

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

TOLIR DE TRAVAIL D'LIN
SILO A GRAINS

Proposé par : C.T.C

Etudié par :

A.Lachemet
S.Boucherit

Dirigé par :

A.Zerzour
L.Crainic



PROMOTION : janvier 84

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes

TOUR DE TRAVAIL D'UN SILO A GRAINS

Proposé par C.T.C.

Promoteurs :

A. ZERZOUR
L. CRAINIC

Etudie par :

A. LACHEMET
S. BOUCHERIT

Janvier 1984

R E M E R C I E M E N T S
*****0000*****

-Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui de loin
ou de près, ont contribué à l'élaboration de ce projet, et
en particulier messieurs:

LIVIU CRAINIC ;

ALI ZERZOUR ;

DACUD & YACINE BELKACEMI ;

BOUALEM GRONI ;

SENDJANI.

Que les membres du jury trouvent ici notre gratitude et
nos remerciements pour l'honneur qu'ils nous font en
jugeant notre modeste travail.

A. LACHEMET

S. BOUCHERIT

A

MONSIEUR

LIVIU

CRAINIC

AVEC TOUS NOS RESPECTS.

Je dédie ce modeste travail à mon père , ma
mère , mes frères et soeurs , mes deux neveux
Youcef et Amine, ainsi qu'à tous les amis.

Said

Ce travail représente le meilleur cadeau de
fin d'année que je puisse faire à mes parents.
A ma mère pour tous les sacrifices consentis
à notre égard ; qu'elle trouve ici le fruit
de sa longue attente et sa grande patience.
A Sara \ Abdelaziz et Smain.
A mes amis .

AeK

S O M M A I R E

1°) INTRODUCTION

-Présentation de l'ouvrage.....	I
-Calcul des raidisseurs.....	3
-Caractéristiques des matériaux.....	5
-Descente de charges.....	7

2°) ETUDE DYNAMIQUE

a) 1 ^{ère} approche: système à caractéristiques réparties....	I3
b) 2 ^{ème} approche: système discret.....	I5
c) Correction des périodes.....	30

3°) ETUDE AU VENT.....

33

4°) ETUDE AU SEISME

a) 1 ^{ère} approche: calcul avec périodes corrigées.....	42
b) 2 ^{ème} approche: calcul avec périodes non-corrigées.....	49

5°) ETUDE DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT.....

56

6°) FERRAILLAGE DES VOILES.....

64

7°) CALCUL DES ELEMENTS

-Acrotère.....	74
-Plancher.....	77
-Poutres.....	90
-Appuis.....	95
-Boisseaux.....	103

8°) FONDATION

117

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1°) Généralités:

-Le projet qui nous a été proposé par l'organisme de contrôle technique de la construction (C.T.C), consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage industriel qui sera implanté à Bédjaia (un autre, identique au précédent, le sera à Mostaganem).

-Il s'agit d'une tour de travail (traitement du blé) d'un silo portuaire d'une capacité de 50000 tonnes.

-Dimensions du bâtiment:

-Longueur : 14.2 m

-Largeur : 10.2 m

-Hauteur : 67.26 m

-Distance entre nus des planchers: 10.98 m

-Le plancher du R-D-C est surélevé de 0.18 m par rapport au sol.

2°) Taux de travail du sol:

-Contrainte admissible: $\bar{\sigma}_s = 5 \text{ kg/cm}^2$ à 6 m de profondeur.

3°) Béton armé:

-Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles techniques C.C.B.A 68 et à tous les règlements en vigueur en Algérie (P.S 69, compléments du C.T.C).

4°) Aciers:

-Acier doux et -Acier à haute adhérence (H.A)

5°) Ossature:

-Voiles périphériques en béton armé, assurant le contreventement. Ils peuvent être pleins ou à ouvertures.

6°) Planchers:

-Constitués de dalles en béton armé, coulées sur place et de poutres préfabriquées.

8°) Escaliers:

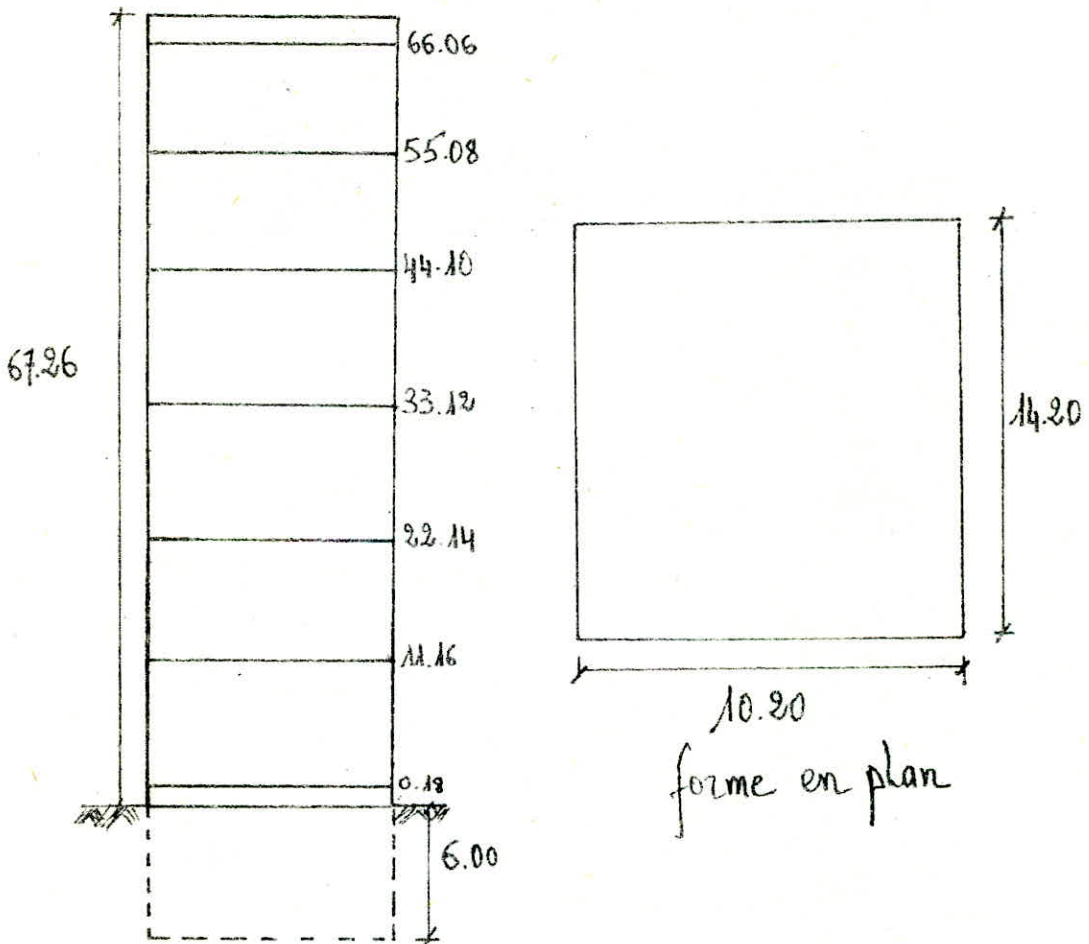
-Une seule cage d'escaliers mitoyenne à une autre pour

l'ascenseur. La structure portante est réalisée en charpente métallique.

9°) Coffrage:

-On a opté pour un coffrage glissant, réalisé en planches de bois résineux de 10 cm de largeur et 3 cm d'épaisseur, à rainure et languette, fixées sur des traverses pour constituer alors des banches de 1 m à 1.30 m de hauteur. Elles sont fixées sur des étriers en profilés métalliques qui les maintiennent à un écartement correspondant à l'épaisseur de la paroi à réaliser. (Nous développerons plus en détails cette technique en fin de cette étude).

PLAN DU BATIMENT:



élévation

- Echelle non respectée -

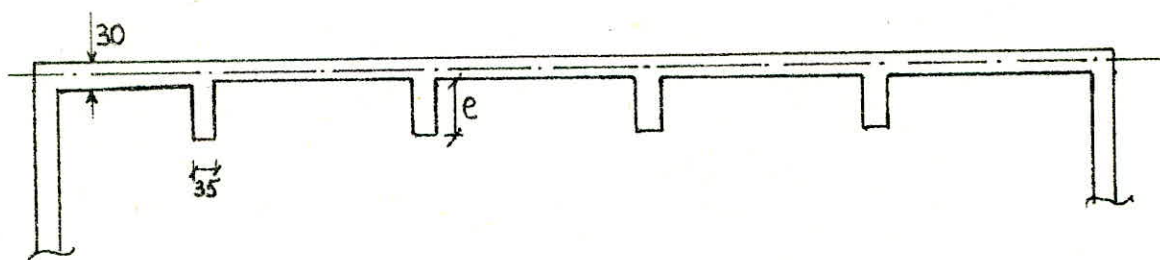
II CALCUL DES RAIDISSEURS

-Ces éléments sont prévus pour empêcher les murs de refend de flamber sous l'action des charges verticales.

La hauteur entre étage est assez importante: 10,98 m. Nous avons prévu une épaisseur de murs de 30 cm; elle est insuffisante comme nous allons le voir. Pour des considérations d'appuis pour les poutres, les raidisseurs auront une largeur de 35 cm. Ils seront calculés de telle façon que l'inertie du mur avec ces éléments soit égale à celle qu'il aurait si il avait une épaisseur équivalente b_{equi} = au moins à $l_f/20$.

l_f = longueur de flambement prise égale à 0,85H (H hauteur d'étage)

$$b_{equi} = 9,333/0,20 = 50 \text{ cm}$$

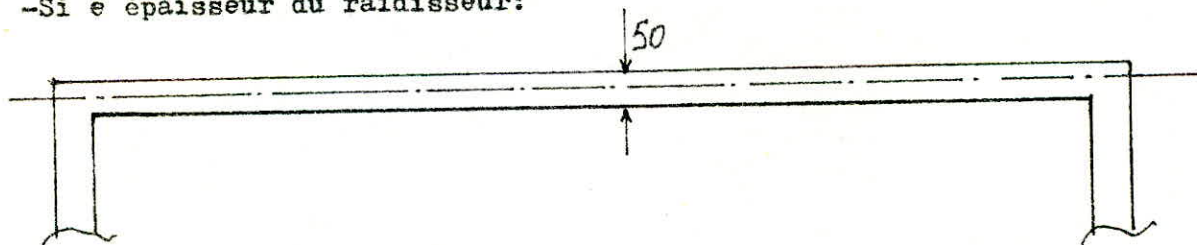


-Calcul du moment d'inertie équivalent:

-Pour le refend I ou II : $I = 14,2 \times 0,50^3 / 12 = 0,148 \text{ m}^4$

-Pour le refend III ou IV: $I = 10,2 \times 0,50^3 / 12 = 0,106 \text{ m}^4$

-Si e épaisseur du raidisseur:



-En supposant l'axe d'inertie, principal au milieu du mur on aura:

$$I = 14,2 \times 0,3^3 / 12 + 4(0,35 \times e^3 / 12 + 0,35 \times (e/2 + 0,15)^2) = 0,148 \text{ m}^4$$

on aura une équation:

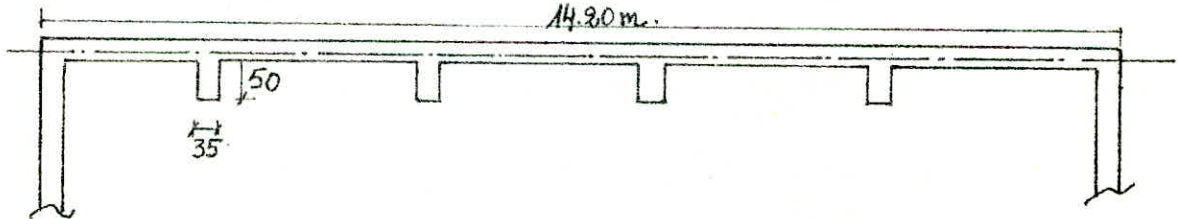
$$4,034 e^3 + 1,830 e^2 + 0,276 e = 1$$

d'où $e = 50 \text{ cm}$

-Vérification:

position de l'axe d'inertie:

$$x_g = \frac{(14.2 \times 0.3 \times 0.15) + (4 \times 0.5 \times 0.35 \times 0.55)}{14.2 \times 0.3 + 4 \times 0.5 \times 0.35} = 20.6 \text{ cm}$$

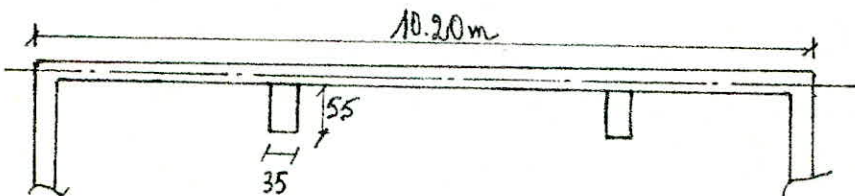


$$I = \frac{14.2 \times 0.3^3}{12} + 0.056^2 \times 14.2 \times 0.3 + \frac{4 \times 0.5^3 \times 0.35}{12} + 0.344^2 \times 4 \times 0.5 \times 0.35 = 0.153 \text{ m}^4$$

$$0.153 \text{ m}^4 > 0.148 \text{ m}^4$$

-Pour les refends III & IV nous trouvons:

$$e = 55 \text{ cm}$$



-Vérification:

$$x_g = \frac{(10.2 \times 0.3 \times 0.15) + (2 \times 0.5 \times 0.35 \times 0.575)}{10.2 \times 0.3 + 2 \times 0.55 \times 0.35} = 19.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{10.2 \times 0.3^3}{12} + 0.0475^2 \times 10.2 \times 0.3 + \frac{2 \times 0.55^3 \times 0.35}{12} + 0.278^2 \times 2 \times 0.55 \times 0.35 = 0.1062 \text{ m}^4$$

$$0.1062 \approx 0.106 \text{ m}^4$$

II CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I°) Béton:

-Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 à contrôle atténué.

-Grosueur des granulats: $C_g = 5/15 \text{ mm}$.

-Resistance nominale à la compression: $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$ ou 275 kg/cm^2

-Resistance nominale à la traction: $\sigma_{28} = 23.2 \text{ bars}$ ou 23.7 kg/cm^2

Dosage pour un 1 m^3 de béton:

- 800 litres de gravillons
- 400 :: de sable propre
- 350 :: de ciment CPA
- 175 :: d'eau

-Le gravier doit être dur et propre.

I-A) Contrainte de compression admissible: Art. 9-4 C.C.B.A 68

-La contrainte admissible du béton désignée par $\overline{\sigma}'_{b_0}$ est une fonction de sa resistance nominale à 28 jours .

$$\overline{\sigma}'_{b_0} = \alpha \beta \gamma \delta \xi \sigma'_{28}$$

avec =

$\alpha = 1$ pour les ciments CPA 325 les plus couramment utilisés

$\beta = 5/6$ car contrôle atténué.

$\gamma = 1$ car la grosueur des granulats est dans l'intervalle: $5/15 \text{ mm}$.

$\delta =$ dépend du mode de sollicitation:

$\delta = 0.3$ en compression simple.

$\delta = 0.6$ en flexion simple.

-En flexion composée:

$\delta = 0.6$ dans le cas où l'effort normal est de traction.

$\delta = \min \left(0.6 ; 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right)$ si l'effort normal est de compression.

e_0 : excentricité de la resultante des forces exterieures par rapport

au centre de gravité du béton seul.

e_1 = distance de la limite du noyau central au C-d-G de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

Lorsqu'il s'agit de sollicitations pondérées de 2^{ème} genre les valeurs de seront multipliées par 1.25 (C.T.C 8I).

$\xi = 1$ pour les section rectangulaire.

a) Compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0.3 \times 1 \times 275 = \underline{68.5 \text{ kg/cm}^2}$$

b) Flexion:

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{cas des sections rectangulaires en flexion simple})$$

- Dans le cas des murs de refend, on doit atténuer les contraintes de béton pour tenir compte du flambement:

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \delta \theta \xi \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 5/6 \times 275 \times \varphi \times \xi = \varphi \times \xi \times 229 \quad ; \quad \text{où } \varphi = \text{coefficient de flambement.}$$

$\frac{l_f}{b}$	4	4	6	8	10	12	14	16	18	20
φ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63

où $l_f = 0.85H$ (si H est la distance entre étages)

b = épaisseur du voile.

b = 0.50 m (voir prédimensionnement des raidisseurs)

$$l_f = 9.33 \text{ m} \quad \text{d'où } \varphi = 0.67$$

$$\bar{\sigma}'_b = 229 \times 0.67 \times \xi = \underline{153.3 \times \xi}$$

c) Traction: (Art. 9-5 C.C.B.A 68)

- La contrainte de traction est une fraction de la résistance nominale du béton à 28 jours: $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28}$

avec $\theta = 0.018 + 2.1/270 = 0.0257$

$$\bar{\sigma}_b = 5/6 \times 0.0257 \times 1 \times 1 \times 275 = \underline{5.9 \text{ kg/cm}^2}$$

(I) ESCENTE DE CHARGES
(oooooooooooo0000oooo)

1°) CHARGES DE PLANCHER:

1-a) Plancher-terrasse:

-Charges permanentes:

- Gravillons (protection d'étanchéité, 5 cm).....1500x0.05= 75 kg/m²
- Etanchéité (complexe multi-couches, 2 cm).....= 10 ::
- Forme de pente 1% (béton pouzzolane, 12 cm en moyenne)
1100x0.12=132 ::
- Revêtement (béton maigre, 5 cm).....2200x0.05=110 ::
- Dalle (béton armé, 10 cm).....2500x0.10=250 ::
- Poids de la plaque = 577 ::

-Poutres (4, au niveau de chaque plancher, 80x30):

80x30x2500=600 kg/ml

-Surcharge d'exploitation:

- Terrasse inaccessible, sauf pour entretien.....=100 ::

1-b) Autres planchers:

-Charges permanentes:

- Revêtement (5 cm).....=110 ::
- Dalle (10 cm).....=250 ::
- Poids de la plaque: =360 ::

-Surcharge d'exploitation:

- Bâtiment à usage industriel.....=500 ::

2°) MASSE DE NIVEAU:

2-1) NIVEAU 66.06:

-Charges permanentes:

- Poids propre de la plaque.....130.56x577=75.33t
- Poids des poutres(4).....4x0.60x8.6=20.74:
- Poids de l'acrotère(1.20 m de hauteur).2x0.2x24.4x1.2x2.5 =29.30:
- Masse de niveau =125.40:

2-2) NIVEAU 55.08:

-Charges permanentes:

-Poids propre de la plaque... $0.36 \times (130.56 - (6.8 \times 1.6 + 3.5 \times 2.8)) = 39.60$ t

-Poids des poutres..... = 20.74 :

-Poids des refends:

-Refend 1° (sans ouvertures):

-Raidisseurs..... $4 \times 0.50 \times 0.35 \times 10.98 \times 2500 = 19.20$:

-Poids des voiles..... $2500 \times 14.2 \times 10.98 \times 0.30 = 117.00$:

Poids du refend = 136.20 :

-Refend 2° (avec ouvertures):

-Aire du voile ajouré:

-Ouvertures (6): $6 \times 0.55 \times 2.30 = 7.59$ m²

-Aire totale: $14.2 \times 10.98 = 155.92$:

Section nette = 148.33 :

-Poids du voile ajouré:

-Raidisseurs..... 19.20 t

-Poids du voile..... $148.33 \times 0.3 \times 2.5 = 111.24$:

Poids du refend = 130.44 :

-Refend 3° & 4°:

-Aire du voile ajouré:

-Ouvertures (3): $3 \times 0.55 \times 2.30 = 3.80$ m²

-Aire totale : $10.98 \times 10.20 = 111.90$:

Section nette = 108.20 :

-Poids du voile ajouré:

-Raidisseurs..... $2 \times 0.55 \times 0.35 \times 10.98 \times 2.5 = 10.6$ t

-Poids du voile..... $108.2 \times 0.3 \times 2.5 = 81.15$:

Poids du refend = 91.75 :

-Poids total des refends:..... $136.2 + 130.44 + 2 \times 91.75 = 450.10$:

-Masse de niveau:

-Poids propre du plancher.....60.32 t
-Poids des escaliers.....6.00 :
-Poids des refends.....450.10 :
Masse de niveau = 516.42 :

-Surcharge d'exploitation:

-Surcharge sur plancher....130.56x500-(1.6x6.8+3.5x2.6) x 500=55.00 :
-Surcharge sur escalier.....= 6.00 :
61.00 :

nota: tout ce qui concerne les escaliers, sera donné sous forme
d'annexe en fin de cette rubrique.

2-3) NIVEAU 44.10:

-Charges permanentes:

-Poids propre du plancher:

-Poids de la plaque.....39.58 :
-Poids des poutres.....20.74 :
60.32 :
-Poids total des refends.....450.10 :
-Poids des escaliers..... 6.00 :
Masse de niveau = 516.42 :

-Remarque:

-Les masses de niveau des cotes 33.12, 22.14 et 0.18 sont
identiques. Les surcharges sont toutes les mêmes et égales à 61.00 t.

2-4) NIVEAU 11.16:

-Charges permanentes:

-Poids propre du plancher:..(130.56-1.6x6.8-3.5x2.7-2.8x4.76)0.36=51.3 t
-Poids des poutres (4).....=20.74:
-Poids de la structure formant boisseaux:

- Mur 1:(béton armé, 24 cm)... $(2.8-0.5) \times 10.15 \times 0.24 \times 2500 = 14.1$ t
- Mur 2:(béton armé, 20 cm)..... $2.8 \times 10.80 \times 0.200 \times 2500 = 15.2$ t
- Mur 3: :: :: :: ... $(2.8-0.5) \times 10.15 \times 0.20 \times 2500 = 11.7$ t
- Mur 4: :: :: :: $(4.76-0.55) \times 10.8 \times 0.2 \times 2500 = 22.8$ t

-Forme de pente formant trémie(béton maigre):

- boisseau I $(0.79 \times 3.2 \times 2.8 + 0.5 \times 2.3 \times 3.2) \times 2200 = 23.7$ t
- boisseau II=23.7 :
- boisseau III..... $(1.15 \times 1.54 + 0.5 \times 0.62) \times 1.0 \times 2200 = 4.6$:

-Dalle de support (béton armé, 20 cm):

- boisseau I et II $2 \times 2.8 \times 1.29 \times 0.610 = 4.4$ t
- boisseau III $2.8 \times 1.54 \times 0.610 = 2.7$ t

(dalle 20 cm , soit 500 kg/m^2 + revêtement 5 cm, soit $110 \text{ kg/m}^2 = 610 \text{ kg/m}^2$)

-Poids des grains contenus dans les boisseaux, dans l'hypothèse où ils sont pleins:

- boisseau I & 2, capacité unitaire 22 m^3 17.9 t
- boisseau 3 , capacité 40 m^3 30.2 t

nota: le poids du blé sec est pris égal à 0.785 t/m^3

-Poids total de la structure formant boisseaux:

$14.1 + 15.2 + 11.7 + 22.8 + 23.7 + 23.7 + 4.6 + 4.4 + 2.7 + 2 \times 17.9 + 30.2 = 189$ t.

-Poids des refends.....=450.1 t

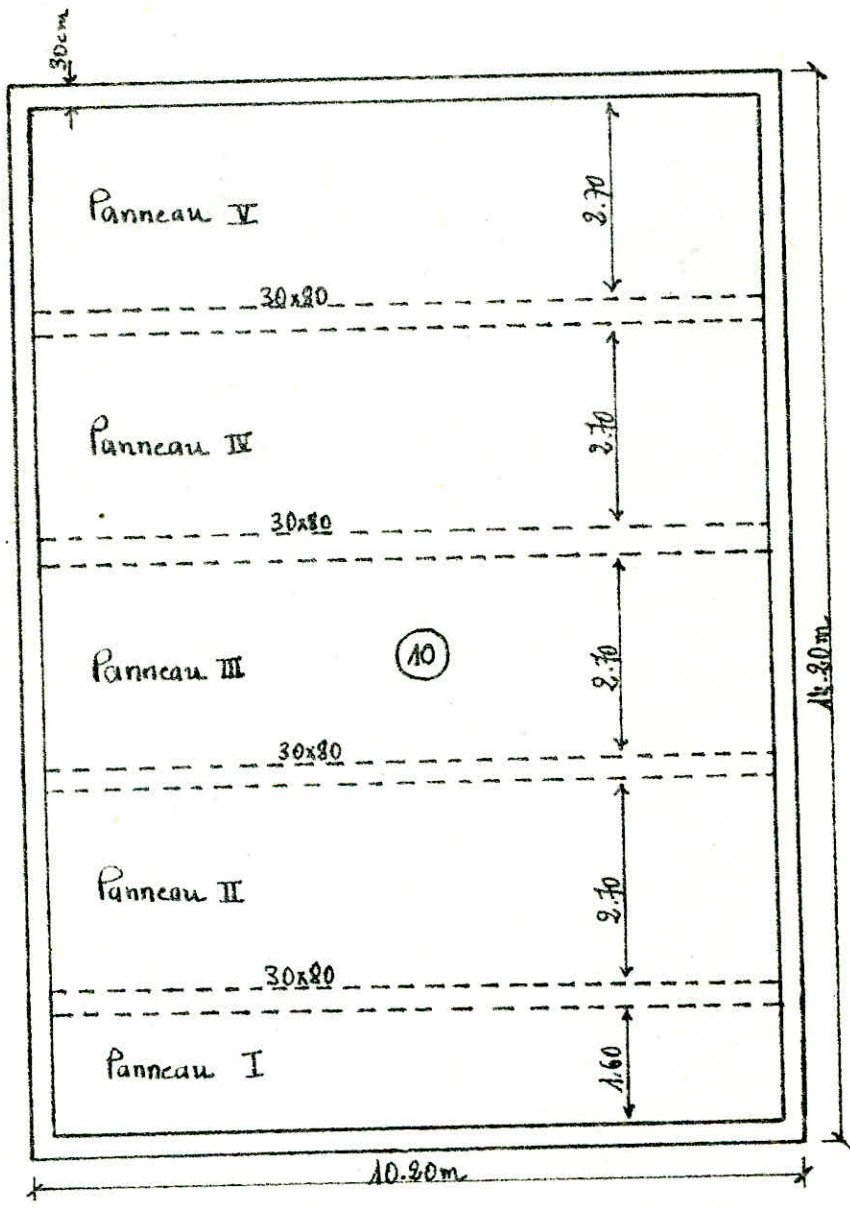
-Poids des escaliers.....= 6.0 :

Masse de niveau =717.14:

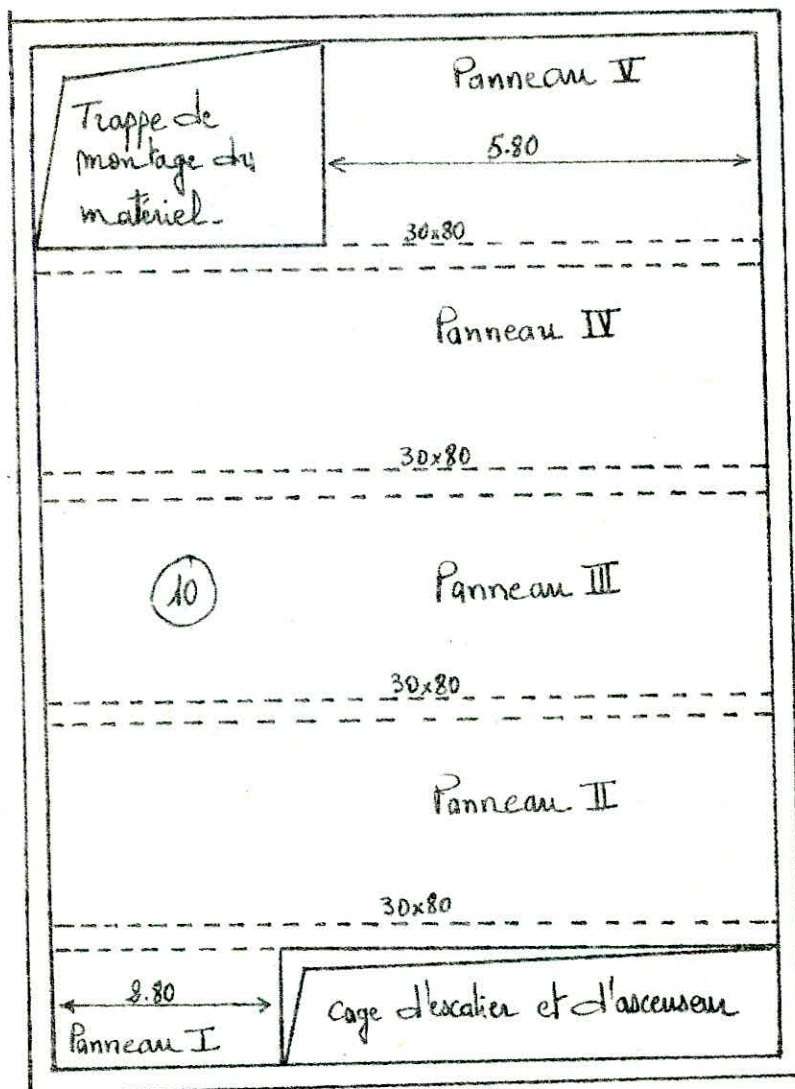
-Surcharge d'exploitation:..... $500 \times (130.56 - 33.66) = 48.5$:

sur escaliers.....+ 6.0 :

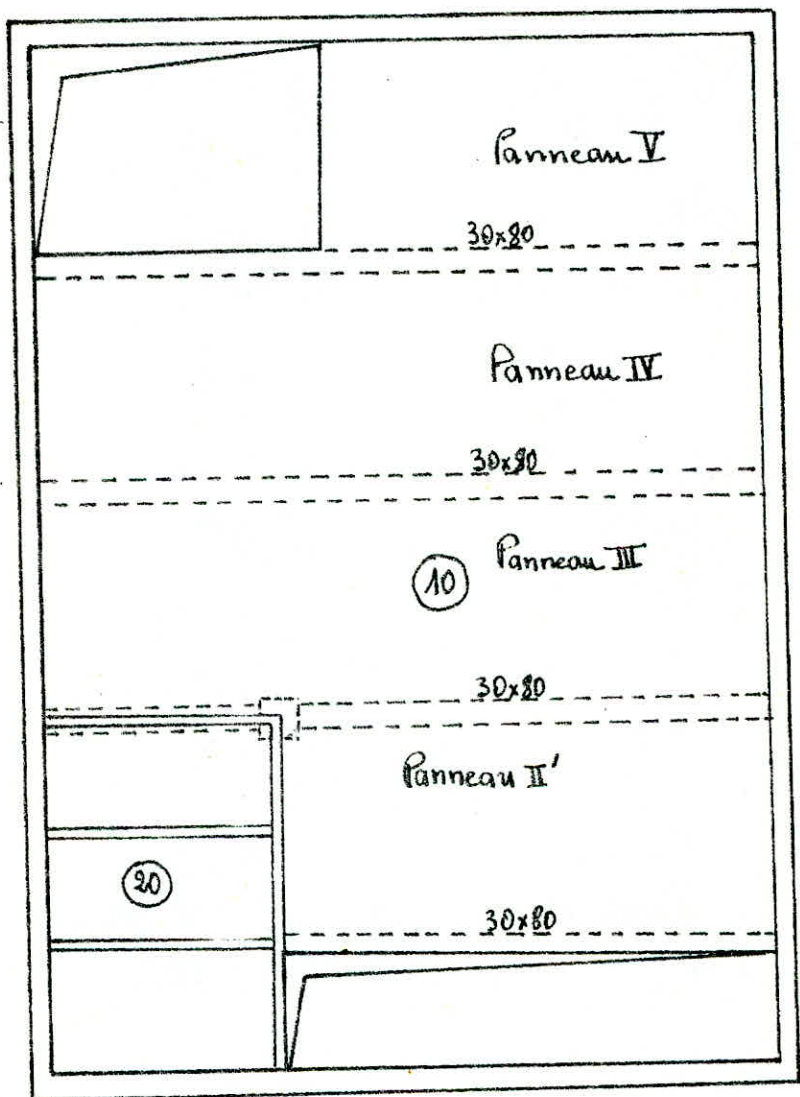
Surcharge: =54.5 :



Plancher - Terrasse



Planchers courants



Plancher du niveau 11.16

Tableau récapitulatif des résultats:

NIVEAU	CHARGES PERMANENTES	SURCHARGE D'EXPLOITATION
66.06	125.40	13.06
55.08	516.42	61.00
44.10	516.42	61.00
33.12	516.42	61.00
22.14	516.42	61.00
11.16	717.14	54.50
0.18	516.42	61.00
	total: G = 3474.30 t	total: P = 379.06 t

-Annexe:

-Descente de charges pour les escaliers:

-Poids d'une marche:

-Tôle formant marche, 1 cm (striée)..... $0.01 \times 7850 \times 0.80 \times 0.270 = 17 \text{ kg}$

-2 cornières de raideur (50x50x5)..... $2 \times 0.8 \times 2.31 = 3.7::$

-2 cornières d'appui (70x70x7)..... $2 \times 0.27 \times 7.38 = 4.0::$

Poids d'une marche = 24.7::

-Poids d'une paillasse: (2 UAP 200 soudés)..... $3.042 \times 25.1 \times 2 = 152.7::$

-Poids du grand palier (mitoyen à l'ascenseur):

-Tôle striée de 1 cm..... $1.0 \times 0.8 \times 0.01 \times 7850 = 62.8::$

-2 UAP soudés..... $2 \times 1 \times 25.1 = 50.2::$

-Poids d'un élément d'escalier... $(9 \times 24.7) + (152.71) + (62.8 + 50.2) +$
 $+ (59 + 47.2) = 594::$

-Poids d'escaliers pour un étage courant (6 éléments).. $6 \times 594.21 = 3565::$

-Poids des poutres (UAP 200)..... $25.1 \times 7 \times 1.60 = 281.2:$

-Poids propre du poteau (HEA 140) (2)..... $2 \times 24.7 \times 10.98 = 542.4:$

-Panneaux grillagés formant paroi:

le poids est estimé à 15 kg/m^2

-Poids approximatif de l'escalier contenu dans l'ouvrage:

$(281.2 + 3565.3 + 542.4 + (10.98 \times 6.8 + 1.6 \times 2 \times 10.98)) \times 15 = 6000 \text{ kg.}$

TUDE DYNAMIQUE

-Pratiquement n'importe quelle structure est susceptible de subir pendant sa durée de vie un chargement dynamique sous une forme ou une autre. D'un point de vue analytique, on subdivise les chargements donnés en deux grandes catégories: Périodiques et impulsifs.

-Les caractéristiques physiques essentielles de toute structure élastique linéaire soumise à des charges de nature dynamique, sont sa masse, ses propriétés élastiques (souplesse, rigidité), son mécanisme de déperdition d'énergie, ou d'amortissement, et la source extérieure d'excitation. Les effets dynamiques dépendent de la réponse (période propre de vibration) de la structure sollicitée. Lorsque une structure se trouve soumise à un chargement impulsif, elle effectue tant que dure l'excitation, une série d'oscillations forcées régies par des lois en général complexes; il lui succède, dès que l'excitation a pris fin des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples, et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. La détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée, ou réglementaire, constitue le problème fondamental de la dynamique de la structure. La connaissance de l'état de contrainte à tout instant dépend essentiellement des coefficients de réponse de la structure dont la valeur est principalement fonction de la période du mode fondamental de vibration. Donc, dans ce chapitre, nous allons développer cette recherche de la période de vibration du mode fondamental et des autres modes si c'est nécessaire.

1^o) Hypothèses de calcul:

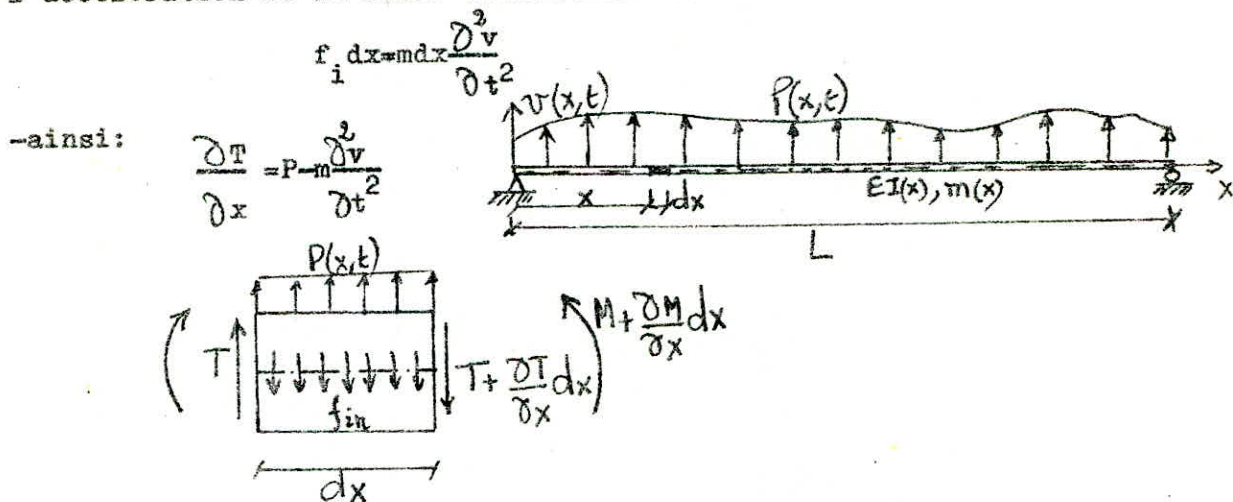
-Les déformées restent planes pendant le processus vibratoire. (c'est-à-dire que les degrés de liberté de la structure ne seront que de translation)

-Dans la 1^{ère} approche que nous développerons plus loin, nous supposerons avoir affaire à une structure élastique, homogène, isotrope donc, suivant la loi de Hooke.

2°) Première approche: (système à caractéristiques réparties)

-Soit une poutre soumise à une flexion, issue d'un chargement dynamique. Les caractéristiques physiques principales de cette poutre sont supposées être la raideur de flexion $(EI(x))$ et la masse linéique $m(x)$ qui peuvent varier, dans le cas général, toutes deux de manière arbitraire en fonction de la position x sur l'axe. Le chargement transversal $P(x, t)$ varie arbitrairement avec la position et le temps, et la réponse en déplacement transversal $V(x; t)$ est une fonction de ces mêmes variables. Les extrémités sont arbitraires. L'équation du mouvement de ce système est:

$T + Pdx - (T + \frac{\partial T}{\partial x} dx) - f_i dx = 0$ où $f_i dx$ représente l'effort d'inertie réparti transversal et est donné par le produit de la masse et de l'accélération de la masse élémentaire et de l'accélération locale:



-On somme les moments comme suit: $M + Tdx - (M + \frac{\partial M}{\partial x} dx) = 0$

-Aucune force d'inertie ne contribue à l'équilibre des moments:

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = P$$

-Sachant que le moment est lié à la courbure par:

$$M = EI \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad \text{on aura} \quad \frac{\partial}{\partial x^2} (EI \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}) + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = P$$

-Si on suppose le mouvement est à oscillations libres non-amortie, et m, EI constants le long de la poutre on aura:

$$EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0$$

et

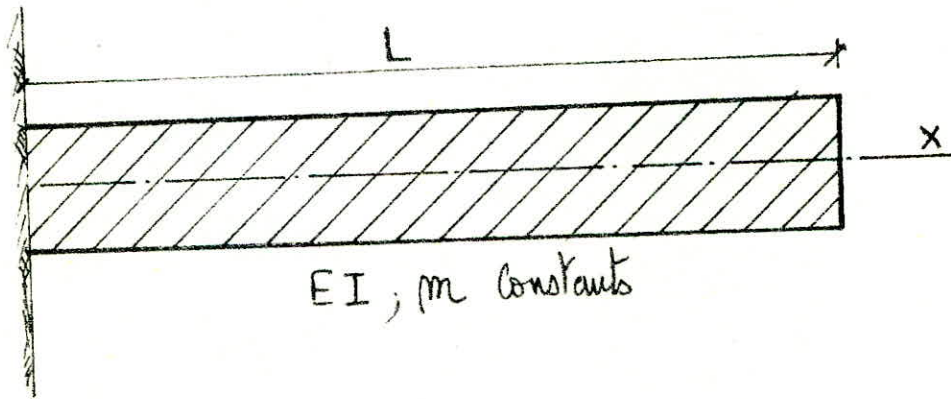
$$v^{IV} + \frac{m}{EI} v^{II} = 0$$

-La solution de cette équation différentiel est de la forme:

$$\phi(x) = A_1 \sin ax + A_2 \cos ax + A_3 \sinh ax + A_4 \cosh ax$$

-Les quatre constantes A_n définissent la forme et l'amplitude des vibrations; on les déterminera en considérant les conditions aux limites aux extrémités.

-Poutre en console:



en $x=0$, $\phi(0)=0$; $\phi'(0)=0$

en $x=L$, $M=0$ et $T=0$

-D'où:

$$\phi(0)=0=A_1 \sin 0 + A_2 \cos 0 + A_3 \sinh 0 + A_4 \cosh 0 \quad \text{donc} \quad A_2 = -A_4$$

$$\phi'(0)=0=a(A_1 \cos 0 - A_2 \sin 0 + A_3 \cosh 0 + A_4 \sinh 0) = 0 \quad \text{donc} \quad A_1 = -A_3$$

-En dérivant deux fois encore, on obtient:

$$0 = A_1 (\sin aL + \sinh aL) + A_2 (\cos aL + \cosh aL)$$

$$0 = -A_1 (\cos aL + \cosh aL) + A_2 (\sin aL - \sinh aL)$$

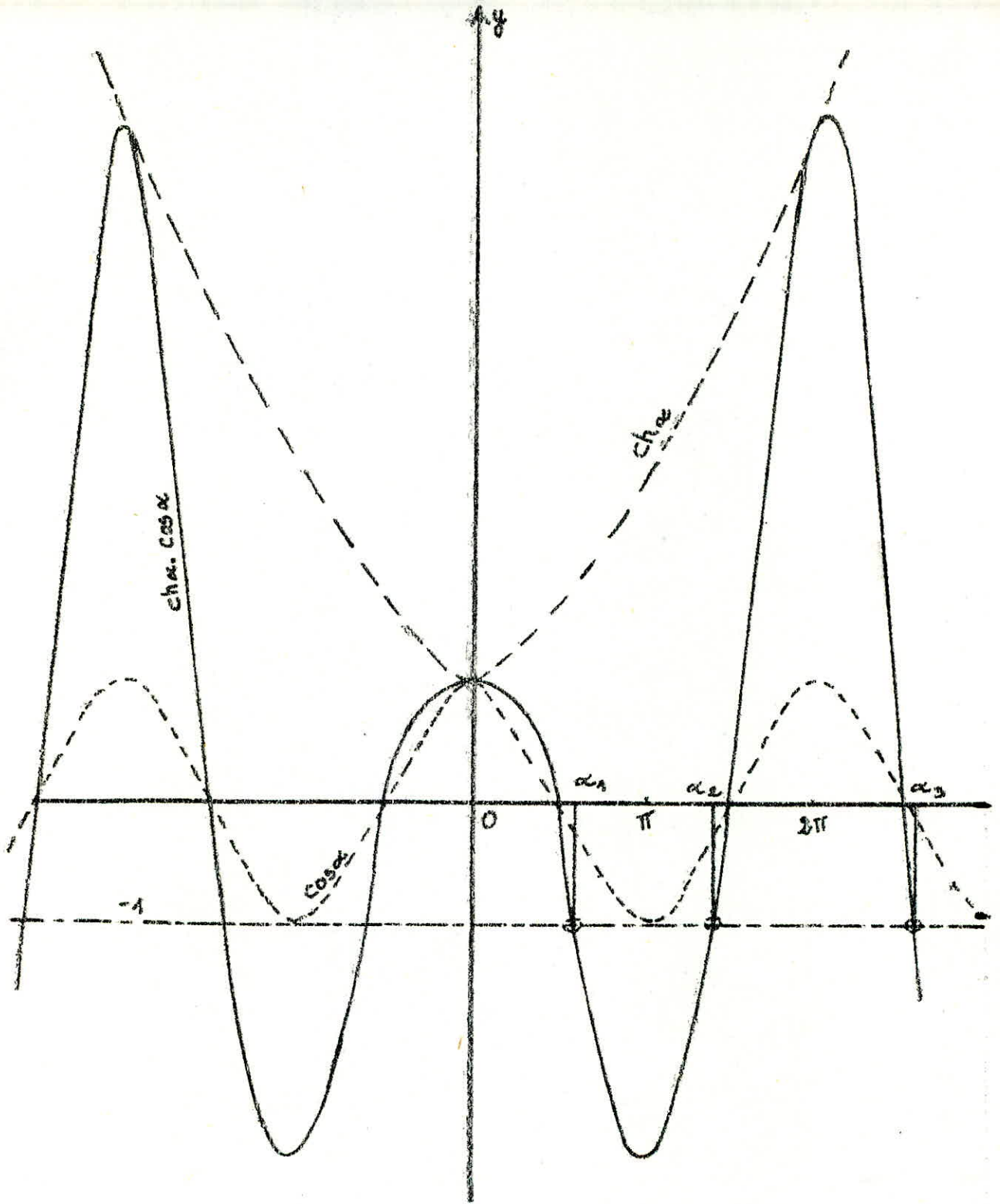
que l'on peut écrire sous forme matricielle:

$$\begin{vmatrix} \sin aL + \sinh aL & \cos aL + \cosh aL \\ \cos aL + \cosh aL & \sin aL - \sinh aL \end{vmatrix} \begin{vmatrix} A_1 \\ A_2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \end{vmatrix}$$

-Afin que les coefficients soient non nuls, le déterminant de la matrice carrée doit s'annuler; d'où l'équation aux fréquences:

$$1 + \cos aL \cosh aL = 0$$

$$\phi(x) = A_1 \sin ax - \sinh ax + \frac{\sin aL + \sinh aL}{\cos aL + \cosh aL} (\cosh ax - \cos ax)$$



La recherche des solutions de l'équation transcendante $(1 + \cos aL \cosh aL = 0)$ (admet une infinité de racines) revient donc à la détermination des points d'intersection du produit des courbes cosinus hyperbolique et cosinus trigonométrique avec la droite $y = -1$. Nous portons sur le même graphe les courbes cosinus hyperbolique et cosinus, dont nous faisons le produit et la droite $y = -1$; l'intersection de ces deux courbes nous donne l'abscisse des 3 premiers points qui nous intéressent.

On déduit du graphe les intervalles des 3 premières racines:

$$i=1 \quad (1^{\text{er}} \text{ mode}) \quad \alpha_1 aL = 1.87510$$

$$i=2 \quad (2^{\text{ème}} \text{ mode}) \quad \alpha_2 aL = 4.69407$$

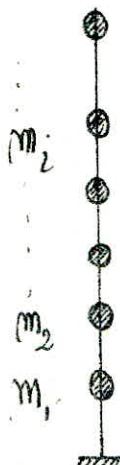
$$i=3 \quad (3^{\text{ème}} \text{ mode}) \quad \alpha_3 aL = 7.85475$$

$$\text{où } a = \frac{\omega_m}{EI} ; \quad (aL)^4 = \frac{\omega_m^2 L^4}{EI} = r$$

$$\text{alors } \tau_i = \frac{2 \sqrt{L^2}}{r_i} \sqrt{\frac{m}{EI}}$$

3°) Deuxième approche: (système discret)

-En général, la réponse dynamique d'une structure ne pourra pas être exprimée de manière précise par un modèle à un seul degré de liberté. L'expression de la réponse faisant intervenir aussi bien l'historique du déplacement que son amplitude, le comportement résultant ne peut être représenté qu'à l'aide de plusieurs coordonnées de déplacement: c'est-à-dire que le système doit comporter plusieurs degrés de liberté. Nous utiliserons l'idéalisation de la structure par masses concentrées.



-Ces masses peuvent représenter dans le cas des structures à voiles, le demi-voile supérieur plus le plancher et enfin le demi-voile inférieur. Enfin, condenser tout ce qui est pesant au niveau de ces masses.

-Expression de l'équilibre dynamique:

-L'équation du mouvement du système s'exprime en écrivant l'équilibre des forces effectivement associées à chaque degré de liberté. En général on aura quatre types de forces à chaque noeud i : la force appliquée $P_i(t)$ et les forces induites par le mouvement lui-même c'est-à-dire la force d'inertie F_{ii} , la force d'amortissement F_{ai} et la force élastique F_{si} . En omettant les forces d'amortissement et les forces de chargement, nous aurons l'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement:

$$F_i + F_s = 0$$

-Chaque force resistente s'exprime au moyen de coefficient d'influence. Par exemple la composante élastique de la force au point 1 dépend en général des composantes des déplacements de tous les autres points de la structure:

$$f_{s1} = k_{11}v_1 + k_{12}v_2 + \dots + k_{1n}v_n$$

•
•
•

$$f_{si} = k_{i1}v_1 + k_{i2}v_2 + \dots + k_{in}v_n$$

•

Ces expressions supposent que la structure a un comportement linéaire et que le principe de superposition s'applique. Les coefficients k_{ij} sont appelés coefficients d'influence de rigidités:

k_{ij} = force correspondant à la coordonnée i produite par un déplacement unitaire de la coordonnée j .

-L'expression des forces F_{si} peut s'écrire:

$$\begin{bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ \vdots \\ f_{si} \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1i} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2i} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{i1} & k_{i2} & \dots & k_{ii} & \dots & k_{in} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_i \\ \vdots \end{bmatrix}$$

donc $F_s = Kv$ où K est la matrice de rigidité

-La manière la plus simple de représenter les caractéristiques massiques d'une structure consiste à supposer que toute la masse est concentrée aux points de définition des déplacements de translation. Pour un système dont on ne considère que les degrés de liberté de translation, la matrice de masse est diagonale.

$$m = \begin{vmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & m_n \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{vmatrix}$$

-Le nombre de termes diagonaux de cette matrice est égal au nombre de degrés de liberté. Les m_{ij} extra-diagonaux sont nuls car une accélération appliquée à un noeud où est concentrée une masse ne produit de force d'inertie qu'en ce même point. La force d'inertie au point i due à une accélération unité du même point i est égale à la masse concentrée en ce point; le coefficient d'influence de masse est donc $m_{ii} = m_i$.

-Ainsi les forces d'inertie seront:

$$\begin{bmatrix} f_{i1} \\ f_{i2} \\ \vdots \\ f_{ii} \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_i & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & m_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_i \\ \vdots \\ v_n \end{bmatrix}$$

-Donc l'équation précédemment écrite peut être mise sous la forme suivante: $m\ddot{v} + Kv=0$ (1)

-Par analogie avec les système à un seul degré de liberté, on peut supposer que le mouvement est harmonique:

$$v(t) = v \sin(\omega t + \theta) \quad \text{et} \quad \ddot{v}(t) = -\omega^2 v \sin(\omega t + \theta) = -\omega^2 v$$

-En reportant ces deux résultats dans l'équation(1), on obtient:

$$(K - \omega^2 m) v = 0 \quad (2)$$

la solution est donc de la forme:

$$v = \frac{0}{\det |K - w^2 m|}$$

-Une solution non triviale n'est donc possible que si:

$$\|K - w^2 m\| = 0 \quad (3)$$

-La resolution du système d'équation induit par le déterminant, n'est pas chose aisée surtout si la structure comporte plusieurs degrés de liberté; généralement on fait appel au calcul automatique par ordinateur.

-Une fois le système précédent résolu, on obtient le vecteur fréquences

$$w = \begin{bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_i \end{bmatrix}$$

-Formulation par les souplesses:

-L'optique de l'étude des vibrations présentée ci-dessus était celle d'une formulation des équations du mouvement par matrice de rigidité. Dans de nombreux cas il est pratique d'exprimer les caractéristiques élastiques par une matrice de souplesse.

-En partant de l'équation (2) et en multipliant par K^{-1}/w^2 les deux termes, on obtient:

$$\left(\frac{I}{w^2} - \hat{f}m \right) v = 0 \quad \text{où } \hat{f} \text{ est la matrice de souplesse.}$$

Application:

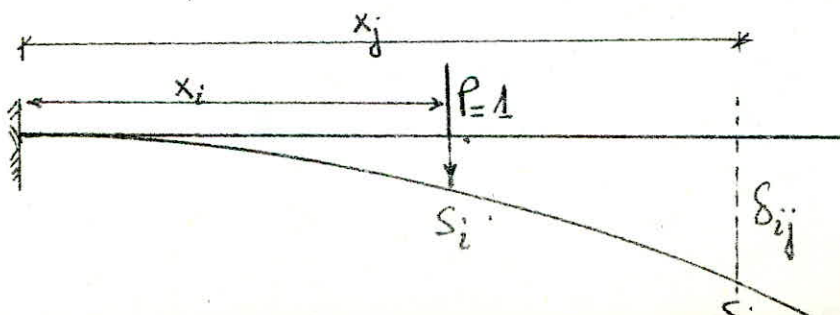
-Calcul des déplacements unitaires: f_{ij} :

f_{ij} = déplacement en une section j produit par une force unité appliquée au droit d'une section i.

-Dans le cas d'une console:

I^{er} cas

La section j est située à droite de la section i



Le déplacement unitaire f_{ij} est alors: $f_{ij} = \frac{x_i^2}{6EI} (x_j - x_i/3)$

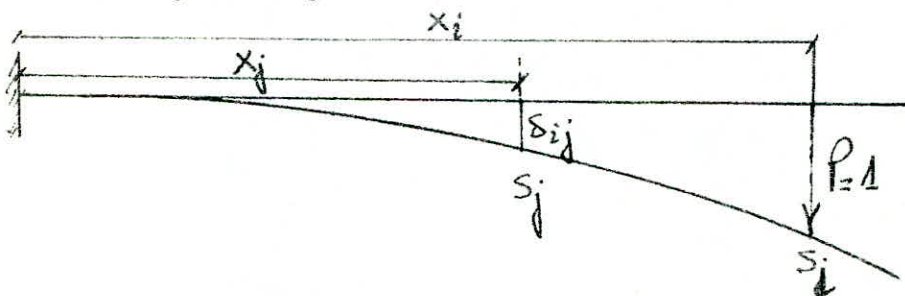
Si on pose: $x_i = ia$ et $x_j = ja$ où a : hauteur d'étage, dans le cas où elle est constante.

L'expression devient:

$$f_{ij} = \frac{a^3}{6EI} i^2 (3j - i)$$

2^{ème} cas:

-La section j est à gauche de i :



En faisant le même changement de variable, nous obtenons:

$$f_{ij} = \frac{a^3}{6EI} j^2 (3i - j)$$

-Ainsi on obtient facilement la matrice de souplesse:

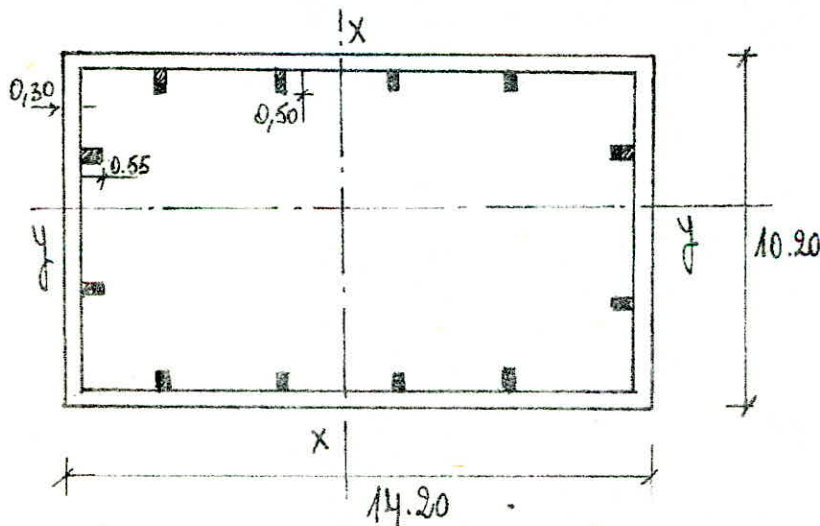
-4°) APPLICATION A NOTRE STRUCTURE:

-Hauteur d'étage $h = 10.98$ m

-Hauteur totale du bâtiment = 65.88 m (à partir du niveau 0.18, considéré comme niveau 0.00)

-Masse soumise à l'action sismique: $G + 0.5P = 610$ tonnes.

a) Calcul du moment d'inertie:



$$I_{xx} = 486 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 291.2 \text{ m}^4$$

b) Calcul des périodes par la 1^{ère} approche:

-Comme les charges sismiques sont de courtes durées, le module d'élasticité longitudinal est pris égal à $2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

-On homogénéise la masse: $610/981 = 622 \text{ kg s}^2/\text{cm}$

Périodes dans la 1^{ère} approche

Sens X-X	0.789	0.126	0.045
Sens Y-Y	0.615	0.100	0.035
	1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode

Déformées à constante près dans le cas de la 1^{ère} approche.

z/h	(1 ^{er} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
0.16	0.042	0.210	0.460
0.33	0.163	0.584	0.720
0.50	0.340	0.714	0.019
0.65	0.525	0.470	-0.618
0.82	0.750	-0.157	-0.293
1.00	1.000	-1.000	1.000

c) Calcul des périodes par la 2^{ème} approche:

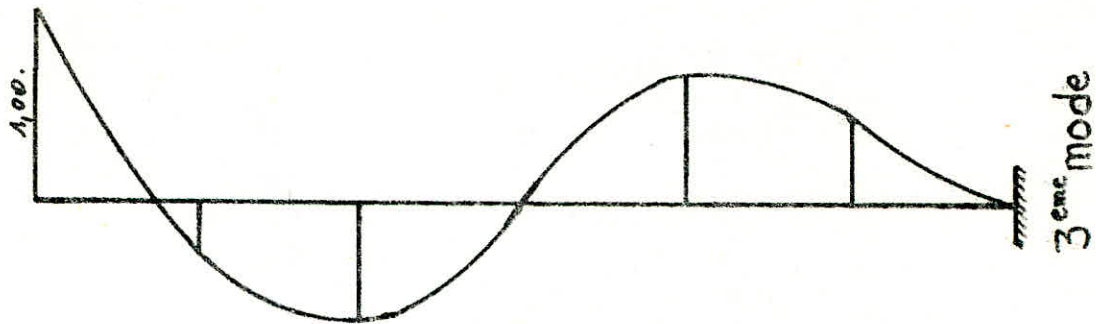
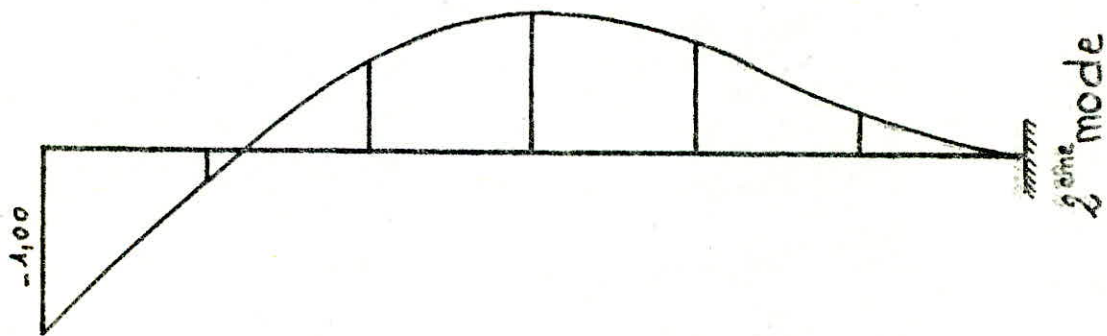
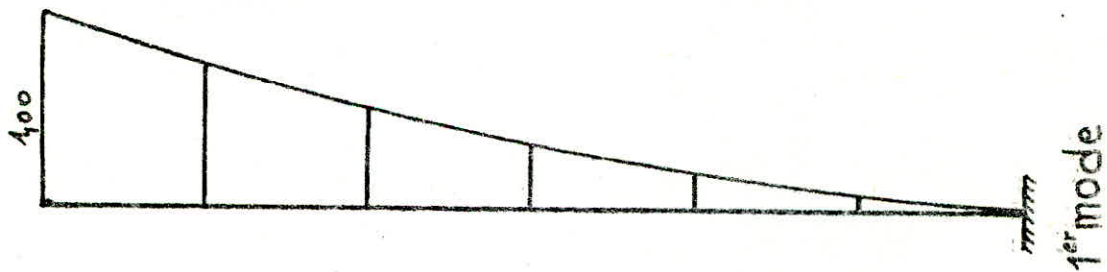
-Dans notre cas, on a 6 degrés de liberté de translation, déduit de la concentration de masses au niveau de chaque plancher de notre structure. Le calcul peut être mené manuellement ou par ordinateur; nous ferons les deux calculs séparément et vérifier les résultats obtenus.

i) Calculs préliminaires:

1-1) Détermination de la matrice de souplesse:

-Nous utiliserons les résultats précédents, la matrice sera carrée (6x6), son inversion sera opérée par ordinateur.

Déformées propres des trois premiers modes.



— 66,06

— 55,08

— 44,10

— 33,12

— 22,14

— 11,16

— 0,18

-La masse au niveau de chaque plancher est supposée la même pour toute la structure c'est-à-dire qu'à chaque niveau, la masse est la même.

Le terme $\frac{ma^3}{6EI}$ est donc constant pour un sens envisagé:

-La matrice $B = \hat{f}m$

$$B = \frac{ma^3}{6EI} \begin{vmatrix} 432 & 325 & 224 & 135 & 64 & 17 \\ 325 & 250 & 176 & 108 & 52 & 14 \\ 224 & 176 & 128 & 81 & 40 & 11 \\ 135 & 108 & 81 & 54 & 28 & 8 \\ 64 & 52 & 40 & 28 & 16 & 5 \\ 17 & 14 & 11 & 8 & 5 & 2 \end{vmatrix}$$

ii) Calculs par ordinateur :

-Sur un programme préétablis au niveau du calculateur du C.S.T.N nous avons:

- 1°) Inversion de la matrice précédente;
- 2°) Détermination des valeurs propres et pulsations;
- 3°) Détermination des vecteurs propres.

-Resultats:

	Autour de X-X	
	Valeur propre	Pulsation propre (w)
	0.4551281 D+6	0.6446028 D+3
(2 ^{ème} mode)	0.2948672 D+4	0.5430168 D+2
	0.2331124 D+6	0.4828172 D+3
(3 ^{ème} mode)	0.2358999 D+5	0.1535903 D+3
	0.9077144 D+5	0.3012830 D+3
(1 ^{er} mode)	0.7308850 D+2	0.8549918 D+1

Autour de Y-Y

	Valeur propre	Pulsation propre (w)
	0.3513789 D+6	0.5927722 D+3
(2 ^{ème} mode)	0.2493548 D+4	0.4993544 D+2
	0.1971318 D+6	0.4439953 D+3
(3 ^{ème} mode)	0.1994891 D+5	0.1412406 D+3
	0.7676099 D+5	0.2770577 D+3
(1 ^{er} mode)	0.6180739 D+2	0.7861767 D+1

Vecteurs propres

-Nous nous limiterons aux trois premiers modes.

1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode
1.000000	-1.000000	1.000000
0.765193	0.055514	-1.029705
0.538281	0.831184	-1.187508
0.331357	1.096752	0.400000
0.160306	0.832714	1.580273
0.043376	0.304425	0.951121

Périodes de vibration

Autour de X-X

1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	
0.735	0.116	0.041	T_{xx}

Autour de Y-Y

1 ^{er} mode	2 ^{ème} mode	3 ^{ème} mode	
0.799	0.126	0.044	T_{yy}

iii) Calcul manuel:

-Il existe deux méthodes, pour la détermination des fréquences et des modes de vibrations propres: La méthode de Stodola et la méthode de Holzer. Les deux reposent sur un calcul itératif qui permet d'améliorer peu à peu la solution, mais elles sont fondamentalement différentes. La méthode de Stodola consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode; cette hypothèse est ensuite améliorée par itération successive jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue: la fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement. Dans la méthode de Holzer, c'est sur la fréquence de vibration que l'hypothèse est faite; on l'ajuste de manière itérative jusqu'à satisfaction des conditions aux limites.

-Nous appliquerons la méthode de Stodola sous forme matricielle, pour la détermination des modes et des fréquences propres de vibration.

-Application de la méthode de STODOLA:

-Matrice de souplesse:

$\bar{F} = S$	432	325	224	135	64	17
	325	250	176	108	52	14
	224	176	128	81	40	11
	135	108	81	54	28	8
	64	52	40	28	16	5
	17	14	11	8	5	2

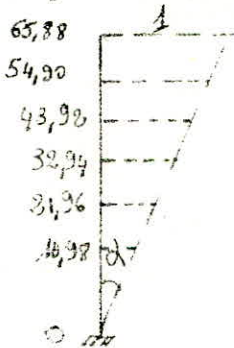
avec $S = h^3/6EI$
 h : hauteur d'étage

-Matrice dynamique:

$\bar{D} = \bar{M} = mS\bar{F}$ avec $mS = mh^3/6EI$ (I, suivant le sens envisagé)
 on pose $d = mS$ dans la suite des calculs.

1°) Détermination du premier mode:

-On part avec une déformée linéaire telle que $V_1 = tg \alpha H$



$tg \alpha = 0.01518$

d'où $V_1^0 =$

I
0.8333
0.6667
0.5000
0.3333
0.1666

1^{ère} itération:

$\hat{V}_1^1 = DV_1^0 = d$

943.8267
724.3282
511.6630
316.6643
154.1654
41.9996

d'où $V_1^1 = d$

I
0.7674
0.5421
0.3355
0.1633
0.0445

2^{ème} itération:

$\hat{V}_1^2 = DV_1^1 = d^2$

859.3356
657.6082
462.6482
284.8347
137.8181
37.2962

d'où $V_1^2 = d^2$

I
0.7652
0.5384
0.3314
0.1604
0.0434

Et ainsi de suite jusqu'à obtenir l'ordre de précision voulu.

4^{ème} itération:

	857.0052		I	
	655.7752		0.7652	
$\tilde{V}_1^4 = DV_1^3 = d^4$	461.7752	d'où $V_1^4 = d^4$	0.5383	= ϕ_1 (sans tenir compte de)
	283.9751		0.3314	d^4
	137.3834		0.1603	
	37.1736		0.0434	

ϕ_1 : déformée du premier mode.

-Calcul des pulsations:

$$W_1^2 = \frac{(\tilde{V}_1^4)^T m V_1^3}{(V_1^4)^T m \tilde{V}_1^4}$$

$$(\tilde{V}_1^4)^T = (857.0052 \quad 655.7752 \quad 461.3104 \quad 283.9751 \quad 137.3834 \quad 37.1736)$$

$$(V_1^4)^T = (I \quad 0.7652 \quad 0.5383 \quad 0.3314 \quad 0.1603 \quad 0.0434)$$

-Pulsation suivant X-X:

$m = G + P/2 = 610638.3 \text{ Kg}$ qu'on homogénéisera par I/g, d'où $m = 622.5 \text{ Kgs}^2/\text{cm}$

$$d_x = mh^3 / 6EI_x = 622.5 \times 10^9 \times 8^3 / (6 \times 486 \times 10^8 \times 2 \times 10^5) = 1.413 \times 10^{-5} \text{ s}^2$$

$$W_{1x}^2 = \frac{1724.873}{d_x \times 1478204.20} = 82.581 \quad \text{d'où } T_x = 2\pi / W_{1x} = 0.691 \text{ s}$$

-Pulsation suivant Y-Y:

$$d_y = mh^3 / 6EI_y = 622.5 \times 10^9 \times 8^3 / (6 \times 291.2 \times 10^8 \times 2 \times 10^5) = 2.358 \times 10^{-5} \text{ s}^2$$

$$W_{1y}^2 = \frac{1724.873}{d_y \times 1478204.200} = 49.486 \quad \text{d'où } T_y = 2\pi / W_{1y} = 0.893 \text{ s}$$

-Resultats du premier mode:

	I	VALEUR PROPRE	PULSATION PROPRE	PERIODE PROPRE
	0.7652	82.581	9.087	0.691 (X-X)
$\phi_1 =$	0.5383	49.486	7.035	0.893 (Y-Y)
	0.3314			
	0.1603			
	0.0434			

2°) Détermination du deuxième mode:

-Matrice de balayage:

$$S_1 = \begin{vmatrix} -(\phi_{1m_s}^T)^{-1}(\phi_{1m_r}^T) \\ I \end{vmatrix}$$

$$\phi_1^T = (I \quad 0.7652 \quad 0.5383 \quad 0.3314 \quad 0.1603 \quad 0.0434)$$

m_s est le I^{ère} vecteur colonne de la matrice de masse

$$m_s^T = m(I \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0)$$

m_r représente les vecteurs colonnes restant de la matrice de masse

$$m_r = m \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ I & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I \end{vmatrix}$$

on aura $(\phi_{1m_s}^T)^{-1} = m^{-1}$ et,

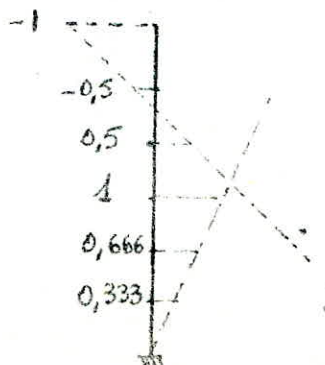
$$\phi_{1m_r}^T = (0.7652 \quad 0.5383 \quad 0.3314 \quad 0.1603 \quad 0.0434)$$

$$S_1 = \begin{vmatrix} -0.7652 & -0.5383 & -0.3314 & -0.1603 & -0.0434 \\ I & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I \end{vmatrix}$$

-Matrice dynamique du second mode:

$$D_2 = DS_1 = \begin{vmatrix} -5.566 & -8.546 & -8.165 & -5.250 & -1.749 \\ 1.310 & 1.053 & 0.295 & -0.098 & -0.105 \\ 4.595 & 7.421 & 6.766 & 4.093 & 1.278 \\ 4.698 & 8.330 & 9.261 & 6.360 & 2.141 \\ 3.027 & 5.549 & 6.790 & 5.741 & 2.222 \\ 0.992 & 1.849 & 2.366 & 2.275 & 1.262 \end{vmatrix}$$

-Sachant que la déformée du second mode a l'allure indiquée ci-dessous on peut prendre deux fonctions simples pour approximer le premier vecteur d'essai:



$$v_2^0 = \begin{vmatrix} -1 \\ -0.5 \\ 0.5 \\ 1 \\ 0.666 \\ 0.333 \end{vmatrix}$$

-Le déplacement v_{12} de l'étage supérieur est régi par la condition d'orthogonalité. Il n'est calculé qu'après la convergence de la solution obtenue et par cette condition.

donc : $v_2^0 = \begin{vmatrix} - \\ -0.5 \\ 0.5 \\ 1 \\ 0.666 \\ 0.333 \end{vmatrix}$

1^{ère} itération:

$$\tilde{v}_2^1 = D_2 v_2^0 = \begin{vmatrix} - \\ 0.066 \\ 11.331 \\ 16.026 \\ 12.614 \\ 4.730 \end{vmatrix} \quad \text{d'où } v_2^1 = \begin{vmatrix} - \\ 0.004 \\ 0.707 \\ 1 \\ 0.787 \\ 0.295 \end{vmatrix}$$

et ainsi de suite jusqu'à obtenir l'ordre de précision voulu.

4^{ème} itérations:

$$\tilde{v}_2^4 = D_2 v_2^3 = \begin{vmatrix} - \\ 1.053 \\ 16.075 \\ 21.226 \\ 16.120 \\ 5.894 \end{vmatrix} \quad \text{d'où } v_2^4 = \begin{vmatrix} - \\ 0.050 \\ 0.757 \\ 1 \\ 0.760 \\ 0.278 \end{vmatrix}$$

-Condition d'orthogonalité:

$$\phi_1^T \phi_2 = 0 \quad \text{car } 1 \neq 2 \quad \text{ceci donne } v_{12} = -0.910$$

$$v_2^4 = \begin{vmatrix} -0.910 \\ 0.049 \\ 0.757 \\ 1 \\ 0.760 \\ 0.278 \end{vmatrix} \quad \text{ou } \phi_2 = \begin{vmatrix} -1 \\ 0.054 \\ 0.832 \\ 1.099 \\ 0.835 \\ 0.305 \end{vmatrix} \quad \text{--déformée du 2^{ème} mode.}$$

-Calcul des pulsations:

$$W_2^2 = \frac{v_{42}^3}{d \hat{v}_{42}^4} = \frac{I}{dx 21.226} = 0.047/d$$

-Suivant X-X:

$$W_{2X}^2 = 0.047 / 1.413 \times 10^{-5} = 3326.30 \text{ et } W_{2X} = 57.674$$

-Suivant Y-Y:

$$W_{2Y}^2 = 0.047 / 2.358 \times 10^{-5} = 1993.20 \text{ et } W_{2Y} = 44.645$$

-Resultats du second mode:

	-I	VALEUR PROPRE	PULSATION PROPRE	PERIODE PROPRE
$\phi_2 =$	0.054	3326.300	57.674	0.109 s (X-X)
	0.832	1993.200	44.645	0.140 s (Y-Y)
	1.099			
	0.835			
	0.305			

3°) Détermination du troisième mode:

-Matrice de balayage:

$$S_2 = \begin{bmatrix} -(\phi_{s s}^T m_s)^{-1} (\phi_{s r}^T m_r) \\ I \end{bmatrix}$$

Où :

$$\phi_s = \begin{bmatrix} I & -I \\ 0.7652 & 0.0540 \\ 0.5383 & 0.8320 \\ 0.3314 & 1.0990 \\ 0.1603 & 0.8350 \\ 0.0434 & 0.3050 \end{bmatrix}, \text{ et } m_s = \begin{bmatrix} I & 0 \\ 0 & I \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}, m_r = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ I & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & I \end{bmatrix}$$

$$\phi_{s s}^T = \begin{bmatrix} I & 0.7652 \\ -I & 0.0540 \end{bmatrix} \text{ après inversion on a : } (\phi_{s s}^T m_s)^{-1} = \begin{bmatrix} 0.070 & -0.934 \\ 1.220 & 1.220 \end{bmatrix}$$

$$\phi_{s r}^T = \begin{bmatrix} 0.5383 & 0.3314 & 0.1603 & 0.0434 \\ 0.8320 & 1.0990 & 0.8350 & 0.3050 \end{bmatrix}$$

D'où la matrice de balayage:

$$S_2 = \begin{vmatrix} 0.739 & 1.000 & 0.769 & 0.282 \\ -1.672 & -1.745 & -1.214 & -0.425 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

-Matrice dynamique du troisième mode:

$$D_3 = DS_2^m = \begin{vmatrix} -0.152 & -0.125 & 1.658 & 0.699 \\ -1.825 & -3.250 & -1.575 & -0.600 \\ -0.736 & -2.120 & -1.408 & -0.632 \\ 0.189 & 0.540 & 0.703 & 0.170 \\ 0.352 & 1.260 & 2.088 & 0.948 \\ 0.155 & 0.570 & 1.077 & 0.844 \end{vmatrix}$$

On débutera les itérations par la déformée suivante, déterminée à partir de fonctions linéaires simples.

$$v_3^0 = \begin{vmatrix} 1 \\ 0.5 \\ -0.5 \\ -1 \\ -0.5 \\ 0.5 \end{vmatrix}$$

1^{ère} itération:

-Les déplacements v_{13} et v_{23} des étages supérieurs sont régis par la condition d'orthogonalité des vecteurs propres. Ils ne seront calculés qu'après la convergence de la solution obtenue.

$$v_3^0 = \begin{vmatrix} - \\ - \\ -0.5 \\ -1 \\ -0.5 \\ 0.5 \end{vmatrix} \quad \text{alors} \quad \hat{v}_3^1 = D_2 v_3^0 = \begin{vmatrix} - \\ - \\ 2.876 \\ -0.901 \\ -2.006 \\ -0.764 \end{vmatrix} \quad \text{et} \quad v_3^1 = \begin{vmatrix} - \\ - \\ 1 \\ -0.31 \\ -0.70 \\ -0.27 \end{vmatrix}$$

Et ainsi de suite jusqu'à obtenir la précision voulue.

2^{ème} itération:

$$\vec{v}_3^5 = D \vec{v}_3^4 = \begin{vmatrix} - \\ - \\ 1.91 \\ -0.80 \\ -2.78 \\ -1.64 \end{vmatrix} \quad \text{d'où} \quad \vec{v}_3^5 = \begin{vmatrix} - \\ - \\ 0.69 \\ -0.30 \\ -1 \\ -0.59 \end{vmatrix}$$

-Condition d'orthogonalité:

$$\& \begin{cases} \phi_1^T \phi_3 = 0 \\ \phi_2^T \phi_3 = 0 \end{cases}$$

De ces conditions on tire: $v_{13} = -0.726$ & $v_{23} = 0.836$

$$\phi_3 = \begin{vmatrix} -0.73 \\ 0.84 \\ 0.69 \\ -0.30 \\ -1 \\ -0.59 \end{vmatrix} \quad \text{ou} \quad \phi_3 = \begin{vmatrix} 1 \\ -1.15 \\ -0.94 \\ 0.41 \\ 1.37 \\ 0.81 \end{vmatrix}$$

-Calcul des pulsations:

$$W_3^2 = \frac{v_{53}^4}{d v_{53}^5} = \frac{1}{d \times 2.78} = 0.360/d$$

-Suivant X-X:

$$W_{3x}^2 = 0.360 / 1.413 \times 10^{-5} = 25478 \quad \text{et} \quad W_{3x} = 159.62$$

-Suivant Y-Y:

$$W_{3y}^2 = 0.360 / 2.358 \times 10^{-5} = 15267 \quad \text{et} \quad W_{3y} = 123.56$$

-Resultats du troisieme mode:

	I	VALEUR PROPRE	PULSATION PROPRE	PERIODE PROPRE
$\phi_3 =$	-1.15	25478	159.62	0.039
	-0.94	15267	123.56	0.051
	0.41			
	1.37			
	0.81			

II CORRECTION DES PERIODES:

-Les périodes déterminées précédemment, ne tiennent pas en compte certains phénomènes qui agissent sur la structure. Ceux-ci sont très complexes et sont difficilement quantifiés et sont en gros: les déformations de cisaillement, la rotation et la translation des fondations etc.....

-Cependant une méthode de calcul a été proposée il y a quelques années par Mrs. Bonneville actuel responsable de la post-graduation au niveau du département du génie civil et Tzenov, ancien professeur à l'école polytechnique d'Alger. Cette méthode consiste à rectifier les périodes déterminées par le calcul élastique en utilisant un coefficient correctif R_i déterminé à partir d'abaques développés par l'academie des sciences de Sofia en Bulgarie. Alors, la période s'écrit:

$$T_{i(\text{corrigée})} = T_i R_i \quad (i \text{ pour le mode})$$

1°) Détermination des coefficients R_i :

l'expression de R_i est souvent très complexe; admettant certaines simplifications nous obtenons les resultats suivants.

a) 1^{ère} mode ou mode fondamental:

-N'ayant pas de force axiale, ni de concentration de masses (en effet, les périodes déterminées dans le cas de la distribution de masse uniforme, sont les plus défavorables pour l'étude sismique; cas qui nous interesse.). Nous pouvons alors écrire:

$$R_1 = \sqrt{\frac{1 + (9.72 + 25.49C)C + (8.25 + 41.98C + 17.49\bar{C})\bar{C} + (17.06 + 98.4C + 78.72\bar{C} + 118.08\bar{C})\bar{C}}{1 + 5.09C + 4.24\bar{C} + 9.54\bar{C}}}$$

C=coefficient tenant compte des déformations de cisaillement de la structure.

K=I.2 pour les structures à refends linéaires.

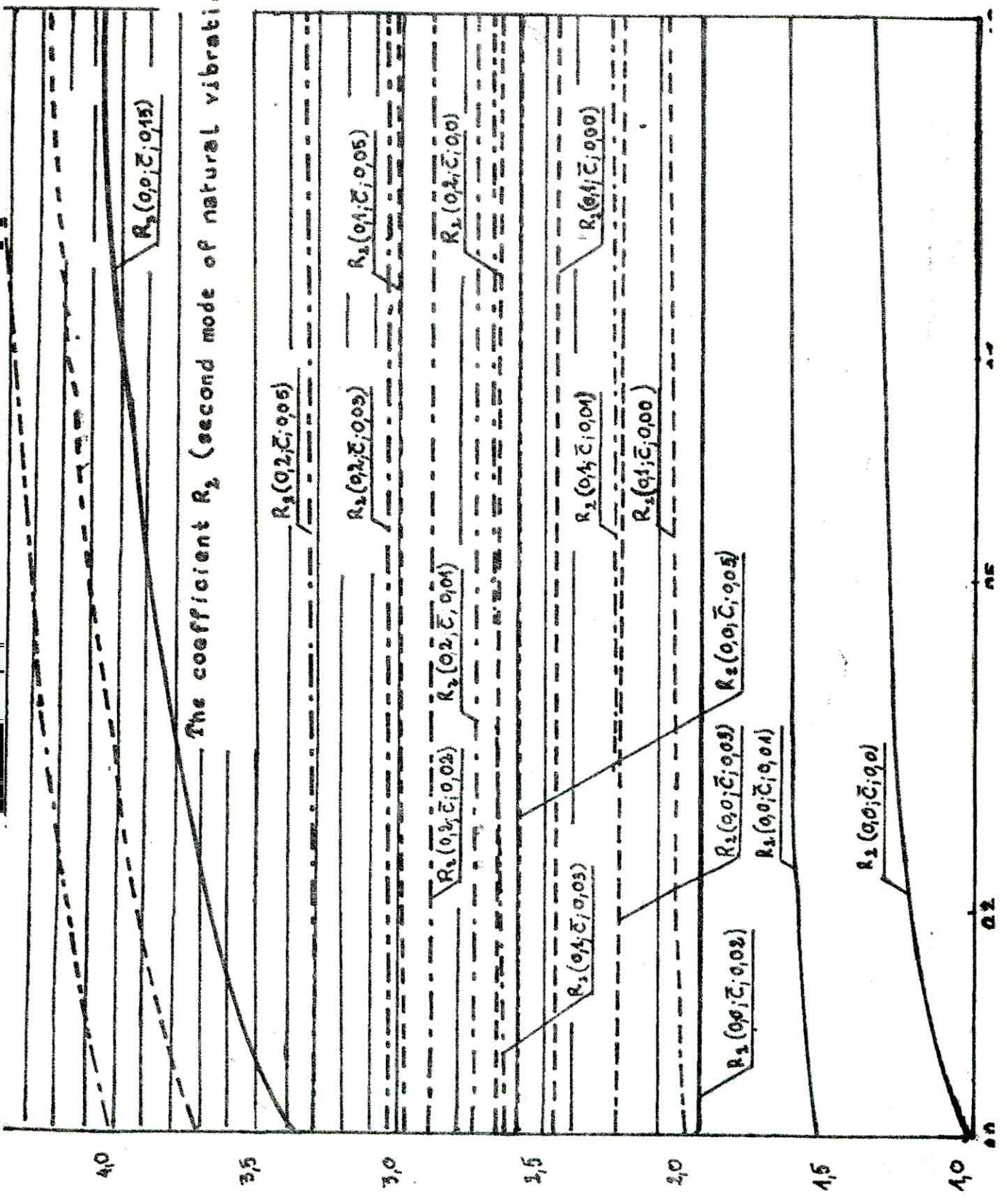
$C = \frac{KEI}{GFH^2 \gamma_0}$ avec:

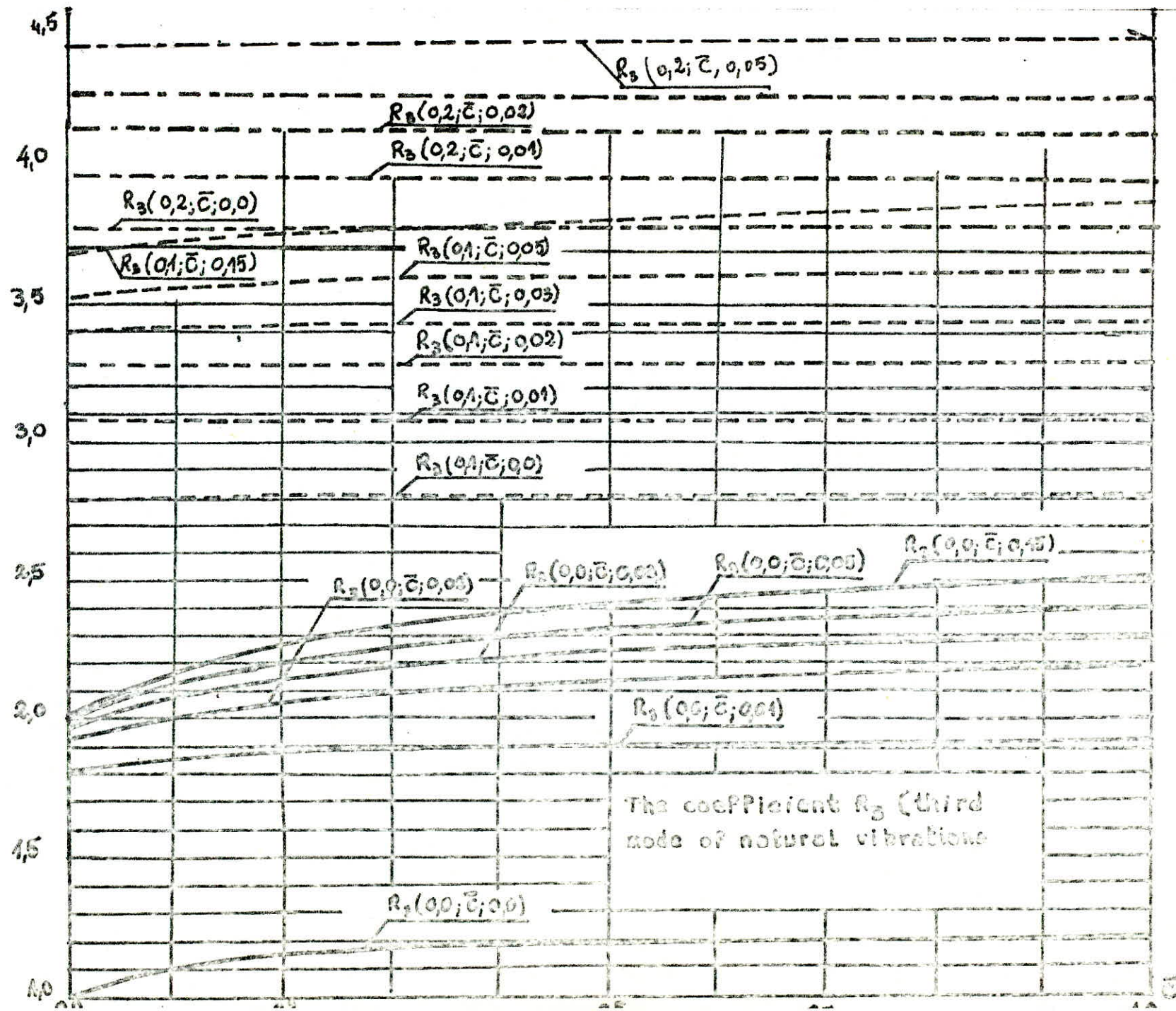
F=section totale des refends.

H=hauteur totale de l'ouvrage.

γ_0 =coefficient tenant compte de l'ajouement des refends.

The coefficient R_2 (second mode of natural vibrations)





avec $\gamma_0 = 1 - \frac{\gamma}{0.85}$ et $\gamma = \frac{\text{section totale des ouvertures}}{\text{section totale des refends}}$

G=module d'élasticité de la structure=0.4E

-Application:

F=13.62 m², $\gamma = 0.048$ d'où $\gamma_0 = 0.943$

H=67.26 m, K = 1.2

I_{xx} = 486 m⁴ et I_{yy} = 291.2 m⁴

C_{xx} = 0.012 et C_{yy} = 0.02

\bar{C} =coefficient tenant compte de la rotation de la fondation.

$$\bar{C} = \frac{EI}{K_\phi H} \quad \text{où } K_\phi = 2C_z I_\phi$$

*C_z=coefficient de pression élastique uniforme sur la fondation, donné par le tableau suivant en fonction de la contrainte admissible du sol:

(kg/cm ²)	1	2	3	4	5
C _z (t/m ³)	2000	4000	5000	6000	7000

Dans notre cas $\bar{C}_z = 5 \text{ kg/cm}^2$

- I_{φxx} = 10.2 x 14.2³ / 12 = 2433.8 m⁴ et I_{φyy} = 1255.8 m⁴

On obtient : $\bar{C}_{yy} = 0.351$ et $\bar{C}_{xx} = 0.416$

$\bar{\bar{C}}$ =coefficient tenant compte de la translation de la base.

$$\bar{\bar{C}} = \frac{EI}{K_x H^3} \quad \text{avec: } K_x = 0.7 C_z F_\phi \quad \text{et } F_\phi : \text{aire de la fondation}$$

H=hauteur de l'ouvrage.

F_φ = 144.84 m² (aucun débord n'est prévu pour notre radier)

$\bar{\bar{C}}_{yy} = 0.0037$ et $\bar{\bar{C}}_{xx} = 0.0023$

Alors $R_{1yy} = 1.6$ et $R_{1xx} = 1.667$

b) 2^{ème} et 3^{ème} mode:

-Pour R₂ et R₃, leur détermination est aisée à partir d'abaques joints à cette étude.

R_{2xx} = 1.268 R_{3xx} = 1.179

R_{2yy} = 1.232 R_{3yy} = 1.161

Tableaux des deux approches:

1°) Périodes non-corrigées:

Approche	Sens X-X (transversal)		Sens Y-Y (longitudinal)	
	I	II	I	II
1 ^{er} mode	0.789	0.893	0.615	0.691
2 ^{ème} mode	0.126	0.140	0.100	0.109
3 ^{ème} mode	0.045	0.051	0.035	0.039

2°) Périodes corrigées:

Approche	Sens X-X (transversal)		Sens Y-Y (longitudinal)	
	I	II	I	II
1 ^{er} mode	1.310	1.488	0.984	1.106
2 ^{ème} mode	0.160	0.177	0.123	0.134
3 ^{ème} mode	0.053	0.060	0.040	0.045

-Nous ferons le calcul sismique, on considérant la première approche car les périodes sont plus faibles, donc les coefficients seront plus importants. Par ailleurs nous ferons deux études distinctes pour la recherche de ces coefficients:

-Une première approche avec les périodes corrigées;

-Une deuxième avec les périodes non-corrigées.

Et nous ferrailurons notre structure avec les sollicitations, les plus défavorables.

ETUDE AU VENT

1°) Hypothèses:

- La direction du vent est supposée horizontale.
- L'action exercée par le vent sur une face d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément.

2°) Action d'ensemble :

a) Direction parallèle à l'action du vent:

-Le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastrée dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

a-1) Pression et force de trainée:

-La force de trainée T par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent.

$$T = C_t \beta \rho l v$$

a-1-1) Coefficient de trainée: (C_t)

-Le coefficient de trainée $C_t = C_{t_0} \gamma_0$ dépendant de l'élancement de la structure et de la rugosité de sa surface, est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale de l'ouvrage étudié.

$$C_{t_0} = 1.3 \quad (\text{N.V.65 tableau VII})$$

-Suivant le grand côté: $H/a = 67.26/14.2 = 4.74$

$$\gamma_0 = 1.09 \quad (\text{N.V.65 fig.R-III-5})$$

-Suivant le petit côté: $H/b = 67.26/10.2 = 6.60$

$$\gamma_0 = 1.19$$

-Ainsi $C_t = 1.3 \times 1.09 = 1.417$ pour un vent parallèle à l'axe X-X (V_{XX}) et

$C_t = 1.547$ pour un vent V_{YY} .

a-1-2) Coefficient de majoration dynamique:

-Le coefficient de majoration dynamique $\beta = (1 + \xi z) \theta$

dépendant de la période de vibration et du niveau pris en considération, est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la tour.

-Périodes de vibration de la construction:

Autour de Y-Y: $T_y = 1.310$ s (Voir étude dynamique)

Autour de X-X: $T_x = 0.984$ s

$\Theta = 1$ d'après les règles N.V 65 fig. R-III-3 et § I-5I

nota: nous ^{avons} pris les périodes de l'approche 2, car elle donne des périodes plus grandes; c'est le cas le plus défavorable pour les sollicitations dues au vent.

Tableau des β pour chaque niveau:

NIVEAU	COTE	ζ	\sum_{zy}	β_{yy}	\sum_{xx}	β_{xx}
0	0.18	0.36	1.1	1.396	1.2	1.432
1	11.16	0.36	1.1	1.396	1.2	1.432
2	22.14	0.345	1.1	1.380	1.2	1.414
3	33.12	0.330	1.1	1.363	1.2	1.396
4	44.10	0.315	1.1	1.347	1.2	1.378
5	55.08	0.295	1.1	1.325	1.2	1.354
6	66.06	0.280	1.1	1.308	1.2	1.336

a-1-3) Coefficient de réduction:

-Le coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions est donné par les règles N.V 65 en fonction de la hauteur de l'ouvrage et du niveau pris en considération.

$$\begin{aligned}
 0 < H \leq 30 & \text{ alors } \delta = 0.725 \\
 30 < H \leq 50 & \text{ :: } \delta = 0.4625 + 8.75 \times 10^{-3} H \\
 H > 50 & \text{ :: } \delta = 0.90
 \end{aligned}$$

a-1-4) Pression du vent:

-Pour des vitesses de vent élevées, le vent devient turbulent et agit par rafales successives. Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique, et que leur période est plus voisine de la période propre de vibration

de l'ouvrage (risque de résonance). Les effets du vent deviennent dynamiques. La vitesse de vent, réglementaire pour laquelle on effectue le calcul à ce stade est appelée 'vitesse normale du vent'. Par définition, c'est la vitesse de pointe instantanée (pointe de rafale) qui n'est atteinte ou dépassée que trois jours sur 1000. Par l'application de la théorie de Bernoulli, on a une relation entre la vitesse du vent et la pression exercée sur une surface plane, perpendiculaire à la direction du vent.

$$q = V^2 / 16.3; (q \text{ en } \text{kg/m}^2)$$

-Pression normale et extrême:

$$q_n = q K_h K_m K_s \quad \text{et} \quad q_{ex} = 1.75 q_n$$

i) Pression réglementaire au niveau H :

$$q = 2.5 q_{10} \frac{H+18}{H+60} \quad (\text{Art. I.24 N.V 65})$$

q_{10} : Pression de base, elle est normalisée par région. Dans notre cas elle est égale à 70 kg/m^2 et constante pour une même région.

-Par approximation des moindres carrés, nous avons déterminé une fonction linéaire simple pour décrire q_h , dans le but de simplifier les distributions d'efforts sur notre structure. Les valeurs ainsi calculées seront légèrement supérieures à celles données par la formule des règles N.V 65.

$$q_h = 0.785H + 67.37 \quad \text{pour } H \leq 10 \text{ m}$$

$$q_h = 70 \text{ kg/m}^2 \quad \text{pour } H > 10 \text{ (Art. I.24 N.V 65)}$$

ii) Coefficient de masque K_m :

-Ouvrage supposé non masqué par d'autres constructions. $K_m = 1$

iii) Coefficient de site K_s :

-Ouvrage exposé face à la mer: $K_s = 1$

iv) Dimensions de l'ouvrage:

$$L_a = 14.2 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_b = 10.2 \text{ m}$$

Tableau de regroupement des resultats:

NIVEAU	COTE (m)	q_n kg/m ²	q_{ex} kg/m ²	FORCES DE TRAINEE		FORCES DE TRAINEE	
				Vent V_x ; b=10.2 m		Vent V_y ; a=14.2 m	
				T_{xnor} (kg/m)	T_{xext} (kg/m)	T_{ynor} (kg/m)	T_{yext} (kg/m)
0	0.18	91	159	1491	2609	1853	3243
1	11.16	99	173	1622	2838	2016	3528
2	22.14	110	192	1783	3119	2219	3882
3	33.12	121	212	2012	3521	2505	4383
4	44.10	132	232	2446	4281	3049	5336
5	55.08	143	251	2765	4839	3450	6038
6	66.06	155	271	2941	5146	3672	6425

b) Etude dans la direction perpendiculaire à celle du vent:

-La force de dérive L par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent.

$$L = \delta' Q q_{cri} dH/h$$

δ' : Coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions.

Q : Coefficient de dérive.

h: Cote du niveau considéré compté à partir du sol.

d: Largeur du maître-couple.

H: Hauteur de la construction.

q_{cri} : pression critique du vent.

-Vitesse critique:

$V_{cri} = D/ST$ pour les constructions prismatiques, S nombre de Strouhal=0.25

b-1) autour de X-X:

$$V_{cri} = 10.2 / 0.984 \times 0.25 = 42 \text{ m/s}$$

b-2) autour de Y-Y:

$$V_{cri} = 14.2 / 1.310 \times 0.25 = 44 \text{ m/s}$$

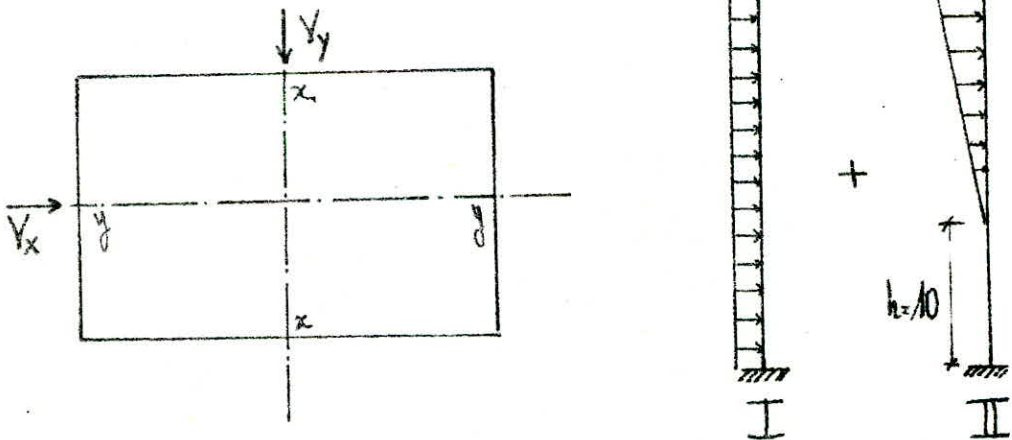
-Les vitesses critiques sont toutes deux supérieures à 25 m/s; vitesse d'apparition des tourbillons de Karman. Un calcul à la resonance est donc inutile.

-Force de portance U :

-On calcule la force de portance afin de vérifier le non soulèvement du bâtiment ; ceci peut être important pour des structures légères (bois, par exemple). Une construction en béton armé est trop lourde pour être affectée par ce phénomène. Nous ne tiendrons pas compte de cette force.

3°) Sollicitations resultantes:

a) Action normale:



a-1) Autour de X-X:

Tableau des efforts finals dus au vent V_x

NIVEAU	COTE (m)	EFFORTS TRANCHANT (tonnes)		MOMENTS FLECHISSANT (tonne-mètre)		T (t) I+II	M (tm) I+II
		T_I	T_{II}	M_I	M_{II}		
0	0.18	98.5	41	3235	1935	140	5170
I	11.16	81.9	41	2247	1484	123	3731
2	22.14	65.5	39	1440	1042	105	2482
3	33.12	49.1	34	813	637	83	1450
4	44.10	32.7	26	368	304	59	672
5	55.08	16.4	15	103	78	31	181
6	66.06	0	0	0	0	0	0


a-2) Autour de Y-Y :

Tableau des efforts finals dus au vent V_y

NIVEAU	COTE (m)	EFFORTS TRANCHANT (tonnes)		MOMENTS FLECHISSANT (tonne-mètre)		T (t)	M (tm)
		T _I	T _{II}	M _I	M _{II}	I+II	I+II
0	0.18	122	51	4022	2407	173	6429
1	11.16	102	51	2793	1847	153	4640
2	22.14	81	49	1787	1296	130	3080
3	33.12	61	42	1005	794	103	1798
4	44.10	41	32	446	381	73	827
5	55.08	20	18	111	102	38	213
6	66.06	0	0	0	0	0	0

b) Action extrême:

NIVEAU	COTE (m)	EFFORTS TRANCHANT (tonnes)		MOMENT FLECHISSANT (tonne-mètre)	
		autour de X-X	autour de Y-Y	autour de X-X	autour de Y-Y
0	0.18	245	303	9048	11251
1	11.16	215	268	6529	8120
2	22.14	184	228	4344	5390
3	33.12	145	180	2538	3147
4	44.10	103	128	1176	1447
5	55.08	54	67	317	373
6	66.06	0	0	0	0

 ETUDE AU SEISME

-Introduction:

-L'étude se fera suivant les règles parasismiques françaises auxquelles on ajoute les recommandations du C.T.C.

-Les règles algériennes ne sont pas applicables aux bâtiments de grandes hauteurs.

-On substituera aux effets dynamiques réels, inconnus ou plutôt non quantifiables, un système de forces statiques nominales basées sur des spectres de réponse dits de calcul, qui eux mêmes sont déduits de divers spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés dans des sites comparables du point de vue de la nature du sol. Les spectres utilisés par les règles P.S 69, tiennent compte des modes supérieurs de vibration et du comportement non-linéaire de certaines structures.

-Ce système de forces résulte de la combinaison de:

-forces horizontales élémentaires: S_h

-forces verticales élémentaires: S_v

-couples de torsion d'axe vertical: S_t

-Système statique équivalent:

a) Système de forces horizontales:

-Composé de forces appliquées au centre de gravité de l'élément considéré. L'intensité est: $\sigma_H W$.

Avec: W =Poids des charges soumises au séisme ($G+P/2$)

σ_H =Accélération nominale ou réglementaire.

-Pour ces forces, on ne considère que deux directions possibles X-X et Y-Y

b) Système de forces verticales:

-Composé de forces verticales agissant de bas en haut ou vice versa
Leur intensité est : $\sigma_v W$. Où σ_v =accélération verticale nominale.

c) Couples de torsion:

-On doit associer à chaque force horizontale, un système de couples de torsion obtenu en admettant à chaque niveau une excentricité " e " égale à 5% d'une des dimensions en plan de la structure étudiée (C.T.C) dans le cas où le centre de masse coïncide avec le centre de torsion. Dans le cas contraire, considérer l'excentricité réelle, si celle des recommandations du C.T.C est moins défavorable.

I°) Détermination des accélérations nominales:

-Notre bâtiment sera considéré suivant le P.S 69 comme un oscillateur multiple, faiblement amorti et pour lequel on doit tenir compte de l'incidence des trois premiers modes de vibration.

i) Coefficients sismiques:

-L'accélération horizontale est définie par un certain nombre de paramètres, décrivant au mieux la situation de la construction.

$$\sigma = \alpha \beta \gamma \delta$$

α : coefficient d'intensité, constant.

β : coefficient de réponse dépendant essentiellement de la période de vibration.

γ : coefficient de distribution, fonction de la masse de la structure.

δ : coefficient de fondation.

i-1) Coefficient d'intensité (α):

=1 dans notre cas. Ceci correspond à une intensité nominale de 8; soit une intensité macrosismique de VIII à IX. C'est à dire que si une secousse d'intensité au plus égale à 8, on aura:

-une faible probabilité pour qu'apparaissent des désordres graves.

-une plus faible, encore probabilité pour qu'un bâtiment sinistré mais non effondré soit inutilisable.

-une probabilité infime pour que le bâtiment soit en ruine.

i-2) Coefficient de fondation: (δ)

-Pour les radiers $\delta = 1$ et c'est le mode de fondation envisagé.

i-3) Coefficient de distribution: (γ)

-Ce coefficient caractérise la distribution de la masse le long de la structure. Dans le cas où on ne considère que des déformations de flexion de la structure, on utilise l'équation générale établie dans l'hypothèse d'une répartition uniforme de la masse (voir étude dynamique)

-Par ailleurs nous voulons connaître les sollicitations sismiques dans le cas où on tient compte des déformations secondaires, telles que: rotation de la base, cisaillement etc... et ceci en utilisant la méthode de Mrs Bonneville et Tzenov exposées ici:

-La déformée, à une constante près de la structure, en tenant compte des phénomènes précédents, s'écrit pour le mode fondamental:

$$X(z) = 1/5(z/H)^5 - 2(1+2C)(z/H)^3 + 4(z/H)^2 + 4(3+2\bar{C})(z/H)$$

H: hauteur du bâtiment

z: cote du niveau considéré

C et \bar{C} coefficients de correction déjà définis (voir étude dynamique)

-Pour obtenir le coefficient de distribution au niveau voulu (z), on use de la formule du P.S 69

$$\gamma = X(h) \frac{\sum X(z)}{\sum X^2(z)} \quad (\text{pour le } 1^{\text{er}} \text{ mode})$$

-Pour les autres modes, nous utiliserons les tableaux présentés par Mr. Tzenov.

i-4) Coefficient de réponse: (β)

-Il dépend de la période propre, du degré d'amortissement de l'ouvrage, et de la nature du sol. Le produit $\alpha\beta$ est l'équivalent du spectre de réponse.

$$\beta = \begin{cases} 1.25T_i & \text{si } 0 < T_i \leq 0.2 \text{ s} \\ 0.25 & \text{si } 0.2 < T_i \leq 0.26 \text{ s} \\ 0.09 T_i^{3/4} & \text{si } T_i > 0.26 \text{ s} \end{cases}$$

Tableaux des coefficients sismiques issus des travaux de

Mr. Tzenov.

Tableau I ($C=0.00$; $\bar{C}=0.20$; $\bar{\bar{C}}=0.00$)

z/h	(1 ^{er} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
0.10	0.075	0.106	0.221
0.20	0.177	0.221	0.377
0.30	0.300	0.313	0.364
0.40	0.441	0.357	0.177
0.50	0.596	0.338	-0.091
0.60	0.760	0.253	-0.303
0.70	0.932	0.109	-0.343
0.80	1.107	-0.078	-0.175
0.90	1.284	-0.289	0.149
1.00	1.462	-0.508	0.535

Tableau II ($C=0.10$; $\bar{C}=0.50$; $\bar{\bar{C}}=0.01$)

z/h	(1 ^{er} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
0.10	0.136	0.255	0.297
0.20	0.261	0.354	0.294
0.30	0.397	0.403	0.164
0.40	0.540	0.392	-0.034
0.50	0.688	0.318	-0.208
0.60	0.840	0.192	-0.276
0.70	0.922	0.028	-0.206
0.80	1.140	-0.152	-0.029
0.90	1.290	-0.325	0.178
1.00	1.430	-0.470	0.321

I^{ère} approche: Détermination des efforts sismiques en tenant compte de la correction des périodes.

a) Tableaux des coefficients de distribution (γ):

-Ces tableaux sont tirés d'autres tableaux présentés par Mrs. Tzenov et Bonneville.

-Interpolation linéaire entre les tableaux I et II : (sens X-X)

$$C_{XX} = 0.012 ; \quad \bar{C}_{XX} = 0.416 ; \quad \bar{\bar{C}}_{XX} = 0.0023$$

tableau I: ($C=0.000; \bar{C}=0.2; \bar{\bar{C}}=0.00$) et tableau II: ($C=0.1; \bar{C}=0.5; \bar{\bar{C}}=0.01$)

$$\frac{\gamma_i^{II} - \gamma_i^I}{\underbrace{4(3C_{II} + 2\bar{C}_{II}) - 4C_I - 8\bar{C}_I}_{3.2}} = \frac{\gamma_i^{XX} - \gamma_i^I}{\underbrace{4(3C_{XX} + 2\bar{C}_{XX}) - 8\bar{C}_I}_{1.872}}$$

z/h	(I ^{ère} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
0.10	0.111	0.193	0.265
0.20	0.226	0.299	0.328
0.30	0.357	0.366	0.247
0.40	0.499	0.377	0.054
0.50	0.650	0.328	-0.159
0.60	0.807	0.217	-0.287
0.70	0.926	0.062	-0.263
0.80	1.126	-0.121	-0.090
0.90	1.288	-0.310	0.166
1.00	1.443	-0.486	0.410

$$C_{YY} = 0.02 ; \quad \bar{C}_{YY} = 0.351 ; \quad \bar{\bar{C}}_{YY} = 0.0037$$

-L'interpolation linéaire se fera comme précédemment, à partir des mêmes tableaux I et II présentés par Mr. Tzenov et Bonneville.

-Les calculs d'interpolation sont identiques aux précédents; nous donnerons les résultats directement sous forme de tableau pour le sens Y-Y.

z/h	(1 ^{ère} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
0.10	0.103	0.173	0.255
0.20	0.215	0.281	0.339
0.30	0.344	0.354	0.274
0.40	0.486	0.373	0.100
0.50	0.638	0.329	-0.144
0.60	0.796	0.225	-0.291
0.70	0.927	0.072	-0.281
0.80	1.122	-0.111	-0.109
0.90	1.287	-0.305	0.162
1.00	1.448	-0.491	0.438

-Application:

-Nous tracerons les courbes représentatives de ces tableaux et nous aurons ainsi les valeurs qui intéressent notre cas.

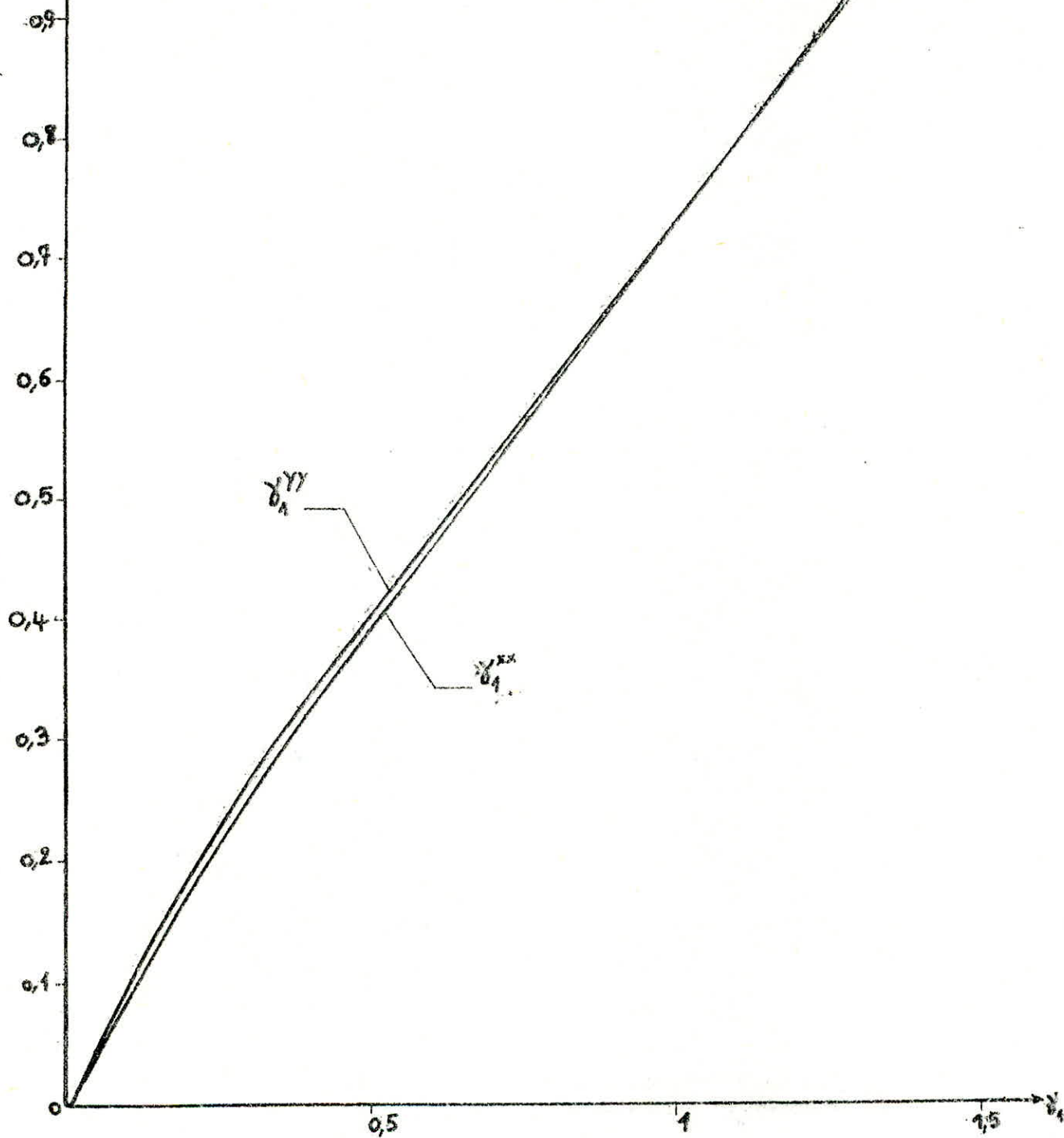
$$C_{xx} = 0.012 \quad ; \quad \bar{C}_{xx} = 0.416 \quad ; \quad \bar{\bar{C}}_{xx} = 0.0023$$

NIVEAU	z/h	(1 ^{ère} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
1	0.166	0.190	0.280	0.315
2	0.333	0.400	0.380	0.195
3	0.500	0.650	0.320	-0.165
4	0.666	0.910	0.120	-0.295
5	0.833	1.170	-0.170	-0.001
6	1.000	1.430	-0.485	0.415

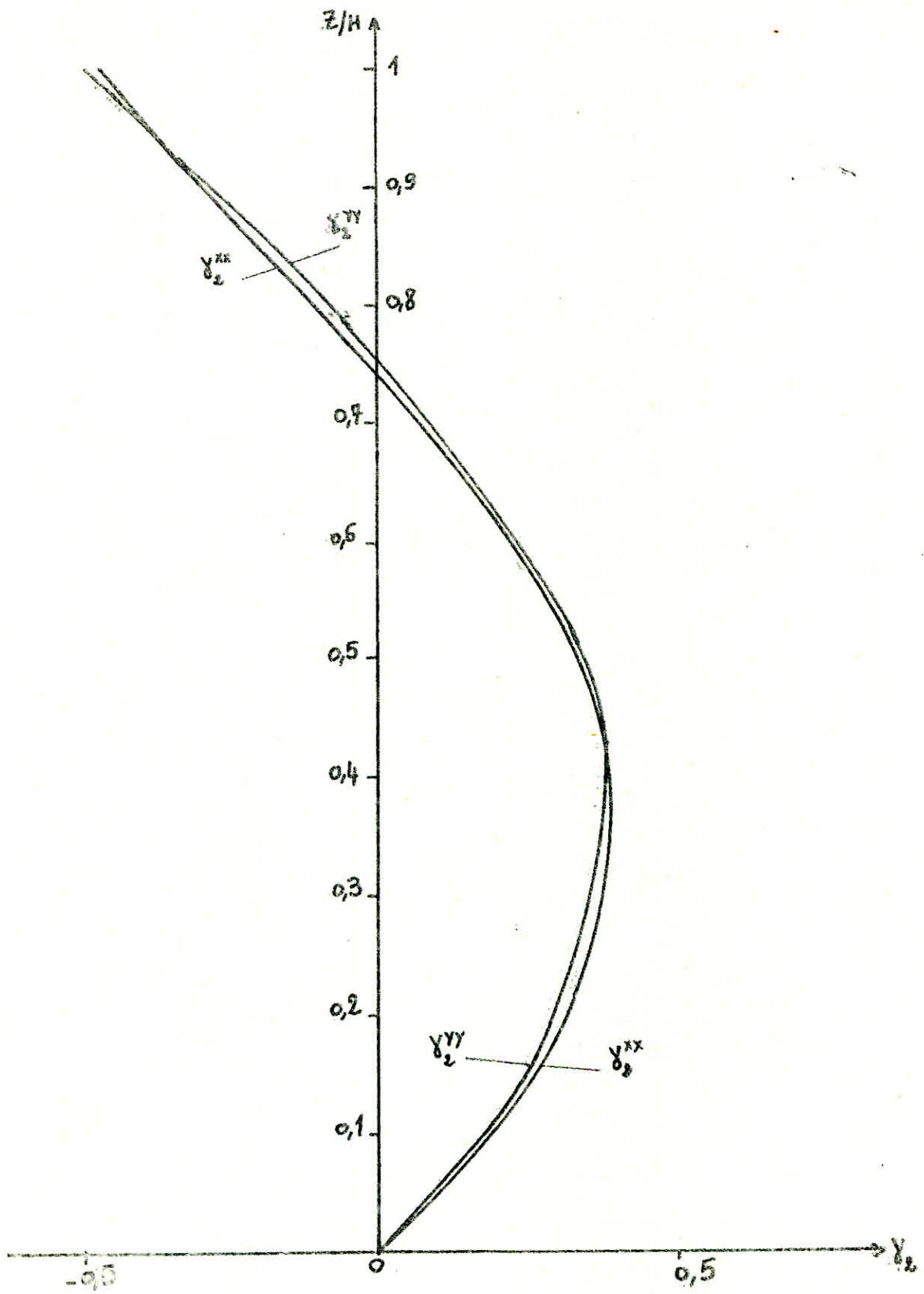
$$C_{yy} = 0.02 \quad ; \quad \bar{C}_{yy} = 0.351 \quad ; \quad \bar{\bar{C}}_{yy} = 0.00$$

NIVEAU	z/h	(1 ^{ère} mode)	(2 ^{ème} mode)	(3 ^{ème} mode)
1	0.166	0.170	0.255	0.325
2	0.333	0.380	0.365	0.225
3	0.500	0.640	0.325	-0.145
4	0.666	0.900	0.140	-0.318
5	0.833	1.160	-0.155	-0.040
6	1.000	1.440	-0.510	0.445

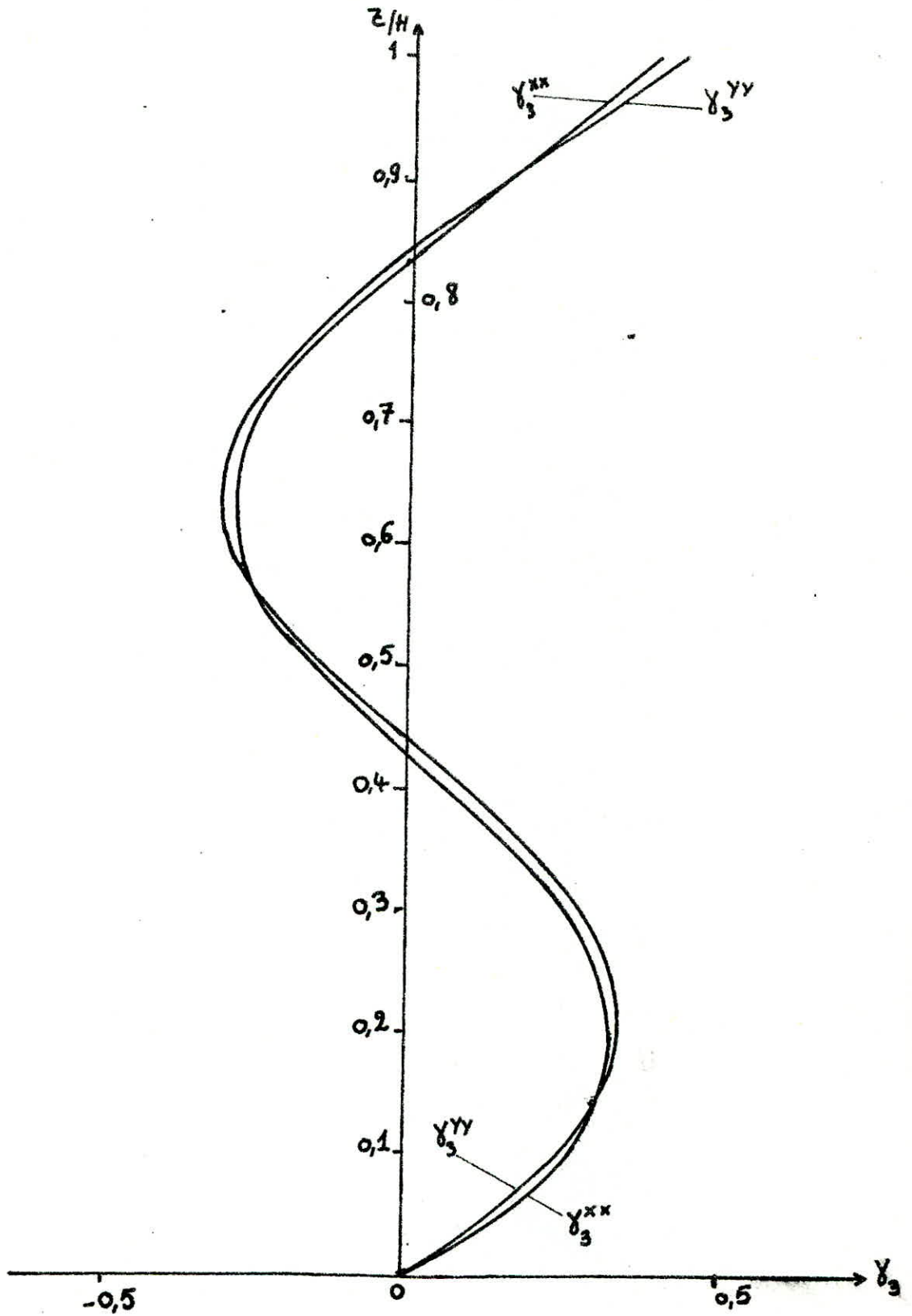
1^{er} mode de vibration



2^{eme} mode de vibration



3^{ème} mode de vibration



1^{ère} mode:

Tableau des coefficients sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	α	δ	γ_{xx}	γ_{yy}	$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S$		$\sigma_V = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sigma_h$
						$\beta_{xx} = 0.09$	$\beta_{yy} = 0.09$	
I	11.16	1	1	0.190	0.170	0.013	0.015	0.015
2	22.14	1	1	0.400	0.380	0.028	0.034	0.034
3	33.12	1	1	0.650	0.640	0.046	0.058	0.058
4	44.10	1	1	0.910	0.900	0.064	0.081	0.081
5	55.08	1	1	1.170	1.160	0.082	0.104	0.104
6	66.06	1	1	1.430	1.440	0.100	0.129	0.129

-Charge soumise à l'action sismique:

$W = G + 0.5P = 610$ tonnes (au niveau de chaque plancher)

Tableau des forces sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES HORIZONTALES (t)		FORCES VERTICALES (t)
		Sens X-X	Sens Y-Y	
I	11.16	7.72	8.91	8.91
2	22.14	16.63	20.20	20.20
3	33.12	27.32	34.45	34.45
4	44.10	38.02	48.11	48.11
5	55.08	48.71	61.78	61.78
6	66.06	59.40	76.63	76.63

Tableaux des sollicitations sismiques:

-Autour de X-X:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES (t)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT (t)
0	0.18	0	12229.30	250.08
I	11.16	8.91	9483.43	241.17
2	22.14	20.20	6835.38	220.97
3	33.12	34.45	4409.13	186.52
4	44.10	48.11	2361.14	138.41
5	55.08	61.78	841.40	76.63
6	66.06	76.63	0	0

-Autour de Y-Y:

NIVEAU	COTE	FORCES (t)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT
0	0.18	0	9607.17	197.80
1	11.16	7.72	7435.33	190.08
2	22.14	16.63	5348.25	173.45
3	33.12	27.32	3443.77	146.31
4	44.10	38.02	1839.26	108.11
5	55.08	48.71	652.21	59.40
6	66.06	59.40	0	0

2^{ème} mode:

Tableau des coefficients sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	α	δ	γ_{xx}	γ_{yy}	$G_H = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot S$		$G_V = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot G_H$
						$\beta_{xx} = 0.2$	$\beta_{yy} = 0.154$	
1	11.16	1	1	0.280	0.255	0.056	0.039	0.056
2	22.14	1	1	0.380	0.365	0.076	0.056	0.076
3	33.12	1	1	0.320	0.325	0.064	0.050	0.064
4	44.10	1	1	0.120	0.140	0.024	0.021	0.024
5	55.08	1	1	-0.170	-0.155	-0.034	-0.024	-0.034
6	66.06	1	1	-0.485	-0.510	-0.097	-0.078	-0.097

Tableau des forces sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES HORIZONTALES (t)		FORCES VERTICALES (t)
		Sens X-X	Sens Y-Y	
1	11.16	35.64	24.35	35.64
2	22.14	48.14	35.05	48.14
3	33.12	49.49	30.89	40.40
4	44.10	15.44	13.66	15.44
5	55.08	-21.38	-14.85	-21.38
6	66.06	-61.18	-48.71	-61.18

Tableaux des sollicitations sismiques:

-Autour de X-X:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES (t)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT (t)
0	0.18	0	-1369.75	40.39
1	11.16	24.35	-1813.23	16.04
2	22.14	35.05	-1989.35	-19.01
3	33.12	30.89	-1780.62	-49.90
4	44.10	13.66	-1232.72	-63.56
5	55.08	-14.85	-534.83	-48.71
6	66.06	-48.71	0	0

-Autour de Y-Y:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES (t)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT (t)
0	0.18	0	-1746.92	57.06
1	11.16	35.64	-2373.44	21.42
2	22.14	48.14	-2608.63	-26.72
3	33.12	40.40	-2315.24	-67.12
4	44.10	15.44	-1578.27	-82.56
5	55.08	-21.38	-671.76	-61.18
6	66.06	-61.18	0	0

3^{ème} mode:

Tableau des coefficients sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	α	δ	γ_{xx}	γ_{yy}	$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta$		$\sigma_V = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$
						$\beta_{xx} = 0,066$	$\beta_{yy} = 0,06$	
0	0.18	1	1	0	0	0	0	0
1	11.16	1	1	0.315	0.325	0.021	0.016	0.021
2	22.14	1	1	0.195	0.225	0.013	0.011	0.013
3	33.12	1	1	-0.165	-0.145	-0.011	-0.007	-0.011
4	44.10	1	1	-0.295	-0.318	-0.019	-0.016	-0.019
5	55.08	1	1	-0.001	-0.004	-0.000	-0.002	-0.002
6	66.06	1	1	0.415	0.445	0.027	0.022	0.027

Tableau des forces sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES HORIZONTALES		FORCES VERTICALES
		Sens X-X	Sens Y-Y	
1	11.16	13.07	10.69	13.07
2	22.14	8.32	7.13	8.32
3	33.12	-7.13	-4.75	-7.13
4	44.10	-12.47	-10.10	-12.47
5	55.08	-0.042	-1.20	-1.20
6	66.06	17.23	14.26	17.23

Tableaux des sollicitations sismiques:

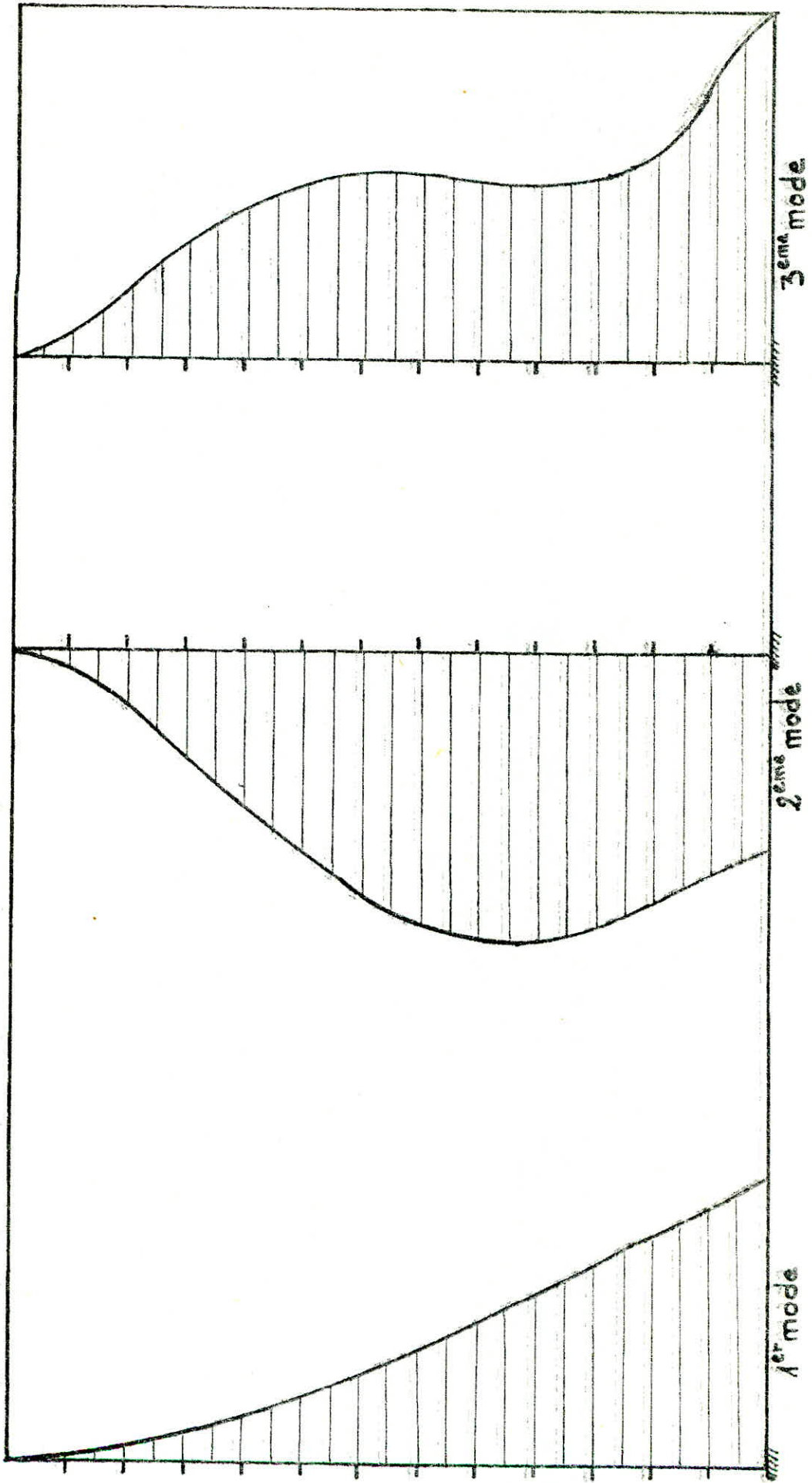
-Autour de X-X:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES (t)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT
0	0.18	0	547.46	16.03
1	11.16	10.69	371.45	5.34
2	22.14	7.13	312.82	-1.79
3	33.12	-4.75	332.47	2.96
4	44.10	-10.10	299.97	13.06
5	55.08	-1.20	156.57	14.26
6	66.06	14.26	0	0

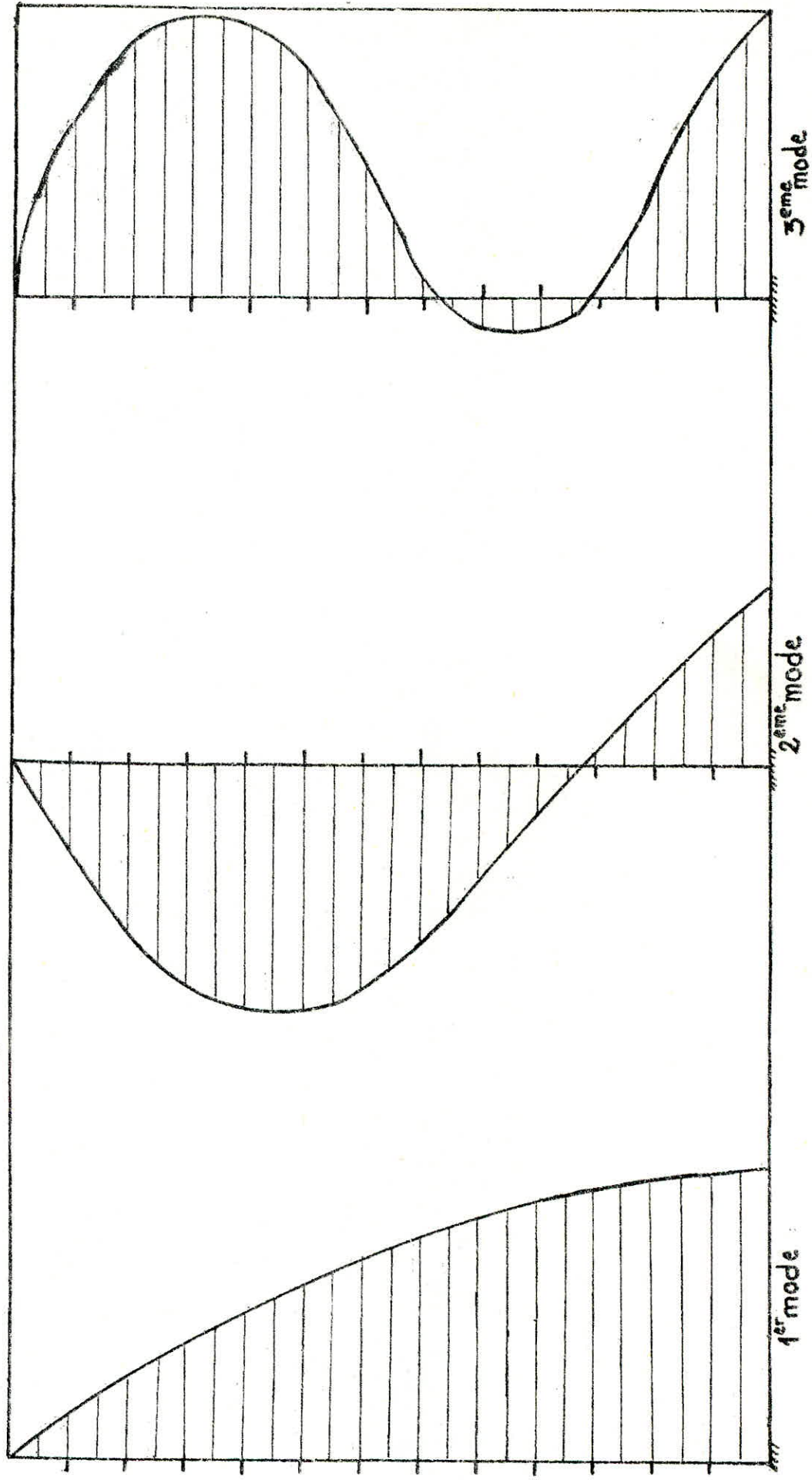
-Autour de Y-Y:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES (t)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT
0	0.18	0	676.48	18.98
1	11.16	13.07	468.08	5.91
2	22.14	8.32	403.18	-2.41
3	33.12	-7.13	429.65	4.72
4	44.10	-12.47	377.82	17.19
5	55.08	-0.04	189.07	17.23
6	66.06	17.23	0	0

Diagrammes des moments fléchissants



Diagrammes des Efforts tranchants



-Combinaison des sollicitations dues aux trois modes:

$$F = (F_1^2 + \lambda_2 F_2^2 + \lambda_3 F_3^2)^{0.5}$$

avec F=effort résultant de la combinaison des 3 modes.

F peut être soit le moment de flexion, soit l'effort tranchant.

où:

$$\lambda_2 = 4T_1 - 2 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \text{maximum 1 pour } T_1 \geq 0.75 \text{ s} \\ \text{minimum 0 pour } T_1 \leq 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

$$\lambda_3 = 4T_1 - 3 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \text{maximum 1 pour } T_1 \geq 1 \text{ s} \\ \text{minimum 0 pour } T_1 \leq 0.75 \text{ s} \end{cases}$$

Application:

$T_1 = 1.31 \text{ s}$ pour le sens X-X et $T_1 = 0.984 \text{ s}$ pour l'autre sens

-Sens Y-Y: $\lambda_2 = 1$; $\lambda_3 = 4(0.984) - 3 = 0.936$

-Sens X-X: $\lambda_2 = \lambda_3 = 1$

Tableau récapitulatif des résultats de la 1^{ère} approche

NIVEAU	COTE (m)	T_x (t)	M_y (tm)	T_y (t)	M_x (tm)	N(+/-) (t)
0	0.18	207	9788	254	12317	254
1	11.16	191	7819	242	9662	242
2	22.14	176	5964	222	7125	222
3	33.12	161	4172	193	4766	193
4	44.10	137	2453	153	2679	153
5	55.08	87	955	92	1008	92
6	66.06	0	0	0	0	0

2^{ème} approche: Détermination des efforts sismiques sans tenir compte des corrections de périodes.

-Soient $\bar{f}_1, \bar{f}_2, \bar{f}_3$, déformées de notre structure (dans le cas de la console).

z/h	\bar{f}_1	\bar{f}_2	\bar{f}_3
0	0	0	0
0.16	0.042	0.210	0.464
0.33	0.163	0.584	0.727
0.50	0.340	0.714	0.019
0.65	0.525	0.470	-0.618
0.82	0.750	-0.157	-0.293
1.00	1.000	-1	1.000

-Coefficient de distribution (γ) :

$$\gamma(h) = A_i(h) \frac{A_i(z)}{A_i^2(z)}$$

z/h	COTE (m)	γ_1	γ_2	γ_3
0	0.18	0	0	0
0.16	11.16	0.060	0.080	0.272
0.33	22.14	0.232	0.224	0.427
0.50	33.12	0.484	0.274	0.011
0.65	44.10	0.747	0.180	-0.363
0.82	55.08	1.070	-0.060	-0.172
1.00	66.06	1.423	-0.384	0.587

1^{er} mode:

Tableau des coefficients sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	α	δ	γ_1	$G_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot S$		$G_V = \frac{1}{\sqrt{2}} G_H$
					$\beta_{xy} = 0,107$	$\beta_{yy} = 0,129$	
1	11.16	1	1	0.060	0.006	0.007	0.007
2	22.14	1	1	0.232	0.025	0.030	0.030
3	33.12	1	1	0.484	0.052	0.062	0.062
4	44.10	1	1	0.747	0.080	0.096	0.096
5	55.08	1	1	1.070	0.114	0.138	0.138
6	66.06	1	1	1.423	0.152	0.184	0.184

Tableau des forces sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES HORIZONTALES (t)		FORCES VERTICALES (t)
		Sens X-X	Sens Y-Y	
1	11.16	3.81	4.60	4.60
2	22.14	14.85	17.82	17.82
3	33.12	30.89	36.83	36.83
4	44.10	47.52	57.02	57.02
5	55.08	67.72	81.97	81.97
6	66.06	90.29	109.30	109.30

Tableau des sollicitations sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)		EFFORTS TRANCHANT (t)	
		autour de X-X	autour de Y-Y	X-X	Y-Y
0	0.18	15897,0	13169.6	307.5	255.1
1	11.16	12520,2	10368.8	302.9	251.3
2	22.14	9193.9	7609.9	285.1	236.4
3	33.12	5755.6	4758.9	248.3	205.5
4	44.10	3341.9	2760.5	191.3	158.0
5	55.08	1254.8	1037.2	109.3	90.3
6	66.06	0	0	0	0

2^{ème} mode:

Tableau des coefficients sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	α	δ	γ_2	$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$		$\sigma_V = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sigma_H$
					$\beta_{\bar{x}\bar{x}} = 0,157$	$\beta_{\bar{y}\bar{y}} = 0,125$	
1	11.16	1	1	0.080	0.013	0.010	0.013
2	22.14	1	1	0.224	0.035	0.028	0.035
3	33.12	1	1	0.274	0.043	0.034	0.043
4	44.10	1	1	0.180	0.028	0.023	0.028
5	55.08	1	1	-0.060	-0.009	-0.008	-0.009
6	66.06	1	1	-0.384	-0.060	-0.048	-0.060

Tableau des forces sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES HORIZONTALES (t)		FORCES VERTICALES (t)
		Sens X-X	Sens Y-Y	
1	11.16	7.72	5.94	7.72
2	22.14	20.79	16.63	20.79
3	33.12	25.54	20.20	25.54
4	44.10	16.63	13.66	16.63
5	55.08	-5.60	-4.45	-5.60
6	66.06	-35.64	-28.51	-35.64

Tableau des sollicitations sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)		EFFORTS TRANCHANT (t)	
		autour de X-X	autour de Y-Y	X-X	Y-Y
0	0.18	-406.6	-516.9	29.40	23.40
1	11.16	-664.3	-840.1	21.70	17.53
2	22.14	-856.8	-1078.6	0.93	0.90
3	33.12	-890.1	-1118.3	-24.61	-19.30
4	44.10	-648.0	-810.9	-41.24	-32.96
5	55.08	-276.2	-345.0	-35.64	-28.51
6	66.06	0	0	0	0

3^{ème} mode:

Tableau des coefficients sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	α	δ	γ_3	$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$	$\sigma_y = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H$
					$\beta_{xx} = \beta_{yy}$	
1	11.16	1	1	0.272	0.016	0.016
2	22.14	1	1	0.427	0.026	0.026
3	33.12	1	1	0.011	0.000	0.000
4	44.10	1	1	-0.363	-0.022	-0.022
5	55.08	1	1	-0.172	-0.010	-0.010
6	66.06	1	1	0.587	0.035	0.035

Tableau des forces sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	FORCES HORIZONTALES (t)	FORCES VERTICALES (t)
1	11.16	9.50	9.50
2	22.14	15.44	15.44
3	33.12	0.40	0.40
4	44.10	-13.07	-13.07
5	55.08	-5.94	-5.94
6	66.06	20.80	20.80

Tableau des sollicitations sismiques:

NIVEAU	COTE (m)	MOMENTS FLECHISSANT (tm)	EFFORTS TRANCHANT (t)
0	0.18	927.10	27.13
1	11.16	629.20	17.63
2	22.14	435.65	2.19
3	33.12	384.47	1.79
4	44.10	401.44	14.86
5	55.08	244.22	20.80
6	66.06	0	0

Combinaison des sollicitations: (même calcul qu'avant)

Tableau récapitulatif des résultats:

NIVEAU	COTE (m)	$T_y(t)$	$M_x(tm)$	$T_x(t)$	$M_y(tm)$	$N(+/-)(t)$
0	0.18	257	15899	308	13184	308
1	11.16	252	12528	303	10405	303
2	22.14	236	9212	285	7687	285
3	33.12	207	5787	249	4890	249
4	44.10	163	3370	193	2881	193
5	55.08	97	1268	111	1097	111
6	66.06	0	0	0	0	0

-Conclusion:

-On peut faire le parallèle entre les approches:

A première vue, et avant d'aborder les calculs on ne pouvait pas savoir laquelle était la plus défavorable car si dans la 1^{ère} approche la période augmentait, donc β diminué, le coefficient de distribution lui, augmentait beaucoup et donc pouvait donner des efforts sismiques importants. Dans la deuxième c'est le contraire: β augmentait et γ diminué. Et les résultats sont là: une différence d'environ 20%. Ceci n'est pas négligeable et nous pensons qu'il serait assez dangereux de tenir compte d'une diminution d'efforts sismiques nominaux et qui sont en réalité, beaucoup plus importants lors d'un séisme quelconque. C'est la raison pour laquelle nous utiliserons dans la suite de nos calculs les résultats de la 2^{ème} approche.

Tableau des centres de torsion

Niveau	Cote (m)	X_G (m)	X_T (m)	Y_G (m)	Y_T (m)	e (max) (m)
0	0.18	5.09	5.1	6.96	7.1	0.14
1	11.16	4.46	5.1	6.91	7.1	0.19
2	22.14	5.03	5.1	7.01	7.1	0.09
3	33.12	5.05	5.1	6.98	7.1	0.19
4	44.10	5.07	5.1	6.99	7.1	0.11
5	55.08	5.11	5.1	6.43	7.1	0.670
6	66.06	5.04	5.1	6.96	7.1	0.14

-Toutes les excentricités calculées sont inférieures, à celle préconisée par le C.T.C. Nous utiliserons cette dernière pour le calcul à la torsion

-Annexe à l'étude sismique:

Calcul à la torsion:

-Au niveau de tous les planchers le centre de torsion coïncide avec le centre de masse, mais le complément du C.T.C exige la prise en compte d'une excentricité accidentelle de 5% de la plus grande dimension du bâtiment (en plan).

$$e = 5\% \times 14.2 = 0.71 \text{ m}$$

-Cette excentricité induit un moment de torsion M_t qui engendre des efforts horizontaux supplémentaires.

-Suivant les règles françaises, il n'est pas nécessaire d'introduire ce moment M_t , vu que:

$$\text{-le plus grand élancement } \lambda = \frac{14.2}{10.2} = 1.4 < 2.5$$

-2/3 d'efforts sismiques équilibrés dans plus d'un plan de contreventement.

-Cependant pour être en accord avec les normes algériennes nous introduirons cette excentricité et nous distribuerons l'effort supplémentaire sur chaque refend. (voir l'étude du contreventement).

Système de forces verticales:

-L'accélération verticale est prise dans notre cas égale à: $\overline{U_H}$
car $\alpha = 1$.

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

1) Introduction:

-Le contreventement de notre ouvrage est assuré par des voiles périphériques formant un véritable noyau rigide.

-Les murs ont une épaisseur constante de 30 cm (voir annexe 2, I^{er} chapitre), la distance entre niveaux est de 2,10 m environ; la résistance au flambement est assurée par un ensemble de raidisseurs distribués uniformément le long du périmètre de la cage formée par ces voiles.

-On a opté pour une exécution par coffrage glissant dont les principaux avantages sont: rapidité d'exécution, contrôle permanent du coulage grâce aux tables liées à ce genre de coffrage... Cependant ce système de coffrage comporte certains inconvénients et le plus contraignant et la très grande difficulté de laisser des armatures d'attente d'acier de haute adhérence qui perdent ainsi toutes leurs caractéristiques suite au coulage et découpage successif. L'exécution doit être réalisée 24 heures/24 sans aucune interruption.

2°) Calculs préliminaires:

a) Hypothèses:

- Les refends sont parfaitement encastres à leur base.
- Les planchers sont indéformables dans le plan horizontal.

i) Inertie équivalente:

-Les voiles comportent dans leur grande majorité une seule file d'ouvertures.

-Pour un refend plein, la flèche au sommet est égale à : $f_1 = \frac{H z^3}{8EI_{equ}}$

-Pour un refend à une seule file d'ouvertures:

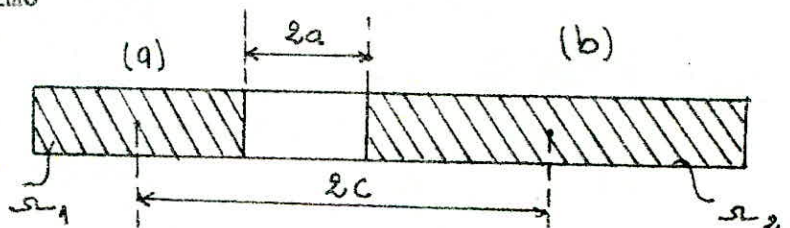
$$f_2 = \frac{(H z^3 m C \psi_0)}{E(I_a + I_b) \alpha^2} + \frac{H z^3}{8EI}$$

si $f_1 = f_2$ alors $I_{equ} = \frac{I}{\frac{16mC \psi_0}{(I_a + I_b) \alpha^2} + 1}$

-Donc l'inertie équivalente d'un refend avec ouvertures est l'inertie d'un refend plein, fictif qui, soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur toute sa hauteur présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend étudié.

où:

$$I = I_a + I_b + 2mC$$



I_a : moment d'inertie du trumeau (b)

I_b : :: :: :: (a)

$2C$: distance entre les centres de gravité de 2 trumeaux (a et b)

ω_1 : aire du trumeau (a)

ω_2 : :: :: (b)

$$m = 2C / (I/\omega_1 + I/\omega_2)$$

ψ_0 : coefficient donné par les abaques de Mr. M. Diver (page 100)

α : degré de monolithisme = wz

$$\text{si } w^2 = 3iE'IC / (I_a + I_b) m a^3 L$$

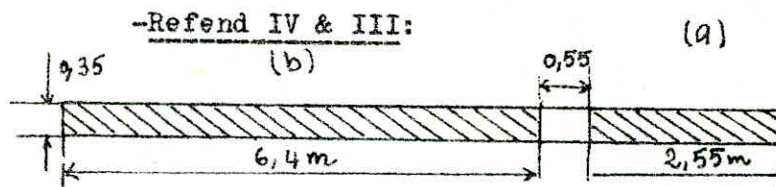
z : hauteur totale du refend.

L : distance entre les centres de gravité des linteaux

i : Inertie du linteau

$E' = E$ = module d'élasticité longitudinal des refends.

-Application:



$$2a = 0.55 \text{ m} \quad \text{alors } a = 0.275 \text{ m}$$

$$2C = 5.025 \text{ m} \quad \text{alors } C = 2.51 \text{ m}$$

$$I_a = 2.55 \times 0.35^3 / 12 = 9.11 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad I_b = 22.86 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$= 0.35 \times 2.55 = 892.50 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad = 0.35 \times 6.4 \text{ m}^4$$

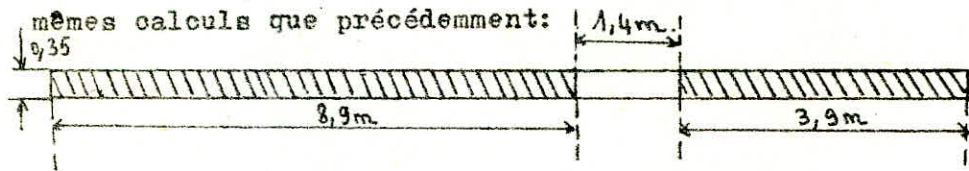
$$m = 3.2$$

$$I = 9.11 \times 10^{-3} + 22.86 \times 10^{-3} + 3.2 \times 5.025 = 16.11 \text{ m}^4$$

$w^2 = 31.73$ si: $z = 66.06$ m ; $L = 1.24 + 2.3 = 3.54$ m ; $i = 1.97 \times 10^{-3}$ m⁴

$\alpha = wz = 5.63 \times 66.06 = 371.92 \gg 10$ alors α considérée comme infinie.

Refend II:



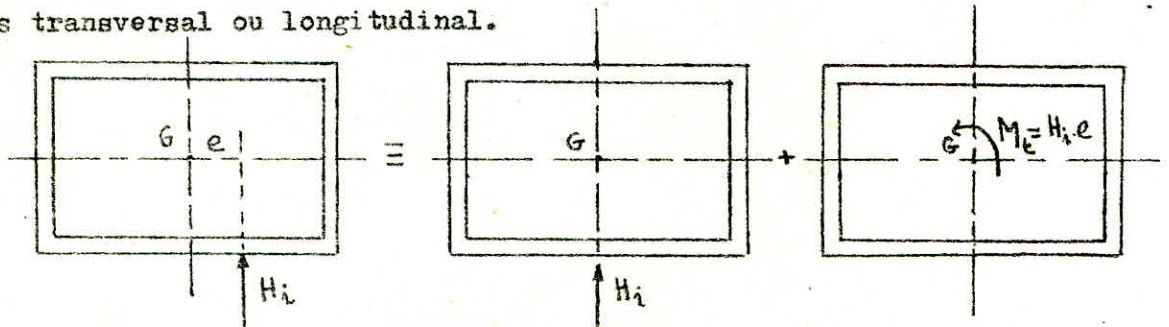
$\alpha = 189.4 \gg 10$ alors α considérée comme infinie.

-Conclusion:

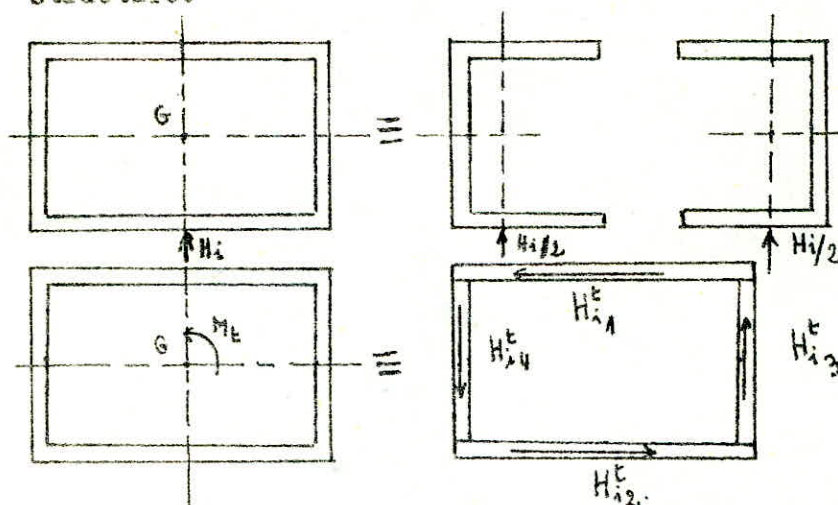
-Les ouvertures sont considérées comme tellement petites que l'étude des murs de refend, pleins n'induit pas une grande erreur par rapport à l'étude avec ouvertures.

3°) Distribution des efforts sur les voiles:

H_i : force horizontale d'origine sismique agissant au niveau i dans le sens transversal ou longitudinal.



e : excentricité réglementaire (C.T.C) agissant à droite ou à gauche du centre de masse qui est également le centre de torsion de notre structure.



-Chaque demi-noyau sera soumis à :

$$H_t = \frac{H_1}{2} + H_{13}^t + H_{13}^t \text{ dans un sens.}$$

$$H_t = \frac{H_1}{2} + H_{12}^t + H_{12}^t$$

-Dans le cas général on a: $H_1^t = H_1 \cdot I_x / J$

où J est le moment d'inertie polaire. $J = \sum I_x x^2 + \sum I_y y^2$

Tableaux des resultats par niveau:

I°) Niveau 66.06 ; $H_6 = 109.3$ tonnes ; $H_6^t = 90.26$ tonnes

N° de refend	I	II	III	IV	observation
I_x	83.5	83.5	0.034	0.034	
I_y	0.05	0.05	25.00	25.00	
X	4.925	-4.925	0	0	
Y	0	0	-6.925	6.925	
$I_x X$	411.24	-411.24	0	0	
$I_x Y$	0	0	-173.12	173.12	
Y^2	0	0	47.95	47.95	
X^2	24.25	24.25	0	0	
$I_x X^2$	2024.87	2024.87	0	0	
$I_y Y^2$	0	0	1198.75	1198.75	
$I_x X^2 + I_y Y^2$	2024.87	2024.87	1198.75	1198.75	6447.24
H_{6x}^t	0	0	-1.72	1.72	
H_{6x}^t	0	0	-2.08	2.08	
H_{6y}^t	4.95	-4.95	0	0	
H_{6y}^t	4.10	-4.10	0		

-Les moments d'inertie des refends sont constants sur toute la hauteur de la tour.

2°) Niveau 55.08 :

$$H_5 = 81.97 \text{ tonnes et } H'_5 = 67.72 \text{ tonnes}$$

N° du refend	I	II	III	IV
H_{5x}^t	0	0	-1.56	1.56
H_{5y}^t	3.71	-3.71	0	0
H'_{5x}^t	0	0	-1.29	1.29
H'_{5y}^t	3.07	-3.07	0	0

3°) Niveau 44.10:

$$H_4 = 57.02 \text{ tonnes ; } H'_4 = 47.52 \text{ tonnes}$$

N° du refend	I	II	III	IV
H_{4x}^t	0	0	-1.09	1.09
H_{4y}^t	2.58	-2.58	0	0
H'_{4x}^t	0	0	-0.9	0.9
H'_{4y}^t	2.15	-2.15	0	0

4°) Niveau 33.12:

$$H_3 = 36.83 \text{ tonnes ; } H'_3 = 30.89 \text{ tonnes}$$

N° du refend	I	II	III	IV
H_{3x}^t	0	0	-0.7	0.7
H_{3y}^t	1.67	-1.67	0	0
H'_{3x}^t	0	0	-0.6	0.6
H'_{3y}^t	1.4	-1.4	0	0

5°) Niveau 22.14 :

$$H_2 = 17.82 \text{ tonnes ; } H'_2 = 14.85 \text{ tonnes}$$

N° du refend	I	II	III	IV
H_{2x}^t	0	0	-0.34	0.34
H_{2y}^t	0.8	-0.8	0	0
H'_{2x}^t	0	0	-0.28	0.28
H'_{2y}^t	0.67	-0.67	0	0

6°) Niveau II.16 :

$$H_1 = 4.6 \text{ tonnes} \quad \text{et} \quad H_1' = 3.81 \text{ tonnes}$$

N° du refend	I	II	III	IV
H_{1x}^t	0	0	-0.09	0.09
H_{1y}^t	0.21	-0.21	0	0
$H_{1x}'^t$	0	0	-0.07	0.07
$H_{1y}'^t$	0.17	-0.17	0	0

Finalement on regroupe les résultats obtenus dans le tableau suivant:

Niveau	0	I	2	3	4	5	6
Cote(m)	0.18	11.16	22.14	33.12	44.10	55.08	66.06
H_x^t	0	0.09	0.34	0.70	1.09	1.56	2.08
H_y^t	0	0.21	0.80	1.67	2.58	3.71	4.95
$H_x'^t$	0	0.07	0.28	0.60	0.90	1.29	1.72
$H_y'^t$	0	0.17	0.67	1.40	2.15	3.07	4.10
$H_x^t + H_x'^t$	0	0.16	0.62	1.30	1.98	2.85	3.80
$H_y^t + H_y'^t$	0	0.38	1.47	3.07	4.73	6.78	9.05
$H/2$	0	2.30	8.91	18.40	28.51	41.00	54.65
$H'/2$	0	1.90	7.43	15.45	23.76	33.86	45.15
H_T	0	2.68	10.38	21.47	33.24	47.78	63.70
H_T'	0	2.06	8.05	16.75	25.74	36.71	48.95

-On remarque que les efforts supplémentaires induits par la rotation d'ensemble sont relativement très faibles par rapport aux forces S_H . Ceci pour le 1^{er} mode de vibration; pour les autres il n'est pas nécessaire de les chercher, ils seront très négligeables.

1^{er} mode:

Tableau des sollicitations finales:

Niveau	0	I	2	3	4	5	6
Cote(m)	0.18	11.16	22.14	33.12	44.10	55.08	66.06
H _x ' (t)	0	2.06	8.0	16.8	25.7	36.7	48.9
H _y ' (t)	0	2.68	10.4	21.5	33.2	47.8	63.7
T _x ' (t)	138.3	136.2	128.2	111.4	85.7	48.9	0
T _y ' (t)	179.3	176.6	166.2	144.7	111.4	63.7	0
M _x ' (tm)	9244.2	7276.0	5337.3	3512.5	1465.2	699.5	0
M _y ' (tm)	7121.9	5603.8	4108.3	2701.2	1478.0	537.5	0

2^{ème} mode: (forces horizontales sismiques sans torsion)

Niveau	0	I	2	3	4	5	6
Cote(m)	0.18	11.16	22.14	33.12	44.10	55.08	66.06
H _x ' (t)	0	3.9	10.4	12.8	8.3	-2.8	-17.8
H _y ' (t)	0	2.9	8.3	10.1	6.8	-2.2	-14.3
T _x ' (t)	14.7	10.9	0.5	-12.3	-20.6	-17.8	0
T _y ' (t)	11.7	8.8	0.4	-9.7	-16.5	-14.3	0
M _x ' (tm)	-213.7	-342.5	-438.7	-443.6	-337.6	-156.6	0
M _y ' (tm)	-271.2	-432.8	-552.0	-557.2	-422.0	-195.7	0
N (+/-)	14.7	10.9	0.5	-12.3	-20.6	-17.8	0

-Combinaison des efforts normaux:

1^{er} genre : $N = G + 1.2P$

2^{ème} genre: $N = G + P/2 + S_v$ ou $N = G + P + S_v$

Resultat des combinaisons précédentes:

Niveau	0	I	2	3	4	5	6
Cote(m)	0.18	11.16	22.14	33.12	44.10	55.08	66.06
G (t)	1735.2	1474.2	1143.2	877.2	596.3	331.4	62.7
P (t)	189.8	159.3	128.8	98.3	67.8	37.3	6.8
P/2	94.9	79.6	64.4	49.1	33.9	18.6	3.4
S _v (t)	179.9	176.9	166.2	145.2	113.4	66.3	0.0
G+I.2P	1962.9	1665.3	1297.7	995.1	677.6	376.1	70.8
G+P/2+S _v	1650.2	1376.9	1041.4	781.1	516.8	283.8	66.1
G+P+S _v	2104.9	1810.4	1438.2	1120.7	777.5	434.9	69.5

-Combinaison des sollicitations:

$$F = (F_1^2 + \lambda_2 F_2^2 + \lambda_3 F_3^2)^{0.5}$$

-sens X-X:

$$\lambda_2 = 1$$

$$\lambda_3 = 0.156$$

-sens Y-Y:

$$\lambda_2 = 0.46$$

$$\lambda_3 = 0$$

NIVEAU	COTE (m)	T _x (t)	M _x (tm)	T _y	M _y (tm)	N(+/-) (t)
0	0.18	139	9248	179	7124	179
I	11.16	136	7287	176	5611	176
2	22.14	128	5356	166	4125	166
3	33.12	112	3541	145	2727	145
4	44.10	88	1505	112	1505	112
5	55.08	52	718	64	553	64
6	66.06	0	0	0	0	0

ERRAILLAGE DES VOILES

-Introduction:

-La structure sera partagée en plan en 2'U' comme précédemment ; pour tenir compte des sections des raidisseurs nous déterminerons une section équivalente en aire.

-Les matériaux entrant dans la composition du béton des voiles sont présentés en début d'étude.

1°) Contraintes du béton:

-Le béton est peu contrôlé, ses contraintes ont été atténuées pour tenir compte de l'influence de flambement.

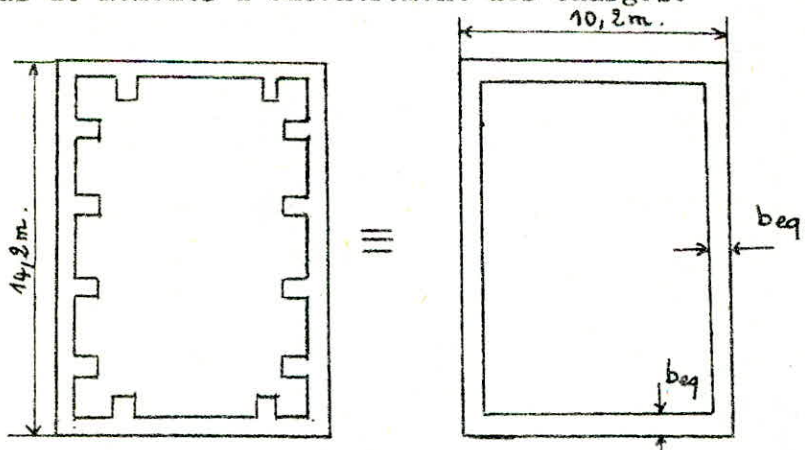
-Contrainte admissibles:

béton en flexion composée: 1^{er} genre; $\bar{\sigma}_b' = 65.3 \text{ kg/cm}^2$
2^{ème} genre; $\bar{\sigma}_b' = 81.6 \quad ::$

2°) Calculs préliminaires:

A) Noyau central:

-La section étant soumise à flexion composée, nous devons déterminer la position du noyau central où les efforts de compression n'induisent pas de moments d'excentrement des charges.



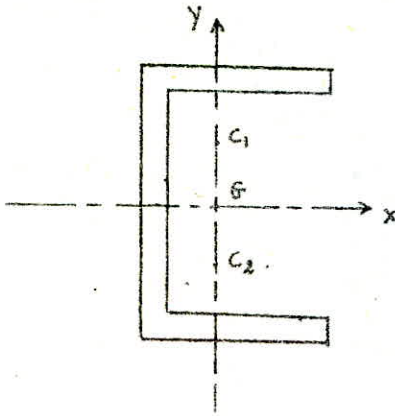
-Détermination de la section équivalente:

$$2 \times 0.3(14.2 + 9.6) + 8 \times 0.35 \times 0.5 + 4 \times 0.35 \times 0.55 = 2B_{eq}(14.2 + 10.2 - 2B_{eq})$$

$$14.45 = 48.8B_{eq} - 4B_{eq}^2$$

d'où: $B_{eq} = 0.35 \text{ cm}$

-Position du centre de gravité:



$$y_g = 5.1 \text{ m}$$

$$x_g = \frac{2 \times 7.1 \times 0.35 \times 3.55 + 0.35^2 \times 9.5 / 2}{2 \times 7.1 \times 0.35 + 0.35 \times 9.5} = 2.2 \text{ m}$$

-Calcul de la position du point C_1 , sur l'axe Y-Y symétrique au point C_2 , par rapport à G.

A: aire totale de la section = 8.295 m^2

$$I_x = 145.6 \text{ m}^4$$

$$A_1 G = 10.2 / 2 = 5.1 \text{ m}$$

$$GC_1 = I_x / (A \times A_1 G) = 3.44 \text{ m}$$

B) Calcul de la section: (sens transversal)

Niveau	Cote	M_y	N_{\min}	N_{\max}	e_o	e_1	
0	0.18	7124.2	1650.2	2104.9	4.32	3.44	SPC
1	11.16	5611.4	1376.9	1810.4	4.08	3.44	SPC
2	22.14	4125.3	1041.4	1438.2	3.96	3.44	SPC
3	33.12	2727.5	781.1	1120.7	3.49	3.44	SPC
4	44.10	1505.5	516.8	777.5	2.91	3.44	SEC
5	55.08	537.5	283.8	434.9	1.89	3.44	SEC

nota: SPC=section partiellement comprimée

SEC= :: entièrement comprimée

3°) Ferrailage des sections:

-La section la plus sollicitée est celle de la base de l'ouvrage (0.18 m)

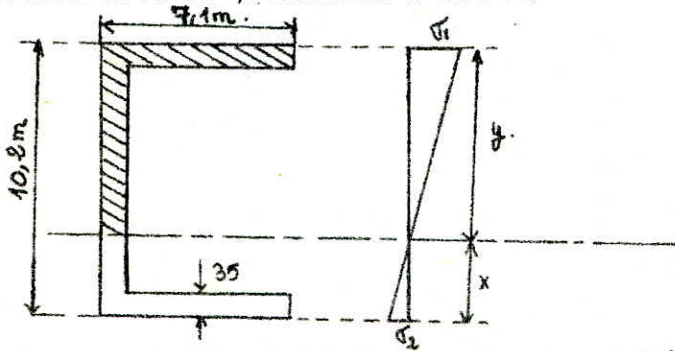
$$\sigma_1 = N/A + Mv/I = 81.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = N/A - Mv/I = 5.9 \text{ ::}$$

$$\sigma_1 = \frac{1650.2 \times 10^3}{8.3 \times 10^4} + \frac{7124.2 \times 10^5 \times 5.1}{145.6 \times 10^8} = 19.9 + 24.9 = 44.8 \text{ kg/cm}^2 < 81.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 19.9 - 24.9 = (-)5 \text{ kg/cm}^2 < 7,375 \text{ kg/cm}^2$$

-Apparemment le béton seul peut résister aux efforts précédents; on arme la section avec le % minimal d'acier.



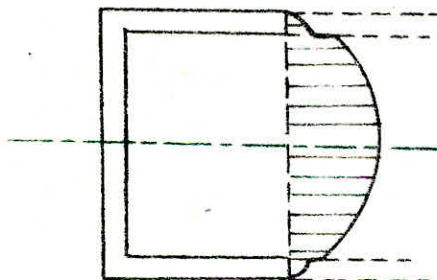
-Pour la zone tendue, le C.T.C préconise 0.5%.

la section tendue est de: $1.03 \times 0.35 + 6.75 \times 0.35 = 2.72 \text{ m}^2$

$$A = \frac{0.5 \times 27230}{100} = 136.2 \text{ cm}^2$$

-Pour la zone comprimée, le % d'acier est fonction de la contrainte tangentielle $\bar{\tau}_b$ déterminée pour un effort tranchant majoré de 50%

$$\bar{\tau}_b = \frac{1.5 T m}{I_x b}$$



$$m = 7.1 \times 0.35 \times (10.2/2 - 0.35/2) = 12.24 \text{ m}^3$$

m = moment statique

$$I_x = 145.6 \text{ m}^4$$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

$$T = 139.2 \text{ tonnes}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{1.5 \times 139.2 \times 10^3 \times 12.24 \times 10^6}{145.6 \times 35 \times 10^8} = 5.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b < 0.025 \sigma_{2g} = 0.025 \times 275 = 6.88 \text{ kg/cm}^2$$

alors $\bar{w}_{\min} = 0.15\%$ dans chaque direction (C.T.C)

$$A_t = \frac{0.15 \times 35 \times 100}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

-Section d'acier comprimé: $A_{\text{comp}} = 9.17 \times 0.35 + 0.35 \times 6.75 = 5.572 \text{ m}^2$

$$A = \frac{0.15 \times 55720}{100} = 83.6 \text{ cm}^2$$

-Pour uniformiser le nombre de barres d'acier, on prend un même ferrailage dans les deux zones; sachant aussi que les efforts sismiques peuvent agir dans un sens ou dans l'autre.

C) Calcul de la section: (sens longitudinal)

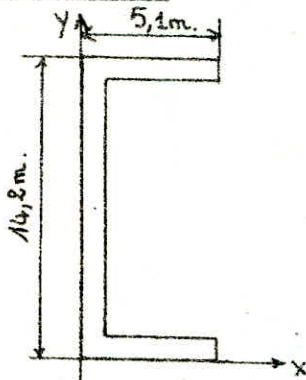
-On calculera une section d'acier pour ce sens et on la compare à la précédente.

-Niveau 0.18 m

$$M=9248.5 \text{ tm}$$

$$N_{\min}=1650.2 \text{ t}$$

$$N_{\max}=2104.9 \text{ t}$$



-Position du centre de gravité:

$$y_g=7.1 \text{ m}$$

$$x_g=1.2 \text{ m}$$

-Noyau central:

$$C_1 GxAG=I_x/A$$

$$A_1 G=14.2/2=7.1 \text{ m}$$

$$I_x=243 \text{ m}^4$$

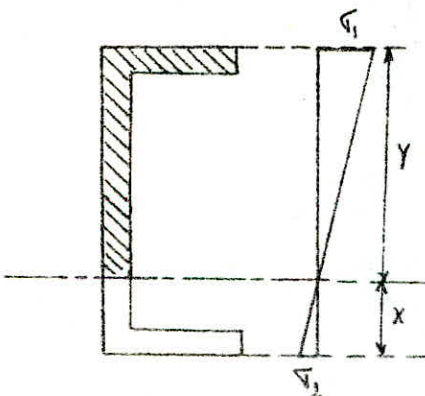
$$A=8.295 \text{ m}^2$$

$$C_1 G=243/(7.1 \times 8.295)=4.13 \text{ m}$$

$$e_o=M/N_{\min}=9248.5/1650.2=5.6 \text{ m}$$

$$e_1=4.13 \text{ m}$$

section partiellement comprimée.



$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 1650.2 \times 10^3 / 8.295 + 9248.5 \times 10^5 / 243 \times 10^8 \\ &= 19.9 + 27 = 46.9 < 81.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = (-)7.13 \text{ kg/cm}^2 < 7.375 \text{ kg/cm}^2$$

-Aire de la partie tendue: $A_{\text{tendue}} = 1.87 \times 0.35 + 0.35 \times 4.75 = 2.32 \text{ m}^2$

% minimal d'armatures:

$\bar{w}_{\text{min}} = 0.5\%$ de la section tendue.

$$A = \frac{0.5 \times 23200}{100} = 115.9 \text{ cm}^2$$

-De la même façon que précédemment, on détermine la section d'acier dans la zone comprimée.

$$\tau_b = \frac{1.5 T_m}{I_b} = 3.91 \text{ kg/cm}^2 < 0.025 \sqrt{f_{28}} = 6.88 \text{ kg/cm}^2$$

ainsi on obtient:

section d'acier dans la zone comprimée = 89.67 cm^2

D) Vérification des autres sections:

1) Niveau II.16 :

-Sens transversal: $M=5611 \text{ tm}$; $T=137 \text{ t}$; $N_{\text{min}}=1377 \text{ t}$; $N_{\text{max}}=1810 \text{ t}$

$$e_o = 4.0 \quad 3.44 = e_1 \quad \text{SPC}$$

$$\sigma_1 = 36.3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 81.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3.05 \quad :: \quad < \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

on prendra la même section d'acier que pour le niveau 0.18 m

$$A = 136.2 \text{ cm}^2$$

-Sens longitudinal: $M=7287 \text{ tm}$; $T=177 \text{ t}$; $N_{\text{max}}=1810 \text{ t}$; $N_{\text{min}}=1377 \text{ t}$

$$e_o = 5.29 \text{ m} \quad 4.13 \text{ m} \quad \text{SPC}$$

$$\sigma_1 = 37.9 \text{ kg/cm}^2 < 81.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = (-)4.7 \quad :: \quad < \bar{\sigma}_b$$

on prendra la même section que pour le niveau 0.18 m

$$A = 115.9 \text{ cm}^2$$

2) Niveau 22.14: $M=4125 \text{ tm}$; $T=128 \text{ t}$; $N_{\text{min}}=1041 \text{ t}$; $N_{\text{max}}=1438 \text{ t}$

$$e_o = 3.96 \text{ m} \quad 3.44 \text{ m} \quad \text{SPC}$$

$$\sigma_1 = 27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ et } \sigma_2 = (-)1.9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = 136.2 \text{ cm}^2$$

Et ainsi de suite, on vérifie toutes les sections, aux différents niveaux.

Tableaux des résultats

-Sens transversal:

NIVEAU	COTE (m)	e_0 (m)	e_1 (m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	A (cm ²)
0	0.18	4.32	3.44	45	(-)5.06	136.2
1	11.16	4.08	3.44	36	3.05	136.2
2	22.14	3.96	3.44	27	(-)1.90	136.2
3	33.12	3.49	3.44	19	0.15	136.2
4	44.10	2.91	3.44	11	0.96	136.2
5	55.08	/	3.44	/	/	136.2
6	66.06	/	3.44	/	/	136.2

-Sens longitudinal:

NIVEAU	COTE (m)	e_0 (m)	e_1 (m)	(kg/cm ²) σ_1	(kg/cm ²) σ_2	A (cm ²)
0	0.18	5.60	4.13	47	(-)7.13	115.9
1	11.16	5.30	4.13	38	(-)4.70	115.9
2	22.14	5.10	4.13	28	3.10	115.9
3	33.12	4.53	4.13	20	0.95	115.9
4	44.10	2.90	4.13	/	/	115.9
5	55.08	/	4.13	/	/	115.9
6	66.06	/	4.13	/	/	115.9

3°) Armatures transversales:

-Le pourcentage d'acier resistant est donné par:

$$\bar{w} = \frac{\bar{C}_b - 8}{\sigma_{en}}$$

où: $\bar{C}_b = 0.12 \sigma'_{2,8}$

$\bar{C}_b \leq 0.025 \sigma'_{2,8}$; le % minimal est de 0.15%

$0.025 \sigma'_{2,8} \leq \bar{C}_b \leq 0.12 \sigma'_{2,8}$; le % minimal est de 0.25%

-Niveau 0.18:

-Sens transversal:

$T=139 \text{ t} ; m=16.2 \text{ m}^3 ; I=145.2 \text{ m}^4 ; b=0.35 \text{ m}$

$$\frac{1.5Tm}{Ib} \bar{C}_b = \frac{15 \times 139 \times 16.2}{145.5 \times 0.35} = 6.63 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{w} = \frac{6.63 - 8}{4200} < 0$ on prend le % minimal.

$\bar{C}_b = 12\% \sigma'_{2,8} = 32 \text{ kg/cm}^2$

$2.5\% \sigma'_{2,8} = 6.87 \text{ kg/cm}^2 > 6.63 \text{ kg/cm}^2$ alors $\bar{w} = 0.15\%$

-avec un espacement \bar{t} :

$$\bar{t} = \min \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ I.5b = 52.4 \text{ cm} \end{cases} = 30 \text{ cm}$$

$A_t = 0.15\% \times 35 \times 100 = 5.25 \text{ cm}^2/\text{pm}$; alors par nappe, nous aurons: $2.63 \text{ cm}^2/\text{pm}$

on opte pour 4 H.A 10/pm avec $t=25 \text{ cm}$

-Sens longitudinal:

$T=179 \text{ t} ; m=20.33 \text{ m}^3 ; I=243.5 \text{ m}^4$

$$\bar{C}_b = \frac{15 \times 179 \times 20.33}{243.5 \times 0.35} = 6.4 \text{ kg/cm}^2$$

\bar{C}_b du sens longitudinal est inferieur à \bar{C}_b du sens transversal; on adopte la même section d'acier transversale dans les deux sens et sur toute la hauteur de la tour. Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\emptyset 6/\text{pm}$. Pour les zones courantes, on adopte des armatures longitudinales 4 H.A 16/pm et par nappe, avec un espacement $t = 25 \text{ cm}$. Ceci sur la partie de voiles où la section est partiellement comprimée; ailleurs on adopte 4 H.A 12/pm sur chaque nappe avec $t = 25 \text{ cm}$

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

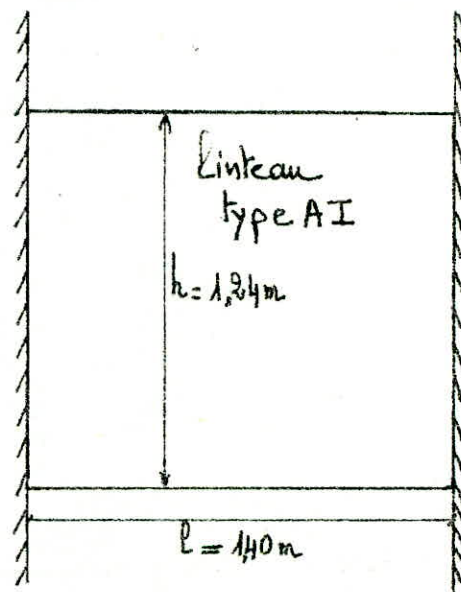
-L'effort tranchant repris par les linteaux sera:

$$T = \frac{Hmh \cdot \phi}{I}$$

m: moment statique de la I/2 section

H: effort tranchant sollicitant le voile à la base.

ϕ : coefficient, fonction de α et ξ définis précédemment; dans notre cas $\phi=1$



-Le ferrailage de ces linteaux se fera uniquement pour les sollicitations de 2^{ème} genre.

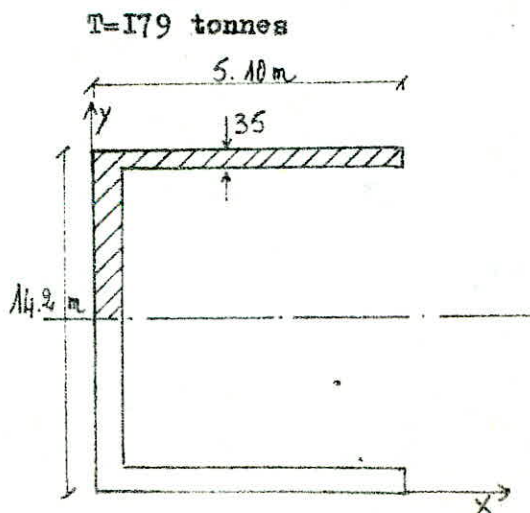
-On a deux types de linteaux:

type I: h=124 cm	;	l=140 cm	;	b=30 cm	(11 éléments)	type A
type II: h=124 cm	;	l=55 cm	;	b=30 cm	(22 éléments)	
type I : h=160 cm	;	l=140 cm	;	b=30 cm	(6 éléments)	type B
type II; h=160 cm	;	l= 55 cm	;	b=30 cm	(12 éléments)	

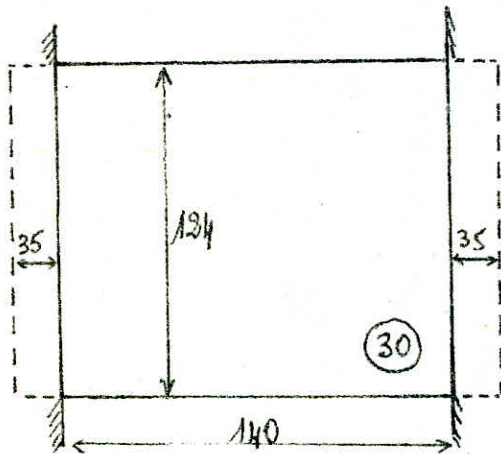
-On étudiera pour les types A et B le linteau le plus chargé et son ferrailage sera adopté pour les autres linteaux de même type.

1°) Type A:

-L'effort tranchant qui sollicite le plus, est au niveau 0.18 m:



$$m = 5 \cdot I \times 0.35 \times (7.1 - 0.35/2) + 6.75^2 \times 0.35/2 = 20.33 \text{ m}^3$$



-Lors des déformations du linteau, il existe une zone d'influence de celui-ci sur les trumeaux, prise égale à 35 cm ici, mais qui peut être plus importante.

$$\Pi = \frac{179 \times 20.33 \times 3.54}{243.5} = 52.3 \text{ tonnes}$$

$h = 3.54 \text{ m}$ (distance entre les centres de gravité de 2 linteaux successifs)

$I = 243.5 \text{ m}^4$ (moment d'inertie du I/2 noyau)

$$M = \Pi l/2 = 52.3 (1.4/2 + 0.35) = 54.9 \text{ tm}$$

$$\text{d'où : } A = M / \sigma_{\text{en}} = 54.9 \times 10^5 / \left(\frac{7}{8} I_{24} \times 4200 \right) = 12 \text{ cm}^2$$

-Section minimale préconisée par le C.T.C :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times I_{24} \times 30 = 5.58 < 12 \text{ cm}^2$$

on adopte alors 4 H.A 20 ($A = 12.56 \text{ cm}^2$)

-Longueur d'ancrage:

$$l_c \geq a/4 + 50 \phi = 124/2 + 100 = 131 \text{ cm}$$

on prend $l_c = 140 \text{ cm}$

-Armatures de répartition:

$$A_r \geq 0.002ab = 0.002 \times I_{24} \times 30 = 7.44 \text{ cm}^2$$

soit 5 H.A 10 par face de linteau.

-Armatures transversales:

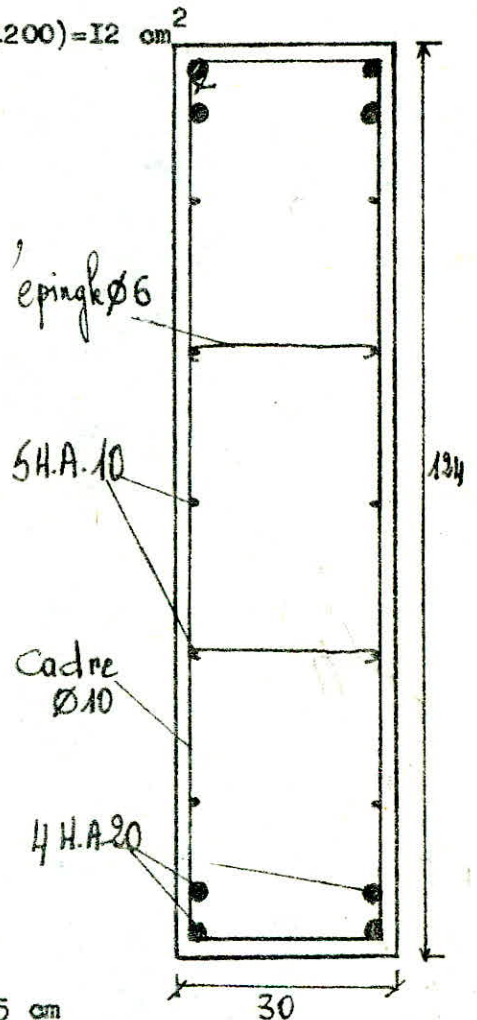
$$\text{Section minimale: } A_t \geq 0.0025bt$$

$$t \leq a/4 = 31 \text{ cm}$$

-Espacements admissibles:

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0.2h = 0.2 \times I_{24} = 25 \text{ cm} \\ h(1 - 0.3 \sigma_b / \sigma_b) = 43 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{avec } \sigma_b = \Pi / bz$$



-Si on opte pour un cadre ϕ 10 : $A_t = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\frac{z A_t \bar{\sigma}_{at}}{T} \geq t; \text{d'où } t \leq \frac{1.57 \times 7 \times 124 \times 2200}{8 \times 52300} \approx 7 \text{ cm}$$

-Type B:

$h = 160 \text{ cm}$; pour ce genre de linteaux on garde les mêmes aciers que précédemment. On peut par ailleurs étudier les linteaux des niveaux supérieurs et remarquer qu'ils sont beaucoup moins sollicités que ceux des niveaux inférieurs.

ANNEXE: Etude des voiles périphériques du sous-sol:

Sens transversal:

$$T_o = 139 \text{ tonnes}$$

$$N = 1650 + (14.2 + 10.2) \times 0.35 \times 6.18 \times 2.5 = 1778 \text{ tonnes}$$

$$M_f = M_o + T_o h = 7124 + 139 \times 6.18 = 7985 \text{ tm}$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} (+/-) \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_{1/2} = 1778 \times 10^3 / (8.295 \times 10^4) + (7985 \times 10^5 \times 510) / (145.4 \times 10^8)$$

$$\sigma_1 = 21.4 + 27.9 = 49.3 \text{ kg/cm}^2 < 81.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 21.4 - 27.9 = (-) 6.5 \text{ kg/cm}^2 < 1.25 \times 5.9 = 7.38 \text{ kg/cm}^2$$

-Donc on armera la section avec le pourcentage minimal

Sens longitudinal:

$$T_o = 179 \text{ tonnes}$$

$$N = 1778 \text{ ::}$$

$$M_f = 10326 \text{ tm}$$

$$\sigma_1 = 51.4 \text{ kg/cm}^2 < 81.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = (-) 6.8 \text{ kg/cm}^2 < 7.38 \text{ kg/cm}^2$$

-On adopte une section d'acier uniforme de $0.5\% = \bar{w}$

ALCUL DE L'ACROTÈRE.

-L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher-terrasse.

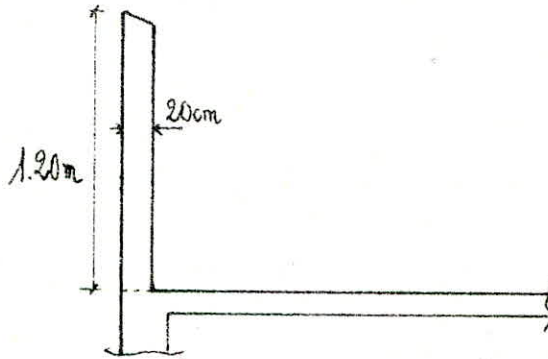
Hauteur: $H=1.20$ m ; épaisseur: $e=20$ cm.

-Poids de l'acrotère par mètre linéaire: $G=1.2 \times 0.2 \times 2500=600$ kg/ml

-Surcharge: 100 kg/ml et $1.2 \times 100=120$ kg/ml (main courante)

A) Calcul de l'acrotère:

-Mode de sollicitation: Flexion composée avec: $\begin{cases} M=1.2Ph \\ N=600 \text{ kg/ml} \end{cases}$



$M=1.2 \times 100 \times 1.2=144$ kgm/ml et $N=600$ kg/ml

A-1) Ferrailage de l'acrotère:

$e_0 = M/N = 144/600 = 0.24$ m

$e_1 = h_t/6 = 20/6 = 3.33$ cm

$e_0 > e_1$ section partiellement comprimée.

Moment de flexion par rapport aux aciers tendus:

$y = e_0 + h_t/2 - d = 28$ cm

$M = Ny = 168$ kgm/ml

Moment résistant du béton:



$\delta = \min(0.6; 0.3(1 + e_0/3e_1))$ flexion composée.

$\delta = 1.02, 0.6 \implies \delta = 0.6$

$\bar{\sigma}'_b = 0.6 \times 5/6 \times 275 = 137.5$ kg/cm²

$M_b = F'_b z = 1/2 \times \bar{\sigma}'_b \times y_b z = 1/2 \bar{\sigma}'_b \times y_b (h - y/3)$

$= \alpha h.$

$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137.5}{15 \times 137.5 + 2800} = 0.424.$

$M_b = 1/2 \times 137.5 \times 5.936 \times 100 (14 - \frac{5.936}{3}) = 4905.9$ kgm/ml

$M_b > M$, donc pas d'aciers comprimés; $A'=0$

Calcul des aciers tendus:

$$15M/bh^2\sigma_a = 0.0046 \text{ alors } k=146 ; \xi = 0.9690$$

$$\sigma_b' = 2800/146 = 19.2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = M/h\xi\sigma_a = 16800/2800 \times 0.960 \times 14 = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N/\sigma_a = 0.44 - 600/2800 = 0.226 \text{ cm}^2$$

-La section d'acier étant très faible, nous prendrons la section minimale: 0.12% alors; $A=2.4 \text{ cm}^2$ soit 5 H.A. 8/pm (2.5 cm^2)
 $t=20 \text{ cm}$.

-On prévoiera des armatures de peau pour empêcher l'apparition de fissures.
on prend 5 H.A 6/pm ($A=1.4 \text{ cm}^2$)

-Vérification à la fissuration:

$$k=0.5 \times 10^6 ; \eta = 1.6 \text{ et } \phi = 8 \quad w_f = 0.0085$$

$$\sigma_1 = 1444 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 741 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 1444 \text{ kg/cm}^2$$

-On recalcule la section d'acier:

$$A_1 = 0.94 \text{ cm}^2 \text{ et } A = 0.94 - 600/1444 = 0.52 \text{ cm}^2 < 2.4 \text{ cm}^2$$

-Vérification à l'effort tranchant:

-On doit vérifier que: $A\sigma_a \geq T+M/z$ où $z=7/8h=12.25 \text{ cm}$

$$T+M/z = 120 - 16800/12.25 = (-)1251 \text{ kg/cm}^2 < 0$$

-Donc les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, la vérification et la justification de l'ancrage n'est pas nécessaire.

-Vérification au séisme:

-Nous devons vérifier l'acrotère aux effets du séisme suivant les règles P.S 69 Art.3-33.

$$F_H = \sqrt{W} \quad \text{où } \sqrt{W} = 0.2 + 0.1\alpha \quad (\alpha = 1)$$

$$\sqrt{W} = 0.3 \quad \text{et } W = \text{poids de l'acrotère} = 600 \text{ kg/ml}$$

- 76 -

$$F_H = 0.3 \times 600 = 180 \text{ kg/ml} \quad I.2P = 120 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1.20 \times 180 = 216 \text{ kgm/ml}$$

$$\mu = 0.0114 \quad \text{alors} \quad k = 89.5 \quad \text{et} \quad \xi = 0.9522$$

$$A_1 = 1.12 \text{ cm}^2 < 2.4 \text{ cm}^2$$

II CALCUL DES PLANCHERS
=====

1°) Caractéristiques des matériaux utilisés:

-Le béton est peu contrôlé, est dosé à 350 kg/m^3 ; les armatures sont en aciers FeE 22 (pour les dalles) et FeE 40 (H.A) pour les autres éléments, suivant le cas d'espèce.

$\bar{\sigma}_{b_0}' = 68.5 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 1470$
ou $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (H.A) suivant la nuance; sous certaines conditions.

2°) Méthode de calcul:

-Suivant le plancher étudié (plancher-terrasse, plancher courant, plancher du niveau II.16), la méthode de calcul risque d'être différente, dépendant du système d'appui et du chargement. Pour le ferrailage, nous utiliserons les tableaux exposés dans l'ouvrage de Mr. P. Charon "calcul et vérification des ouvrages en béton armé". En général, la dalle ayant 10 cm d'épaisseur, le diamètre maximal des aciers à utiliser sera donc $\varnothing 10$; nous opterons dans la majorité des cas pour des $\varnothing 8$. Les armatures seront placées à 1 cm de la paroi et nous aurons comme hauteur utile $h = 10 - (1 - 0.8/2) = 8.6 \text{ cm}$ pour les panneaux porteurs dans un seul sens. Pour les autres $h_x = 8.6 \text{ cm}$ $h_y = 7.8 \text{ cm}$. Nous calculerons $\mu = nM/bh^2\bar{\sigma}_a$ avec: n = coefficient d'équivalence pris égal à 15; M est le moment extérieur de flexion; b largeur de la bande ou de la poutre considérée. Des tableaux de l'ouvrage déjà cité nous tirerons: $k = \bar{\sigma}_a/\bar{\sigma}_b'$ et $\alpha = 15/(15+k)$ ainsi que $\xi = 1 - \alpha/3$. La section d'acier sera alors: $A = M/h\xi\bar{\sigma}_a$.

3°) Calcul des dalles:

-Le hourdis sera encasté dans les murs de refend; les appuis de continuité seront réalisés par des poutres étudiées plus loin.

A) Plancher-terrasse:

-Système de charges:

-Poids propre du plancher.....577 kg/m

-Surcharge(majorée de 20%).....120 ::

Charge de calcul:q =677 ::

-Le plancher est à surcharge modérée(art.55,1 du C.C.B.A 68);le calcul se fera suivant ces mêmes règles à l'article 55,3.

-Les panneaux sont tous porteurs dans une seule direction,le calcul sera mené comme pour une poutre d'un mètre de largeur.Nous adopterons un moment sur appui X-X égal à $0.50M_0$ et un moment en travée égal à $0.85M_0$ si M_0 est le moment isostatique égal à $ql_x^2/8$

a) Ferrailage des panneaux:

Panneaux	I	II, III, IV & V
Moment isostatique X-X (kgm)	223	635
Moment en travée X-X (kgm)	190	540
Moment sur appui X-X (kgm)	112	318

a-I) Ferrailage en travée:

Panneaux	I	II, III, IV & V
Moment (kgm)	190	540
Section d'acier A (cm ²)	1.62	4.80
Nombre de barres ϕ 8	4	10
% d'acier utilisé	0.23%	0.58%
Contrainte de flexion du béton	25	52

a-2) Ferrailage sur appui:

Panneaux	I	II, III, IV & V
Moment (kgm)	112	318
Section d'acier A (cm ²)	0.94	2.76
Nombre de barres Ø 8	4	6
% d'acier utilisé	0.23%	0.35%

a-3) Armatures de répartition:

-Pour tous les panneaux, on adopte un ferrailage suivant le sens Y-Y constitué de 3 Ø 8. Il en sera de même pour les appuis des petits côtés.

b) Espacements réglementaires:

-Les précédentes règles prescrivent des espacements maximaux suivant le type de chargement et l'épaisseur du hourdis.

-Suivant la direction principale:

Espacements maximaux: $\bar{t} = \min(3h \text{ \& } 33 \text{ cm})$, pour des charges réparties.

-Suivant la direction perpendiculaire:

Espacements maximaux: $\bar{t} = \min(4h \text{ \& } 45 \text{ cm})$, pour des charges réparties.

-Tous ces espacements sont vérifiés dans notre cas.

Tableau récapitulatif des aciers utilisés:

Panneaux		I	II, III, IV & V
Sens X-X:	travée:	4	10
	appui :	4	6
Sens Y-Y:	travée:	3	3
	appui :	3	3

B) Plancher courant: (sauf niveau II.I6)

-Les panneaux II, III & IV sont porteurs dans une seule direction et sont appuyés sur quatre côtés; nous appliquerons la méthode forfaitaire du C.C.B.A 68 pour les planchers modérément surchargés ($1.5G \geq P$).

-Pour les autres panneaux nous ferons appel aux tables de Mr. R. Bares, pour le calcul des moments.

-Système de charges:

-Poids propre du plancher.....360 kg/m

-Surcharge (majorée de 20%)...600 ::

Charge de calcul: $q = 960$::

I°) Moments de calcul:

a) Panneaux II, III & IV:

-moment isostatique: $M_o = ql_x^2/8 = 960 \times 2.7^2/8 = 875$ kgm

-moments hyperstatiques:

$M_{tx} = 0.85M_o = 744$ kgm ; $M_{ax} = 0.5M_o = 438$ kgm

b) Panneaux I & V:

-moments issus des tables de Bares:

Suivant X-X:

$M_{tx} = 110$ kgm ; $M_{ax} = 208$ kgm (panneau I)

$M_{tx} = 316$ kgm ; $M_{ax} = 592$ kgm (panneau V)

Suivant Y-Y:

$M_{ty} = 25$ kgm ; $M_{ay} = 146$ kgm (panneau I)

$M_{ty} = 52$ kgm ; $M_{ay} = 344$ kgm (panneau V)

2°) Ferrailage des panneaux:

-Suivant X-X:

i) Ferrailage en travée:

$h_x = 8.6$ cm ; $\mu = nM/bh^2\bar{\sigma}_q$; $\bar{\sigma}_q = 1470$ kg/cm²

$A = M/h\xi\bar{\sigma}_q$

Panneaux	I	II, III & IV	V
Moment (kgm)	110	744	316
Section d'acier A (cm ²)	1.20	6.74	2.74
Nombre de barres ø 8	3	14	6
% d'acier utilisé	0.17%	0.81%	0.35%
Contrainte du béton en flexion (kg/cm ²)	20	61	35

ii) Ferrailage sur appuis:

Panneaux	I	II, III & IV	V
Moment (kgm)	208	438	592
Section d'acier A (cm ²)	1.78	3.86	5.3
Nombre de barres ø 8	4	8	11
% d'acier utilisé	0.23%	0.47%	0.64%

-suivant Y-Y:

$$h_y = 7.8$$

i) Ferrailage en travée:

-Les moments en travée Y-Y sont très négligeables, nous utiliserons un ferrailage forfaitaire.

ii) Ferrailage sur appui:

Panneaux	I	V
Moment (kgm)	146	344
Section d'acier A (cm ²)	1.40	3.34
Nombre de barres ø 8	3	7
% d'acier utilisé	0.19%	0.45%

3°) Armatures forfaitaires:

-Pour les panneaux II, III & IV on doit avoir $A_r = A/4$ au moins; on prend 4 ϕ 8/pm en travée Y-Y (idem pour les panneaux I & V) et sur les petits appuis.

4°) Espacements réglementaires:

-Espacements maximaux: $\bar{t}_x = \min(2h \text{ \& } 22 \text{ cm})$ et $\bar{t}_y = \min(3h \text{ \& } 33 \text{ cm})$ car présence de charges concentrées. Nous devons tenir compte, et réajuster le calcul précédent des armatures.

$\bar{t}_x = 20 \text{ cm}$, donc en travée X-X; on doit avoir au minimum 5 ϕ 8/pm

$\bar{t}_y = 30 \text{ cm}$, minimum 4 ϕ 8/pm.

Tableau récapitulatif avec ajustement:

Panneaux	I	II, III & IV	V
Sens X-X:			
travée	5	14	6
appui	5	8	11
Sens Y-Y:			
travée	4	4	4
appui	4	4	7

C) Plancher du niveau II.16:

-Au niveau de ce plancher, on a deux systèmes de dalles: dalle de 20 cm servant de fond pour les boisseaux de stockage des échantillons de céréales (blé) et suspendue au voile formant structure verticale de ces cellules, et un système identique aux planchers précédents, que nous n'étudierons pas, car les résultats sont les mêmes que ceux des panneaux vus plus haut.

1°) Ferrailage des panneaux I & II':

a) Panneau I:

-Pour l'étude de ce panneau, nous utiliserons les résultats des essais de Mr. Reimbert parus dans son ouvrage "silos", pour le calcul de la poussée maximale sur le fond des boisseaux. Poussée résultant du poids total de la matière ensilée moins le frottement sur les parois.

-Système de charges:

i) Poussée max. de la matière ensilée:

$$\alpha_z = \frac{\Delta r(1 - e^{-(z/h)})}{\text{tg}\phi' \text{tg}^2(45 - \phi/2)}$$

où:

Δ =masse volumique de la matière ensilée:(blé=785 kg/m³ en moy.)

z=profondeur considérée.

$$h=r/\text{tg}\phi' \text{tg}^2(45 - \phi/2)$$

ϕ =angle de frottement interne du blé, pris égal à 23°

ϕ' =angle de frottement blé-béton, pris égal à 25°

r=rayon moyen défini par le rapport de l'aire du fond au périmètre

-Application:

$$r=1.54 \times 2.80 / (2 \times (1.54 + 2.80)) = 0.50 \text{ m}$$

$$h=2.45 \text{ m} \text{ alors } \alpha_{\text{fond}} = 2023 \text{ kg/m}^2$$

ii) Poids de matière au niveau du fond:

-Forme de pente formant trémie: $(1.15 \times 1.54 + 0.5 \times 0.62) \times 2200 = 4578 \text{ kg}$.

-Poids du blé au niveau de la trémie: $(0.5 \times 0.3 + 1.15 \times 1.5 + 0.5 \times 0.62) \times 785 = 1751 \text{ kg}$

iii) Poids de la dalle:

-Dalle en béton armé (20 cm).....500 kg/m²

-Revêtement (5 cm).....110 ::

Poids de la dalle :610 ::

-La charge de calcul sera:

$$P = 4578 + 1751 + (1.54 \times 2.80 - 0.3 \times 0.5) \times (2023 + 610) = 17288 \text{ kg}$$

-Pour la détermination des moments isostatiques, nous utiliserons la méthode des abacques de Mr. Pigeaud. La ventilation des moments se fera comme précédemment.

$$f_1 = l_x / l_y = 0.55 \quad \& \quad f_2 = l_y / l_x = 1.8$$

$$\text{alors } M_1 = 0.048 \quad \& \quad M_2 = 0.014$$

$$M_x = P(M_1 + 0.15M_2) = 866 \text{ kgm} \quad \& \quad M_y = P(M_2 + 0.15M_1) = 367 \text{ kgm}$$

-Suivant X-X:

$$M_{\text{travée}} = 736 \text{ kgm} ; M_{\text{appui}} = 476 \text{ kgm}$$

-Suivant Y-Y:

$$M_{\text{travée}} = 312 \text{ kgm} ; M_{\text{appui}} = 202 \text{ kgm}$$

a-1) Ferrailage en travée:

$$M_x = 736 \text{ kgm} \text{ alors } A = 2.87 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

$$M_y = 312 \text{ kgm} \text{ alors } A = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

a-2) Ferrailage sur appuis:

$$M_x = 476 \text{ kgm} \text{ alors } A = 1.84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

$$M_y = 202 \text{ kgm} \text{ alors } A = 0.94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

a-3) Espacements réglementaires:

-Espacements maximaux suivant X-X: $\bar{t}_x = 3h \text{ \& } 33 \text{ cm}$

- :: :: :: Y-Y: $\bar{t}_y = 4h \text{ \& } 45 \text{ cm}$

-Car presence de charges réparties.

$\bar{t}_x = 33 \text{ cm}$ et $\bar{t}_y = 45 \text{ cm}$ (tous nos espacements vérifient cette condition).

a-4) % minimal d'acier:

-Les règlements nous imposent un % minimal de 0.12% pour les aciers ronds lisses. Si le volume de béton utilisé dans une bande de un mètre est: $h_{\text{utile}} \times 100 = (20 - 1 - 0.4) \times 100 = 1860 \text{ cm}^2$, alors $\bar{w}_{\text{min}} = 1860 \times 0.12\% = 2.23 \text{ cm}^2$

-Donc il faudra avoir au minimum une section d'acier $= \bar{w}_{\text{min}}$. On tiendra compte de cette section lorsqu'on dressera le tableau des résultats.

b) Panneau II:

-Ce panneau est en fait constitué de deux dalles d'épaisseur différentes que nous étudierons séparément.

b-1) Dalle sous boisseaux:

-Système de charges:

i) Poussée maximal du blé:

$$q_{\text{fond}} = 1666 \text{ kg/m}^2 \text{ (calcul identique au précédent)}$$

ii) Poids de matière au niveau du fond:

-Forme de pente: $\frac{1}{2}(0.79 \times 3.2 \times 2.8 + 0.5 \times 3.2 \times 2.3) \times 2200 = \underline{11.9}$ tonnes.

-Poids de blé ensilé: $(2.8 \times 0.79 \times 3.2 + 2.3 \times 3.2 \times 0.5 + 3.2 \times 0.5^2) \times 785 \times 0.5 = \underline{4.6}$ t

iii) Poids de la dalle:

-Dalle en béton armé: 500 kg/m²

-Revêtement: 110 ::

Poids de la dalle=610 ::

-Charge de calcul:

$$P = 11900 + 4600 + (1.29 \times 2.8 - 0.5^2) \times (610 + 1666) = 24152 \text{ kg}$$

-Moment isostatique:

-La charge est de 24152 kg, $\rho_1 = 1_x / 1_y = 0.46$

$$\rho_2 = 1_y / 1_x = 2.17.$$

$$M_1 = 0.046 \quad \& \quad M_2 = 0.007$$

$$M_x = P(M_1 + 0.15M_2) = \underline{1137} \text{ kgm.}$$

$$M_y = P(M_2 + 0.15M_1) = \underline{336} \text{ kgm.}$$

-Moments hyperstatiques:

-Suivant X-X:

$$M_{\text{travée}} = 966 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 569 \text{ kgm}$$

-Suivant Y-Y:

$$M_{\text{travée}} = \underline{286} \text{ kgm} \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = \underline{168} \text{ kgm}$$

Ferraillage en travée:

$$M_x = 966 \text{ kgm} \quad \text{alors} \quad A = 3.81 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

$$M_y = 286 \text{ kgm} \quad \text{alors} \quad A = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

Ferraillage sur appuis:

$$M_x = 569 \text{ kgm} \quad \text{alors} \quad A = 2.21 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

$$M_y = 168 \text{ kgm} \quad \text{alors} \quad A = 0.66 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 8/\text{pm}$$

-nota: nous tiendrons compte du % minimal d'acier (0.12%) et de l'espacement réglementaire préconisé, dans le tableau final.

b-2) Dalle en dehors des boisseaux: (panneau II')

-Système de charges:

-Poids propre du plancher.....360 kg/m²

-Surcharge(majorée de 20%).....600 ::

Poids de la dalle=960 ::

$\rho = l_x/l_y = 0.41 > 0.4$. La dalle travaille dans les deux sens, nous ferons appel aux abaques de Pigeaud.

$$P = 960 \times 6.6 \times 2.7 = 17107 \text{ kg.}$$

$$M_1 = 0.044 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.005$$

-Moments isostatiques:

$$M_x = 766 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad M_y = 198 \text{ kgm}$$

-Moments hyperstatiques:

Suivant X-X:

$$M_{\text{travée}} = 651 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 383 \text{ kgm}$$

Suivant Y-Y:

$$M_{\text{travée}} = 168 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad M_{\text{appui}} = 99 \text{ kgm.}$$

Ferraillage en travée:

$$M_x = 651 \text{ kgm} \text{ alors } A = 5.9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12 \text{ } \phi \text{ 8/pm}$$

$$M_y = 168 \text{ kgm} \text{ alors } A = 1.58 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ } \phi \text{ 8/pm}$$

Ferraillage sur appui:

$$M_x = 383 \text{ kgm} \text{ alors } A = 3.35 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ } \phi \text{ 8/pm}$$

$$M_y = 99 \text{ kgm} \text{ alors } A = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ } \phi \text{ 8/pm}$$

Tableau récapitulatif des aciers utilisés:

Panneau	I	II	II'	III & IV	V
<u>Sens X-X:</u>					
travée:	6	8	12	14	6
appui :	5	5	7	8	11
<u>Sens Y-Y:</u>					
travée:	5	5	4	4	4
appui :	5	5	4	4	7

D) Plancher du rez-de-chaussée:

-Le ferrailage de ce plancher reste identique à celui calculé pour les planchers courants. La seule différence reside au niveau du panneau V; il suffit d'inverser l'ordre des panneaux: au lieu du IV précédent on aura le V et vice versa.

Tableau récapitulatif des aciers utilisés:

Panneaux	I	II, III, V	IV
<u>Sens X-X:</u>			
travée:	5	I4	6
appui :	5	8	II
<u>Sens Y-Y:</u>			
travée:	4	4	4
appui :	4	4	7

E) Vérification et dispositions constructives:

I°) Vérification à la fissuration:

Art.49 du C.C.B.A 68

-La valeur à considérer pour $\overline{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des deux valeurs suivantes et $\overline{\sigma}_a = 2/3 \overline{\sigma}_{en} = 1470 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_1 = (k \eta / \phi) (w_f / 1 + 10w_f) \quad \& \quad \sigma_2 = 2.4 (k \eta \overline{\sigma}_b / \phi)^{0.5}$$

où:

ϕ : diamètre, en millimètres de la plus grosse des barres tendues=8

k: coefficient dépendant des conséquences de la fissuration tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect, et pour lequel on prend la valeur: 0.5×10^6 car milieu très agressif (marin).

η : coefficient de fissuration, égal à 1 pour les ronds lisses.

w_f : % de fissuration, défini par le rapport: $\frac{\text{Section totale des aciers}}{\text{Section d'enrobage}}$

-Application:

$$w_f = 2.00 / 280 = 0.71\% \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} \sigma_1 = 436 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1480 \text{ } \end{cases} \therefore$$

-Donc le problème de fissuration n'est pas prépondérant; le calcul des armatures avec $\overline{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$ reste donc valable.

2°) Vérification de non-fragilité:

$$\bar{w}_{\min} = 0.12\% \text{ (ronds lisses)}$$

-On a tenu compte de cette condition dans les tableaux dressés plus haut.

3°) Vérification de la flèche:

-Il n'est pas nécessaire de faire cette vérification, car les épaisseurs des dalles ont été prédimensionnées à la déformation. Par ailleurs notre ouvrage ne comporte ni cloisons fragiles ni de revêtement délicat.

4°) Poinçonnement, contrainte de cisaillement:

-Les dalles ont habituellement une très grande résistance au poinçonnement et qui augmente avec l'accroissement de leur épaisseur. Les dalles étudiées ont des épaisseurs assez grandes (10 cm à 20 cm), les charges appliquées ont en général de grande surface d'impacte; le poinçonnement n'est pas craint.

-Contrainte de cisaillement:

Cette vérification sera faite spécialement pour les panneaux supportant le chargement des boisseaux.

-Effort tranchant maximal:

$$T_y = \frac{\max P}{2l_y + l_x} = \frac{17288}{2 \times 2.8 + 1.54} = 2422 \text{ kg (au milieu de } l_y)$$

$$T_x = \max P / 3l_y = 17288 / 3 \times 2.8 = 2058 \text{ kg (au milieu de } l_x)$$

-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = T_y / z_b = 2422 / (7/8) 17.8 \times 100 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\tau}_b = 6.8 \text{ kg/cm}^2 > 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

5°) Arrêt des armatures:

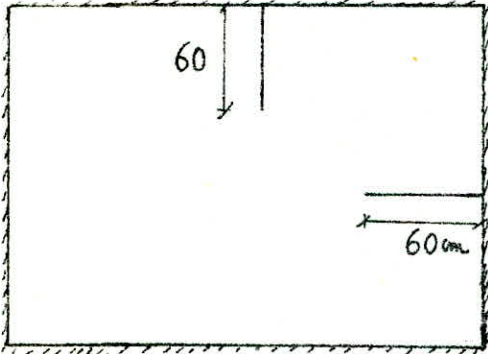
-L'arrêt des armatures ne concerne que le plancher-terrasse dépourvu de charges concentrées importantes. Pour les autres planchers, les règlements nous imposent un ancrage au delà des lignes d'appuis.

pour toutes les armatures. Nous nous tiendrons à cette dernière mesure pour tous les planchers.

-Longueur de scellement droit:

$$l_d = 50 \phi = 40 \text{ cm (on opte pour 50 cm)}$$

-Arrêt des aciers formant chapeaux:



$$l = \max \text{ de } \begin{cases} l_d = 50 \text{ cm} \\ 0.2l_x = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

-Conclusion:

-Tous les planchers comportent des ouvertures ; on armera leur pourtour par une section d'acier correspondant à l'aire ôté, disposée soit en cerces soit en barres. La technique du coffrage glissant ne permet pas l'utilisation d'acier à haute adhérence, car sous les découpages successifs il perd ses caractéristiques et les barres risquent mêmes de casser. C'est la raison pour laquelle, on a opté pour des aciers doux au niveau de tous les planchers et surtout pour les armatures d'attente.

4°) Calcul des poutres:

-Vue le nombre de poutres identiques, nous avons pensé à une préfabrication de ces éléments. Presque toutes ces poutres ont même section et même portée. Les appuis sont simples, constitués de consoles courtes créées à cet effet et que nous étudierons plus loin.

-Nous ferons donc deux études:

-Une pour les poutres principales, qui forment la grande majorité.

-Une pour certaines poutres, qui diffèrent des premières, soit par la portée, soit par la section.

A) Poutres principales:

-Cette étude sera menée pour une poutre d'un plancher courant. La section est rectangulaire; la poutre est appelée à soutenir le système de coffrage des dalles. Pour nous placer dans la situation la plus défavorable, nous ferons l'étude pour la poutre la plus chargée comme si le hourdis est coulé et, est entré en service.

-Système de charges:

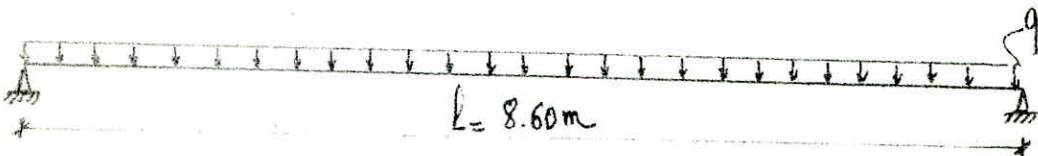
-Poids propre... $80 \times 30 \times 2500 = 600$ kg/ml

-Part de plancher $(2.7 + 0.3) \times 360 = 1080$::

-Part de surcharge (::) $\times 600 = 1800$::

Charge de calcul: $q = 3480$::

1°) Résistance à la flexion:



$\max M = qL^2/8 = 3480 \times 8.6^2/8 = 32.2$ tm et $\max T = qL/2 = 15$ t

a) Détermination rapide du ferrailage:

$A = M / (z \overline{\sigma}_a)$ avec $z = 0.85(h_t - 5) = 0.85(80 - 5) = 63.75$ cm

$A = 18.04$ cm² soit 6 H.A. 20 ($A = 18.84$ cm²)

b) Vérification à la fissuration:

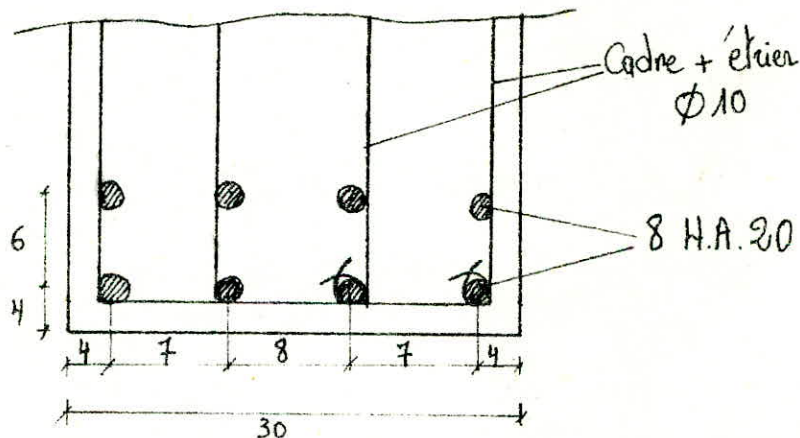
$$\min \text{ de } \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \overline{\sigma}_{\text{ten}} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max \text{ de } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 2275 \text{ } :: \\ \sigma_2 = 1175 \text{ } :: \end{array} \right\} \end{array} \right\} = 2275 \text{ kg/cm}^2$$

-donc le problème de fissuration est prépondérant; nous allons calculer la section d'acier avec cette nouvelle contrainte.

c) Calcul de la section d'acier:

$$A = M / z \overline{\sigma}_a = 22.20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ H.A } 20 \text{ (} A = 25.13 \text{ cm}^2 \text{)}$$

disposés comme suit:



d) Justification de la section:

$$h = h_t - d = 80 - 2 - 1 - 2 - 2 = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = nM / bh^2 \overline{\sigma}_a = 0.1365 \text{ alors } k = 20.1 \text{ et } \xi = 0.8576$$

$$A = M / h \xi \overline{\sigma}_a = 22.92 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2$$

-Contrainte du béton en flexion:

$$\overline{\sigma}'_b = \overline{\sigma}_a / k = 113 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Resistance à l'effort tranchant:

-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = T / bz = 15000 / (7/8 \times 72 \times 30) = 8 \text{ kg/cm}^2$$

-Contrainte admissible:

$$\bar{\sigma}_b = 5 \bar{\nu}_b = 29.5 \text{ kg/cm}^2 > 8 \text{ kg/cm}^2$$

a) Calcul des armatures transversales

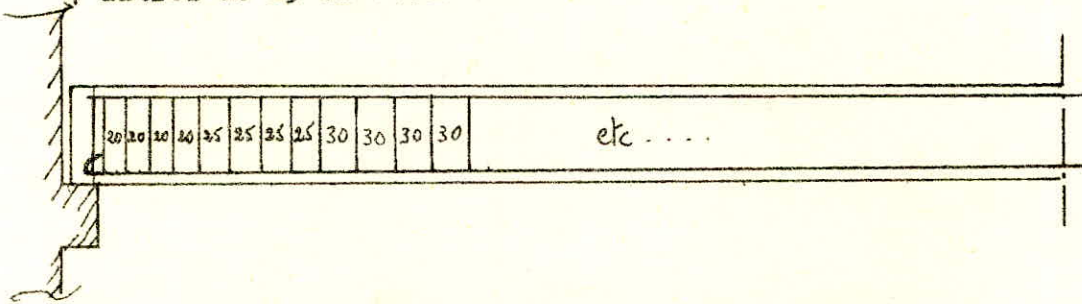
-E spacements réglementaires: $\bar{t} = h(1 - 0.3 \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_b) = 40 \text{ cm}$

$$\frac{z}{t} A_t \bar{\sigma}_{at} \geq T \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{at} = 2/3 \bar{\sigma}_{c_{at}} = 1470 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{car reprise de bétonnage})$$

$$t \leq A_t z \bar{\sigma}_{at} / T = 20 \text{ cm} \quad \text{si } z = 7/8 h = 63 \text{ cm} \text{ et } A_t = 3.12 \text{ cm}^2$$

-Pour la répartition de ces aciers, nous utiliserons la suite de Caquot qui donne une suite d'espacements sécuritaire.

$1/2 = 4$; soit 4 espacements $t = 20 \text{ cm}$ (à partir de $t/2$ de l'appui); puis 4 autres de 25 cm etc....



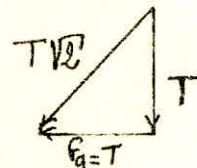
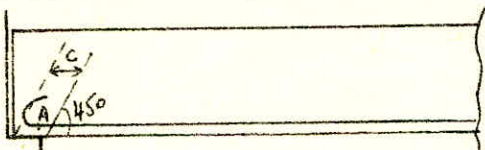
-Contrainte admissible pour l'utilisation de ces aciers:

$$\bar{\nu}'_b = 0 \quad (M=0 \text{ à l'about}) \quad \text{alors} \quad \bar{\sigma}'_b = 3.5 \bar{\nu}'_b = 20.7 \text{ kg/cm}^2$$
$$20.7 > 8 \text{ kg/cm}^2$$

b) Justification d'about:

i) Compression de la bielle d'about:

-La transmission des charges à l'appui, se fait par bielle inclinée à 45°. Elle doit transmettre l'effort tranchant T ; elle est donc soumise à l'effort de compression:



$$\bar{\nu}'_{b_0} = 2T/bc \quad \text{où } b = 30 \text{ cm} ; c = 25 \text{ cm} \text{ et } T = 15 \text{ t}$$

$$\bar{\nu}'_{b_0} = 40 \text{ kg/cm}^2 < 68.5 \text{ kg/cm}^2$$

-Ancrage courbe:

-La longueur qui procure un ancrage total en A est $L = Xl_d - X'r$

$$(\text{⊕}) = 2\pi/3 \quad \text{alors } X = 0.43 \text{ et } X' = 1.42$$

$X'=1.42$; $r=11$ cm ; $l_d=100$ cm alors $L=28$ cm (soit 30 cm)

c) Armatures répartition:

-Dans le cas de poutres de grande hauteur, il est nécessaire de disposer d'armatures intermédiaires si l'on veut éviter des fissures exagérées dans la hauteur de la poutre.

-Condition nécessaire:

$$\frac{\eta^2 m h_t}{b} > 40 \quad \begin{array}{l} \eta = \text{coefficient de fissuration} = 1.6 \\ m = \text{nombre de barres tendues} = 8 \end{array}$$

-Application:

$$\frac{1.6^2 \times 8 \times 80}{30} = 55 > 40$$

-Le % minimal des armatures de répartition est pris égal à 0.05% sur chaque face. Soit 3 H.A 8 sur chaque parement, distants de 20 cm.

b) Jonction hourdis-nervure:

-Une fois le béton coulé et le hourdis chargé, on doit vérifier la jonction des poutres avec le hourdis.

-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T(b/2 - b_o)}{z b h_o} \leq 4 \bar{\sigma}_b = 23.6 \text{ kg/cm}^2$$

b : table de compression du hourdis, participant à la résistance de la poutre $= (2.7/2) \times 2 + 0.30 = 3$ m

$$\tau_b = \frac{15000(300/2 - 30)}{63 \times 10 \times 300} = 9.5 \text{ kg/cm}^2 < 23.6 \text{ kg/cm}^2$$

-Aciers de couture:

-Les armatures propres au hourdis peuvent être considérées comme armatures de couture. Il faut vérifier que leur contrainte sous l'effet de l'effort tranchant ne dépasse pas (dans la mesure où elles sont totalement ancrées à la jonction.)

-Les armatures du hourdis (plancher courant), sont constituées d'une nappe ayant une section de $3.86 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\bar{\sigma}_q = \frac{T(b/2 - b_o) \times 100}{A_z b} = 2467 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

B) Poutres spéciales:

-Les dispositions architecturales nous ont imposé la conception de trois poutres préfabriquées et d'une autre, coulée sur place. Pour les trois premières comme elles seront préfabriquées, nous avons cru utile de garder les mêmes dimensions que pour les poutres étudiées précédemment pour ne pas à avoir de changement de moule de fabrication.

1°) Etude de la poutre représentative des 3 premières:

-Les portées sont légèrement différentes, nous étudierons la poutre la plus longue et la plus chargée.

$$\max l = 6.60 \text{ m} \quad q = 3480 \text{ Kg/ml (voir étude précédente)}$$

$$\max M = 19 \text{ tm} \quad \text{et} \quad \max T = 11.5 \text{ t}$$

-Section d'acier:

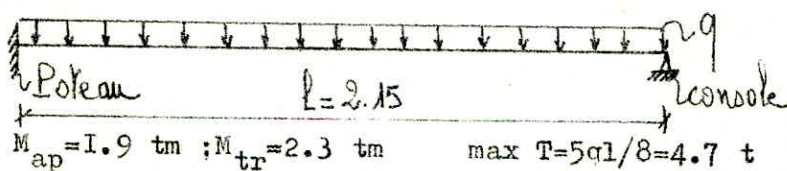
$$A = 12.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 4 \text{ H.A } 20)$$

-Armatures transversales: Nous garderons les mêmes espacements que pour les poutres précédemment étudiées.

2°) Etude de la poutre coulée sur place: (80x30)

$$l = 2.15 \text{ m} \quad \max M_{ap} = ql^2/8.5 \quad (\text{suivant Caquot})$$

$$\max M_{tr} = 1.15 M_o - M_{ap}/2 \quad (\text{si } M_o = ql^2/8)$$



-Section d'acier: $A_{app} = 3 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 2 \text{ H.A } 14)$

$$A_{tr} = 3 \text{ cm}^2 \quad (\text{soit } 4 \text{ H.A } 12)$$

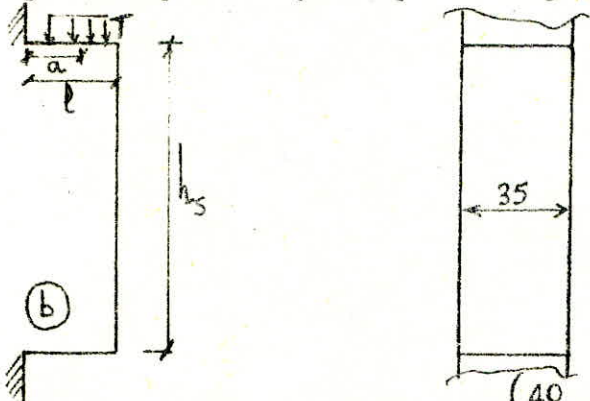
Ces sections sont en excès, nous n'avons pas tenu compte de la participation du hourdis. Nous n'avons ^{pas} voulu changer la section de la poutre pour pouvoir utiliser la console comme appui simple.

-Longueur de scellement droit: $l_d = 40 \phi = 50 \text{ cm.}$

5°) Calcul des appuis:

1°) Consoles courtes:

-Elles seront coulées en même temps que les refends. L'effort le plus important qu'elles sont appelées à soutenir est celui ramené par les poutres principales: $T=15000$ kg.



-Condition de coffrage:

$$\sigma_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.03 \times I. I (\sigma_{cm}' - 30) \times (2 + \rho) = 48 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

où: $\tau_u = T/bh$; $\sigma_{cm}' = 270$ bars ; $\rho = 4$ (au maximum) $= \frac{h_s}{a}$

$b=35$ cm ; $a=17.5$ cm ; $l=30$ cm ; $h_s=100$ cm

ainsi on a $h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.875 h_g (1 + 0.1 \rho) = 123 \text{ cm} \\ 1.20 a (1 + 0.25 \rho) = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\tau_u = \frac{T}{bh} = (15000) / (30 \times 42) = 12 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$

-Section d'acier:

$M = T a = 15 \times 0.175 = 2.63$ tm

$z = 0.8h = 0.8 \times 42 = 33.6$ cm ;

$A = M / z \bar{\sigma}_a = 2.80$ cm nous opterons pour un (I) H.A 16
soit: $A = 2 \times 2.01 = 4.02$ cm

$A_{\text{couture}} = \frac{A}{4} \left(\rho + 12 \times \frac{\tau_u}{\sigma_{cm}'} - 1 \right)$ où $\tau_u = 12 \text{ kg/cm}^2$ et
 $\sigma_{cm}' = 1. I (\sigma_{cm}' - 30) = 264 \text{ kg/cm}^2$

$A_c = 2.3 \text{ cm}^2$

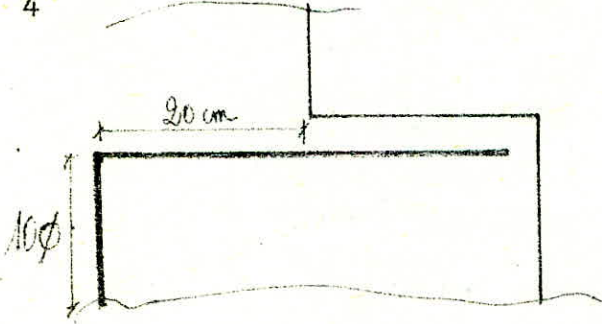
-Longueur de scellement :

$l_d = \frac{\phi}{4} \left(\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \right)$

$\bar{\sigma}_d = 1.25 \times 1.5^2 \times 5.9 = 16.6 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 16$ (H.A)

$$l_d = \frac{I_6}{4} (2800/I_6) = 68 \text{ cm} \text{ on prend } 70 \text{ cm.}$$



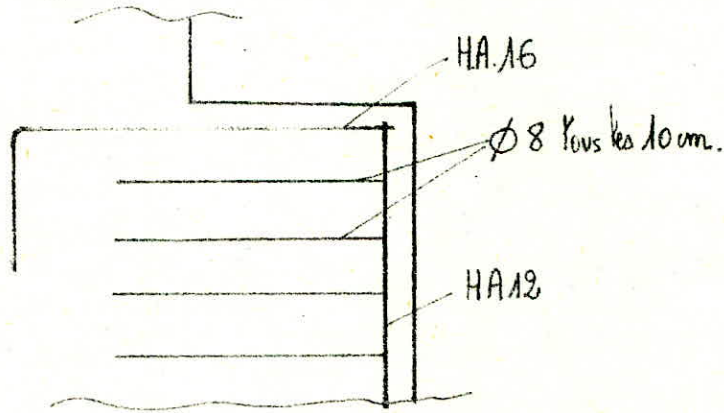
-Pour l'ancrage proposé, nous devons avoir:

$$l_1 + 1.89l_3 \geq l_d - 2.2I_r$$

Si on fixe $l_3 = 10 \phi = 16 \text{ cm}$, on détermine $l_1 = \frac{70 - 2.2I \times 10}{1} - 1.89 \times 16 = 17 \text{ cm}$

on opte pour $l_1 = 20 \text{ cm}$ et $l_3 = 20 \text{ cm}$.

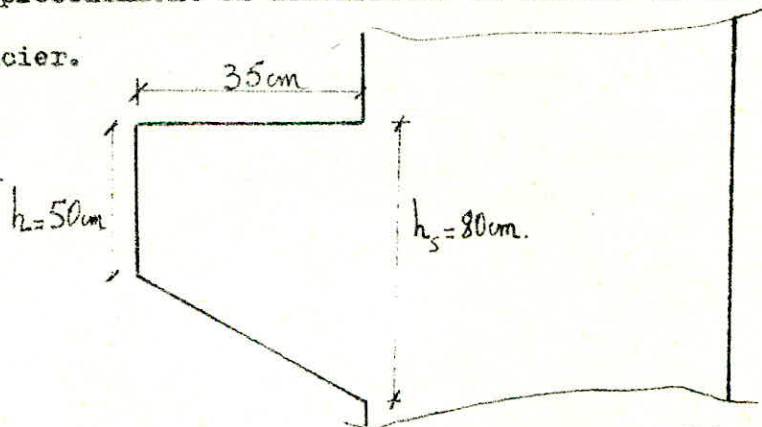
-Finalement on aura:



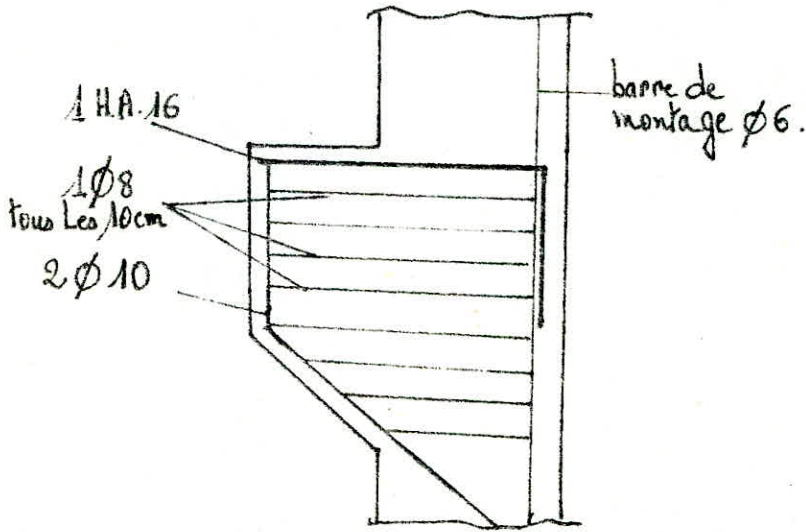
2°) Console au niveau du poteau:

-Maximum d'effort ramené par la poutre au niveau de la console du poteau: $T = 11.5 \text{ tonnes.}$

-de la même façon que précédemment on dimensionne la console et on calcule la section d'acier.

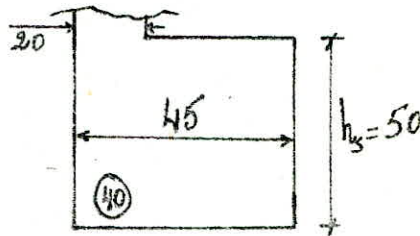


$M = T a = 11.5 \times 17.5 = 2 \text{ tm}$; $h = 42 \text{ cm}$, on opte pour un même ferrailage que pour la console étudiée avant.

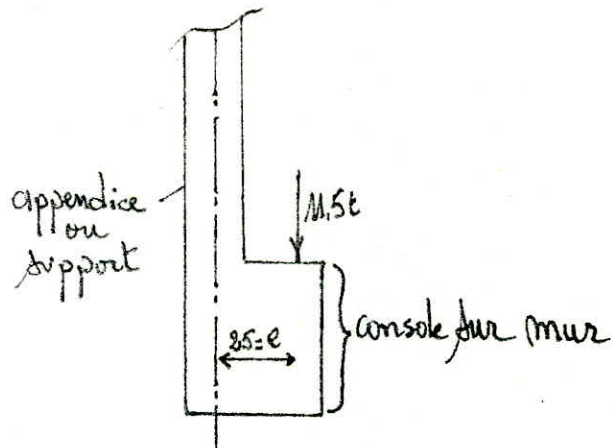


3°) Console sur mur

-L'effort $T=11.5$ t, la partie console sera calculée comme pour les consoles précédentes et nous aurons:



4°) Etude du support

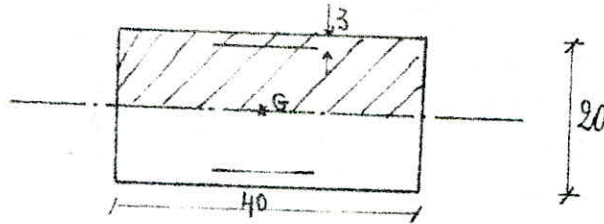


-La section est soumise à une flexion composée avec traction, due à l'excentrement de la force T sur l'appui.

$$N=11.5 \text{ t}$$

$$M=11.5 \times 0.25 = 2.9 \text{ tm}$$

-La section est partiellement comprimée:



-Moment fictive: $M_f = M + fN = 2.9 + 0.07 \times 11.5 = 3.71 \text{ tm}$

$$\mu = nM / bh^2 \bar{\sigma}_a = 15 \times 3.71 \times 10^5 / (40 \times 2800 \times 17^2) = 0.1719$$

d'où: $k = 17.2$ et $\bar{\sigma}_b' = 2800 / 17.2 = 163 \text{ kg/cm}^2 > 137 \text{ kg/cm}^2$

obligation d'utiliser des aciers comprimés.

$$k' = 2800 / 137 = 20.4 \quad 15(17-3) / 17+3 = 10.5$$

alors $k = k'$ et $\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ et $\alpha = 0.4237$ et $\mu' = 0.1819$

$$\xi = 0.8588 \text{ et } \bar{\sigma}_a' = \frac{n(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}_b' = \frac{1198 \text{ kg/cm}^2}{1}$$

avec $y_1 = \alpha h = 0.4237 \times 17 = 7.2 \text{ cm}$

-Moment résistant:

$$M_1 = \frac{\mu'}{\xi} \bar{\sigma}_b' bh^2 = 0.1819 \times 137 \times 40 \times 17^2 = 2.88 \text{ tm}$$

-Moment résiduel:

$$m = M - M_1 = 3.71 - 2.88 = 0.83 \text{ tm.}$$

-Section d'acier:

$$A_1 = M_1 / (\bar{\sigma}_a \xi h) = 7.05 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = m / (h - d') \bar{\sigma}_a = 2.12 \text{ cm}^2$$

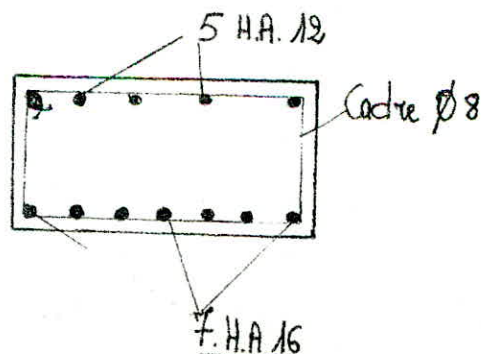
$$A' = m / (h - d') \bar{\sigma}_a' = 5.00 \text{ cm}^2$$

-Section d'acier qui travaille en flexion composée:

$$A' = A'_{fc} = 5.00 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ H.A. 12 (A=5.65 cm}^2)$$

$$A_1 + A_2 + N / \bar{\sigma}_a = 7.05 + 2.12 + 11500 / 2800 = 13.28 \text{ cm}^2$$

soit 7 H.A. 16 (A=14.07 cm²)



6°) Etude du poteau:

-Pour transmettre des charges importantes aux fondations, un poteau de 50x50 achemine ces charges et sert de support à certaines poutres.

-Système de charges: (voir descente de charges)

Panneau I:

- Poids de la dalle.....I.54x500x2.80=2156 kg
 - Forme de pente.....=4578 ::
 - Revêtement (5 cm).....I.54x110x2.80= 474 ::
 - Poids du blé ensilé=30200 ::
- Poids de la plaque : P_I=37408 ::

Panneau II:

- Poids de la dalle.....I.29x500x2.80= 1806 kg
 - Forme de pente.....=11900 ::
 - Revêtement.....= 397 ::
 - Poids du blé ensilé.....=17900 ::
- Poids de la plaque : P₂ =32003 ::

-Poids des voiles:

- Voile I.....^{*}10.15x2500x0.24x(2.80-0.5)=14 t =R_I
- Voile II10.80x2500x0.20x2.80 =15 t =R₂
- Voile III.....10.15x2500x0.20x(2.80-0.5)=12 t =R₃
- Voile IV.....10.80x0.20x2500x(4.52-0.55)=22 t =R₄

$S_1=1.56 \text{ m}^2$; $S_2=1.39 \text{ m}^2$; $S_3=0.59 \text{ m}^2$; $S_4=0.42 \text{ m}^2$

$A_I=1.54x2.80=4.31 \text{ m}^2$

$A_{II}=1.29x2.80=3.61 \text{ m}^2$

-Chaque voile supporte son poids propre et la part de charge des panneaux:

Voile I:..... $R_I + \frac{S_1}{A_{II}} 2P_{II} = 14000 + \frac{1.56}{3.61} 2 \times 32003 = 26323 \text{ kg}$

Voile II:..... $R_2 + \frac{S_2}{A_{II}} 2P_2 = 15 + \frac{1.39}{3.61} 2 \times 32003 = 39745 \text{ kg}$

Voile III:

$$R_3 + \frac{S_1 P_1 + C}{A_I} + \frac{S_2 P_2}{A_{II}} = 12000 + 1.56 \times 37408 / 4.31 + 11900 + 1.39 \times 32003 / 3.61 = 49463$$

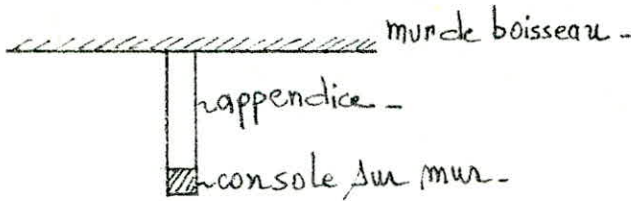
Voile IV: $\frac{49463 + 39745 + 26323}{2} + \frac{S_3 P_1}{A_I} + (\frac{S_4 P_2}{A_{II}}) \times 2 + R_4 = 102392 \text{ kg}$

-Ainsi le poteau reçoit une charge centrée de : $\frac{102392}{2} = 52 \text{ tonnes.}$

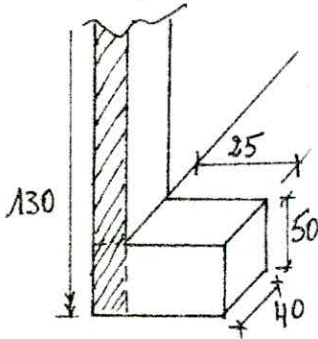
nota: on a introduit un symbole (e) non explicité:

C représente la charge ramenée par la console murale.

C = 11.5 + poids propre si 11.5 = réaction ramenée par la poutre



poids propre = $0.5 \times 0.40 \times 0.25 + 1.3 \times 0.4 \times 0.2) \times 2500 = 400 \text{ kg.}$



$N_1 = 52 \text{ tonnes}$; poids propre du poteau : $0.5 \times 0.5 \times 10.98 \times 2500 = 7 \text{ t}$

$N_2 = 11.5 \text{ tonnes.}$

-Longueur de flambement: $l_f = 0.71 l_0 = 777 \text{ cm}$

-rayon de giration: $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{12}{50}} = 14.4 \text{ cm}$

-Elongement: $\lambda = l_f / i = 54$

poteau chargé avec excentrement: $50 \lll 150$

le C.C.B.A 68 définit un élongement fictif:

$$\lambda = \sqrt{\frac{33000 e}{1 + 1.6 \xi h_t}}$$

$\xi = 1$; $h_t = 50$; $e = 40 \text{ cm}$: d'où $\lambda = 139$

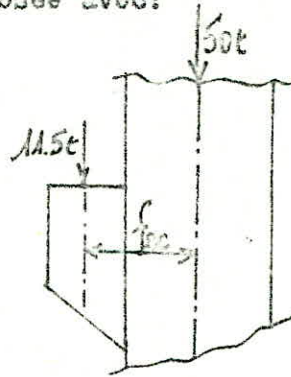
$f_{2c} = 8 \frac{i^2}{v} (1 + \dots) \times 10^{-3} (-50)^{1.5}$

$f_{2c} = 112 \text{ cm}$ si $i = 14.4 \text{ cm}$; $v = 25 \text{ cm}$

Le poteau sera soumis à flexion composée avec:

$$M = N_1 f_{20} = 11.5 \times 1.12 = 12.9 \text{ tm}$$

$$N' = 50 + 11.5 + 7 = 68.5 \text{ t}$$

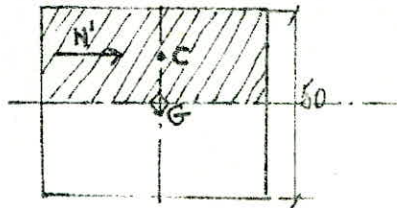


$e_0 = M/N' = 0.19$ $e_1 = h_v/6 = 0.08$ la section est partiellement comprimée.

$$\sigma_b' = \sigma_b' \frac{0.3(1 + \frac{e_0}{3e_1})}{0.6} = 117 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{\text{fictif}} = M + Nxe' = 68.5 \times 0.2 + 12.9 = 26.6 \text{ tm}$$

-La section sera étudiée en flexion simple avec M_f



$$k_1 = \frac{\sqrt{\sigma_q}}{\sigma_b'} = 2800/117 = 24 \quad k_2 = \frac{15(h-d')}{(h+d')} = 12$$

nous prendrons $k = \max(k_1; k_2) = 24$ ceci correspond à :

$$\alpha = 0.3846 \quad ; \quad \mu' = 0.1676 \quad ; \quad \xi = 0.8718$$

$$y_1 = h \alpha = 45 \times 0.3846 = 17.31 \text{ cm}$$

$$\sigma_q = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} = 1248 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_1 = \mu' \sigma_b' b h^2 = 0.1676 \times 117 \times 50 \times 45^2 = 19.86 \text{ tm (moment résistant de la section)}$$

$$m = M_f - M_1 = 26.6 - 19.86 = 6.74 \text{ tm}$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_q \xi h} = 19.86 \times 10^5 / (2800 \times 45 \times 0.8718) = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{m}{\sigma_q (h-d')} = 6.74 \times 10^5 / (40 \times 2800) = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{m}{\sigma_a' (h-d')} = 6.74 \times 10^5 / (40 \times 1248) = 13.5 \text{ cm}^2$$

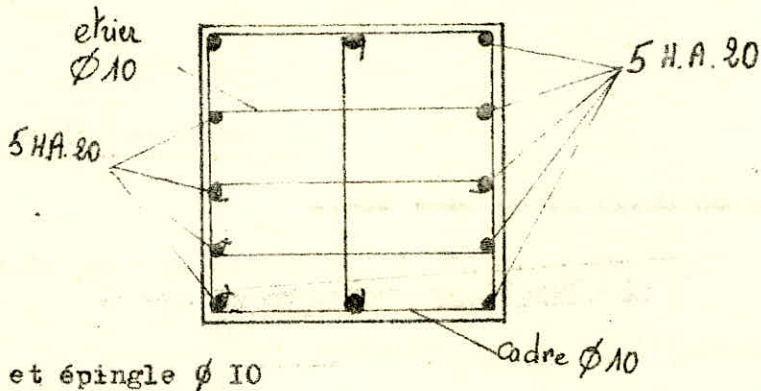
Retour à la section réelle:

$$A = A_1 + A_2 - N'/\sigma_q = 18.08 + 6.02 - 68500/2800 = 0$$

$$A' = 13.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ H.A. } 20 \text{ et un } \% \text{ minimal}$$

préconisé par le C.T.C: $0.8\% = 20 \text{ cm}^2$

soit une section resistente: $A' = 31.4 \text{ cm}^2 + 2 \times 3.14$ (2 barres $\phi 20$)
pour montage.



cadre et épingle $\phi 10$

i) Armatures transversales:

-Zone courante:

$$t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{1 \max}) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}'}\right) = 112 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{b_0}'}\right) \phi_{1 \min} = 15 \left(2 - \frac{68500}{2500 \times 68.5}\right) \phi = 24 \text{ cm}$$

donc on opte pour $t = 20 \text{ cm}$

-Zone de recouvrement:

$$\text{max de } \begin{cases} 3 \\ \frac{0.4 \phi_1^2 \sigma_{\text{ent}}}{\phi_t^2 \sigma_{\text{ent}}} = 3 \end{cases}$$

-Longueur de recouvrement:

$$l_d' = 24 \phi = 48 \text{ cm on prend } 60 \text{ cm}$$

et on opte pour un espacement de 10 cm pour plus de sécurité:

$$\frac{60}{10} = 6 \text{ cours de cadres et d'épingles.}$$

ii) Vérification de la partie inférieure:

$$N = N' + N_2 + N_3 + P$$

N' = effort normal ramené par la partie supérieure du poteau

N_2 = réaction d'appui raménée par la 1^{ère} poutre (légèrement excentrée)

N_3 = réaction d'appui raménée par la 2^{ème} poutre = 4.7 t

P = poids propre de la partie inférieure du poteau = $0.5^2 \times 2500 \times 6.18 = 3.9 \text{ t}$

$$N = 68.5 + 11.5 + 4.7 + 3.9 = 90 \text{ tonnes.}$$

$$\sigma_{b_0}' = \frac{N}{B' + nA'} = 90000 / (2500 + 15 \times 31.4) = 30.3 \text{ kg/cm}^2 < 68.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a' = n \sigma_{b_0}' = 15 \times 30.3 = 454 \text{ kg/cm}^2$$

ALCUL DES BOISSEAUX

1°) Généralités:

-Les rejets opérés au cours du traitement du blé sont stockés au niveau de trois cellules appelées:boisseaux.L'objet de cette étude est de ferrailler les parois verticales de cette structure. Les grains ainsi stockés, constituent un milieu pulvérulent ou pseudo-solide sans cohésion,dont les lois d'équilibre sont mal définies.Il apparait en effet que ,pour l'équilibre d'une masse pulvérulente ensilée,le facteur temps,la vitesse de remplissage,la façon dont les grains sont entassés,la hauteur de chute des grains pour le remplissage des cellules et la compressibilité de la matière ont une grande importance,car ils influent sur les caractéristiques principales du milieu pulvérulent: densité apparente,angle de frottement interne, coefficient de frottement sur les parois.

-Mrs.M.& A. Reimbert ont fait des essais sur des silos réels,et en laboratoire.Nous donnerons ci-après,les resultats acquis pour des cellules de forme rectangulaire;cas qui nous interesse.

-"Dans un silo rectangulaire ($a < b$) la poussée en un point donné de la petite paroi reste constante,pour une hauteur d'ensilage donnée et égale à celle qui s'exercerait au même point si le silo était carré de côté a , quelle que soit la portée des grandes parois.On détermine alors l'expression de la poussée moyenne sur les grandes parois en écrivant que les poussées $P_{\max a}$ sur les petites parois et $P_{\max b}$ sur les grandes,agissant sur une tranche horizontale d'épaisseur d_z sont maximales lorsque le frottement correspondant à ces poussées équilibre le poids de la tranche considérée.On a:

$$a b d_z \Delta = P_{\max a}^2 a d_z \operatorname{tg} \phi' + P_{\max b}^2 b d_z \operatorname{tg} \phi'$$

où: Δ :Poids du mètre cube de matière ensilée

ϕ' :Angle de frottement de la matière sur les parois du silo.

-Par ailleurs:

$$P_{\max a} = \Delta a / 4 \operatorname{tg} \phi'$$

et
$$P_{\max b} = \Delta (2ab - a^2) / (\operatorname{tg} \phi') \times 4b$$

-Poussée latérale sur les petites parois, fonction de la profondeur:

$$P_z = P_{\max a} \left(1 - \left(\frac{z}{A_1} + 1\right)^{-2}\right)$$

avec: A_1 = abscisse caractéristique définie par:

$$A_1 = \frac{a}{\pi \operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)} - \frac{v}{3}$$

où v est la hauteur du cône supérieur de la matière ensilée.

-Poussée latérale sur les grandes parois, fonction de la profondeur:

-Il suffit de calculer une abscisse caractéristique pour ce côté, en prenant pour 'a' l'expression $(2ab - a^2)/b$

$$A_2 = \frac{(2ab - a^2)}{\pi b \operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)} - \frac{v}{3}$$

$$P_z = P_{\max b} \left(1 - \left(\frac{z}{A_2} + 1\right)^{-2}\right)$$

-Poussée verticale unitaire moyenne sur le fond, à la profondeur z :

$$q_z = \Delta \left(z \left(\frac{z}{A_2} + 1\right)^{-1} + \frac{v}{3} \right)$$

avec:

$$q_{\max} = \frac{\Delta r \left(1 - e^{-\left(\frac{zr}{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)}\right)}\right)}{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)}$$

avec:

ϕ' : angle de frottement interne du blé, pris égal à 23°

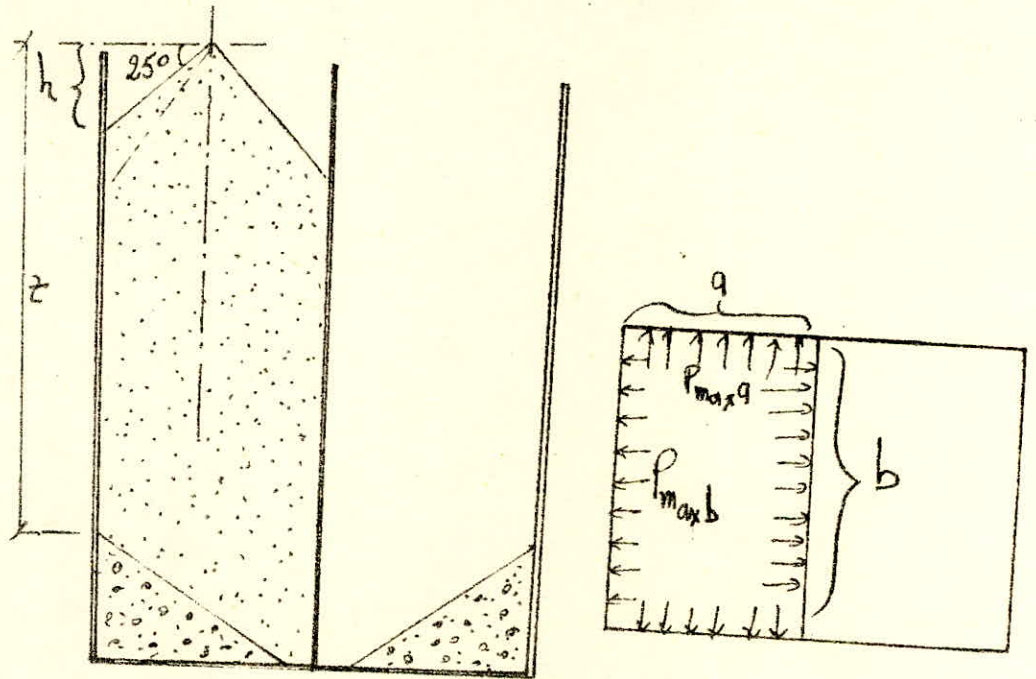
ϕ : angle de frottement blé-béton, pris égal à 25°

r : rayon moyen égal au rapport de l'aire au fond sur le périmètre de la cellule.

Δ : masse volumique du blé ensilé: 785 kg/m^3

-Application:

a) Boisseaux I & II (identiques):



-Hauteur du cône d'ensilage: $v = \frac{1.29}{2} \text{tg}25 = 0.30 \text{ m}$

-Abscisse caractéristique: $A_1 = 2.45 \text{ m}$ et $A_2 = 3.38 \text{ m}$

-Poussée max. sur les petites parois:

$$P_{\text{max a}} = 598 \text{ kg/m}^2$$

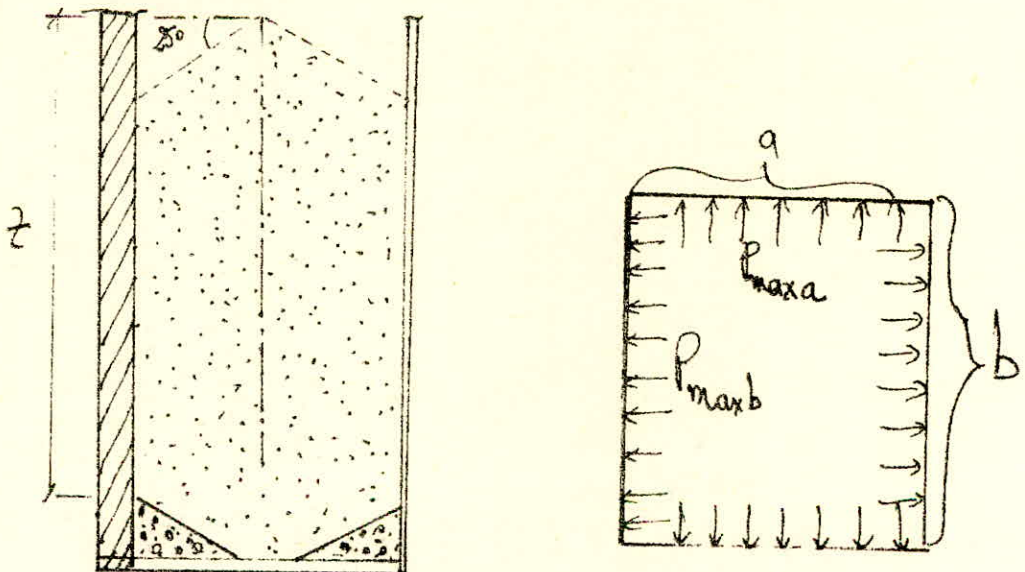
-Poussée max. sur les grandes parois:

$$P_{\text{max b}} = 922 \text{ kg/m}^2$$

-Poussée max. sur le fond:

$$q_{\text{max}} = 1666 \text{ kg/m}^2$$

b) Boisseau III:



- $P_{\text{max a}} = 713 \text{ kg/m}^2$

$$-P_{\max b} = 1033 \text{ kg/m}^2$$
$$q_{\text{fond}} = 2023 \text{ kg/m}^2$$

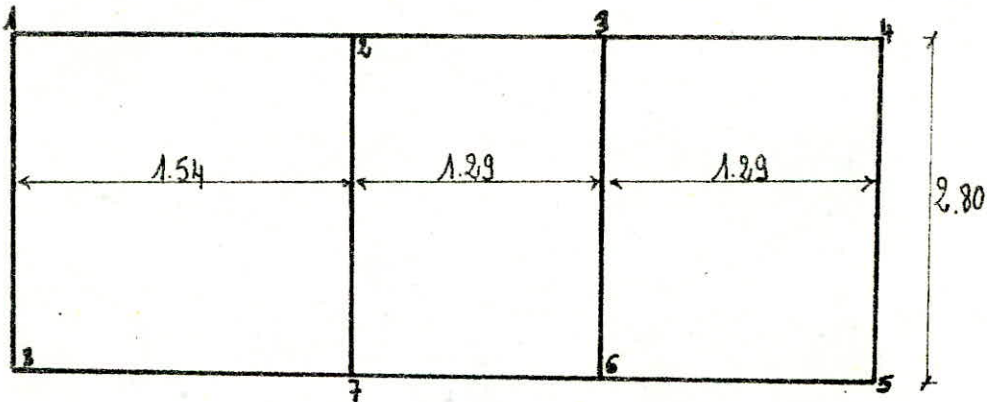
-Remarque:

-Ces poussées, ont été déterminé sans tenir compte des effets dynamiques lors de la vidange ou du remplissage des cellules. Pour nous mettre du côté de la sécurité, on majore ces résultats de 100%.

2°) Détermination des efforts:

-Les cellules étant accolées, le système est hyperstatique. Nous utiliserons la méthode itérative de Cross pour déterminer les moments fléchissant. Nous ferons toutes les combinaisons jugées prépondérantes pour cette résolution sur les conditions de stockage.

-Les résultats seront donnés sous forme de diagrammes d'efforts normaux et de moments fléchissant.



3°) Ferrailage des parois verticales:

-Méthode de Reimbert:

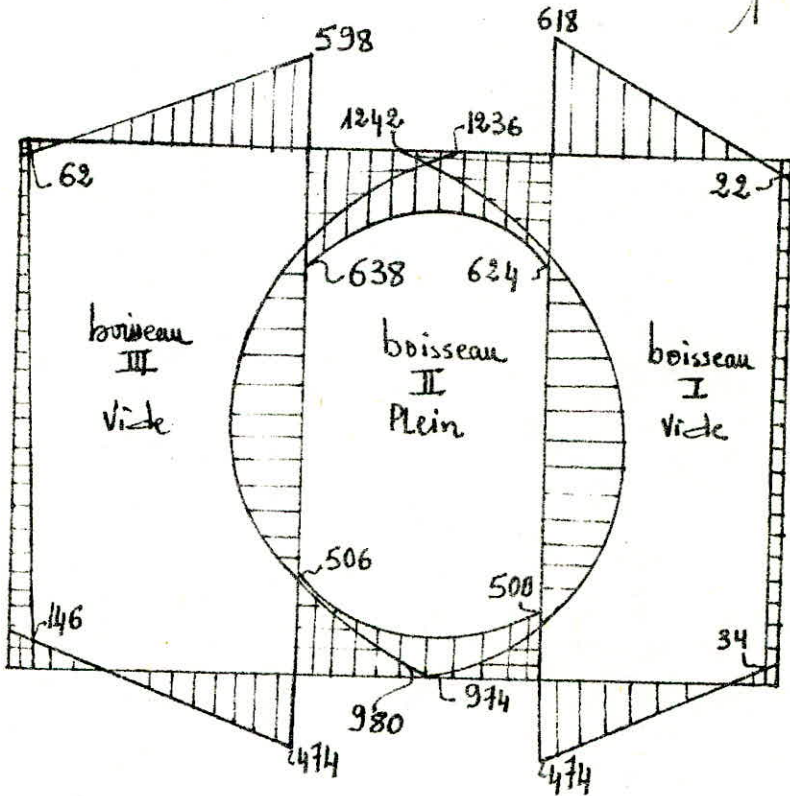
-Si e est l'épaisseur d'une paroi soumise à un moment M et à un effort de traction N pour une bande de 1.00 m de hauteur de paroi (l'effort de traction N s'exerçant suivant l'axe de la paroi) et si $H' = e - d'$ est la hauteur utile de la section de la paroi, on calculera celle-ci pour:

-un effort normal N dirigé suivant l'axe des armatures;

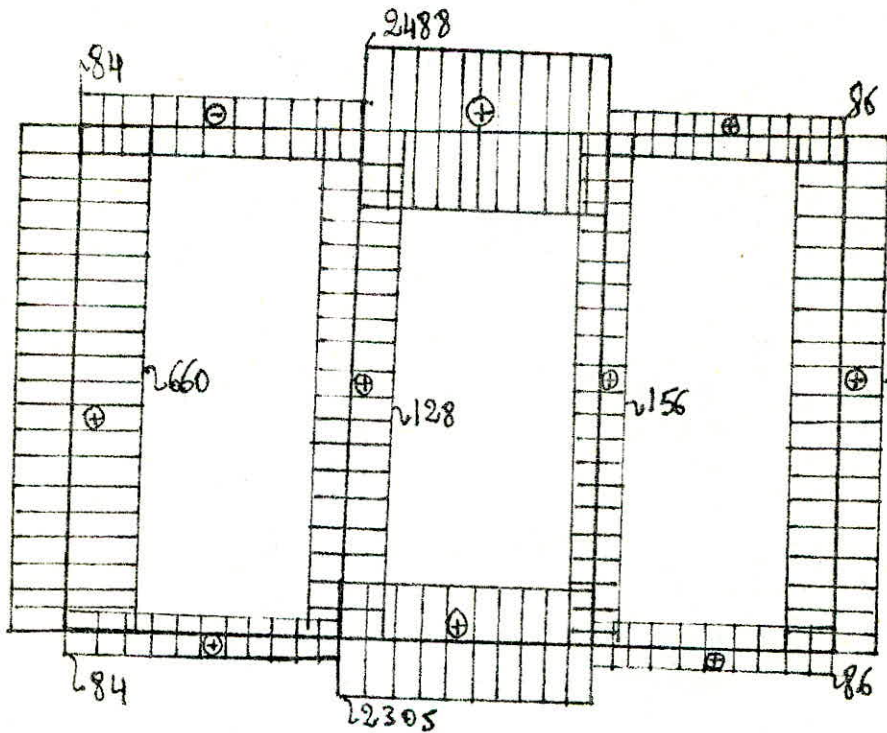
-un moment de flexion résultant égal à:

$$M_f = M - N \left(H' - \frac{e}{2} \right)$$

1^{ère} Combinaison



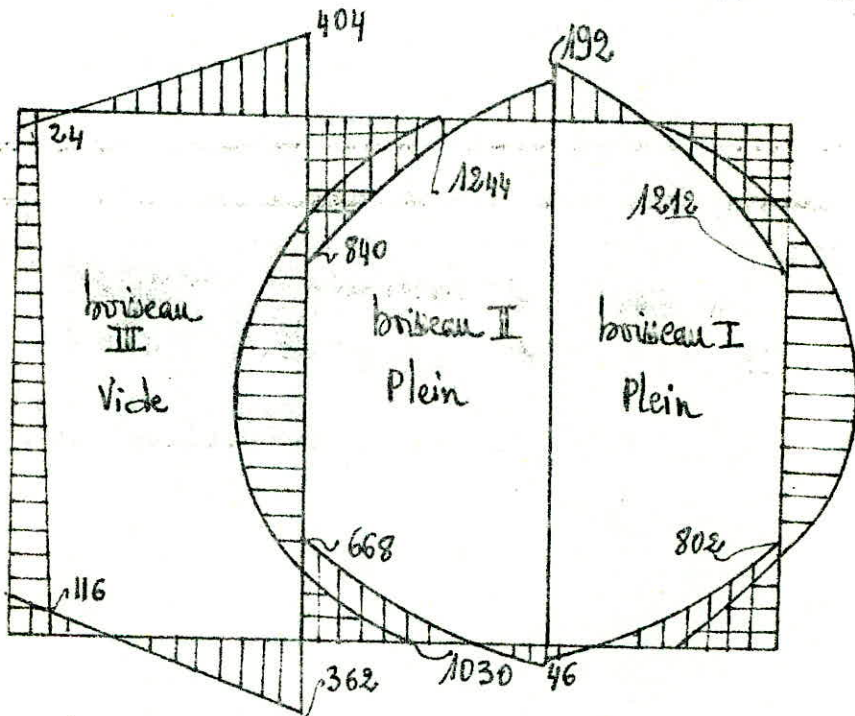
(M)



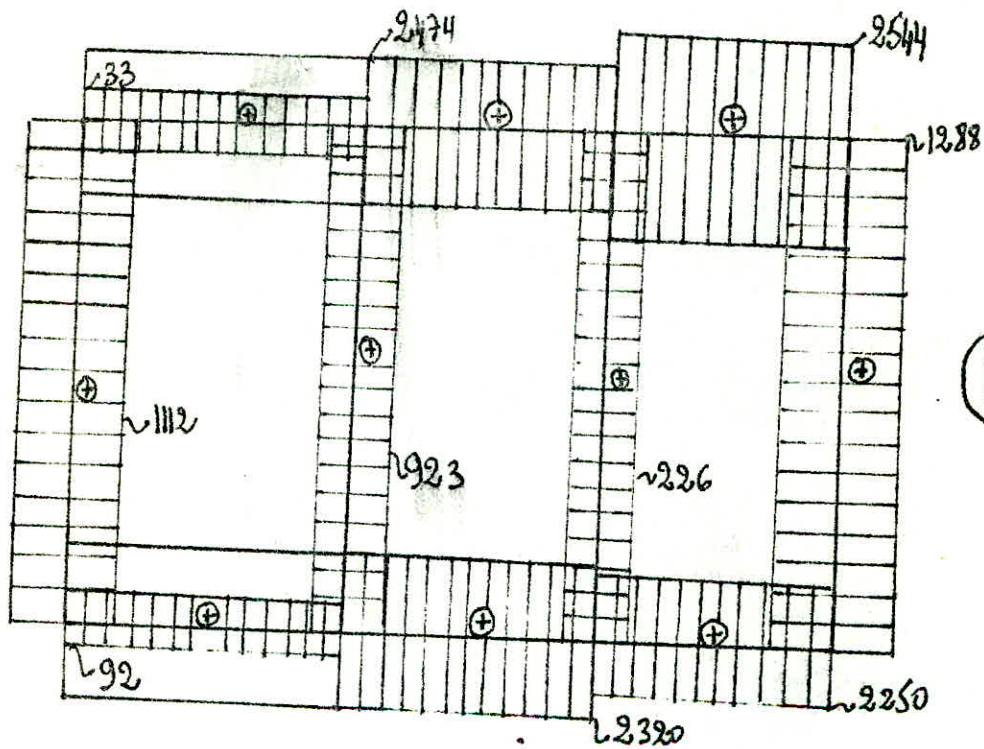
(N)

(+) effort de traction.

2^{ème} Combinaison

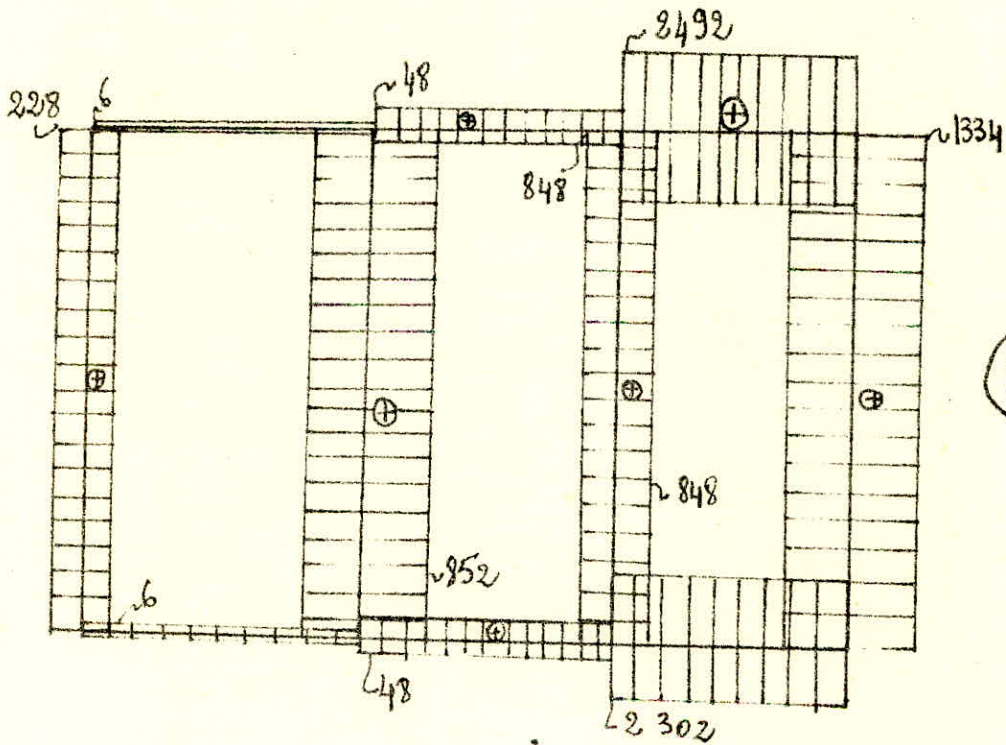
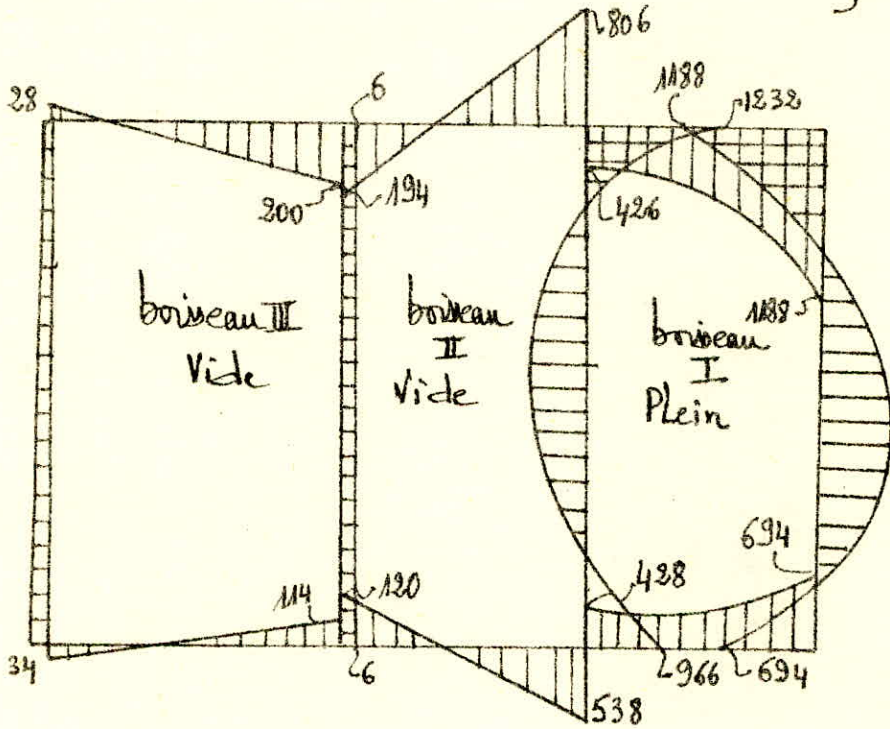


(M)

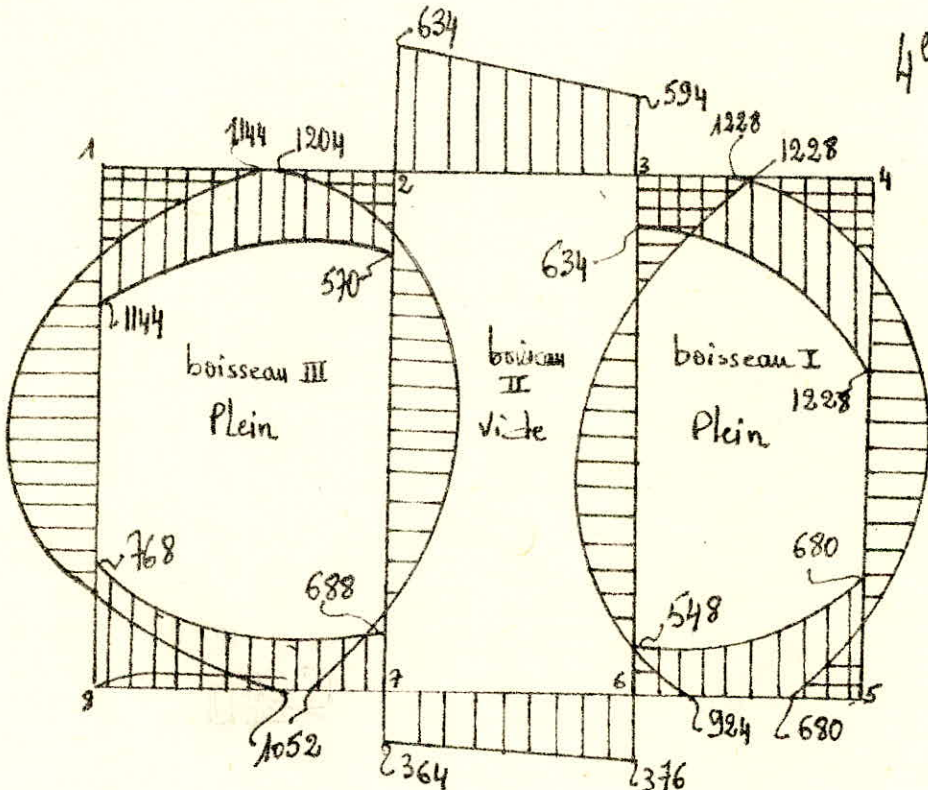


(N)

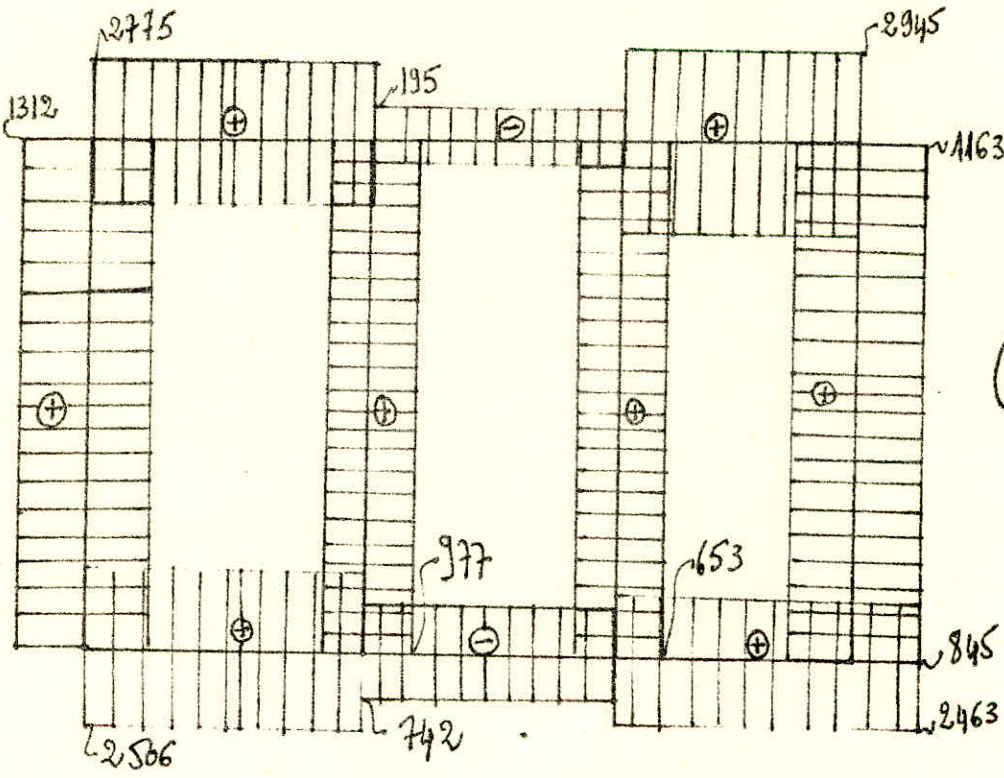
3^{ème} Combinaison



4ème Combinaison

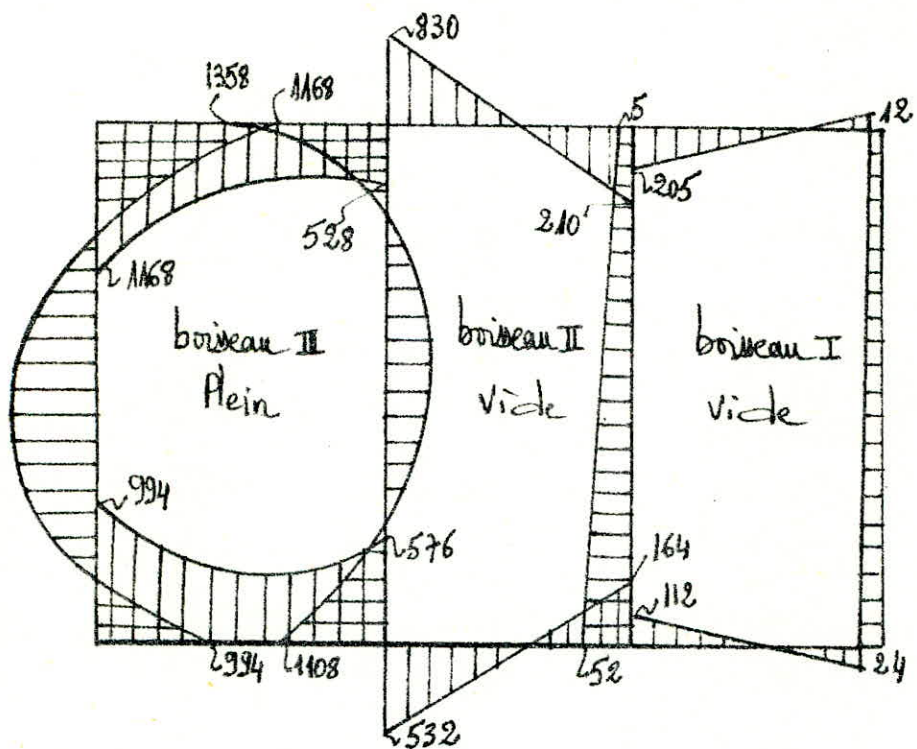


(M)

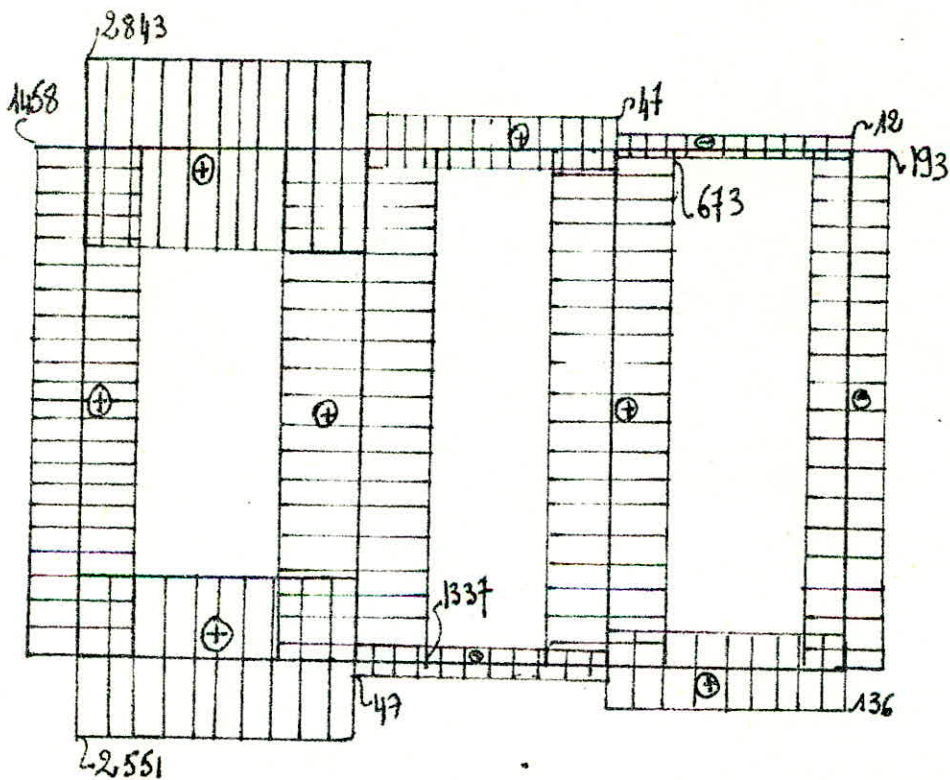


(N)

5ème Combinaison

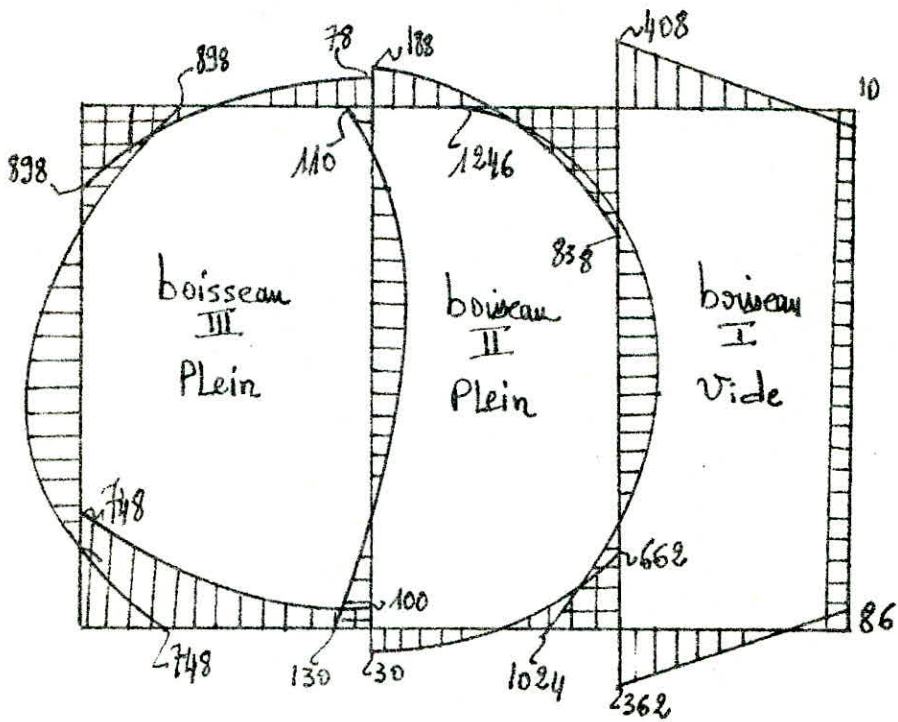


(M)

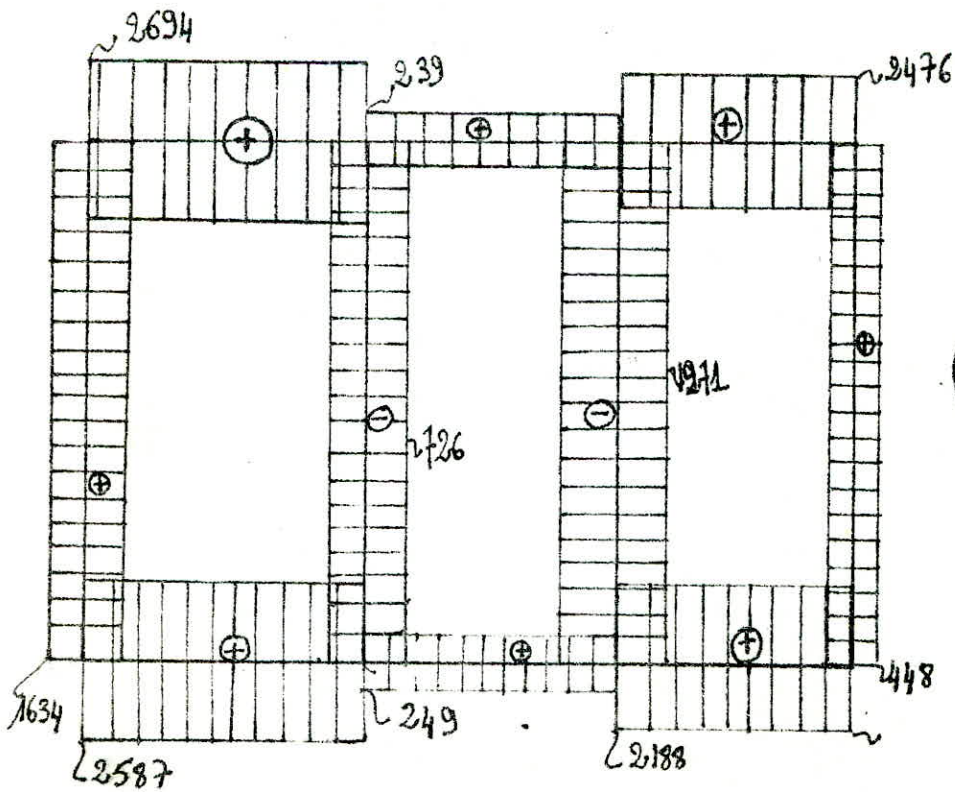


(N)

6ème Combinaison

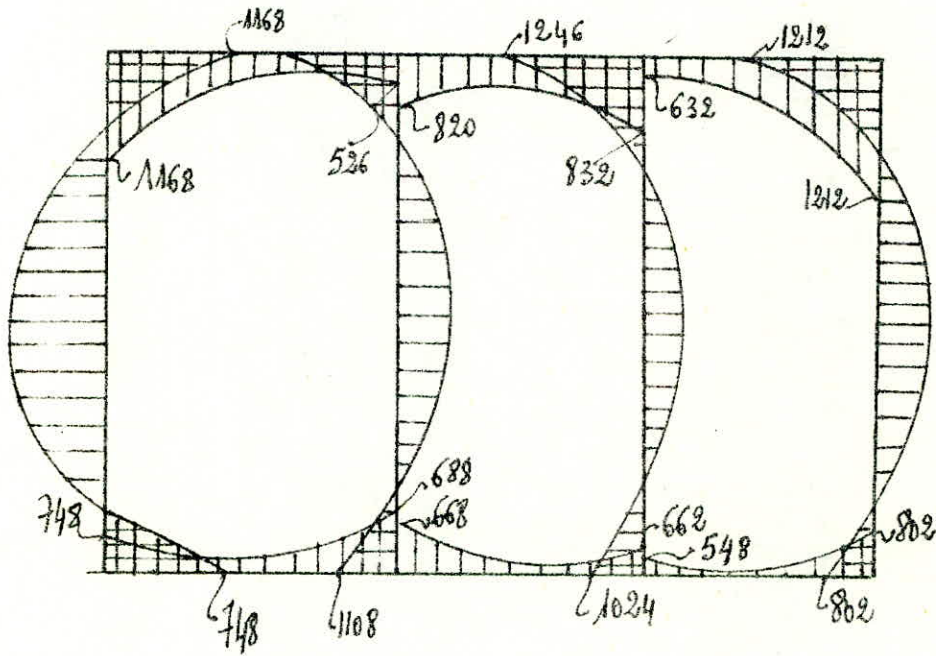


(M)

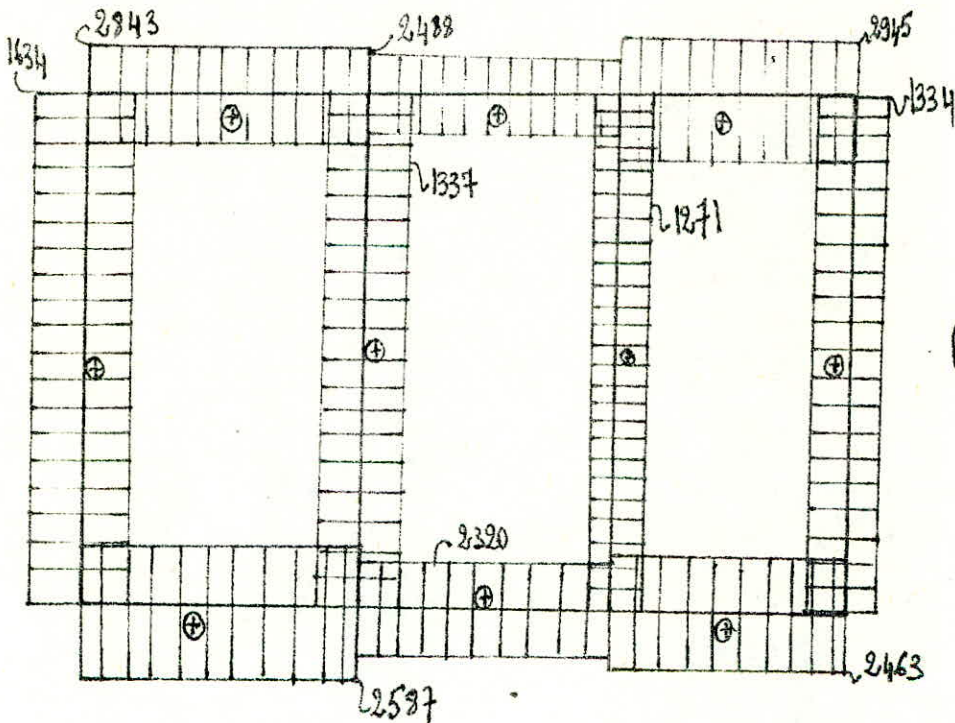


(N)

Diagrammes "enveloppe"



M



N

-La section d'armatures horizontales par mètre-linéaire sera donc:

$$A = \frac{M_f}{\overline{\sigma}_q \left(H' - \frac{y}{3} \right)} + \frac{N}{\overline{\sigma}_q}$$

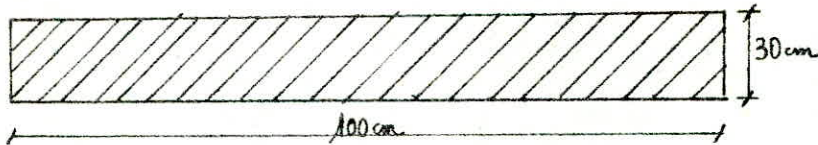
y: position du centre neutre. (axe neutre)

-Les aciers seront de nuance FeE 22 car ils seront ancrés dans les murs de refend, pour certains.

$$\overline{\sigma}_q = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

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

-Ferrailage du voile I-4:



$$y = 24 \frac{15 \times 137}{1470 + 15 \times 137} = 13.97 \text{ cm}$$

$$H' = 30 - 6 = 24 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 1212 \text{ kgm} \quad (\text{voir diagramme enveloppe des moments fléchissant.})$$

$$N_{\text{correspondant}} = 2945 \text{ kg}$$

$$M_f = 1212 - 2945 \left(0.24 - \frac{0.3}{2} \right) = 947 \text{ kgm}$$

$$A = \frac{947 \times 10^2}{1470 \left(24 - \frac{13.97}{3} \right)} + \frac{2945}{1470} = 5.32 \text{ cm}^2$$

Soit 5 \emptyset I2/pm (A = 5.65 cm²) sur chaque face.

-Ferrailage du voile 5-8:

$$M_{\max} = 802 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 2587 \text{ kg}$$

$$A = 4.83 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \emptyset \text{ I2/pm}$$

-Ferrailage du voile I-8:

$$M_{\max} = 1168 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 1634 \text{ kg}$$

$$A = 4.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \emptyset \text{ I2/pm}$$

-Ferrailage du voile 2-7:

$$M_{\max} = 1366 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 1337 \text{ kg}$$

$$A = 7.2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \text{ } \phi \text{ 14/pm}$$

-Ferrailage du voile 3-6:

$$M_{\max} = 1246 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 1261 \text{ kg}$$

$$A = 6.58 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \text{ } \phi \text{ 14/pm}$$

-Ferrailage du voile 4-5:

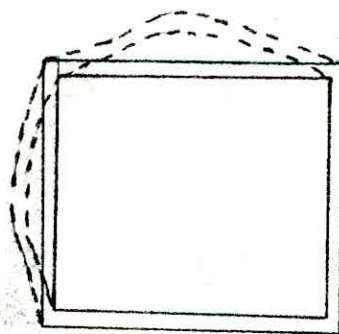
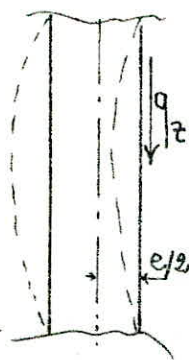
$$M_{\max} = 1212 \text{ kgm} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 1401 \text{ kg}$$

$$A = 5.3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \text{ } \phi \text{ 12/pm}$$

4°) Effets des efforts verticaux:

-La pression verticale q_z s'applique au nu intérieur de la cellule, par conséquent, théoriquement la paroi verticale est soumise à une flexion composée de compression:

$$N = q_z \quad \text{et} \quad M = Nf/2$$



-En fait, on tient rarement compte de M et on admet N centré. On doit remarquer, en effet, que la déformation qui résulterait d'un N excentré est gênée en fait par la forme fermée en plan de la cellule. En revanche il ne faut pas oublier qu'à côté de cette compression verticale du béton de la paroi, il intervient les tractions définies précédemment qui limitent les possibilités de compression verticale du béton.

-Nous armerons forfaitairement les parois dans le sens longitudinal par 0.15% (Reimbert) de la section d'un voile. En plus de ces armatures nous devons déterminer des armatures qui servent à suspendre les dalles aux voiles.

-Pour une section de 1.00 m x 0.20 m nous aurons une section d'acier

$$100 \times 20 \times 0.15\% = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \text{ } \phi \text{ 10/pm}$$

-Armatures de suspension:

-Nous utiliserons des ϕ 10 ; le nombre de ces barres sera donné par:

$$n = \frac{G}{2 \times A \times \sqrt{q}} \quad \text{où: } G = \text{poids total supporté par les dalles .}$$

$$G = 2 \times 32003 + 37408 = 101414 \text{ kg}$$

(voir descente de charges)

A = section d'une barre ϕ 10

$$A = 0.78 \text{ cm}^2$$

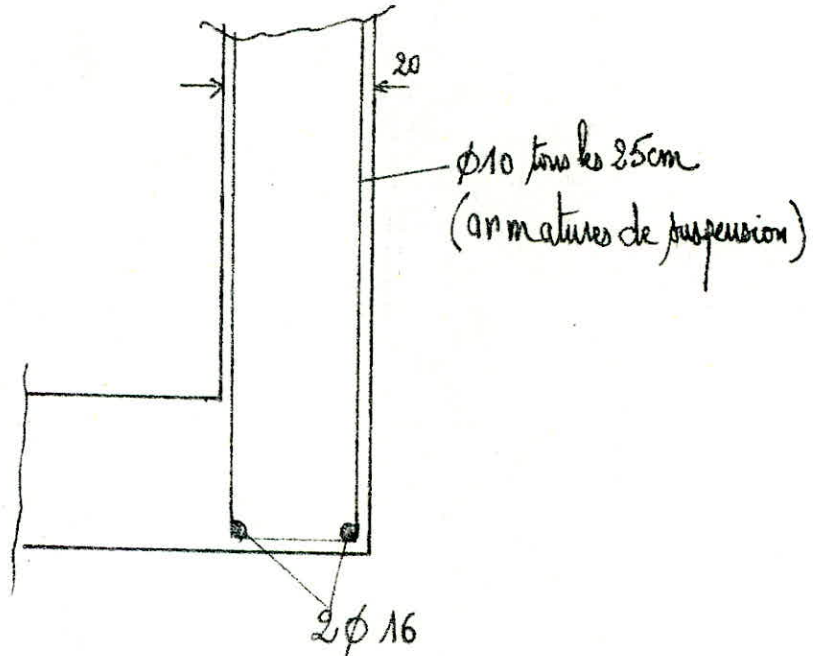
$$n = \frac{101414}{2 \times 0.78 \times 1470} = 45 \text{ barres.}$$

-Espacements:

périmètre total des cellules (sauf murs de refend)

$$(1.54 - 0.55) + 1.29 + (1.29 - 0.50) + 2.8 \times 3 = 11.47 \text{ m soit } 1147 \text{ cm}$$

$$1147 / 45 = 25 \text{ cm donc } 1 \phi 10 / \text{tous les } 25 \text{ cm}$$



LE CALCUL DE LA FONDATION

1°) Introduction:

-Le fond de l'ouvrage est appelé à recevoir des machines de traitement du blé, qui devraient être protégées de l'action de l'eau. Nous avons pensé à utiliser le dallage de fond et le calculer en radier, pour pouvoir résister aux efforts extérieurs (surtout sismiques). Nous aurons des parois moulées (que nous ne calculerons pas) qui serviront à protéger la fouille (blindage) durant l'exécution du fond de la structure et formeront après, un rideau plus ou moins étanche et augmentent la rigidité de la fondation. La contrainte du sol est: 5 kg/cm^2 .

2°) Calcul du radier:

-Charges de calcul:

$$N_{sp1} = G + I.2P = 4194 \text{ tonnes}$$

$$N_{sp2} = G + P + S_v = 4428 \text{ tonnes}$$

a) Surface nécessaire:

$$S_{nec} \geq \frac{N_{sp1}}{\sigma_s} = 4194000 / 50000 = 83.9 \text{ m}^2 < 144.84 \text{ m}^2 = A_{rad}$$

-Le radier aura exactement les dimensions en plan de l'ouvrage étudié.

b) Prédimensionnement du radier:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T(\max)}{bz} < 1.15 \bar{\sigma}_b \quad \text{d'où } z \geq T / (1.15 \bar{\sigma}_b b)$$

-Pression sous le radier:

$$p = \frac{N_{sp1}}{A_{rad}} = 29 \text{ t/m}^2$$

-Détermination de l'effort tranchant maximal:

$$T = P / (3l_y) = 4194 / (3 \times 14.2) = 98.5 \text{ tonnes/bande de 1 mètre au milieu de } l_x$$

$$z \geq T / (1.15 \bar{\sigma}_b b) = 98.5 / (1.15 \times 5.9 \times 100) = 145 \text{ cm} ; \text{ on a } h = \frac{8}{7} \times 145 = 165 \text{ cm}$$

-On prend une hauteur totale de 180 cm.

-Donc la condition pour ne pas utiliser de cadres au niveau de la fondation est remplie.

c) Vérification de la contrainte du sol:

-Poids du radiers: $1.80 \times 14.2 \times 10.2 \times 2500 = \underline{652 \text{ tonnes.}}$

-Sollicitation du 1^{er} genre:

$$N'_{sp_1} = N_{sp_1} + \text{poids du radier} = \underline{4846 \text{ tonnes.}}$$

-Contrainte du sol:

$$p' = 4846 / 144.84 = \underline{3.5 \text{ kg/cm}^2}$$

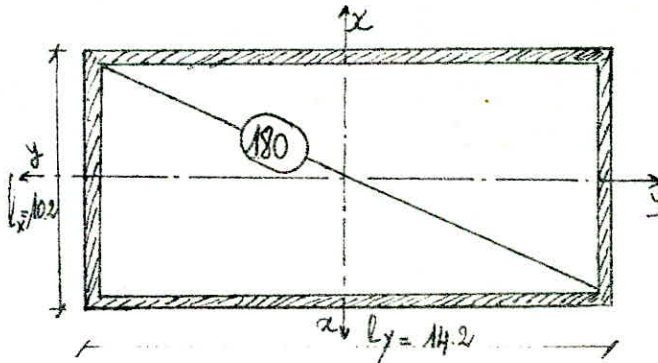
d) Vérification du poinçonnement sous mur:

-Sollicitation du 2^{ème} genre:

$$N'_{sp_2} = N_{sp_2} + \text{poids du radier} = \underline{5080 \text{ tonnes.}}$$

$$1.5 \frac{N'_{sp_2}}{p_c h_t} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b = 7.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_t = 180 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$



$$p_c = 2x(10.2 + 14.2) + 2x(9.6 + 13.6) = 95.2 \text{ m}$$

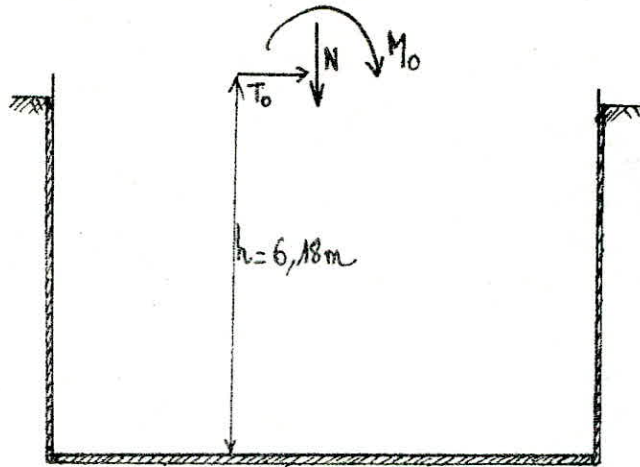
$$\frac{1.5 \times 4428 \times 10^3}{9520 \times 180} = 4.5 \text{ kg/cm}^2 < 7.08 \text{ kg/cm}^2$$

e) Stabilité du radier sous les sollicitations du 2^{ème} genre:

-La vérification de la stabilité du radier se fait en calculant les contraintes sous ce dernier, sous l'effet du moment de renversement M et de l'effort normal N'_{sp_2} .

-Le moment fléchissant au niveau du fond sera: $M = M_o + T_o H_o$

T_o est l'effort tranchant au niveau 0.18, ainsi que le moment M_o .



-Autour de X-X:

$$M = 15899 + 308 \times 6.18 = 17803 \text{ tm}$$

$$N'_{sp2} = 5080 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N'_{sp2}}{A} \pm \frac{M v}{I_{rad}}$$

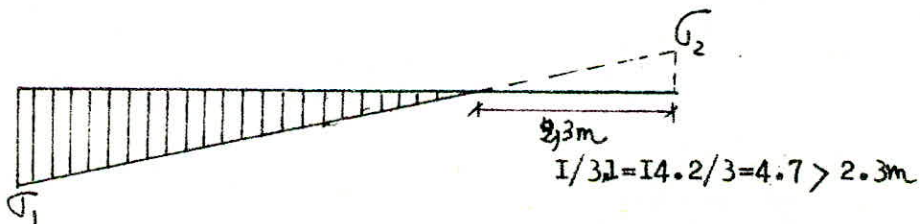
$$v = 7.1 \text{ m}$$

$$I_{rad} = 14.2^3 \times 10.2 / 12 = 2434 \text{ m}^4$$

$$A = 144.84 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = 5080 \times 10^3 / 144.84 + 17803 \times 7.1 / 2434 = 3.5 + 5.2 = 8.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3.5 - 5.2 = (-) 1.7 \text{ kg/cm}^2$$



-On remarque bien que la contrainte nulle se trouve en dehors des 2/3 du diagramme.

-On vérifie: $\sigma_1 = 8.7 < 1.33 \times 1.5 \times 5 = 10 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{(1/4)} = 3 \sigma_1 / 4 = 6.53 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \times 5 = 6.65 \text{ kg/cm}^2$$

-Autour de Y-Y:

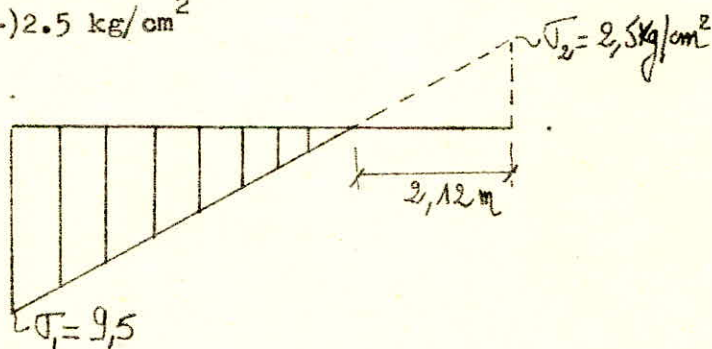
$$M = 13184 + 257 \times 6.18 = 14773 \text{ tm}$$

$$v = 5.1 \text{ m}$$

$$I_{rad} = 10.2^3 \times 14.2 / 12 = 1256 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{(1/2)} = \frac{N'_{sp2}}{A} \pm \frac{Mv}{I_{ra}} = 5080/144.84 \quad (+) \quad 14773/1256 \times 5.1 = 3.5 \pm 6.0 =$$

$$\sigma_{(1/2)} = \begin{cases} \sigma_1 = 9.5 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \times 1.5 \times \bar{\sigma}_s = 10 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = (-) 2.5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$



$$\frac{1}{3} l = \frac{10.2}{3} = 3.4 > 2.12 \text{ m}$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3 \times 9.5}{4} = 7.1 \text{ kg/cm}^2 > 1.33 \times \bar{\sigma}_s = 6.7 \text{ kg/cm}^2$$

-Nous pensons que la présence des parois moulées (ayant une épaisseur de 80 cm tout de même) peuvent jouer un rôle et atténuer un peu l'effet du séisme.

-f) Calcul de la charge de ferrailage du radier:

-Sollicitation du premier genre:

$$p' = \frac{N_{sp}}{A} = \frac{4194}{144.84} = 2.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sans poids du radier)}$$

et $\bar{\sigma}_q = 2800 \text{ kg/cm}^2$

-Sollicitation du 2^{ème} genre:

-Autour de X-X:

$$q_1 = \bar{\sigma}_1 - \frac{\text{Poids du radier}}{A} = 8.7 - \frac{652000}{144.82 \times 10^4} = 8.3 \text{ kg/cm}^2$$

-Autour de Y-Y:

$$q_2 = \bar{\sigma}_1 - \frac{\text{Poids du radier}}{A} = 9.5 - 0.45 = 9.05 \text{ kg/cm}^2$$

-Réaction maximale: $q_2 = 9.05 \text{ kg/cm}^2$ avec $\bar{\sigma}_q = 4200 \text{ kg/cm}^2$

-Cas le plus défavorable:

$$\frac{4200}{2800} = 1.5 \quad \text{et} \quad \frac{q_2}{p'} = \frac{9.05}{2.90} = 3.12$$

-Donc les sollicitations du second genre sont les plus défavorables.

g) Calcul des efforts dans le radier:

-Nous utiliserons l'échelle fonctionnelle du C.C.B.A, car le radier travaille dans les deux directions.

$\beta = l_x/l_y = 10.2/14.2 = 0.72$ alors $\mu_x = 0.0704$ et $\mu_y = 0.574$

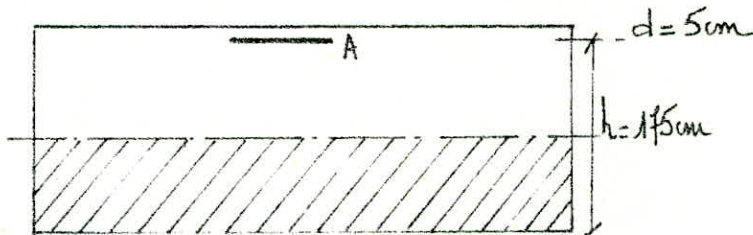
d'où:

$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0.0704 \times 90.5 \times 10.2^2 = 663 \text{ tm}$

$M_y = \mu_y M_x = 0.574 \times 663 = 381 \text{ tm}$

-Vue la grande difference de rigidité entre les murs de refend et le radier; ces derniers ne reçoivent aucune sollicitation .Le calcul du radier se fait pour un panneau de dalle articulé sur son pourtour.

h) Ferrailage du radier:



h=175 cm

suisant X-X: $M_x = 663 \text{ tm}$ et $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ (car barres de ϕ 20)

$\mu = nM / 100 x h^2 x \sigma_{en}; \mu = 0.0812$ et $k = 28.3$; $\xi = 0.8845$

$A = 107.08 \text{ cm}^2$ soit 9 H.A 40/pm ($A = 113.09 \text{ cm}^2$)

suisant Y-Y:

$M_y = 381 \text{ tm}$ et $h_y = 171 \text{ cm}$

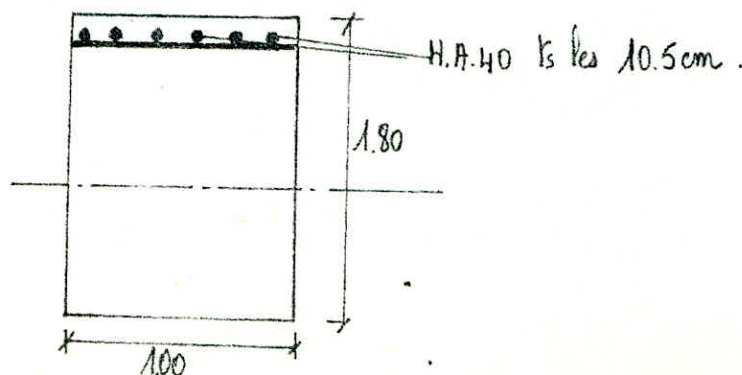
$\mu = 0.0488$ d'où $k = 38.8$; $\xi = 0.9071$

$A = 61.41 \text{ cm}^2$ soit 8 H.A 32 + 2 barres de recouvrement car

$l_y = 14.2 \text{ m} > 12 \text{ m}$ (barres de commerce)

-Contrainte du béton en flexion:

(2^{ème} genre) $1.25 \times 137 = 171 \text{ kg/cm}^2$ $4000/28.3 = 141 \text{ kg/cm}^2$



Annexe: technique du coffrage glissant

-A titre indicatif, nous donnerons ci-dessous quelques détails sur la technique du coffrage glissant extraits de l'ouvrage de Mr. Reimbert précédemment cité.

-Ce système de coffrage est constitué de manière générale de:

- système de banches servant au coffrage;
- système de levage;
- matériel annexe de service.

a) Le matériel de levage:

-Le levage est effectué à l'aide de vérins hydrauliques qui sont fixés sur les étriers (figures 1 & 2) en profilés métalliques servant au maintien à l'écartement nécessaire des banches. Chaque vérin prend appui sur une plaque de départ et s'élève le long d'une barre d'acier dur rectiligne, de section circulaire, de 25 mm de diamètre coulissant dans un fourreau qui permet la récupération de la barre après la fin du levage. Cette barre traverse le vérin et chaque opération de levage relève celui-ci de 2.5 cm à 5 cm.

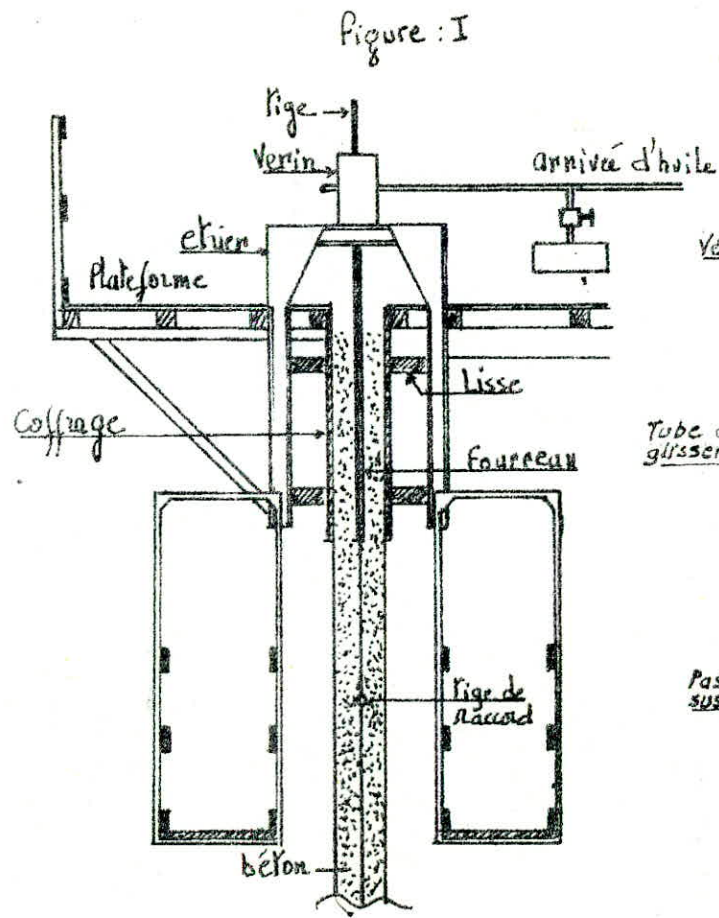
b) Matériel annexe de levage:

-Ce matériel comprend la plate-forme de travail (qui constitue une aire sur laquelle, on peut circuler), et les passerelles. La plate-forme est au niveau supérieur du coffrage, alors que les passerelles sont environ à 2 m au-dessous de la plate-forme. Elles montent avec le coffrage et au fur et à mesure que le béton est décoffré, on peut le surfacer éventuellement en circulant sur celles-ci.

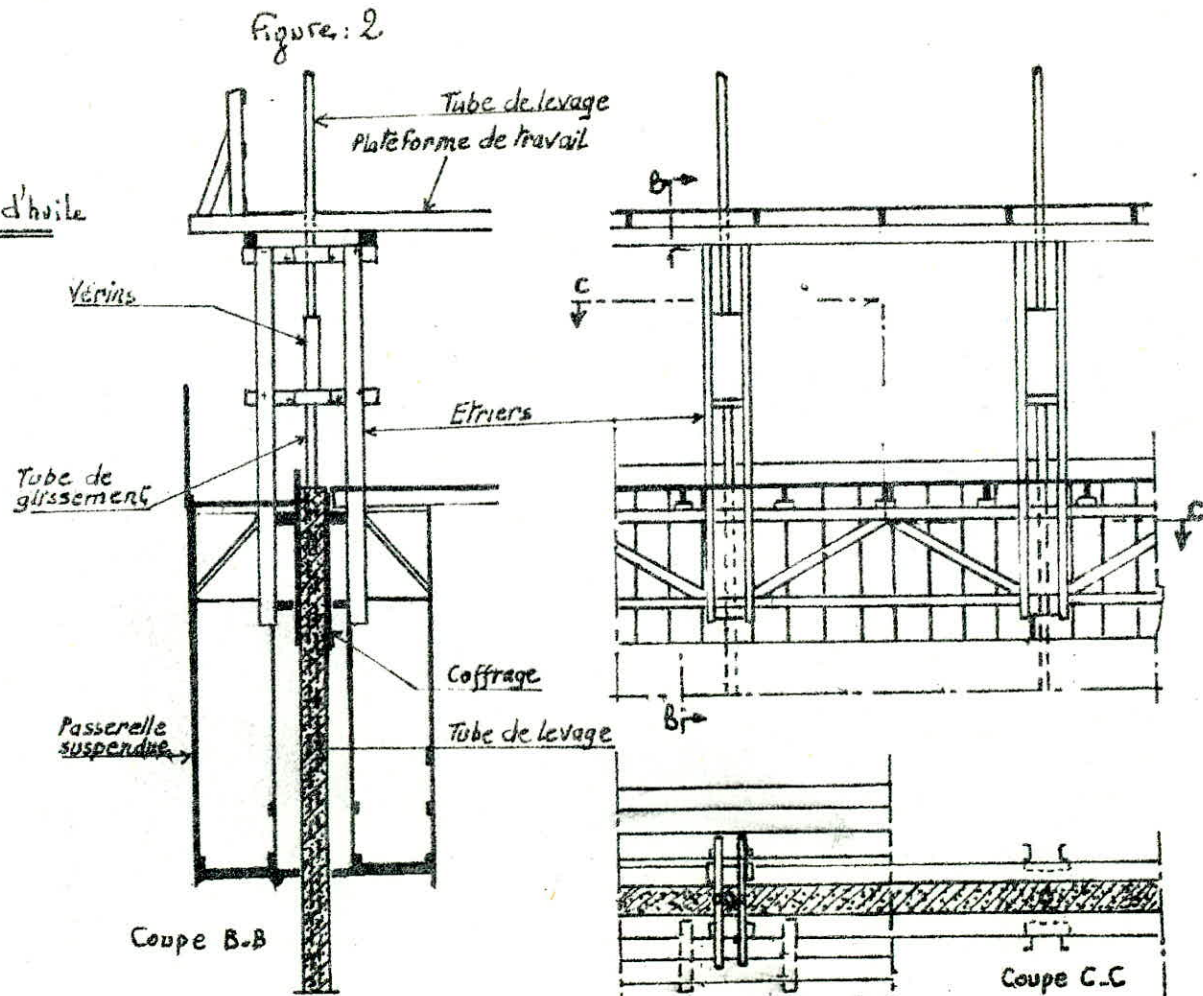
Depuis la plate-forme de travail, on met en place les armatures puis le béton. Dans la majorité des cas, le levage est d'environ 2.50 à 3 m par jour.

-Détails:

-La coulée ininterrompue du béton en couches de 10 à 15 cm est rendue possible par l'adoption de ces coffrages, et ainsi, la 1^{ère}



Systeme classique.



Systeme à double verins manœuvres à tour de rôle.

couche ne fait pas sa prise avant que la couche suivante ne soit déposée sur elle. Les parois construites en coffrages glissants constituent un véritable bloc monolithique. La cadence de levage est déterminée par le temps de prise du béton et sa résistance initiale dans les premières heures après sa mise en œuvre.

-En pratique, les avancements obtenus sont en moyenne de 20 cm/h et, d'une façon absolue, le béton peut faire sa prise en moins de 6 heures dans l'utilisation des coffrages glissants. Ceci s'explique par les conditions mêmes de la mise en œuvre et de la disposition des coffrages. Le béton, en faisant sa prise, dégage une chaleur qui, au lieu de se perdre comme dans les coffrages traditionnels, se transmet au béton frais. C'est ainsi qu'il a été remarqué que la température sur les parois intérieures était supérieure de 5 à 15° à celle constatée sur les parois extérieures.

-La qualité du béton est heureusement influencée par la manière dont le coffrage est tiré vers le haut. En effet, ce levage n'est pas continu chaque ascension est suivie d'une descente égale à la moitié de cette hauteur, ce qui équivaut à une légère vibration du béton. Les parois acquièrent, grâce à ces ascensions et descentes, un aspect lisse, et pour éviter les arrachements du béton lors des remontées du coffrage, il est considéré que le frottement du béton sur la paroi des coffrages est presque nul dans les conditions d'un coffrage exécuté correctement en évitant les angles, saillies, et en prenant soin de huiler les panneaux de coffrage. Seul, le poids propre du béton frais est un élément majeur pour éviter les inconvénients d'arrachement; il a été déterminé que l'épaisseur du mur ne saurait être inférieure à 14 cm .

-Le béton doit être pâteux, plutôt sec et sans excès d'eau. Il doit être riche en ciment pour être gras, mais sans excès pour ne pas entraîner de fissuration par retrait.

