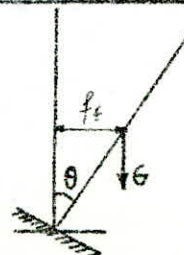
$$\Rightarrow M' = 1850,25 \cdot 1,2 \cdot 10^{-2} = 22,2 \text{ t.m.}$$



• Moment secondaire dû au tassement différentiel de la fondation :

$$M'_f = G * f_f.$$

f_f : déplacement du C.D.G dû à la rotation de la fondation.



$$\rightarrow f_f = \theta_f \cdot z$$

avec :

$$\theta_f: \text{rotation de la fondation} : \theta_f = \frac{M}{C \cdot I_f}$$

M: moment d'encastrement à la base de la tour = 4000 t.m.

C: module de tassement du sol = 5 kg/cm³ = 6000 t/m³

I_f: moment d'inertie de la fondation = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (16)^4}{64} = 3217 \text{ m}^4$.

$$\text{d'où : } \theta_f = \frac{M}{C \cdot I_f} = \frac{4000}{6000 \cdot 3217} = 2,07 \cdot 10^{-4} \text{ rd.}$$

$$\Rightarrow f_f = \theta_f \cdot z = 2,07 \cdot 10^{-4} \cdot 7,25 = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\text{donc on aura : } M'_f = G \cdot f_f = 1850,25 \cdot 1,5 \cdot 10^{-3} = 2,77 \text{ t.m.}$$

Donc le moment de renversement à la base de la tour est :

$$M_r = M + T_0 \cdot h_{cf} + (M'_s + M' + M'_f)$$

$$\Rightarrow M_r = 4000 + 154 \cdot 2,5 + (2,82 + 22,2 + 2,77) = 4412,8 \text{ t.m.}$$

donc :

$$M_r = 4412,80 \text{ t.}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = G * \frac{D}{2} = 1850,25 \times \frac{16}{2} = 14802 \text{ t.m.}$$

On prend un coefficient F_s vis à vis du renversement

On prendra : F_s = 2.

$$F = \frac{M_s}{M_r} = \frac{14802}{4412,8} = 3,35 > F_s = 2$$

donc le renversement est vérifié.

vérification au glissement

la force résultante F_H doit être inférieure à la force de frottement sol-béton, donc il faut vérifier que : $F_H/F_V < f$.

F_H : résultante des forces horizontales.

F_V : résultante des forces verticales.

f : coefficient de frottement (sol-béton) ; $f \approx 0,7$.

$$F_H/F_V = \frac{154}{1850,25} = 0,083 \ll f.$$

Donc le glissement est vérifié.

CALCUL DE LA PLAQUE DE FONDATION

Le radier sera assimilé à une plaque fonctionnant comme un plancher renversé s'appuyant sur le voile circulaire de la tour et chargé par la contrainte du sol.

Charge à prendre en compte:

- Sollicitation du 1^{er} genre : $G + 1,2P = 1850,25 + 1,2 \cdot 40,95 = 1899,39t$.
- Sollicitation du 2^{ème} genre : $G + P + SI = 1850,25 + 40,95 + 154,35 = 2045,55t$
- R.P.A \rightarrow $\begin{cases} 0,8G + SI = 0,8 \cdot 1850,25 + 154,35 = 1634,54t. \\ 0,8G - SI = 0,8 \cdot 1850,25 - 154,35 = 1043,66t. \end{cases}$

Les contraintes minimales et maximales dans le sol sont données par le tableau suivant :

Combinations Contraintes	G+1,2P	G+P+SI	0,8G+SI	08-SI
$\sigma_1 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	0,94	2,10	1,61	1,26
$\sigma_2 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$	0,94	-0,07	-0,11	-0,22

$$\frac{\sigma_{\max} (2^{\text{ème}} \text{ genre})}{\sigma_{\max} (1^{\text{er}} \text{ genre})} = \frac{2,159}{0,9446} = 2,28 > \frac{\bar{\sigma}_a (2^{\text{ème}} \text{ genre})}{\bar{\sigma}_a (1^{\text{er}} \text{ genre})} = 1,5$$

Donc on ne tiendra compte que des sollicitations du 2^{ème} genre uniquement.

Donc le radier est chargé par une charge trapézoïdale :

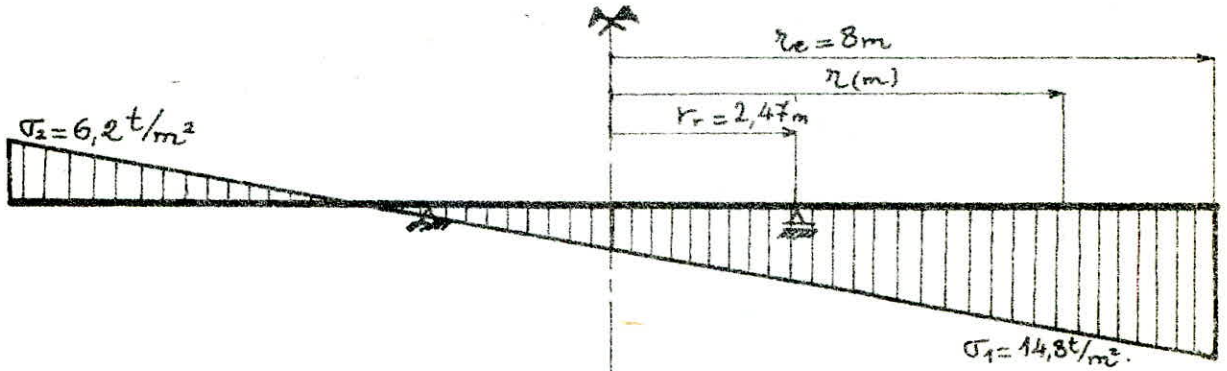
$$\left. \begin{array}{l} \sigma(1) = \sigma_1 - \sigma_r \\ \sigma(2) = \sigma_2 - \sigma_r \end{array} \right\} \text{ avec : } \sigma_r = \frac{P_r}{S} = \frac{1256,64}{201,0619} = 6,25 \text{ t/m}^2 = 0,62 \text{ kg/cm}^2$$

P_r : étant le poids du radier
 S : sa surface.

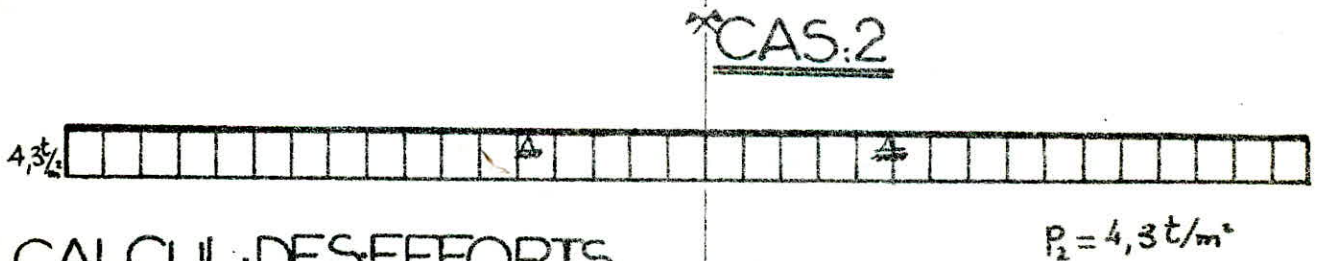
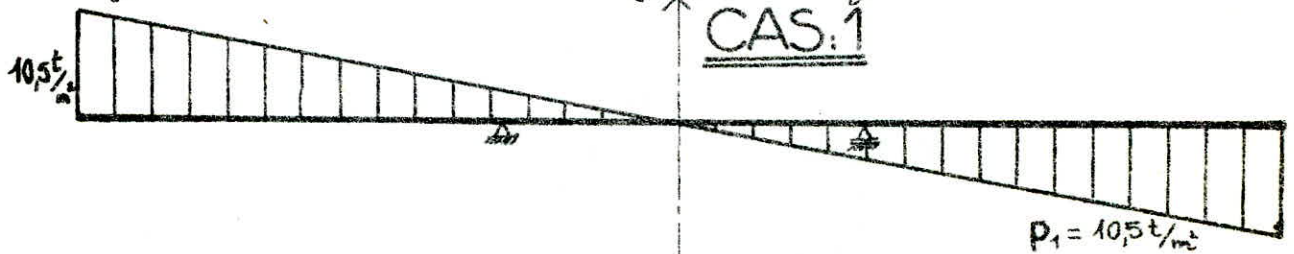
d'où : $\sigma_{(1)} = 2,1 - 0,62 = 1,48 \text{ Kg/cm}^2$

et $\sigma_{(2)} = -0,07 - 0,62 = -0,69 \text{ Kg/cm}^2$.

d'où les schémas statiques suivants :



On décompose ce cas de charge en un chargement triangulaire antisymétrique et en un chargement uniforme et cela comme suit



CALCUL DE SEFFORTS :

Les efforts dans la plaque s'obtiennent par superposition du cas ① et ②.

les efforts sont calculés à l'aide des graphes donnants : $\frac{T_2 r_e}{N}$;

$$\frac{M_{r_i} r_e}{M \cos \theta} ; \frac{M_{r_e}}{N} ; \frac{M_{t_i} r_e}{M \cos \theta} ; \frac{M_{t_e}}{N} \text{ et } \frac{T_1 r_e}{M \cos \theta} \text{ en fonction } r/r_e$$

avec : M_r : moment radial

M_t : moment tangentiel.

T : effort tranchant.

$$M = \frac{\pi}{4} \cdot r_e^3 \rho_1 = \frac{\pi}{4} \cdot 8^3 \cdot 10,5 = 4222,3 \text{ t.m.}$$



$$N = \pi r_e^2 \rho_2 = \pi \cdot 8^2 \cdot 4,3 = 864,566 \text{ t.}$$

On fait les calculs pour la bande diamétrale d'où: $\theta = 0 \Rightarrow \cos \theta$



$$\alpha = \frac{r_r}{r_e} = \frac{2,47}{8} = 0,308$$

Ci après des tableaux récapitulatifs des résultats de calcul numérique: 'Voir les pages suivantes'



r/r_e	0	0,1	0,2	0,3	0,31	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
r (m)	0,00	0,80	1,60	2,40	2,47	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00

Moment radial		$\frac{M_{r_1, r_e}}{M_{\cos\theta}}$	0	-0,114	-0,219	-0,323	-0,338	-0,208	0,116	-0,062	-0,025	-0,004	0	0	
		M_{r_1}	0	-60,17	-115,58	-170,47	-178,39	-109,78	-61,223	-32,722	-13,194	-2,111	0	0	
		$\frac{M_{r_2}}{N}$	-0,074	-0,075	-0,077	-0,081	-0,082	-0,054	-0,030	-0,015	-0,006	0	0	0	
		M_{r_2}	-63,977	-64,840	-66,57	-70,03	-70,89	-46,686	-25,937	-12,968	-5,187	0	0	0	
	$M_r = M_{r_1} + M_{r_2}$		M_r	-63,977	-125,01	-182,157	-240,50	-249,28	-156,466	-87,160	-45,690	-18,382	-2,111	0	0

r/r_e	0	0,1	0,2	0,3	0,31	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
r (m)	0,00	0,80	1,60	2,40	2,47	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00

Moment tangentiel		$\frac{M_{t1} r_e}{M \cos \theta}$	0	-0,050	-0,106	-0,162	-0,163	-0,143	-0,113	-0,085	-0,062	-0,047	-0,037	-0,029
		M_{t1}	0	-26,389	-55,945	-85,501	-86,029	-75,473	-59,64	-44,862	-32,723	-24,806	-19,528	-15,306
		$\frac{M_{t2}}{N}$	-0,076	-0,076	-0,077	-0,078	-0,0781	-0,071	-0,059	-0,053	-0,048	-0,038	-0,033	-0,031
		M_{t2}	-65,707	-65,707	-66,572	-67,436	-67,522	-61,384	-51,01	-45,822	-41,499	-32,853	-28,531	-26,801
	$M_t = M_{t1} + M_{t2}$	M_t	-65,707	-92,096	-122,517	-152,938	-153,552	-136,858	-110,65	-90,684	-74,222	-57,659	-48,058	-42,107

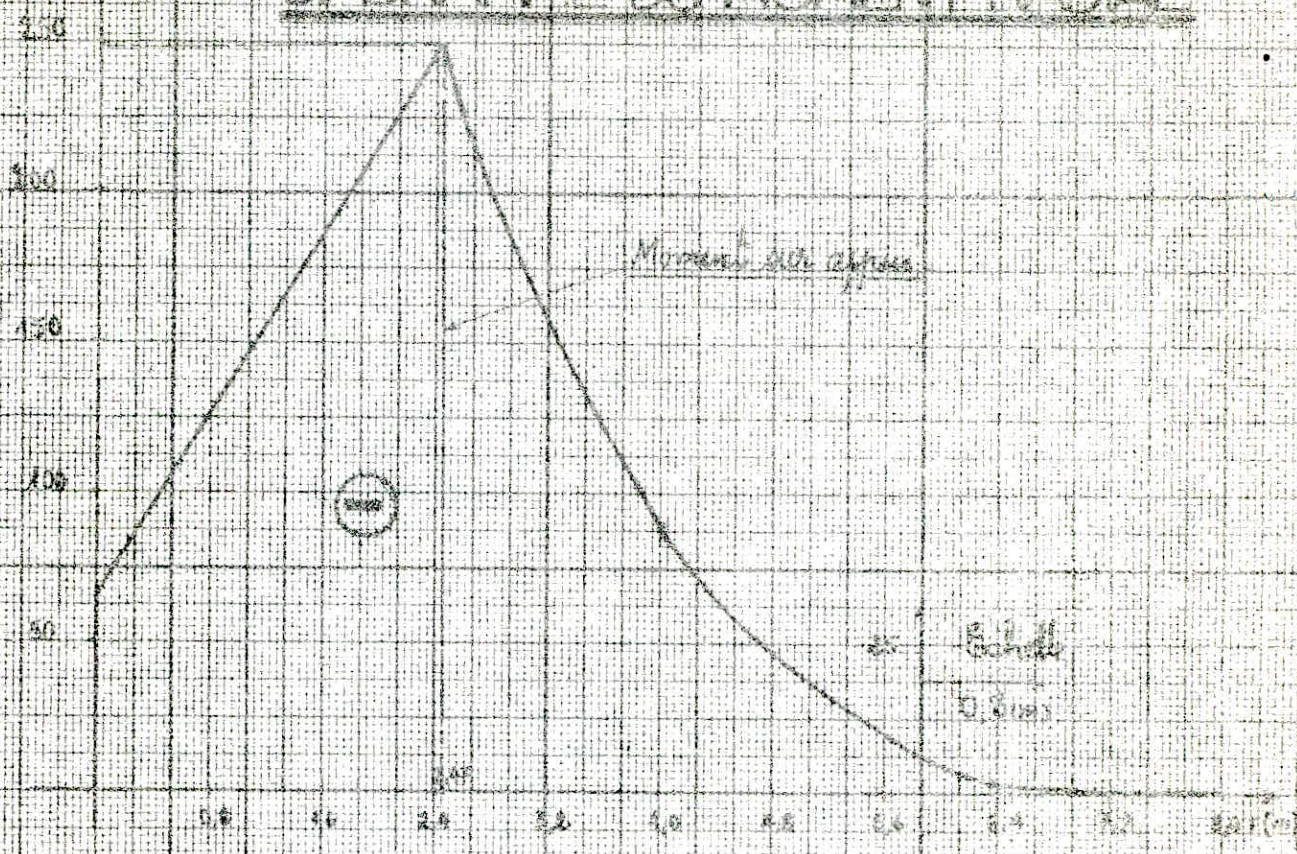
r/re	0	0,1	0,2	0,3	0,31	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$r(m)$	0,00	0,80	1,60	2,40	2,47	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00

EFFORT TRANCHANT		$\frac{T_1 r e^2}{M \cos \theta}$	-1,369	-1,373	-1,385	-1,422	$\frac{-1,440}{+1,938}$	+1,277	+0,832	+0,548	+0,346	+0,192	+0,066	0
		T_1	-90,317	-90,581	-91,373	-93,814	$\frac{-95,000}{+127,856}$	+84,248	+54,89	+36,153	+22,827	+12,667	+4,354	0
		$\frac{T_2 r e}{N}$	0	-0,015	-0,0314	-0,0443	$\frac{-0,0457}{+0,459}$	+0,336	+0,243	+0,183	+0,118	+0,078	+0,037	0
		T_2	0	-1,62	-3,393	-4,787	$\frac{-4,938}{+9,604}$	+36,312	+26,261	+19,777	+12,725	+8,429	+4,000	0
$T = T_1 + T_2$	T	-90,317	-92,202	-95,207	-98,601	$\frac{-99,938}{+177,460}$	+120,559	+81,154	+55,930	+35,579	+21,096	+8,354	0	

r/r_e	0	0,1	0,2	0,3	0,31	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
r (m)	0,00	0,80	1,60	2,40	2,47	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00

TABLEAU RÉCAPITULATIF	Moment Radial M_r	-63,977	-125,01	-182,157	-240,50	-249,28	-156,466	-87,160	-45,690	-18,382	-2,111	0	0
	Moment tangentiel M_t	-65,707	-92,096	-122,517	-152,938	-153,552	-136,858	-110,65	-90,684	-74,222	-57,659	-48,058	-42,107
	Effort tranchant T	-90,317	-92,202	-95,207	-98,601	$\frac{-99,938}{+177,460}$	+120,559	+81,151	+55,930	+35,579	+21,096	+8,354	0

DIAGRAMME DU MOMENT RADIAL



$M_t(x) = \dots$

DIAGRAMME DU MOMENT TANGENTIEL

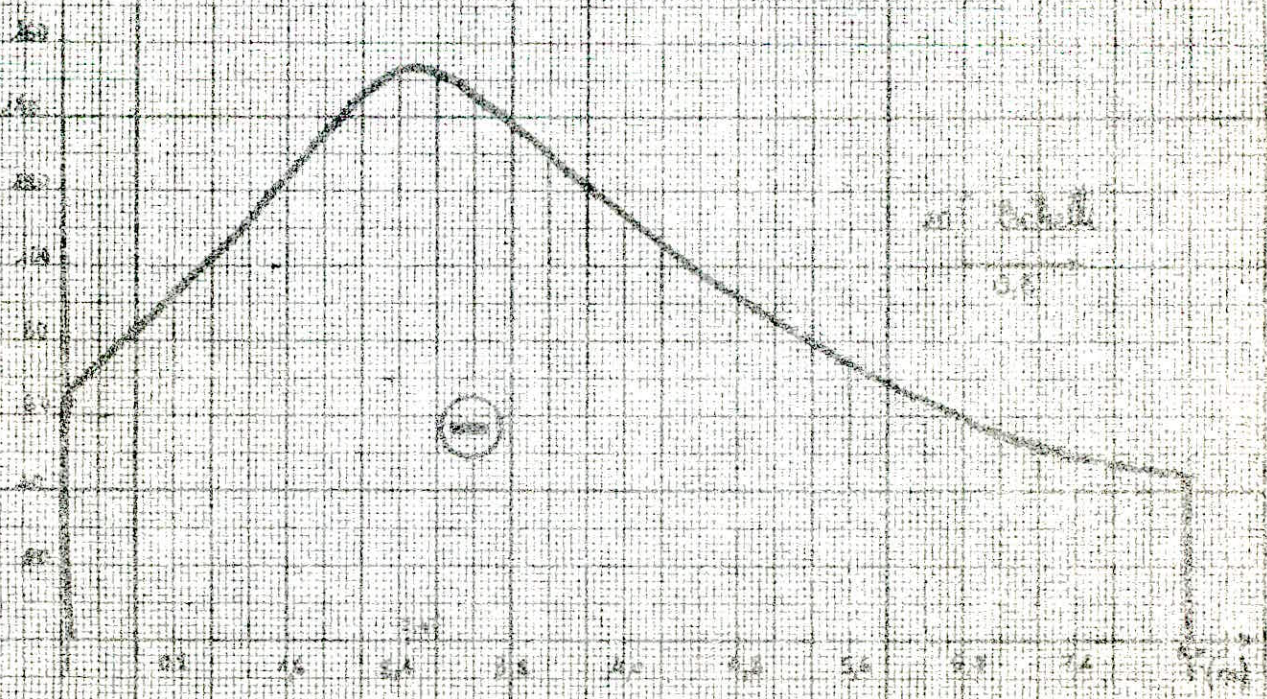
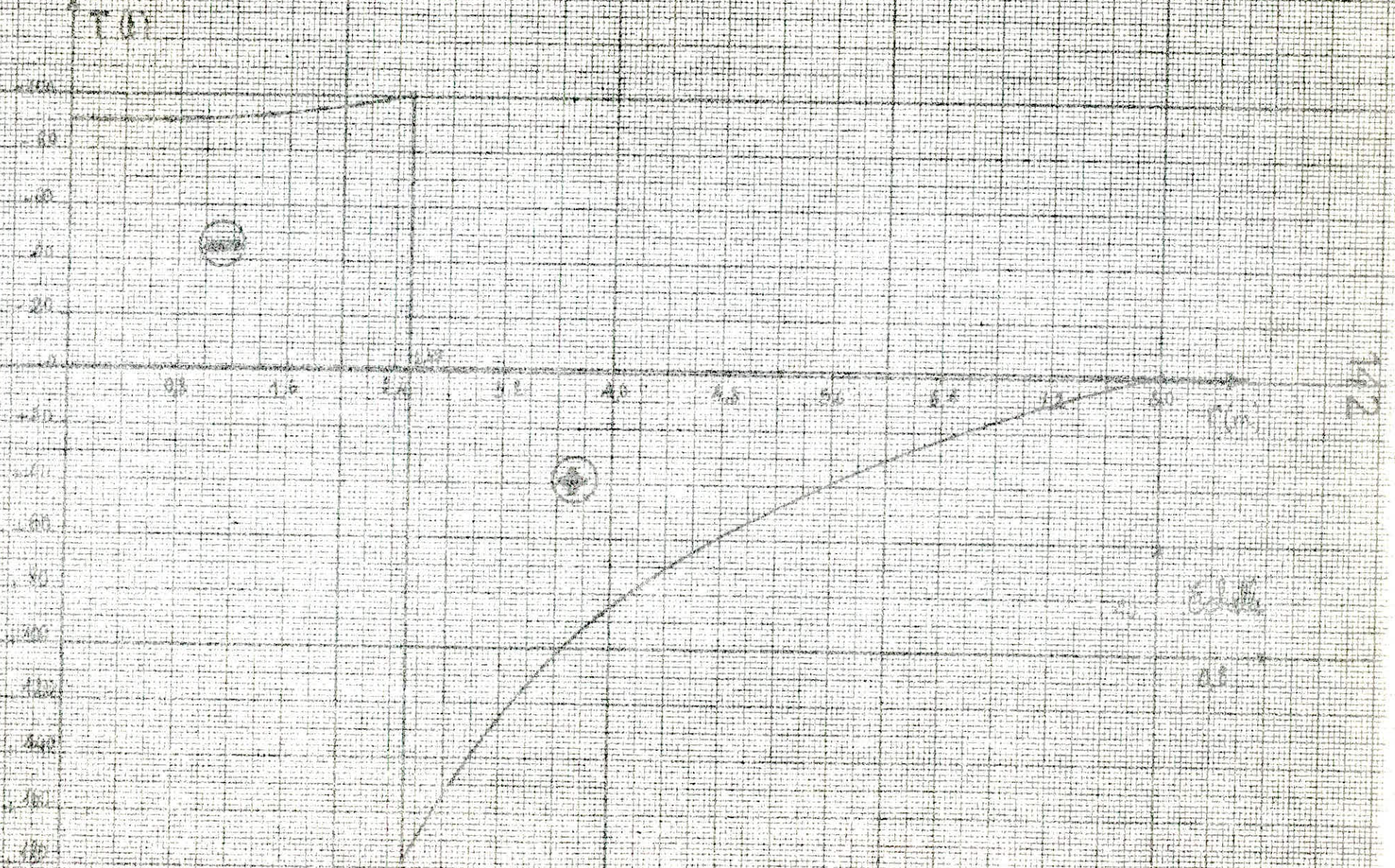


DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHAN



CALCUL DU FERRAILLAGE

LES ARMATURES RADIALES:

Le moment radial maximum : $M_r^{\max} = -249,28 \text{ t.m/ml}$.

On a : $h = h_t - d = 250 - 5 = 245 \text{ cm}$.

$$z = 0,85h = 0,85 \cdot 245 = 208,25 \text{ cm}.$$

D'où les Armatures radiales : $A_r = \frac{M_r}{\sigma_a \cdot z} = \frac{249,28 \cdot 10^5}{2667 \cdot 208,25} = 44,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend 10 H.A 25/ml $\Rightarrow A_r = 49,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

LES ARMATURES TANGENTIELLES (Cercles):

Le moment tangentiel maximum : $M_t^{\max} = -153,552 \text{ t.m/ml}$.

On a : $h = h_t - d = 250 - (5 + 2,5) = 242,5 \text{ cm}$.

$$z = 0,85h = 0,85 \cdot 242,5$$

d'où les armatures tangentielles : $A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot z} = \frac{153,552 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,85 \cdot 242,5}$

D'où : $A_t = 26,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$; On prend 9 H.A 20/ml $\Rightarrow A_t = 28,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Vu l'encombrement des armatures radiales et tangentielles au centre de la plaque, on les remplacera par des armatures en quadrillage, avec : $M_x = M_y = M_r^{\max} = 249,28 \text{ t.m/ml}$.

d'où : $A_x = A_y = \frac{M_x}{\sigma_a \cdot z} = \frac{249,28 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,85 \cdot 242,5} = 44,09 \text{ cm}^2$.

On prend alors $A_x = A_y = 10 \text{ H.A } 25/\text{ml} = 49,11 \text{ cm}^2$.

On disposera également à la partie supérieure du radier des armatures de construction qui auront pour rôle de s'opposer :

- au retrait vue la masse importante de béton.
- de servir de support aux barres longitudinales de la tour
- d'équilibrer d'éventuels efforts de traction.

VÉRIFICATIONS:Contraintes:- Dans le sens radial:

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 249,28 \cdot 10^5}{2667 \cdot 100 \cdot (245)^2} = 0,0233 \rightarrow \begin{cases} K = 60,0 \\ E = 0,9334 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_r}{A_r \cdot E \cdot h} = \frac{249,28 \cdot 10^5}{49,11 \cdot 0,9334 \cdot 245} = 2220 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{60} = 44,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Dans le sens tangentiel:

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 153,552 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (242,5)^2} = 0,0139 \rightarrow \begin{cases} K = 80,5 \\ E = 0,9476 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A_t \cdot E \cdot h} = \frac{153,552 \cdot 10^5}{28,27 \cdot 0,9476 \cdot 242,5} = 2363,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{80,5} = 34,78 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

L'effort tranchant:

$$T_{max} = 177,46 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \bar{z}} = \frac{177,46 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 245} = 8,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 8,28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,2 \sigma_{28} = 1,2 \cdot 23,2 = 27,84 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ L'effort tranchant est vérifié.

Entraînement des armatures radiales:

$$E_d = \frac{T}{P \cdot \bar{z}} ; \text{ on a } 10 \text{ H.A } 25 \Rightarrow p = 78,53 \text{ cm}$$

$$E_d = \frac{177,46 \cdot 10^3}{78,53 \cdot \frac{7}{8} \cdot 245} = 10,54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{E}_d = 2,5 \bar{\psi}_b \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 22,125 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

