

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *Genie Civil*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

المكتبة
المعهد الوطني للتكنولوجيا
المعهد الوطني للتكنولوجيا
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

ETUDE D'UNE TOUR
A USAGE D'HABITATION
R+10

Proposé par : *CTC*

Etudié par : *M. MEKHOUKH
M. FENNOUH*

Dirigé par : *B.
ZEGHLACHE*



PROMOTION : *JAN 84*

Resumé :

L'objet de ce projet est l'étude d'une TOUR à usage d'habitation dans une zone de moyenne sismicité type R + 10 voiles. Lors de cette étude nous avons établi le calcul relatif aux dimensionnements des différents éléments résistants à partir des efforts sismiques en se relevant aux règles parasismiques algériennes 1981 (RPA 81). L'établissement d'un calcul dynamique de la structure à partir du programme SAP IV ainsi que le calcul dynamique statique a été relisé dans l'étude de ce projet afin d'interpréter le comportement dynamique de la structure.

Abstracts

This project consists of the study of a tower building, of urban use in a medium seismic region.

The tower consists of a ground floor and upper floors, the building is designed as a bearing wall system.

The study contains the calculations related to different counter seismic Algerian parts from the point of view of the counter seismic specification 1981 (RPA 81 Type SAPIV) We did a computer program for the calculation of the Dynamic Structure, and the statical Dynamic this has been done for better understanding of the Dynamical behavior of the structure.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة برج ذي استعمال سكني في منطقة ذات جسمية وسطية للزلازل من نوع (R+10) محمولة على جدران. وأثناء هذه الدراسة أجرينا الحسابات المتعلقة بأبعاد مختلف أجزاء المقاومة انظر كما من المواصفات الجزائرية لسنة 1981 المتعلقة بتوقعات حدود الزلازل (RPA 81).

ان اجراء الحسابات الدينامية للبنية ابتداء من برنامج من نوع (SAP IV) بالإضافة إلى الحساب الدينامية السكونية للبنية قد تم انجازها بعرض الفهم الجيد للسلوك الدينامي للبنية.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية و الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



◀ ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER ▶

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL



PROJET DE FIN D'ÉTUDES

◀ Ingéniorat d'État ▶

CALCUL D'UN TOUR : R+10

à usage d'habitation

(Selon R.P.A. 81)

Proposé par : C.T.C

Dirigé par : B. ZEGHLACHE

Étudié par :

Mohamed FENNOUH

Mahfoud MEKHOUKH

Promotion : JANVIER 84

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail:

A La memoire de mon père

A ma mère

A mon frère

A mes sœurs

A mes amis(es).

Mohamed FENNOUH.

Fennouh

DEDICACES

- Je dedie ce modeste memoire à :
- A mon pere en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon egard.
 - A ma mere qui n'a jamais cessé de fournir ses encouragements pour ma formation
 - A mes freres
 - A mes soeurs, en particulier, Lyakout..
 - A mes cousins
 - A tous mes amis :

- * Methia M.
- * Zouia D.
- * BOUDI Y.
- * Djaber.
- * HaKim
- * DJAÏD A.
- * KHELLAF EL HADI

Mahfoud


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

Nous remercions MM: A.SENDJANI ET B. ZEGHLACHE pour leur précieuse collaboration, qu'ils trouvent ici l'expression de nos meilleurs sentiments.

Nous tenons également à remercier MM. B. BOUSHABA , A. BOUSSAIDI, S. SEGHOURE, O. BERRAMA, R. BELKHEIR M. KORDJANI, M. ZOUKH, M. LOURARI, ACHOUR et MERZAK, Mlle. AZZOUZ ainsi que tous les enseignants de l'ENPA, qui nous ont permis de surmonter bien les difficultés techniques et matérielles.

Que Mr. MITRARI trouve ici l'expression sincère de notre profonde gratitude.

II- INTRODUCTION

I) Présentation de l'ouvrage.....	01
2) Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	02
3) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	03
4) Déscente de charges.....	09

III- ETUDE AU SEISME

I) Généralités.....	25
2) Principe fondamental de calcul.....	26
3) Forces sismiques minimum (RPA 81).....	27
4) Distribution des forces	33

III- CALCUL AU VENT

I) Introduction.....	39
2) Détermination de l'effort de TRAINÉE	40
3) 2-1) Coefficient de TRAINÉE C_t	40
2-2) Coefficient de majoration dynamique.....	41
2-3) Coefficient de dimension	42
2-4) Pression du vent q	43
2-5) Largeur du maître couple dL.....	43
3) Applications	44

IV- ETUDE DU CONTREVENTEMENT

I) Introduction	53
2) Objet de l'étude.....	53
3) Hypothèse de calcul.....	53
4) INERTIE EQUIVALENTE	
4-1) Définition.....	53
4-2) Refend à une file d'ouverture.....	54
4-3) Refend à plusieurs files d'ouvertures	55
5) Calcul du centre de torsion.....	63
6) Calcul du centre de masse (inertie)	64
7) DISTRIBUTION DES EFFORTS D'ENSEMBLE Ds LES REFENDS..	66
7-1) Hypothèse de calcul.....	66
7-2) Calcul dans le cas général	67
8) Distribution des efforts tranchants.....	69
- Applications.....	71

V- CALCUL DES REFENDS

- I) Refends pleins.....
- 2) Refends à une file d'ouvertures (hypothèses)..... 85
- 3) Refends à plusieurs files d'ouvertures..... 88

VI- FERRAILLAGE DES VOILES

- I) Introduction 100
- 2) Principe de calcul (.R.P.A. 81.)..... 102
- 3) Ferrailage des voiles pleins..... 104
- 4) Ferrailage des voiles avec ouvertures 112
 - Ferrailage du voile peripherique..... 116
- 5) Ferrailage des linteaux..... 117

VII- CALCUL DES DEFORMATIONS 133

VIII- CALCUL DES ELEMENTS

- I) Calcul de l'acrotère.....L.... 136
- 2) Calcul des escaliers courants..... 140
- 3) Calcul des escaliers entrée (rez-de-chaussée)..... 156
- 4) Calcul des planchers..... 160
 - 4-1) Plancher rez-de-chaussée..... 160
 - 4-2) Plancher étage courant..... 173

IX- CALCUL DES FONDATIONS

- I) Généralités..... 192
- 2) Prédimensionnement des semelles filantes..... 194
- 3) Calcul du radier..... 197

A.N.N.E.X.E......

Etude dynamique

- I) Introduction..... 215
- 2) Méthode analytique (1^{er} et 2^{ème} mode)..... 217
- 3) Résultats PROGRAMME SAP IV et diagrammes des déformées 233

BIBLIOGRAPHIE......II..... 240

I

CHAPITRE A

INTRODUCTION

Présentation :

1) Le projet qui nous a été confié consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité. Il est constitué de 10 planchers courants, avec vide sanitaire, et d'un plancher terrasse inaccessible, contenant un local pour machines (en cas de réparation de l'ascenseur).

- Taux de travail du sol : = 1,5 bars .

2) Caracteristiques du batiment

- hauteur totale du batiment .. 33,85 m.

- hauteur d'étage 3,00 m.

- Dimensions en plan 17,15 X 25,20 m².

- Epaisseurs des dalles pleines

constituant les planchers RDC et etage courant ... 15 cm .

a) Escaliers

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escaliers située à l'intérieur et d'un ascenseur mécanique .

L'accès au R.D.C est assuré par un escalier de volée coulée sur place .

b) Coffrage

Le procédé de réalisation utilisé est le " coffrage tunnel " permettant de couler simultanément le voile et le plancher supérieur d'une même cellule au moyen de moules métalliques réglables

c) Planchers : Tous les planchers des etages courants du bâtiment sont en dalle pleine d'épaisseur 15 cm .

Pour le plancher haut du vide sanitaire, et vue l'impossibilité d'un coffrage tunnel pour ce dernier on adopte le procédé de

.../...

planchers à predalles prefabriquée jointives présentant des avantages constructifs.

Le plancher terrasse sera pourvu d'une isolation thermique hydrofuge et de formes de pente permettant l'évacuation des eaux fluviales.

d) OSSATURE

Le bâtiment sera contreventé dans les deux sens (horizontal et transversal) par des voiles en béton armé d'épaisseur 15 cm. Certains voiles présentent des ouvertures:

maçonnerie

- * murs extérieurs : Ils sont constitués de panneaux prefabriqués réalisés sur chantiers ou à l'usine. Ils seront montés après le décoffrage des voiles .
- * murs intérieurs : Voiles d'épaisseurs 15 cm et des cloisons en briques .
- * Revêtements
 - en plâtre pour les murs et les plafonds
 - en céramique pour les salles d'eau
 - en carrelage pour les planchers des pièces.

II- Caracteristiques mecaniques des matériaux

1- Béton :

Le beton armé entrant dans la construction du batiment sera conforme au règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en beton armé (CCBA 68), et à tous les reglement en vigueur applicable en Algerie .

il est dosé à 350 Kg/m³ de CPA 325

Grosseur maximale du granulat 25 .(mm).

Grosseur maximale des grains de sable 5 mm .

La composition de 1 m³ de béton à prendre en consideration sera:

* 800 l de gravillons Cg ≤ 25 mm (gravier roulé ou concassé il doit être dur et propre .

* 400 l de sable (il doit être propre, ne comportant ni terre ni matières organiques).

* 350 Kg de ciment CPA 325

* 175 l d'eau (eau pure, sans acide, ni alcalin).

La preparation du béton sera faite mecaniquement(centrale à beton).

Le chantier sera doté du materiel necessaire pour permettre le prelevement d'échantillons à des fins de controle .

NOTA : On doit avoir pour les éléments de faible épaisseur

$Cg \leq \frac{h_0}{3}$ pour un voile d'épaisseur h₀. Cg étant la grosseur du granulat .

1-1 Contrainte de compression admissible (CCBA 68 article 9.4)

a- Sollicitation du 1^{er} genre :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars .}$$

.../...

- * α = depend de la classe du ciment $\alpha = 1$ pour CPA 325.
 - * β = depend de l'efficacité du controle $\beta = 5/6$ pour controle atténué .
 - * γ = depend des épaisseurs des éléments hm et des dimensions des granulats Cg .
 - Si $hm \geq 4 Cg$ $\gamma = 1$
 - Si $hm < 4 Cg$ $\gamma = \frac{hm}{4 Cg}$.
 - * δ = depend de la repartition des contraintes dans la section
 - compression simple $\delta = 0,3$
 - flexion simple et flexion composée avec effort de traction $\delta = 0,6$
 - flexion composée avec effort de compression $\delta = 0,3(1 + \frac{e_0}{e_1})$) avec maximum de 0,6
 - * ξ = depend du mode de la sollicitation et de la forme de la section .
 - Compression simple , quelque soit la forme de la section $\xi = 1$.
 - flexion composée avec traction ou flexion simple pour la section rectangulaire $\xi = 1$.
 - pour les autres cas ξ est déterminé par la condition $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo}$
 - où σ'_m = contrainte moyenne dans le béton .
 - $\bar{\sigma}'_{bo}$ = contrainte admissible en compression simple.
- Generalement ξ est inférieur ou égal à 1 et supérieur à 0,5
- $$0,5 < \xi \leq 1 .$$

b) Sollicitation du 2nd genre :

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ sont déterminés précédemment .

1.2 : Contrainte de traction de référence (CCBA 68 article 9.5)

a- Sollicitation du 1^{er} genre :

$$\bar{\sigma}_b = f_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad f_b = \alpha \beta \gamma$$

θ est liée à la résistance nominale du béton par la formule :

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

b- Sollicitation du 2nd genre

Pour la sollicitation totale pondérée du second genre, la valeur précédente de θ est multipliée par 1,5.

$$\text{Soit encore} \quad \theta = 1,5 \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} .$$

On a donc :

- en compression simple :

$$1^{\text{er}} \text{ genre} : \bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 5/6 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ bars} .$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre} : \bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 67,5 = 101,25 \text{ bars} .$$

- en flexion simple (section rectangulaire)

$$1^{\text{er}} \text{ genre} \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 5/6 \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars} .$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre} \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 135 = 202,5 \text{ bars} .$$

Pour la contrainte de traction de référence :

$$1^{\text{er}} \text{ genre} \bar{\sigma}_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,00258 = 5,8 \text{ bars} .$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre} \bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ bars} .$$

2. Aciers

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

.../...

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

* Aciers doux (ronds lisses) : ils sont de nuance FeE24 ayant une limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

- Contraintes de traction admissibles

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_a \sigma_{en}$$

1^{er} genre $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

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

* Aciers à haute adhérence (H.A)

Ils sont de nuance FeE40 dont la limite d'élasticité nominale est :

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

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

Contraintes admissibles

- pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} - 1^{\text{er}} \text{ genre: } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ - 2^{\text{end}} \text{ genre: } \bar{\sigma}_a = 1,5 \times \frac{2}{3} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

- pour $\phi > 20 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} - 1^{\text{er}} \text{ genre: } \bar{\sigma}_a = \frac{3}{2} \sigma_{en} = 2666,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ - 2^{\text{end}} \text{ genre: } \bar{\sigma}_a = \frac{3}{2} \times 1,5 \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

* Treillis soudés : Les treillis soudés sont utilisés comme armatures des dalles et des voiles .

.../...

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

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

Contrainte de traction admissible

pour $\phi \leq 6 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2 \times 5300}{3} = 3533 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2^{\text{nd}} \text{ genre } \bar{\sigma}_a = 1,5 \times \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1,5 \times 3533 = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

pour $\phi > 6 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ genre } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2 \times 4500}{3} = 3000 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2^{\text{nd}} \text{ genre } \bar{\sigma}_a = 1,5 \times \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1,5 \times 3000 = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$

3- Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration (CCBA 68 art 4.9).

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

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \zeta \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi(1 + 10 \tilde{\omega}_f)} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \zeta \cdot \frac{\sigma_b}{\phi}}$$

σ_1 = contrainte de fissuration systematique (bars)

σ_2 = contrainte de fissuration non systematique(ou accidentelle) (bars) .

k = Coefficient dependant des consequences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage : - k= 1,5.10⁶ fissuration peu nuisible.

- k= 1,0.10⁶ " prejudiciable

- k= 0,5.10⁶ " très prejudiciable .

.../...

ζ = Coefficient de fissuration : $\zeta = 1$ pour ronds lisses

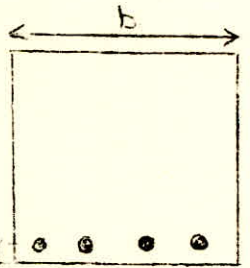
$\zeta = 1,6$ pour H.A .

ϕ = diametre de la plus grosse barre tendue (mm) .

$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de traction du béton .

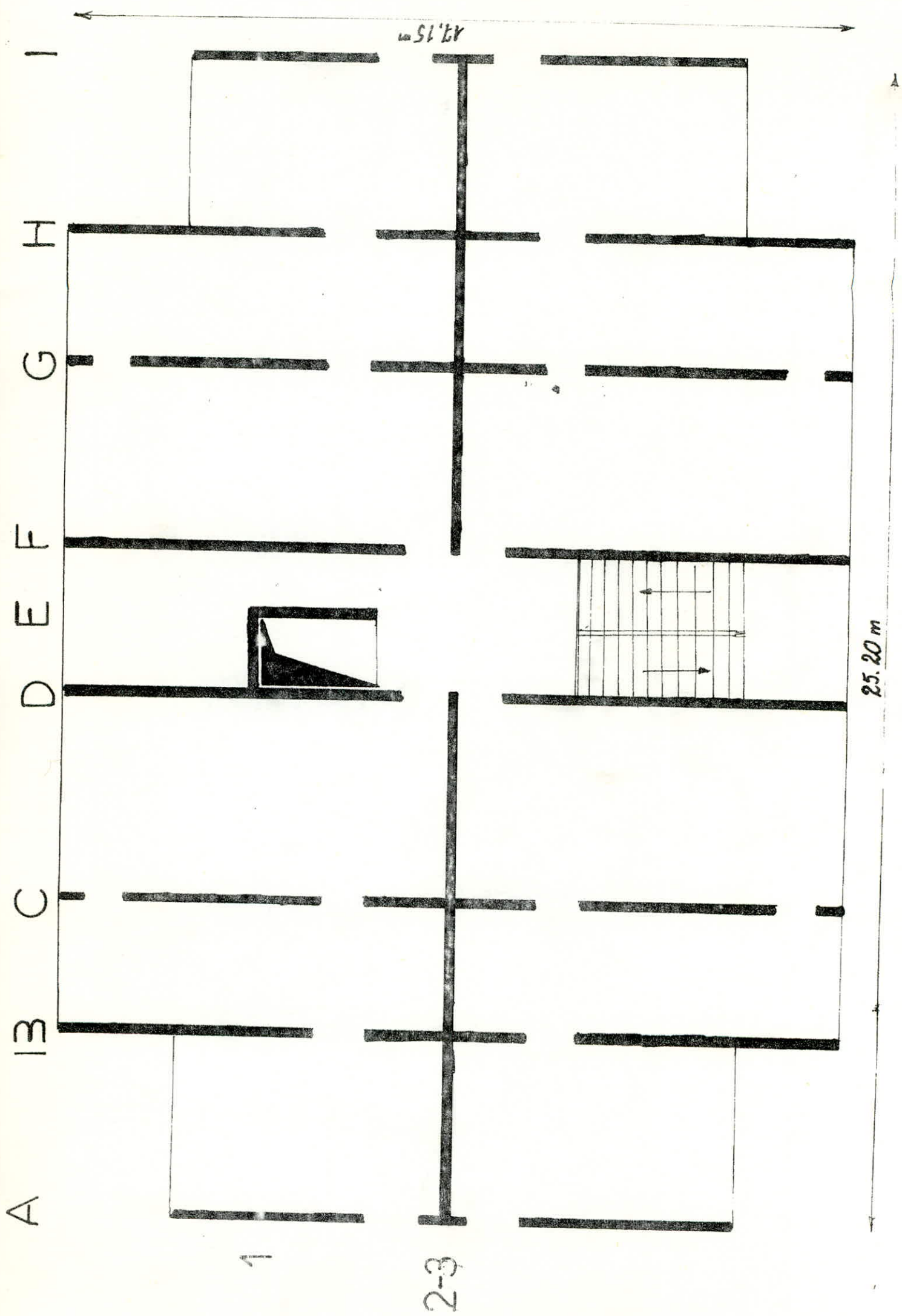
$\bar{\omega}_f$ = pourcentage de fissuration = $\frac{A}{B_f}$

avec $\left\{ \begin{array}{l} - A = \text{Section totale des barres tendues} \\ - B_f = 2 \cdot d \cdot b \end{array} \right.$



La contrainte utilisée est :

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

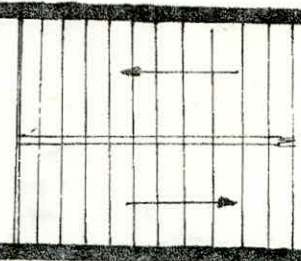


17.15 m

25.20 m

1

2-3



Descente des charges .

I) Introduction

L'Operation " Descente des charges " consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction(voile) les charges qu'il reprend au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

Pour chaque élément porteur, on aura à considérer :

- Son poids propre
- La part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers(elle est obtenue par un decoupage à partir des lignes de rupture du béton à 45° , on évaluera par la suite les aires revenant à chaque refend)
- La part de cloison reportée sur lui
- Le poids des façades s'il s'agit d'un refend extérieur
- Les éléments spéciaux escaliers, games de fumée...ect .

Notre bâtiment étant à usage d'habitation, il y aura de procéder à une dégression des surcharges(la loi de dégression tient compte du fait qu'il est exceptionnel que la totalité des surcharge soit appliquée simultanément sur tous les étages du bâtiment).

II) Charges et surcharges

a) Plancher Terrasse

*) Charges Permanentes

- Protection(gravillon 4cm)--- $0,04 \times 1800 = 72 \text{Kg/m}^2$
- Etanchéité multicouche ----- 10Kg/m^2
- Chape en béton 3cm ----- $0,03 \times 2000 = 60 \text{Kg/m}^2$
- Isolation thermique(liege)----- 10Kg/m^2
- béton de pente 5% ----- $0,05 \times 2000 = 100 \text{Kg/m}^2$
- Dalle pleine 15 cm ----- $0,15 \times 2500 = 375 \text{Kg/m}^2$
- Enduits en plâtre(1,5cm)----- $0,015 \times 1400 = 21 \text{Kg/m}^2$

$$G_{\text{pl}} = 648 \text{Kg/m}^2$$

.../...

b) Plancher étage courant* charges permanentes

- carrelage (2cm)	-----22Kg/m ² /cmX2	-----	=44Kg/m ²
- mortier de pose(2cm)	2000 X 0,02	-----	=40Kg/m ²
- Sable (3cm)	-----1700 X 0,03	-----	=51Kg/m ²
- Isolation thermique	-----	-----	=10Kg/m ²
- Dalle pleine (15cm)	--- 2500 X 0,15	----	=375Kg/m ²
- Enduits de plâtre(1,5cm)	1400 X 0,015	---	= 21Kg/m ²
- Cloisons	-----	-----	= 75Kg/m ²

$$G_{EC} = 616\text{Kg/m}^2$$

c) Escaliers

$$C_1: \text{Volée} : \quad G = 0,777\text{t/m}^2$$

$$S = 0,25\text{t/m}^2$$

$$C_2: \text{palier} \quad G = 0,407\text{t/m}^2$$

$$S = 0,25\text{t/m}^2$$

D) Surcharges d'exploitation

- Terrasse inaccessible	-----	100Kg/m ²
- Plancher courant	-----	175Kg/m ²
- Local machine(pour l'ascenseur)	-----	1000Kg/m ²
- Escalier, paliers	-----	250Kg/m ²
- Loggia	-----	350Kg/m ²
- Acrotère : force horizontale de	-----	100Kg/m ²

III) Determination du poids des refends par hauteur d'étageVoiles A :Voiles longitudinaux

$$\text{Voile A} : 0,15 \times 2,5(12,79 \times 300 - 2 \times 1,55 \times 1,20) = 12,994 \text{ t} .$$

$$\text{Voile B} : 0,15 \times 2,5(17,15 \times 3,00 - 2,00 \times 1,14) = 18,439 \text{ t} .$$

.../...

Voile C : $0,15 \times 2,5(17,15 \times 3,00 - 2, \times 0,80 \times 2 - 2 \times 1,00 \times 2) = 16,594 \text{ t}$

Voile D : $0,15 \times 2,5(17,15 \times 3,00 - 2 \times 2 \times 1,00) = 17,794 \text{ t}$

Voile E : (Refend plein)

$$3 \times 2,5 \times 0,15 \times 2,90 = 3,262 \text{ t .}$$

Voile F = $0,15 \times 2,5(17,15 \times 3,00 - 2 \times 2 \times 1,00) = 17,794 \text{ t .}$

Voile G = $0,15 \times 2,5(17,15 \times 3,00 - 2 \times 0,80 - 2 \times 1,00 \times 2) = 16,594 \text{ t .}$

Voile H = $0,15 \times 2,5(17,15 \times 3,00 - 2,00 \times 1,14) = 18,439 \text{ t .}$

Voile I = $0,15 \times 2,5(12,79 \times 3,00 - 2,1,55 \times 1,20) = 12,994 \text{ t .}$

Voiles transversaux :

Voile 1 : (Refend plein)

$$2,5 \times 1,6 \times 0,15 \times 3 = 1,8 \text{ t}$$

Voile 2 : $2,5 \times 3 \times 0,15 \times 10,65 = 11,981 \text{ t .}$

Voile 3 : $2,5 \times 3 \times 0,15 \times 10,65 = 11,981$

II Surfaces des planchers revenant à chaque voile et par hauteur d'étage .

a) Voiles longitudinaux (au niveau de la terrasse)

Voiles	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	21,138	42,46	50,97	60,08	1,760	58,32	50,97	42,46	21,138

a₂ Voiles longitudinaux (au niveau de la terrasse)

Voiles	1	2	3
surfaces (m ²)	/	18,855	18,855

b₁ Voiles transversaux (au niveau des planches courants)

Voiles	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	21,138	42,46	50,97	33,922	1,812	38,255	50,97	42,46	21,138

au niveau de la dalle sur salle de machine :

poids de la dalle (au dessus de l'ascenseur).

$$2,60 \times 1,25 \times 0,15 \times 2,5 = 1,218 \text{ t}$$

* Repartition des efforts sur les voiles 1, D et E dû à la dalle.

-*- Surface revenant au voile 1 :

$$\frac{1,60 \times 0,8}{2} = 0,64 \text{ m}^2$$

-*- Surface revenant au voile D

$$\frac{260 \times 1,60}{2} - \frac{0,64}{2} = 1,76 \text{ cm}^2$$

-*- Surface revenant au voile E

$$1,76 \text{ cm}^2$$

* Poids du voile 1 au dessus de la terrasse + poids qui lui revient

$$1,60 \times 0,15 \times 2,5 \times 2,6 + 0,64 \times 0,15 \times 2,5 = 1,8 \text{ t} .$$

* Poids du voile D au dessus de la terrasse + poids qui lui revient

$$2,6 \times 0,15 \times 2,5 \times 2,6 + 1,76 \times 0,15 \times 2,5 = 3,195 \text{ t} .$$

* Poids du voile E au dessus de la terrasse + poids qui lui revient

$$2,6 \times 0,15 \times 2,5 \times 2,6 + 1,76 \times 0,15 \times 2,5 = 3,195 \text{ t} .$$

Surfaces des loggia revenant à chaque voile .

voiles	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	0	3,24	7,92	4,68	0	4,68	7,92	3,24	0

Surface d'exploitation (étage courant) revenant à chaque voile

voile	A	B	C	D	E	F	G	H	I
surfaces (m ²)	21,138	39,22	43,12	29,242	1,812	33,575	43,12	39,22	21,138

Poids des panneaux prefabriqués revenant à chaque voile .

voiles	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Poids	5,85	5,92	6	8,1	0	8,1	6	5,92	5,85

Voile A (niveau terrasse)

- Charges permanentes

* Plancher ----- 0,648 x 21,138 ----- = 13,697 t

* Acrotère ----- 0,4375 x 2,79 ----- = 5,595 t

- Surcharge

0,1 x 21,138

G = 19,292 t

F = 2,114

10^e étage

- Charges permanentes

* Poids propre du voile ----- = 12,994 t

* Plancher ----- 0,616 x 21,138 ----- = 13,02 t.

* ----- = 1,87 t.

* Panneau prefabriqué ----- = 5,85 t.

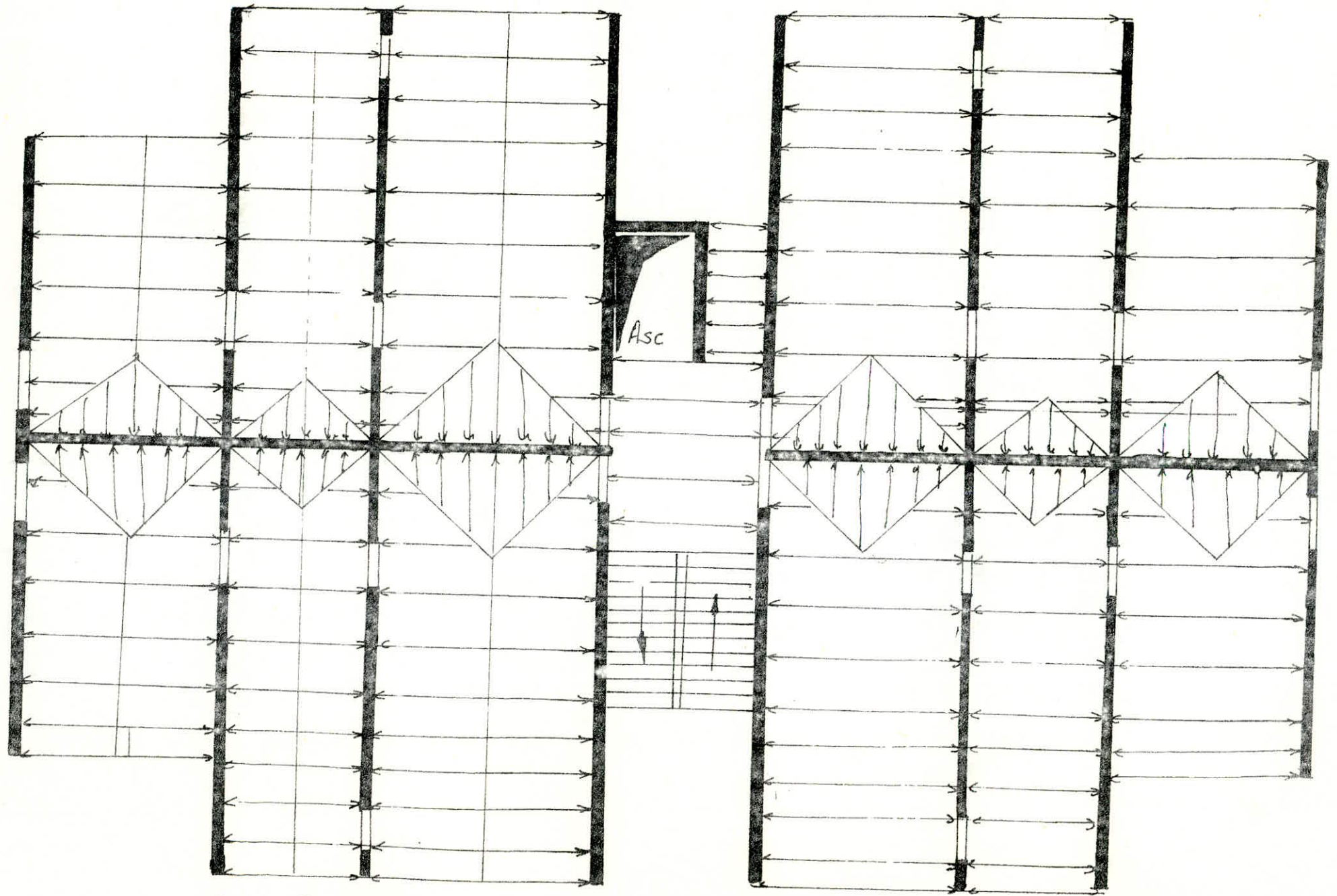
- Surcharges

21,138 x 0,175

G = 31,864 t

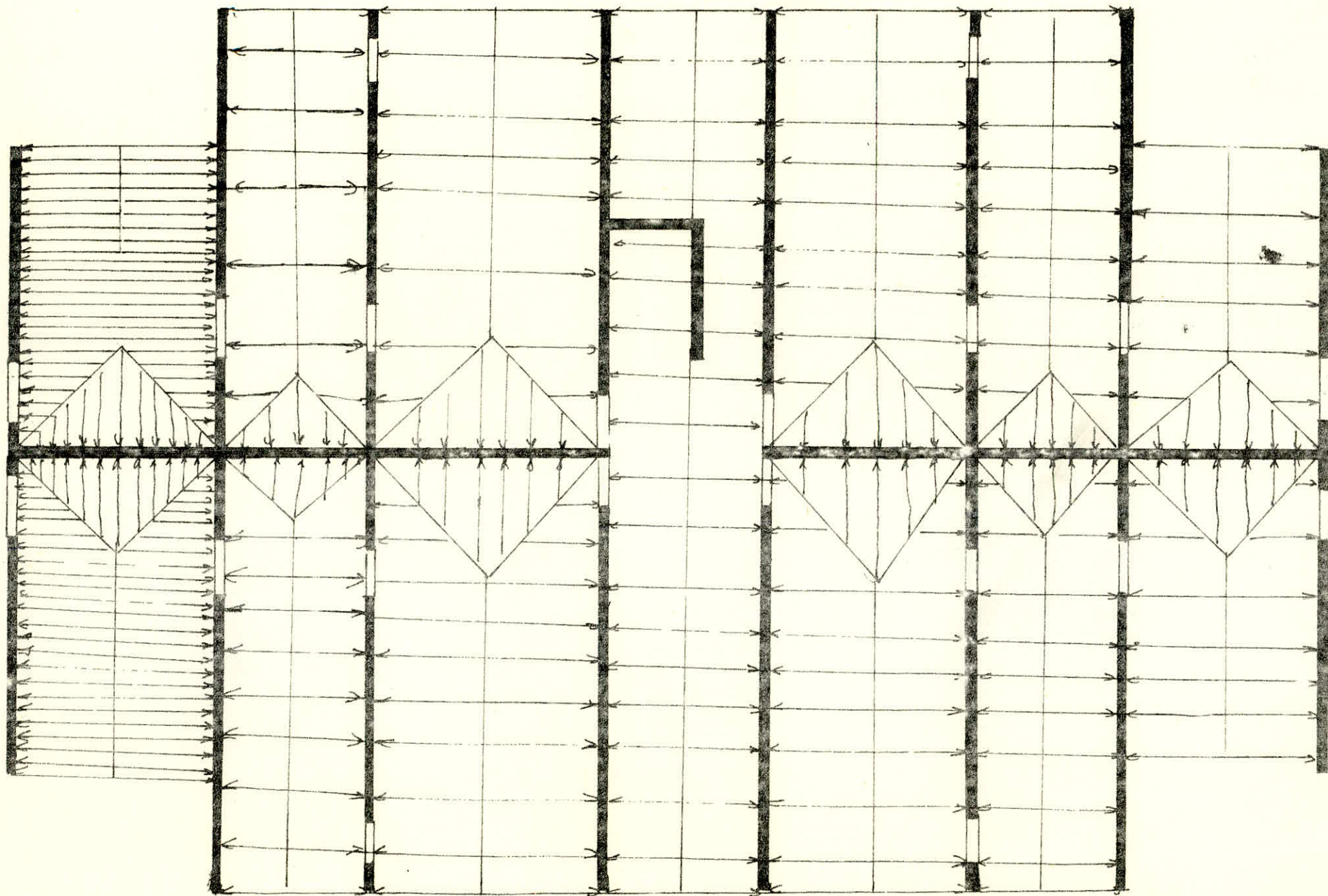
F = 3,7 t

procher étage courant



Plancher étage courant ~

Au niveau de la terrasse



9^e étage :

- Charge permanente G = 31,864 t
- Surcharge P = 3,7 x 0,9 F = 3,33 t .

8^e étage :

- Charge permanente G = 31,864 t
- Surcharge 0,8 x 3,7 = F = 2,96 t .

7^e étage :

- Charge permanente G = 31,864 t
- Surcharge 0,7 x 3,7 F = 2,59 t .

6^e étage :

Charge permanente G = 31,864 t
- Surcharge 0,6 x 3,7 F = 2,22 t .

5^e étage :

Charge permanente G = 31,864 t
Surcharge 0,5 x 3,7 F = 1,85 t .

4^e étage :

Charge permanente G = 31,864 t
Surcharge F = 1,85 t .

3^e étage :

Charge permanente G = 31,864 t
Surcharge F = 1,85 t .

2^e étage :

Charge permanente G = 31,864 t
Surcharge F = 1,85 t .

1^e étage :

Charge permanente G = 31,864 t
Surcharge F = 1,85 t .

R.DC : Charge permanente G = 31,864 t
Surcharge F = 1,85 t .

Vide au dessous RDC G = 6,867 t .
P = 0 .

.../...

Charges et surcharges revenant à chaque voile sur toute la hauteur du bâtiment .

Voile A			Voile B		
Niveau	Charge (t)	Surchar. (t)	Niveau	charge	surcharge.
terrasse	19,292	2,114	terrasse	27,514	4,246
10 ^{em}	31,864	3,7	10 ^{em}	50,443	7,997
9 ^{em}	31,864	3,33	9 ^{em}	50,443	7,2
8 ^{em}	31,864	2,96	8 ^{em}	50,443	6,397
7 ^{em}	31,864	2,59	7 ^{em}	50,443	5,597
6 ^{em}	31,864	2,22	6 ^{em}	50,443	4,798
5 ^{em}	31,864	1,85	5 ^{em}	50,443	3,998
4 ^{em}	31,864	1,85	4 ^{em}	50,443	3,998
3 ^{em}	31,864	1,85	3 ^{em}	50,443	3,998
2 ^{em}	31,864	1,85	2 ^{em}	50,443	3,998
1 ^{er}	31,864	1,85	1 ^{er}	50,443	3,998
R.D.C.	31,864	1,85	R.D.C.	50,443	3,998
Vide	6,967	0	Vide	7,228	0
Total	376,663	28,014 ^(t)	Total	589,675	60,223

.../...

Voile C		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	33,009	5,094
10 ^e	54,325	10,318
9 ^e	54,325	9,286
8 ^e	54,325	8,253
7 ^e	54,325	7,22
6 ^e	54,325	6,190
5 ^e	54,325	5,159
4 ^e	54,325	5,159
3 ^e	54,325	5,159
2 ^e	54,325	5,159
1 ^{er}	54,325	5,159
R D C	54,325	5,159
Vide	7,288	0
Total	637,872	77,317

Voile D		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	42,126	7,76
10 ^e	46,789	6,755
9 ^e	46,789	6,079
8 ^e	46,789	5,404
7 ^e	46,789	4,728
6 ^e	46,789	4,053
5 ^e	46,789	3,377
4 ^e	46,789	3,377
3 ^e	46,789	3,377
2 ^e	46,789	3,377
1 ^{er}	46,789	3,377
R D C	46,789	3,377
Vide	7,288	0
Total	564,093	55,041

.../...

Voile E		
Niveau	Charge (t)	Surcharge (t)
Terrasse	4,335	1,257
10 ^e	4,378	0,317
9 ^e	4,378	0,285
8 ^e	4,378	0,253
7 ^e	4,378	0,221
6 ^e	4,378	0,190
5 ^e	4,378	0,158
4 ^e	4,378	0,158
3 ^e	4,378	0,158
2 ^e	4,378	0,158
1 ^{er}	4,378	0,158
R.D.C	4,378	0,158
Cave	1,238	0
Total	53,725	3,471

Voile F		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	37,791	5,838
10 ^e	49,469	7,513
9 ^e	49,469	6,761
8 ^e	49,469	6,01
7 ^e	49,469	5,259
6 ^e	49,469	4,507
5 ^e	49,469	3,756
4 ^e	49,469	3,756
3 ^e	49,469	3,756
2 ^e	49,469	3,756
1 ^{er}	49,469	3,756
R.D.C	49,469	3,756
Cave	7,288	0
Total	589,238	58,418

.../...

Voile G		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	33,009	5,094
10 ^e	54,325	10,318
9 ^e	54,325	9,286
8 ^e	54,325	8,253
7 ^e	54,325	7,22
6 ^e	54,325	6,190
5 ^e	54,325	5,159
4 ^e	54,325	5,159
3 ^e	54,325	5,159
2 ^e	54,325	5,159
1 ^{er}	54,325	5,159
R.D.C	54,325	5,159
Care	7,288	0
Total	637,872	77,317

Voile H		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	27,514	4,246
10 ^e	50,443	7,997
9 ^e	50,443	7,2
8 ^e	50,443	6,397
7 ^e	50,443	5,597
6 ^e	50,443	4,798
5 ^e	50,443	3,998
4 ^e	50,443	3,998
3 ^e	50,443	3,998
2 ^e	50,443	3,998
1 ^{er}	50,443	3,998
R;D.C	50,443	3,998
Care	7,288	/
Total	589,675	60,223

.../...

Voile I		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	19,292	2,114
10 ^e	31,864	3,7
9 ^e	31,864	3,33
8 ^e	31,864	2,96
7 ^e	31,864	2,59
6 ^e	31,864	2,22
5 ^e	31,864	1,85
4 ^e	31,864	1,85
3 ^e	31,864	1,85
2 ^e	31,864	1,85
1 ^{er}	31,864	1,85
R.D.C	31,864	1,85
Cave	6,867	/
Total	376,663	28,014

Voile 1		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	0,414	0,64
10 ^e	1,8	0
9 ^e	1,8	0
8 ^e	1,8	0
7 ^e	1,8	0
6 ^e	1,8	0
5 ^e	1,8	0
4 ^e	1,8	0
3 ^e	1,8	0
2 ^e	1,8	0
1 ^{er}	1,8	0
R.D.C	1,8	0
Cave	0,51	0
Total	20,724	0,64

.../...

Voile 2		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	12,218	1,885
10 ^e	23,595	3,3
9 ^e	23,595	2,969
8 ^e	23,595	2,64
7 ^e	23,595	2,31
6 ^e	23,595	1,98
5 ^e	23,595	1,65
4 ^e	23,595	1,65
3 ^e	23,595	1,65
2 ^e	23,595	1,65
1 ^{er}	23,595	1,65
R.D.C	23,595	1,65
Cave	4,526	0
Total	276,289	24,984

Voile 3		
Niveau	Charge	Surcharge
Terrasse	12,218	1,885
10 ^e	23,595	3,3
9 ^e	23,595	2,969
8 ^e	23,595	2,64
7 ^e	23,595	2,31
6 ^e	23,595	1,98
5 ^e	23,595	1,65
4 ^e	23,595	1,65
4 ^e	23,595	1,65
3 ^e	23,595	1,65
1 ^{er}	23,595	1,65
R.D.C	23,595	1,65
Cave	4,526	0
Total	276,289	24,984

.../...

Voiles longitudinaux

	P avec degression			P sans degression		
	1	2	3	1	2	3
T	0,64	1,885	1,885	0,64	1,885	1,885
10 ^e	/	3,3	3,3	/	3,3	3,3
9 ^e	/	2,969	2,969	/	3,3	3,3
8 ^e	/	2,64	2,64	/	3,3	3,3
7 ^e	/	2,31	2,31	/	3,3	3,3
6 ^e	/	1,98	1,98	/	3,3	3,3
5 ^e	/	1,65	1,65	/	3,3	3,3
4 ^e	/	1,65	1,65	/	3,3	3,3
3 ^e	/	1,65	1,65	/	3,3	3,3
2 ^e	/	1,65	1,65	/	3,3	3,3
1 ^{er}	/	1,65	1,65	/	3,3	3,3
RDC	/	1,65	1,65	/	3,3	3,3

.../...

Voiles longitudinaux sous G + 1,2 P

Niveau		Voiles		
		1	2	3
Terrasse	G	0,414	12,218	12,218
	1,2 P	0,768	2,262	2,262
10 ^e	G	1,8	23,595	23,595
	1,2 P	0	3,96	3,96
9 ^e	G	1,8	23,595	23,595
	1,2 P	0	3,563	3,563
8 ^e	G	1,8	23,595	23,595
	1,2 P	0	3,168	3,168
7 ^e	G	1,8	23,595	23,595
	1,2 P	0	2,772	2,772
6 ^e	G	1,8	23,595	23,595
	1,2 P	0	2,376	2,376
5 ^e ... RDC	G	1,8	23,595	23,595
	1,2 P	0	1,98	1,98
Vides	G	0,51	4,526	4,526
	1,2 P	0	0	0
		21,492	306,27	306,27

Voiles	Poids
A	410,279
B	661,942
C	770,652
D	630,049
E	059,89
F	659,339
G	770,652
H	661,942
I	410,279
1	021,492
2	306,27
3	306,27
	5669,052

* Poids propre du batiment

$$G = 4988,778 \text{ t .}$$

* Surcharge du batiment

$$P = 544,219$$

$$1,2 P = 680,274$$

.../...

Charges permanentes et surcharge revenant à chaque niveau
G + 1,2 P

Niveau	Poids(t)	1,2 P	G + 1,2P/5	G+ ^P /5=W _K
Terrasse	268,732	8,433	319,335	277,165
10 ^e	422,89	13,042	501,145	435,932
9 ^e	442,89	13,042	493,319	"
8 ^e	422,89	13,042	485,594	"
7 ^e	422,89	13,042	477,668	"
6 ^e	422,89	13,042	469,843	"
5 ^e	422,89	13,042	462,017	"
4 ^e	422,89	13,042	462,017	"
3 ^e	422,89	13,042	462,017	"
2 ^e	422,89	13,042	462,017	"
1 ^{er}	422,89	13,042	462,017	"

Etude Au Seisme

1- Generalités :

Les tremblements de terre ont constitué depuis toujours une des plus graves menaces pour l'homme et pour les réalisations de la civilisation.

Un seisme se manifeste par une suite de secousses terrestres desordonnées suivant des directions quelconques et pouvant atteindre des accélérations de l'ordre de la pesanteur, soit 9.81 m s^{-2} .

Une grande partie de l'Algérie peut-être soumise à d'importantes secousses sismiques. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dégâts dans les constructions.

Aussi est-il donc nécessaire de concevoir et d'exécuter des constructions qui permettent de fournir un degré de protection acceptable afin d'éviter des pertes en vie humaines et en biens matériels .

Le (RPA 81) [Règles parasismiques Algériennes] est un règlement applicable à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière .

Le présent règlement concerne différents types de contreventements dont les murs sont en Béton Armé. Les contreventements seront plans et disposés autant que possible symétriquement par rapport au centre des masses de la construction .

Ainsi que des recommandations de conception générale des bâtiments sont à prendre en considérations à savoir :

- a - Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et
- b - Surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- b - Eviter les grandes ouvertures

.../...

- c - Eviter les ensembles mal équilibrés
- d - Eviter des éléments de constructions mal liés à l'ossature.
- e - Etablir des fondations soigneusement chaînées et enterrées dans le sol afin qu'elles s'opposent aux soulèvements dûs au Seisme

Pour la superstructure, il faut

- abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- réaliser des noeuds rigides ainsi qu'une bonne disposition d'armatures .
- Prevoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature.
- assurer l'indeformabilité de l'ensemble par des contreventements de tous les sens plus particulièrement .

Dans la zone II et III le système de contreventement des bâtiments doit être de même nature dans les deux directions, et la distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présentera pas de variations brusques. c.a.d sont à déconseiller les changements de système de contreventement d'un niveau à un autre .

2. Principe fondamental de calcul

Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer

- Soit par un calcul dynamique direct. Pour cela, il faudrait disposer de l'enregistrement de l'Accelerogramme, donc de graphes donnant directement l'accélération du sol en fonction du temps pour un seisme antérieur connu (exp Accelerogramme d'EL CENTRO 1940 U S A) .
- Soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes
.../...

sollicitations à ceux de l'action sismique .

Nous appliquerons pour nos calculs presents, le deuxième procédé. c.a.d , les forces réelles dynamiques qui se developpent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considerés équivalents aux effets de l'action sismique .

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considerées appliquées successivement dans deux directions orthogonales caracteristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure .

Ils faut souligner toutefois que les forces sismiques équivalentes données par la methode statique sont inferieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du seisme extrême

C'est pourquoi, l'utilisation de cette methode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol .

3) Forces sismique minimum (RPA 81 art 3.3.1)

- Formule de base :

Tout batiment sera conçu et construit pour resister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la directions de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule :

$$V = ADBQW .$$

$$V = ABDQW$$

Ou V = force latérale totale ou effort tranchant à la base .

A = Coefficient de l'accélération dans la zone donnée

- groupe d'usage 2
 - zone sismique II
- ==> A = 0,15 .

B = facteur de comportement de la structure

- structure du contreventement voiles porteurs B = $\frac{1}{3}$.

D = facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = f (T) .$$

nous devons déterminer la période T ; et vu les caractéristiques mécaniques du sol (sol meuble), la courbe (RPA 91 page 17) nous donne la valeur de ce facteur dans les 2 sens .

Q = facteur de qualité qui peut être déterminé d'après la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ avec } P_q = \text{penalité qui dépend de l'observa-}$$

tion ou non du critère de qualité q .

Pour notre bâtiment, nous prenons Q = 1,3 .

W = Charge permanente + $\frac{1}{5}$ des surcharges .

$$W = G + \frac{P}{5} = 4988,778 + \frac{1}{5} \times 544,219$$

$$W = 5097,62 .$$

Détermination de la période T

notre bâtiment présente une plus grande flexibilité dans le sens longitudinal par rapport au sens transversal qui, lui est très rigide .

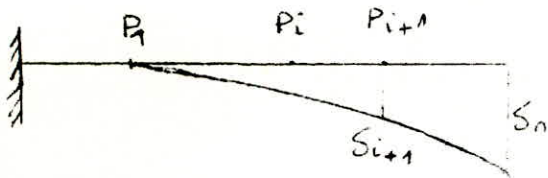
Les formules appliquées donnant le contraire ne sont donc pas applicable à notre bâtiment. Ceci est dû au fait qu'elles sont

.../...

forfaitaires, basées seulement sur des considérations géométriques et matériels et ne prennent pas en considération le nombre d'élément ainsi que la capacité qui ont chaque élément de s'opposer à l'action sismique.

La période T pourra être établie en utilisant donc les propriétés structurales ainsi que les caractéristiques de déformation des éléments participant à la résistance, à l'aide d'une analyse détaillée.

Par exemple, les formules de Rayleigh peuvent être utilisées pour le calcul de T . Elles sont approchées par défaut.



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

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

Soient $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_i, \dots, \delta_n$ les flèches prises par diverses masses en supposant que les déformations restent entièrement élastiques.

$$T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i (\delta_i)^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \delta_i}}$$

au sommet la structure à une force unitaire horizontale au niveau de la dernière masse. Si $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ sont les déplacements de diverses masses de poids P_1, P_2, \dots, P_n

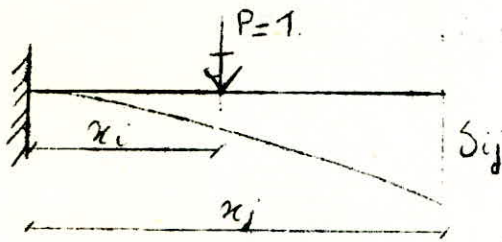
$$T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i (\delta_i)^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \delta_i}}$$

Handwritten notes and scribbles at the bottom of the page, including some illegible text and symbols.

Cette formule donne une moins bonne approximation que la précédente, mais elle se calcule plus facilement.

Pour ce qui concerne la détermination des flèches $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_i$ la R.d.m nous donne les relations suivantes :

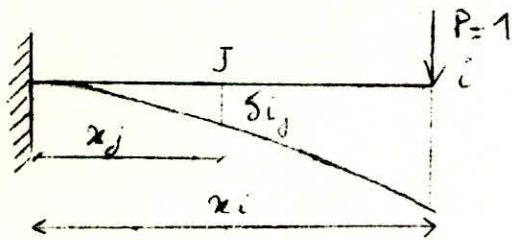
1^{er} cas Section " i " à gauche de la section " j "



$$i \leq j$$

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

2^e cas section " i " à droite de la section " j "



$$i \geq j$$

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

Remarque :

En vertu du théorème de réciprocité de Maxwell- Betti

$$\text{on a } \delta_{ij} = \delta_{ji}$$

$$\delta_j = \sum_{i=1}^n W_i \delta_{ij}$$

$$W_i = P_i .$$

U_i		δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}	δ_{i4}	δ_{i5}	δ_{i6}	δ_{i7}	δ_{i8}	δ_{i9}	δ_{i10}	δ_{i11}
$2,9 \cdot 10^3$	1	$7,61 \cdot 10^3$	$1,87 \cdot 10^7$	$3,05 \cdot 10^7$	$4,18 \cdot 10^7$	$5,32 \cdot 10^7$	$6,47 \cdot 10^7$	$7,61 \cdot 10^7$	$8,75 \cdot 10^7$	$9,86 \cdot 10^7$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$1,21 \cdot 10^5$
0,0109	2		$6,08 \cdot 10^4$	$1,06 \cdot 10^6$	$1,57 \cdot 10^6$	$1,98 \cdot 10^6$	$2,43 \cdot 10^6$	$2,88 \cdot 10^6$	$3,34 \cdot 10^6$	$3,8 \cdot 10^6$	$4,26 \cdot 10^{-6}$	$4,71 \cdot 10^{-6}$
0,23	3			$2,04 \cdot 10^4$	$3,08 \cdot 10^6$	$4,1 \cdot 10^6$	$5,14 \cdot 10^6$	$6,16 \cdot 10^6$	$7,2 \cdot 10^6$	$8,22 \cdot 10^6$	$9,24 \cdot 10^{-6}$	$1,02 \cdot 10^{-7}$
0,0385	4				$4,87 \cdot 10^6$	$6,69 \cdot 10^6$	$8,53 \cdot 10^6$	$1,03 \cdot 10^5$	$1,21 \cdot 10^5$	$1,4 \cdot 10^5$	$1,57 \cdot 10^5$	$1,76 \cdot 10^5$
0,0565	5					$3,52 \cdot 10^6$	$1,23 \cdot 10^5$	$1,51 \cdot 10^5$	$1,8 \cdot 10^5$	$2,08 \cdot 10^5$	$2,37 \cdot 10^5$	$2,65 \cdot 10^5$
0,0764	6						$1,64 \cdot 10^5$	$2,04 \cdot 10^5$	$2,46 \cdot 10^5$	$2,87 \cdot 10^5$	$3,28 \cdot 10^5$	$3,69 \cdot 10^5$
0,0933	7							$2,61 \cdot 10^5$	$3,17 \cdot 10^5$	$3,73 \cdot 10^5$	$4,28 \cdot 10^5$	$4,84 \cdot 10^5$
0,1199	8								$3,9 \cdot 10^5$	$4,62 \cdot 10^5$	$5,35 \cdot 10^5$	$6,08 \cdot 10^5$
0,1426	9									$5,55 \cdot 10^5$	$6,47 \cdot 10^5$	$7,38 \cdot 10^5$
0,1656	10										$7,65 \cdot 10^5$	$8,75 \cdot 10^5$
0,12988	11											$1,01 \cdot 10^4$

d'inertie de la structure dans le sens longitudinal est égale à la somme des inerties
des éléments dans ce sens. $T_{ox} = \sum T_{eox} = 34.2412 \text{ cm}^4$

U_i		δ_{i1}	δ_{i2}	δ_{i3}	δ_{i4}	δ_{i5}	δ_{i6}	δ_{i7}	δ_{i8}	δ_{i9}	δ_{i10}	δ_{i11}
$2,94 \cdot 10^4$	1	$7,73 \cdot 10^3$	$1,9 \cdot 10^3$	$3,1 \cdot 10^3$	$4,25 \cdot 10^3$	$5,41 \cdot 10^3$	$6,57 \cdot 10^3$	$7,73 \cdot 10^3$	$8,89 \cdot 10^3$	$1,0 \cdot 10^7$	$1,12 \cdot 10^7$	$1,23 \cdot 10^7$
$1,11 \cdot 10^3$	2		$6,18 \cdot 10^3$	$1,08 \cdot 10^7$	$1,54 \cdot 10^7$	$2,01 \cdot 10^7$	$2,47 \cdot 10^7$	$2,93 \cdot 10^7$	$3,4 \cdot 10^7$	$3,86 \cdot 10^7$	$4,33 \cdot 10^7$	$4,79 \cdot 10^7$
$2,35 \cdot 10^3$	3			$2,08 \cdot 10^4$	$3,13 \cdot 10^7$	$4,17 \cdot 10^7$	$5,22 \cdot 10^7$	$6,26 \cdot 10^7$	$7,31 \cdot 10^7$	$8,35 \cdot 10^7$	$9,39 \cdot 10^7$	$1,04 \cdot 10^8$
$3,91 \cdot 10^3$	4				$4,95 \cdot 10^7$	$6,8 \cdot 10^7$	$8,66 \cdot 10^7$	$1,05 \cdot 10^8$	$1,23 \cdot 10^8$	$1,42 \cdot 10^8$	$1,6 \cdot 10^8$	$1,79 \cdot 10^8$
$5,74 \cdot 10^3$	5					$9,67 \cdot 10^7$	$1,25 \cdot 10^8$	$1,54 \cdot 10^8$	$1,83 \cdot 10^8$	$2,12 \cdot 10^8$	$2,41 \cdot 10^8$	$2,7 \cdot 10^8$
$7,78 \cdot 10^3$	6						$1,67 \cdot 10^8$	$2,08 \cdot 10^8$	$2,5 \cdot 10^8$	$2,92 \cdot 10^8$	$3,34 \cdot 10^8$	$3,75 \cdot 10^8$
$9,94 \cdot 10^3$	7							$2,65 \cdot 10^8$	$3,22 \cdot 10^8$	$3,79 \cdot 10^8$	$4,35 \cdot 10^8$	$4,92 \cdot 10^8$
0,012	8								$3,96 \cdot 10^8$	$4,7 \cdot 10^8$	$5,44 \cdot 10^8$	$6,18 \cdot 10^8$
0,0145	9									$5,64 \cdot 10^8$	$6,57 \cdot 10^8$	$7,51 \cdot 10^8$
0,0168	10										$7,77 \cdot 10^8$	$8,89 \cdot 10^8$
0,0132	11											$1,023 \cdot 10^9$

Le module d'élasticité a été pris égal à $E_c = 345 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$

L'inertie de la structure dans le sens transversal est égale à la somme des inerties des éléments:

$$I_{ey} = \sum I_{ey} = 337,2428 \text{ m}^4$$

U_i	$U_i W_i$	U_i^2	$U_i^2 W_i$	T
$2,9410^{-4}$	0,128164	$8,6410^{-8}$	$3,76810^{-5}$	
$1,1110^{-3}$	0,4839	$1,23210^{-6}$	$5,37110^{-4}$	
$2,3510^{-3}$	1,024	$5,5210^{-6}$	$2,407410^{-3}$	
$3,9110^{-3}$	1,7045	$1,528810^{-5}$	$6,6610^{-3}$	
$5,7410^{-3}$	2,5022	$3,2910^{-5}$	0,01436	
$7,7810^{-3}$	3,3915	$6,0510^{-5}$	0,026	
$9,9410^{-3}$	4,333	$9,8810^{-5}$	0,043	
0,012	5,2312	$1,4410^{-4}$	0,062	
0,0145	6,32	$2,102510^{-4}$	0,0916	
0,0168	7,3236	$2,8210^{-4}$	0,123	
0,0132	3,658	$1,7410^{-4}$	0,0483	
Σ	36,1		0,417902	

$$T_T = 2 \sqrt[3]{\frac{W_i U_i^2}{g W_i U_i}} = \boxed{0,2158 \text{ s}}$$

.../...

U_j	$U_j W_i$	U_j^2	$U_j^2 W_i$
$2,9 \cdot 10^{-3}$	1,264	$8,41 \cdot 10^{-6}$	$3,666 \cdot 10^{-3}$
0,0109	4,75	$1,188 \cdot 10^{-4}$	0,05179
0,0231	10,07	$5,336 \cdot 10^{-4}$	0,2326
0,0385	16,783	$1,482 \cdot 10^{-3}$	0,646
0,0565	24,63	$3,192 \cdot 10^{-3}$	1,3916
0,0764	33,305	$5,837 \cdot 10^{-3}$	2,5445
0,09777	42,62	$9,559 \cdot 10^{-3}$	4,167
0,1199	52,268	0,0143	6,267
0,1426	62,16	0,0203	8,864
0,1656	72,19	0,0274	11,955
0,12988	56,618	0,0168	4,675
Σ	376,658		40,798

$$T = 2 \sqrt{\frac{\sum W_i U_i^2}{g \sum W_i U_i}} = 0,66 \text{ s .}$$

Valeurs de la force sismique minimum :

Le sol étant meuble , les periodes T_t et T_e sont données sous forme d'une courbe de $D = f(T)$ du RPA81 page 17 .

Dans le sens transversal $T_t = 0,2158 \text{ s .}$

$$D = 2 .$$

Dans le sens longitudinal $T_e = 0,66 \text{ s .}$

$$D = 1,58$$

.../...

Seisme longitudinal .

$$V = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 1,58 \times 1,3 \times 5097,62 = 523,52$$

$$V_l = 523,52$$

Seisme transversal .

$$V = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1,3 \times 5097,62 = 662,69$$

$$V_t = 662,69$$

Distribution des forces laterales .

La force laterale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes .

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

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante ()

$$F_t = 0,07 T V \quad (F_t < 0,25 V)$$

F_t peut-être prise égale à zero quand la valeur de T est plus petite ou égale à 0,7 s .

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

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

F_k étant l'effort horizontal au niveau k .

.../...

A chaque niveau designé par k , la face F_k doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau

W_i, W_k : Partie de W qui se trouve où est assignée au niveau i , k Vesp.

h_i, h_n, h_k : hauteur à partir de la base au niveau i, n, k Vesp.

niveau i : niveau de la structure repéré par l'indice i :

$i = 1$ designe le premier niveau au dessus de la base .

niveau : n : le plus haut niveau de la partie principal de la structure .

niveau k : C'est le niveau considéré $k = 1$ represente le premier niveau au dessus de la base .

SEISME LONGITUDINAL .

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,66 \text{ secondes} \\ V = 523,52 \text{ t} \end{array} \right\} \longrightarrow F_t = 0$$

$$F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum h_i W_i}$$

.../...

Longitudinal .

$$V = 523,52 .$$

niveau	$W_k(t)$	$h_{(k)}(m)$	$W_k h_k$	$\sum W_i h_i$	F_k
11	277,165	33	9146,445	81075,225	59,06
10	435,932	30	13077,96	"	84,446
09	435,932	27	11770,164	"	76,002
08	435,932	24	10462,368	"	67,56
07	435,932	21	9154,572	"	59,112
06	435,932	18	7846,776	"	50,67
05	435,932	15	6538,48	"	42,223
04	435,932	12	5231,184	"	33,78
03	435,932	09	3923,388	"	25,334
02	435,932	06	2615,592	"	16,89
01	435,932	03	1307,796	"	8,444
Σ					523,52.

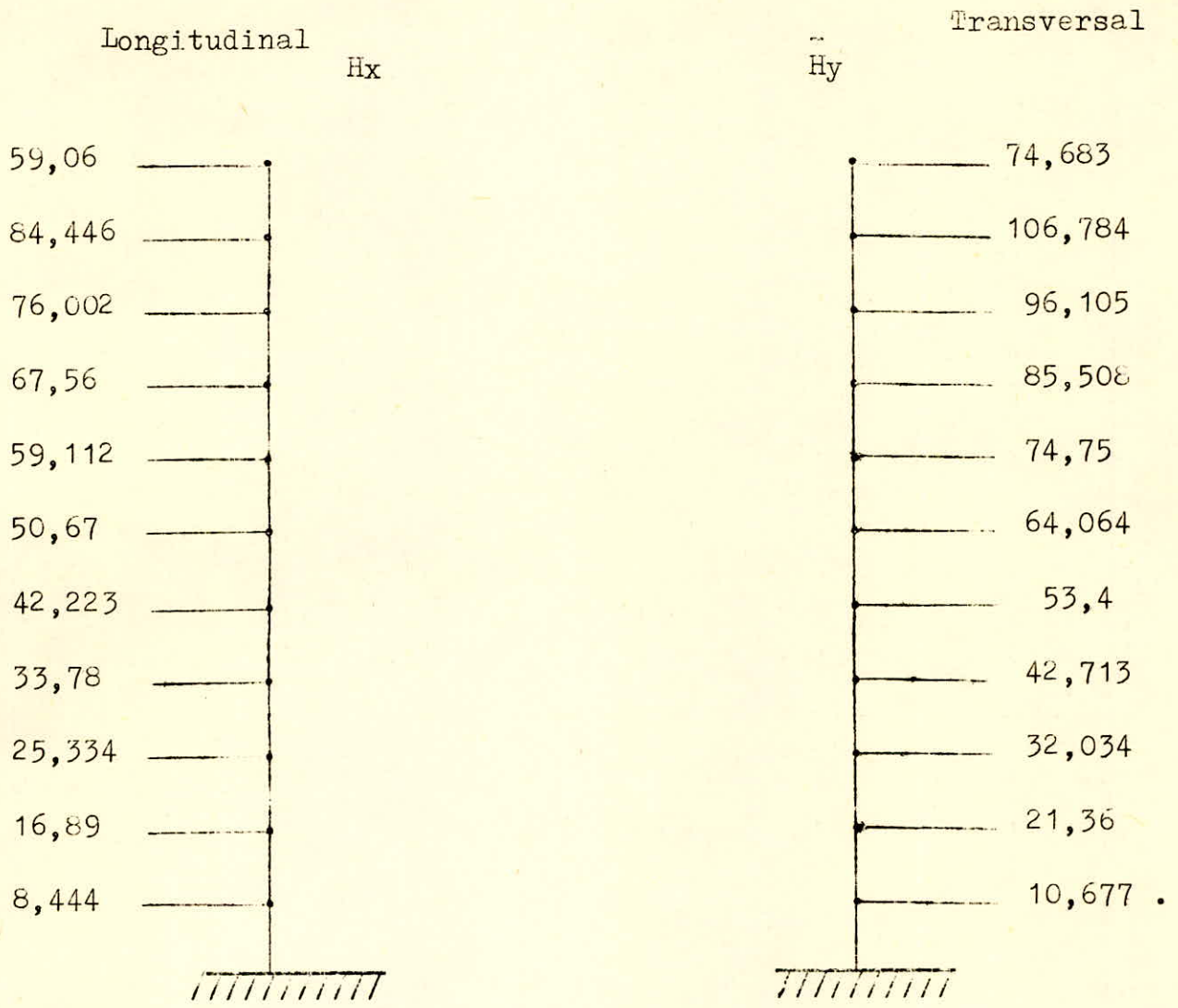
SEISME TRANSVERSAL .

$V = 662,69$

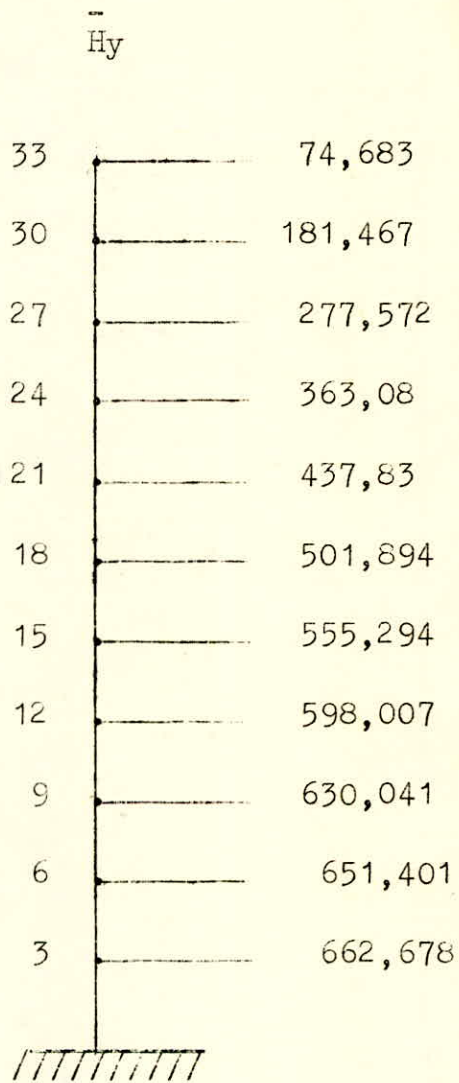
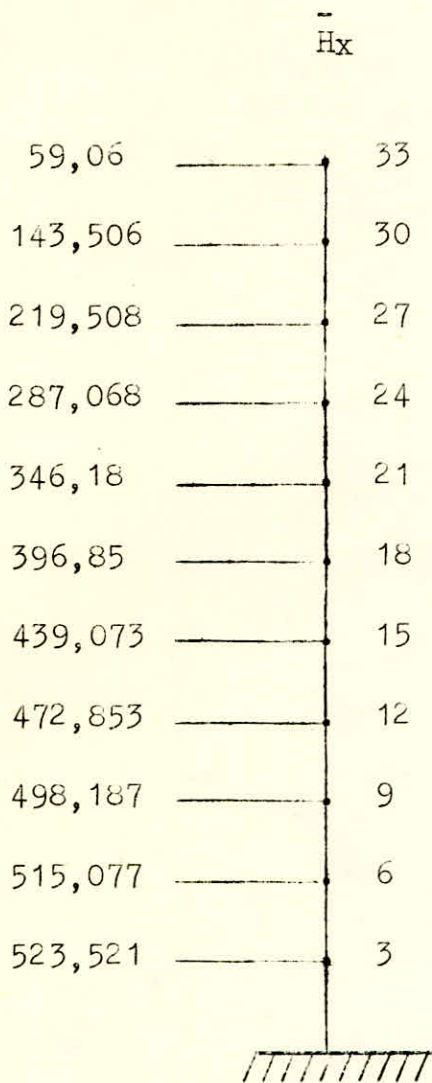
$T = 0,2158$

$$F_k = V \cdot \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

niveau	W_k (t)	h_k (m)	$W_k h_k$	$\sum W_i h_i$	F_k
11	277,105	33	9146,445	81075,225	74,683
10	435,932	30	13077,96	"	106,784
09	435,932	27	11770,164	"	96,105
08	435,932	24	10462,368	"	85,508
07	435,932	21	9154,572	"	74,75
06	435,932	18	7846,776	"	64,064
05	435,932	15	6538,98	"	53,4
04	435,932	12	5231,184	"	42,713
03	435,932	09	3923,388	"	32,034
02	435,932	06	2615,592	"	21,36
01	435,932	03	1307,796	"	10,677
Σ					



- AVEC CUMUL -



CALCUL AU VENT

Introduction :

Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dependent des caracteristiques aérodynamiques et mecaniques de la construction, en tout premier lieu de la periode du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction étudiée .

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accelerations et decelerations, irréguliers repetées et variables.

Il en resulte une aggravation des déformations et par suite des oscillations .

Conformement aux regles Neige et Vent 65 (DTU) la direction du Vent est supposée horizontale et l'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considerée comme normale à cet élément .

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donnée par le produit $C \cdot q$, dans lequel q est la pression dynamique et C le coefficient de pression

On doit envisager dans les calculs, une pression dynamique normale q et une pression dynamique extrême q_e avec $q_e = 1,75q$

Une des faces d'un élément appartient à une construction est dite soumise à une pression (on à une surpression), lorsque la force est derigée en sens contraire. Dans ce cas C est negatif .

Les actions du vent sur les differentes parois d'une construction admettent une resultante geometrique R , dont la direction differe généralement à celle du vent .

Cette resultante R peut se decomposer en trois forces :

- La première suivant la direction du vent dans un plan horizontal c'est la trainée T .

- La seconde perpendiculaire à la première dans le plan horizontal : c'est la derive L .
- La dernière suivant une direction vertical ascendante : c'est la portance U .

2. Determination de l'effort de trainée T

Des trois efforts ci dessus; c'est la plus importante : celui qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Les caracteristiques geometriques de notre ouvrage sont :

- grand côté de la base $a = 25,20$ m.
- Petit côté de la base $b = 17,15$ m.
- hauteur totale offerte au vent $h = 33$ m .

La hauteur h étant superieur à 30 m , les regles NV 65 simplifiées (III.29) ne peuvent pas s'appliquer NV 65 III291. Nous utiliserons la formule :

$$T = C_t B S qd \quad \text{annexe 8.42.}$$

L'Effort de trainée est fonction de la hauteur H du niveau consideré, aussi pour tracer en fonction de H la courbe représentative de l'effort de trainée , on calcul de dernier aux differents points .

2.1 Coefficient de trainée C_t

Ce coefficient est lié aux effets axio-dynamiques provoqués par la forme de la section transversale ou longitudinale de la structure, il depend de celle-ci et de l'élancement de l'ouvrage

Dans le cas present d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse, il est fixé :

$$C_t = 1,3 \gamma_0 \quad \text{NV65 III 2.161-1 commentaire}$$

γ_0 est un coefficient dependant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme RIII.5 des regles NV65.

- Pour un vent perpendiculaire à la face "a" :

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{a} &= \frac{17,15}{25,20} = 0,680 \\ \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{33}{25,20} = 1,309 \end{aligned} \right\} \lambda_o = 1 \quad C_t = 1,3$$

- Pour un vent perpendiculaire à la face "b"

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{33}{17,15} = 1,924 \rightarrow \gamma_o = 1,01 \quad C_t = 1,313$$

22. β Coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient est lié aux effets de la résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré. Il est donné par la formule :

$$\beta = \theta (1 + \xi T) \geq 1$$

Les périodes de notre bâtiment, dans le sens transversal et dans le sens longitudinal ont pour valeurs :

$$T_l = 0,66 \text{ s}$$

$$T_t = 0,2158 \text{ s}$$

* Le coefficient de réponse ξ est donné en fonction de la période T par le diagramme de la fig RIII-3 des règles NV65

$$\left. \begin{aligned} \text{Bâtiment à densité normale} \\ \text{de parois en Béton armé} \end{aligned} \right\} \begin{cases} \xi_t = 0,15 \\ \xi_l = 0,49 \end{cases}$$

* Le coefficient de pulsation est fonction de la hauteur H du niveau considéré, il est donné par l'échelle fonctionnelle de la figure R III-4 des règles NV65 .

$$\text{Par exemple pour } H = h = 33 \text{ m} \rightarrow \sigma = 0,324$$

* Le coefficient global θ depend du type de construction. Pour un batiment à usage d'habitation, il depend de la côte H_s du sommet d'habitation

$$30 \quad H_s = 33m \quad 60 \quad \theta = 0,70 + 0,01(H_s - 30)$$

$$\theta = 0,70 + 0,01(33-30) = 0,73 .$$

Au total par exemple pour $H = h = 33$ m le coefficient β prend la valeur :

$$\beta_t = 0,73(1 + 0,15 \times 0,324) = 0,765 \quad \beta = 1$$

$$\beta_l = 0,73(1 + 0,49 \times 0,324) = 0,845 \quad \beta = 1 .$$

2.3 ζ : Coefficient de dimensions :

Ce coefficient tient compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage.

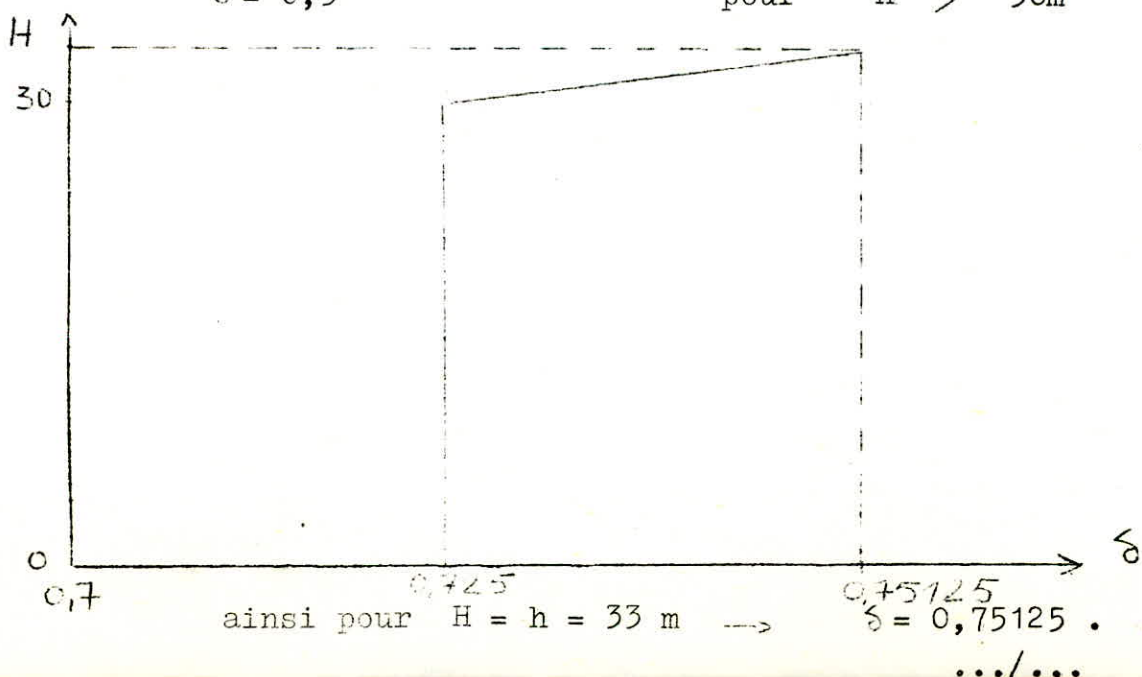
Il est donné en fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure R III.2 des règles NV65 .

La plus grande dimension de la surface offerte au vent est $h = 33$ m . La variation de ζ est fonction de H est représentée ci-après .

$$\zeta = 0,725 \quad \text{pour} \quad 0 \leq h \leq 30m$$

$$\zeta = 0,4625 + 8,75 \cdot 10^{-3} H \quad \text{pour} \quad 30 \leq H \leq 50 m$$

$$\zeta = 0,9 \quad \text{pour} \quad H > 50m$$



2.4 Pression du vent q :

La pression normale du vent depend de la region où est implanté l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré .

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$$

- Effet de site (K_s)

Pour la zone II et un site exposé , les reglements donnent
 $K_s = 1,30$

- Effet de masque :

On supposera que notre ouvrage n'est pas abrité par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque

On considerera ce dernier comme nul , et par consequent $K_m=1$

- La pression dynamique q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol peut-être lûe dans le tableau de la figure CIII-4 des regles NV65 .

$$\left. \begin{array}{l} \text{par exemple : Region II} \\ H = 33 \text{ m} \end{array} \right\} q_H = 96 \text{ da N/m}^2 \approx 96 \text{ Kg f /m}^2$$

$$\text{soit } q = 1,30 \times 1 \times 96 = 124,8 \text{ Kg f /m}^2$$

Remarque : La valeur du produit (q) doit demeurer comprise entre 30 et 170 da N/m² . Ce qui est verifié ici .

2.5 Largeur du maitre couple : d

d est la dimension en plan du batiment suivant la direction du vent

$$\text{Vent agissant longitudinalement } d = a = 25,20 \text{ m}$$

$$\text{Vent agissant transversalement } d = a = 17,15 \text{ m}$$

au total , au niveau $H = h = 33 \text{ m}$ par exemple, l'effort de traînée est :

- Vent agissant longitudinalement : (x.x)

$$T_{xx} = 1,313 \times 1 \times 0,75125 \times 124,8 \times 25,20 = 3102,16 \text{ Kg f/ml}$$

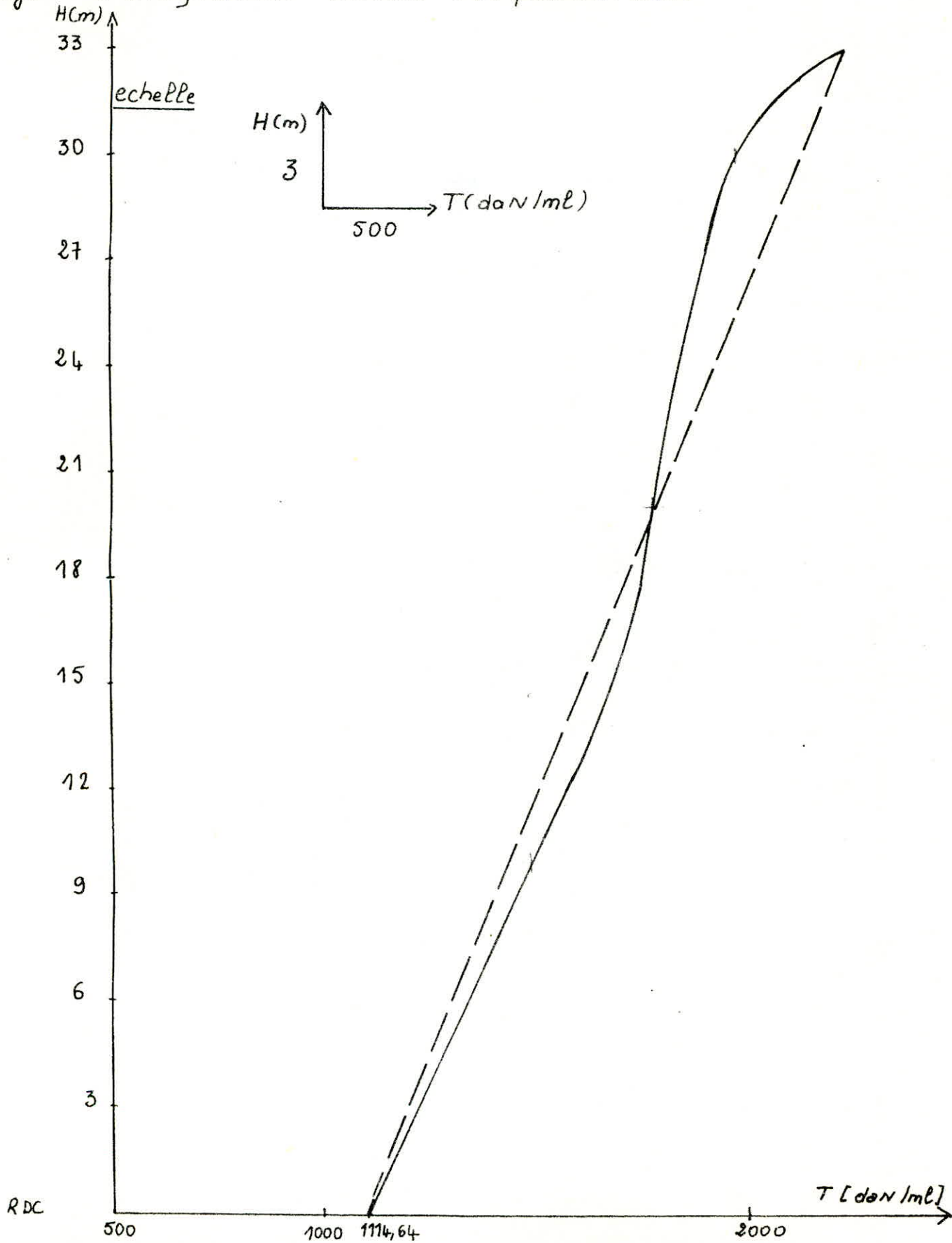
.../...

1^{er} cas vent agissant transversalement (Y-Y)

H (m)	0	10	20	30	33
C_t	1,313	1,313	1,313	1,313	1,313
ψ	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
ζ	0,36	0,36	0,345	0,33	0,324
$1 + \psi \zeta$	1,054	1,054	1,0517	1,0495	1,0486
θ	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
$\beta = \theta (1 + \psi \zeta) \geq 1$	1	1	1	1	1
ξ	0,725	0,725	0,725	0,725	0,725
ks	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
q_H daN/m ²	52,5	70	83	93	96
$30 < q < 170$	49,5	66	78,22	87,65	93,756
d = a	25,20	25,20	25,20	25,20	25,20
$t = C_t \beta (\xi q)$ daN/ml	1637,83	2183,8	2588,10	2900	310 ² ,16

Vent agissant transversalement

étage C Diagramme donnant T en fonction de H



2^{ème} cas: Vent agissant longitudinalement (x-x)

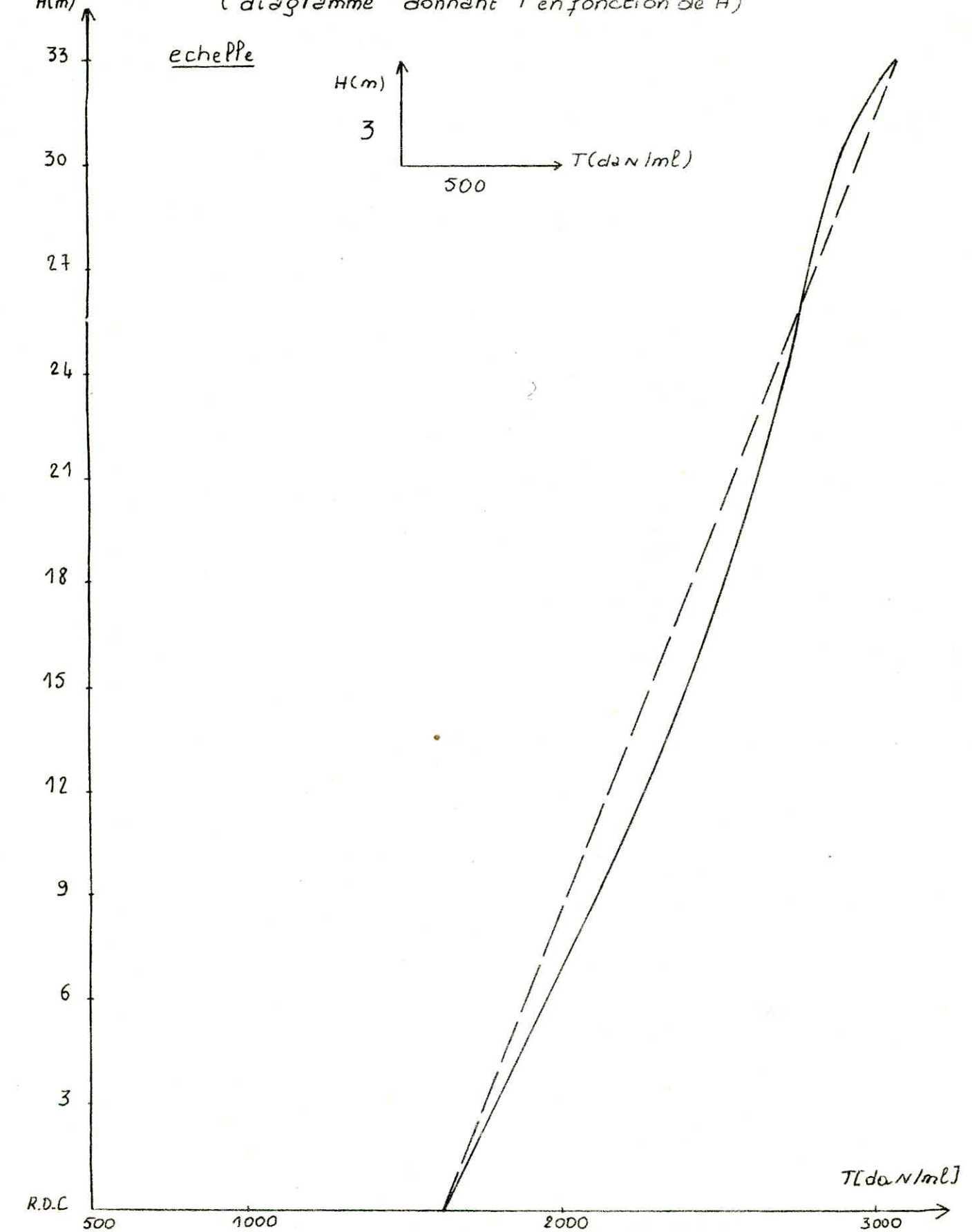
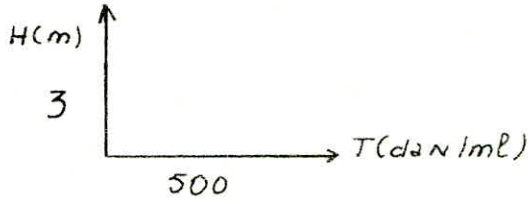
H (m)	0	10	20	30	33
C_t	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
φ	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
τ	0,36	0,36	0,345	0,33	0,324
$1 + \varphi \tau$	1,1764	1,1764	1,169	1,1617	1,15876
θ	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
$\beta = \theta(1 + \varphi \tau) \geq 1$	1	1	1	1	1
δ	0,725	0,725	0,725	0,725	0,75125
K_s	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
q_H	52,5	70	83	93	96
$30 < \delta q < 170$	49,5	66	78,22	87,65	93,756
$d = a$	17,15	17,15	17,15	17,15	17,15
$T = C_t \beta (\delta q) d$ dan/ml	1103,6	1471,4	1743,9	1954,1	2090

Vent agissant longitudinalement

(diagramme donnant T en fonction de H)

ETAGE
 $H(m)$

echelle



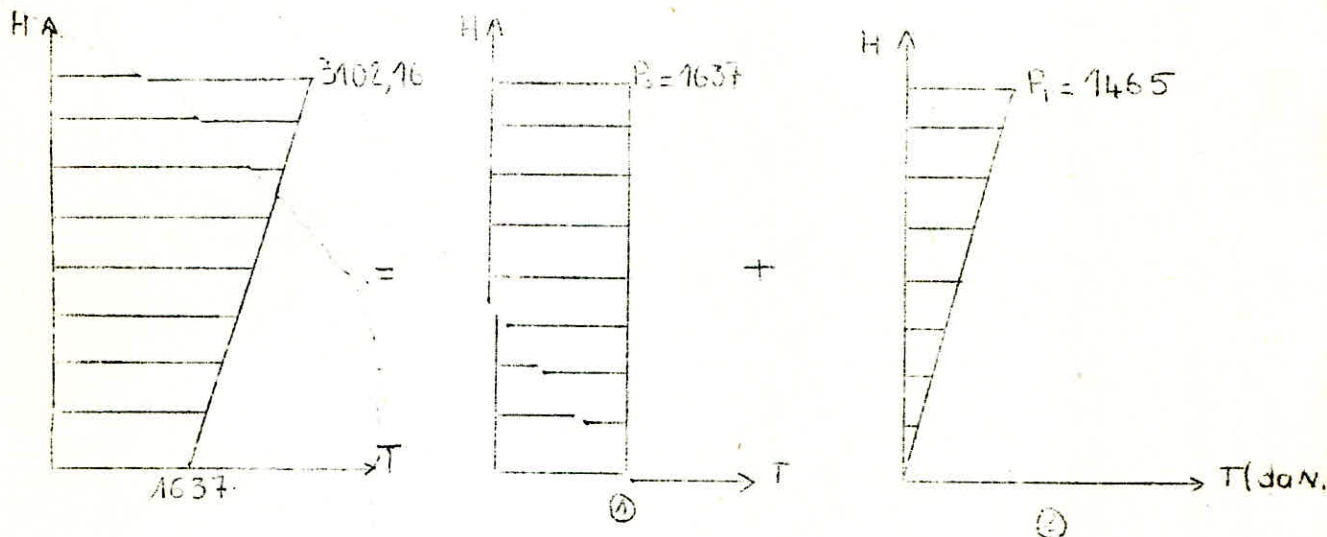
- Vent agissant transversalement (y-y)

$$T_{y-y} = 1,3 \times 1 \times 0,75125 \times 124,8 \times 17,15 = 2090,29 \text{ Kg} / \text{ml}.$$

Les calculs peuvent être représentés sous la forme de tableaux explicités ci-après .

* VENT AGISSANT TRANSVERSALEMENT .

Le diagramme ainsi obtenu peut-être remplacé par un diagramme trapezoidal sensiblement équivalent .



EFFORTS RESULTANTS AU NIVEAU DU REZ-DE-CHAUSSEE .

- Diagramme 1 .

$$H_0 = P_0 \cdot h = 1637,83 \times 33 = 54,02,10^3 \text{ da N. m}$$

$$M_0 = H_0 \cdot \frac{h}{2} = 36,78 \cdot 10^3 \times \frac{33}{2} = 891,13 \cdot 10^3 \text{ da N. m}$$

- Diagramme 2 .

$$H_1 = P_1 \cdot \frac{h}{2} = 96,5 \times \frac{33}{2} = 24,175 \cdot 10^3 \text{ da N.}$$

$$M_1 = H_1 \times \frac{2}{3} h = 16,44 \cdot 10^3 \times \frac{2}{3} \times 33 = 531,85 \cdot 10^3 \text{ da N m.}$$

.../...

AU TOTAL .

$$H = H_0 + H_1 = (54,02 + 24,175)10^3 = 78,195 \cdot 10^3 \text{ da N}$$

$$M = M_0 + M_1 = (891,13 + 531,85)10^3 = 1422,98 \cdot 10^3 \text{ daN m.}$$

Passage du vent normal au vent extrême .

La consideration du vent extrême à la place du vent normal a deux conséquences .

- pression q_H

En region II

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{pour le vent normal: } 70 \text{ daN/m}^2 \\ \text{pour le vent extrême: } 122,5 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{rapport } \longrightarrow \frac{V_e}{V_n} = \frac{122,5}{70} = 1,75 .$$

- Coefficient de majoration dynamique .

* Vent normal $\beta = 1$

Les regles NV 65 III 1,512 donnent pour le :

$$\text{- Vent extrême : } \left[0,5 + \frac{\theta}{2} \right] \beta = \left[0,5 + \frac{0,73}{2} \right] \beta = 0,865 \beta \rightarrow 1$$

Finalement les effort dûs au vent extrême sont obtenus en multipliant ceux dû au vent normal par 1,75 C'est à dire qu'on aura .

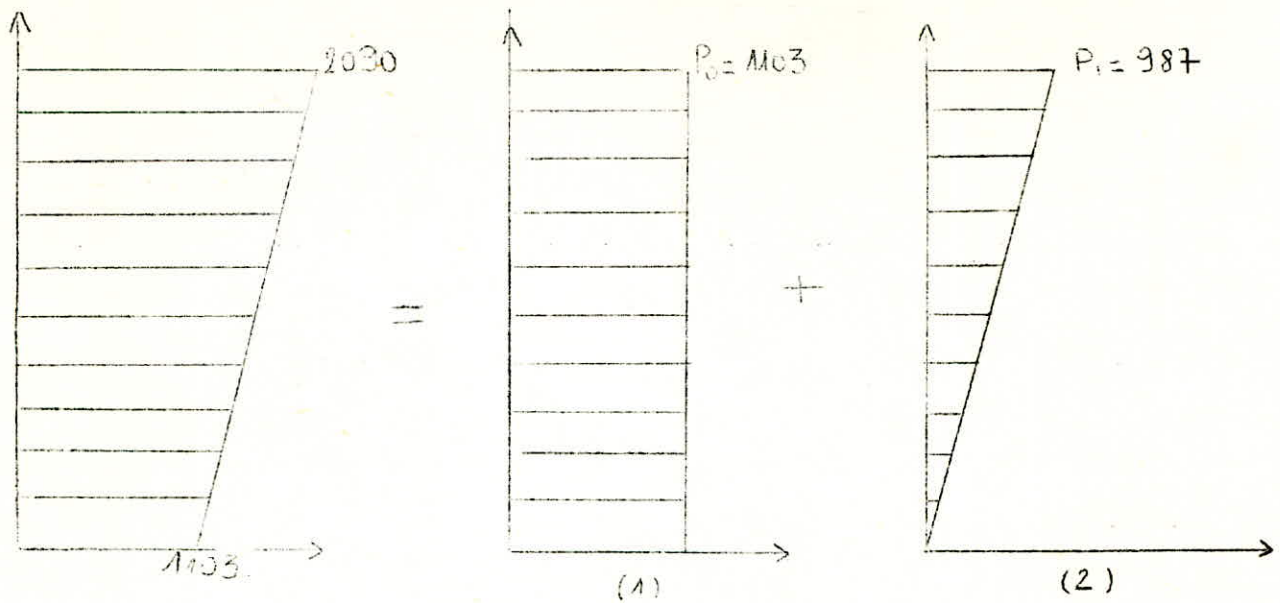
$$H_{\text{ext}} = 78,195 \cdot 1,75 = 136,84 \cdot 10^3 \text{ daN}$$

$$M_{\text{ext}} = 1422,98 \times 1,75 = 2490,21 \cdot 10^3 \text{ daN m}$$

* VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT .

De même que pour le sens transversal , le diagramme peut-être remplacé par un diagramme trapezoïdal.Sensiblement équivalent.

.../...



EFFORTS RESULTANT AU NIVEAU DU REZ DE CHAUSSEE .

- Diagramme 1

$$H_0 = P_0 \cdot h = 1103 \times 33 = 36399. \text{ daN} = 36,4 \cdot 10^3 \text{ daN} .$$

$$M_0 = H_0 \cdot \frac{h}{2} = 600,6 \cdot 10^3 \text{ daN m} .$$

- Diagramme 2 .

$$H_1 = P_1 \cdot \frac{h}{2} = 987, \times \frac{33}{2} = 16,3 \cdot 10^3 \text{ daN} .$$

$$M_1 = H_1 \times \frac{2}{3} h = 16,3 \cdot 10^3 \times \frac{2}{3} \cdot 33 = 358,6 \cdot 10^3 \text{ daN m}$$

Passage du vent normal au vent extrême

Même raisonnement que pour le vent transversal.

$$H_{ext} = (H_0 + H_1) 1,75 = 92,225 \cdot 10^3 \text{ daN} .$$

$$M_{ext} = (M_0 + M_1) 1,75 = 1678,6 \cdot 10^3 \text{ daN.m} .$$

3- DE TERMINATION DE L'EFFORT DE DERIVE. L.NV65 Annexe 8,3

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

La periode propre de vibration de l'ouvrage dans le sens longitudinal est $T = 0,66 \text{ s} .$

.../...

Designons par T_K la periode des tourbillons

Il y a resonance si $T_K = T = 0,66$ s soit pour une vitesse dite critique égale $c_{Ver} = \frac{d}{S T}$ NV65 annexe 8.31.

Il est alors inutile de faire un calcul de resonance et de calcul la derive L. Il en va pratiquement toujours ainsi pour les batiments du type étudié.

4 - Determination de l'effort de portance U ;

Nous pouvons écrire $U = C_u \sum q S_u$

4-1- C_u coefficient de portance .

On pose $C_u = C_i - C_e$

C_i : est le coefficient de surpression ulterieure sur la terrasse. NV65 III 2.141

Construction fermée

Permeabilité :

$\left. \begin{array}{l} \\ < 5 \end{array} \right\}$

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,6 (1,8 - 1,3) = 0,3$$

C_e : est le coefficient de depression exterieure sur la terrasse NV65 III 2. 131.2

La figure R.III. 6 des regles NV65 donne :

$$\alpha = 0$$

$$\chi = 1$$

$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$

$$C_e = - 0,5$$

$$\text{Soit } C_u = 0,3 - (- 0,5) = 0,8$$

4-2. Coefficient de dimension ξ NV 65 III 1.244

La plus grande dimension de la toiture est 25,50.

pour $H=33$ m

$$\rightarrow \xi = 0,79$$

4-3- pression du vent q .

pour $H=33$ m

$$q_H = 96 \text{ daN/m}^2 .$$

$$\text{soit } q = K_s q_H = 1,3 \times 96 = 124,8 \text{ da N/m}^2 .$$

.../...

4-4 Aire de la toiture terrasse Su :

$$Su = 445 \text{ m}^2$$

$$\text{Au total on a } U = 0,8 \cdot 0,79 \cdot 124,8 \cdot 445 = 35 \cdot 10^3 \text{ daN}$$

sous le vent extrême .

$$U_e = 1,75 \cdot 35 \cdot 10^3 = 61,25 \cdot 10^3 \text{ daN.}$$

Si on désigne par G le poids total du vide de l'ouvrage il faut vérifier que $G \geq U_e$.

- Avec un ouvrage en béton armé cette vérification est pratiquement toujours satisfaite .

$$G = 4988 \cdot 10^3 \text{ daN} > U_e = 61,25 \cdot 10^3 \text{ daN} .$$

1- Introduction

Généralement, le problème le plus difficile posé par le calcul de la structure des bâtiments est l'étude du contreventement. Cette difficulté résulte dans le fait que la recherche de la solution exacte nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et des planchers .

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

2) Objet de l'étude :

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

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

Nous utiliserons la méthode exposée par " M^{rs} ALBIGES et GOULETS " par simplification de l'étude des systèmes hyperstatique en posant les hypothèses suivantes :

- Les planchers sont indéformables horizontalement
- Les refends sont parfaitement encastés à leur base
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, dans le cas où les refends comportent des ouvertures, on fera appel à la notion "d'inertie équivalente "

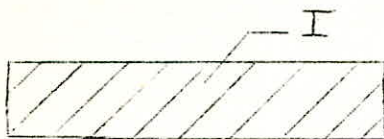
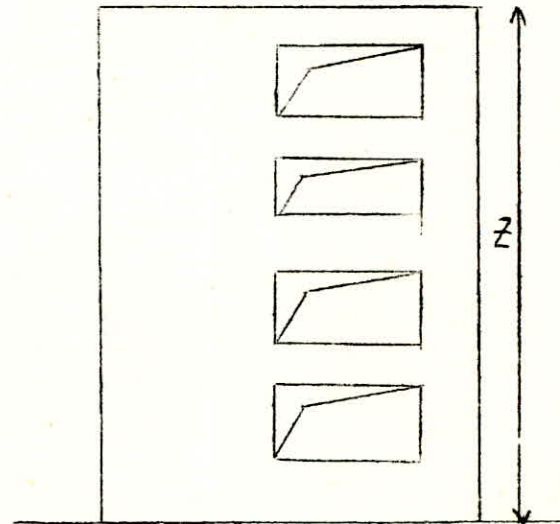
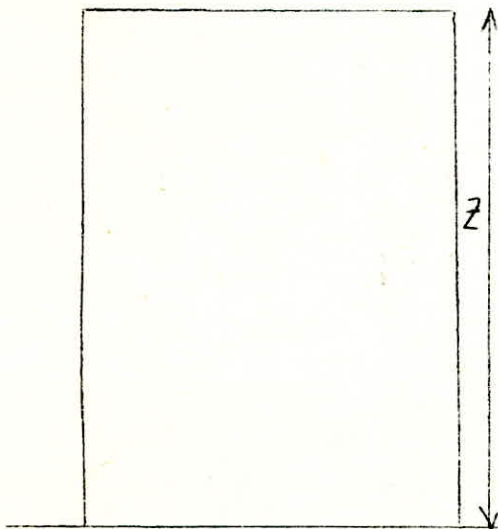
4- Inertie équivalente

4.1 Définition : On appellera " Inertie équivalente " I_e du refend considéré l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal, uniformément reparté sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture

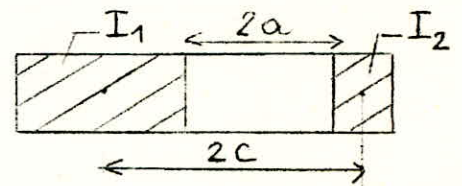
La flèche de ce refend fictif est $f = \frac{H_0 Z^3}{8E I_e}$ où H_0 est

L'introduction de cette notion " d'inertie equivalente " permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends lineaires pleins .

4.2 Refend à une file d'ouverture



Refend fictif



Refend à une file d'ouverture

* La flêche au scmmet du refend fictif est :

$$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{8E I_e} \quad (a)$$

* La flêche au sommet d'un refend à une seule file d'ouverture est :

$$f = \frac{H_0 z^3}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{2mC}{I} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI} \quad (b)$$

En égalant les deux expressions (a) et (b) on obtient

$$I_e = \frac{I}{\frac{6mC}{(I_1+I_2)} \frac{\psi_0}{2} + 1}$$

- I_1, I_2 : moment d'inertie de chaque élément de refend
- I : moment d'inertie totale du refend $I = I_2 + I_1 + 2mC$
- Ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque B.23.b du livre de M.Diver
- m : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble .

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\mathcal{R}_1} + \frac{1}{\mathcal{R}_2}}$$

- $\mathcal{R}_1, \mathcal{R}_2$: aires des éléments de refend 1 et 2 .
- C : demi distance entre les centre de gravité des deux éléments de refend.
- $\alpha = wZ$ est degré de monolithisme

$$w^2 = \frac{3i E'}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

- i : inertie du linteau
 - E' : coef d'élasticité longitudinale des linteaux
 - E' : " " " des refends .
 - a : demi- portée de l'ouverture
 - h : hauteur d'étage
 - Z : hauteur totale du refend
- Nous prenons $E = E'$ vue que les linteaux et les refends sont constitués de mêmes matériaux .

alors :

$$w^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

4.3 Refend à plusieurs files d'ouvertures

La methode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en negligiant la deformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend.

En partant de ce principe, nous obtenons .

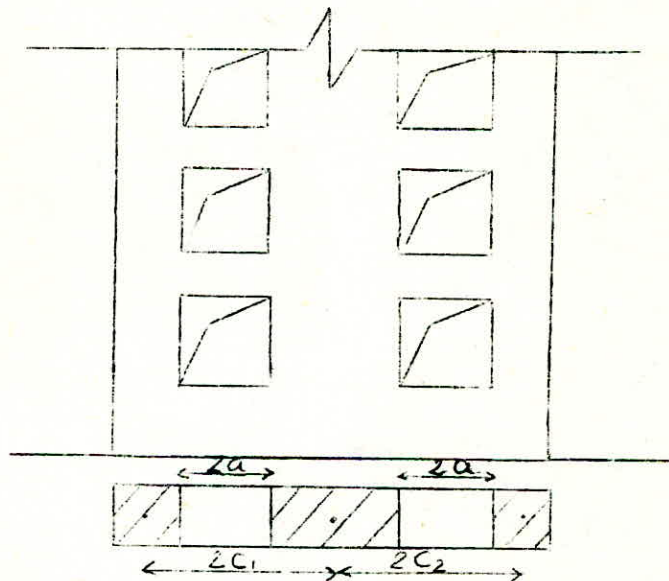
$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{(I_1+I_2+\dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

La valeur $\alpha = wZ$ est évalué à partir :

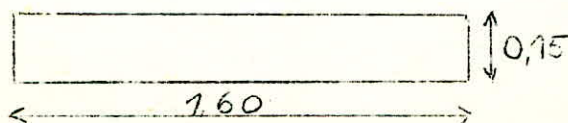
$$w^2 = \frac{6 E'}{E(I_1+I_2+I_3+\dots) h} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

avec $E = E'$

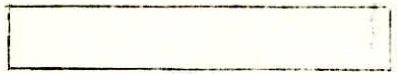
$$w^2 = \frac{6}{h \sum I_i} \sum \left[\left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right) \right]$$



Voile V_{L1} (sans ouvertures)



$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 1,6^3}{12} = 0,0512 \text{ m}^4$$



$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 11,1^3}{12} = 17,095 \text{ m}^4$$

Voile V_3 (sans ouvertures)

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 11,1^3}{12} = 17,095 \text{ m}^4$$

Voile V_3 (sans ouvertures) = Voile V_2 .

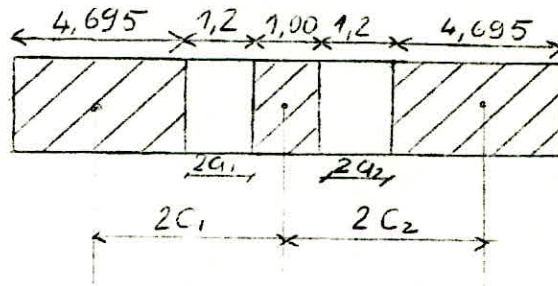
Voile A $I = 17,095 \text{ m}^4$

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = 1,2936$$

$$I_2 = 0,0125$$

$$I_3 = I_1 = 1,2936$$

$$\sum_{i=1}^3 I_i = 2,5997 \text{ m}^4$$



$$i_1 = i_2 = \frac{0,15}{12} (1,45)^3 = 0,0381$$

$$2C_1 = 2C_2 = 1,20 \quad a_1 = a_2 = 0,6 \text{ m}$$

$$2C_1 = 2C_2 = \frac{4,695}{2} + 1,20 + \frac{1,00}{2} = 4,0475 \text{ m} \rightarrow C_1 = C_2 = 2,02375 \text{ m}$$

$$w^2 = \frac{6}{h \sum I_i} \sum \left[\left(\frac{i_i C_i^2}{a_i^3} \right) \right]$$

$$= \frac{6 \times 2}{3 \times 2,5997} \left[\frac{0,0381 \times 2,02375^2}{(0,6)^3} \right] = 1,11$$

$$w = 1,0543$$

.../...

$$\alpha = wZ = 33 \times 1,0543 = 34,7916 \implies \psi_0 = 0,66 .$$

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum \rho_i d_i^2$$

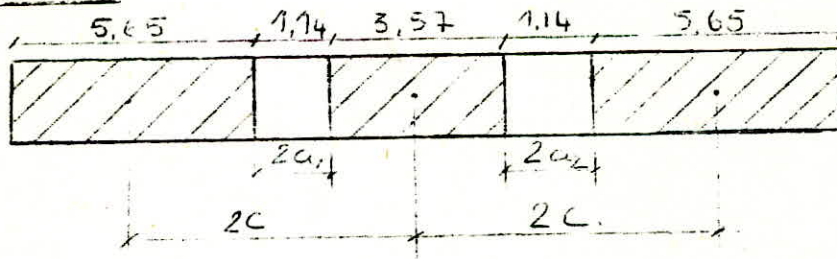
$$= 2,5997 + 2 \times 0,15 \times 4,695 \times 4,0475 = 25,674 \text{ m}^4 .$$

$$\text{d'où } I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$I_e = \frac{25,674}{\frac{8 \times 25,674}{2,5997} \cdot \frac{0,66}{(34,791)^2} + 1}$$

$$I_{eA} = 24,61379 \text{ m}^4$$

Refend B



$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 5,65^3}{12} = 2,254 \text{ m}^4$$

$$I_3 = I_1 = 2,254 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,15 \times 3,57^3}{12} = 0,5687 \text{ m}^4$$

$$\sum_{i=1}^3 I_i = 5,0778 \text{ m}^4 .$$

$$i_1 = i_2 = 0,0107 \text{ m}^4 .$$

$$2a_1 = 2a_2 = 1,14 \longrightarrow a_1 = a_2 = 0,57 \text{ m}$$

.../...

$$2C_1 = 2C_2 = \frac{5,65}{2} + 1,14 + \frac{3,57}{2} = 5,75 \longrightarrow C_1 = C_2 = 2,875 \text{ m}$$

$$w^2 = \frac{6 \times 2}{3 \times 5,0778} \times \frac{2,875^2}{(0,57)^3} = 0,3768$$

$$w = 0,6138$$

$$\alpha = wZ = 0,6138 \times 33 = 20,256 \longrightarrow \Psi_0 = 0,66$$

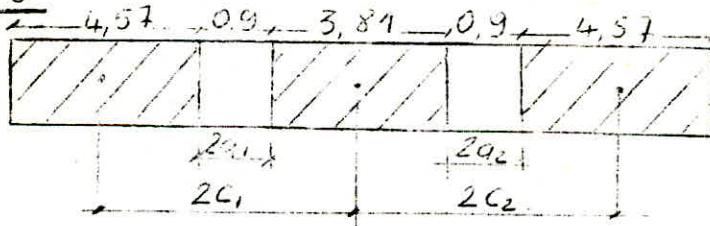
$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^2 \lambda_i d_i^2 = 5,0778 + 2 \times 0,15 \times 5,65 \times 5,75^2$$

$$I = 61,1187 \text{ m}^4$$

$$I_{B_B} = 52,922 \text{ m}^4$$

$$I_{e_B} = 52,922 \text{ m}^4$$

Voile C



$$2a_1 = 2a_2 = 0,9 \text{ m} \longrightarrow a_1 = 0,45 \text{ m.}$$

$$2C_1 = 2C_2 = \frac{4,57}{2} + 0,9 + \frac{3,81}{2} = 5,09 \longrightarrow C_1 = C_2 = 2,545 \text{ m.}$$

$$I_1 = \frac{0,15 \times 4,57^3}{12} = 1,193 \text{ m}^4.$$

$$I_2 = \frac{0,15 \times 3,81^3}{12} = 0,6913 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{0,15 \times 4,57^3}{12} = 1,193 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i = 3,0773 \text{ m}^4.$$

$$i_1 = i_2 = i_3 = 0,0107 \text{ m}^4.$$

.../...

$$w^2 = \frac{6}{h \sum I_i} \sum \left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right) = \frac{6 \times 2 \times 0,0107 \times 2,545^2}{3 \times 3,0773 \times 0,45^3} = 0,9885.$$

$$\Rightarrow w = 0,9942.$$

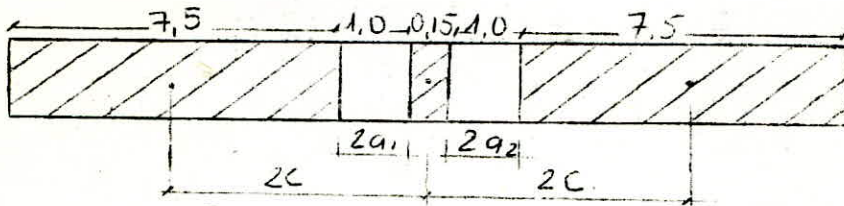
$$\alpha = 0,9942 \times 33 = 32,81 \rightarrow \psi = 0,66.$$

$$I = I_t + \sum I_i d_i^2 = 3,0773 + 2 \times 0,15 \times 4,57 \times 5,09^2 = 38,597$$

$$d'où \quad I_{eC} = \frac{I}{\frac{8 I \psi_0}{\sum I_i \alpha^2} + 1} = 36,36 \text{ m}^4$$

$$I_{eC} = 36,36 \text{ m}^4$$

Voile D



$$I_i = \frac{b h_i^3}{12}$$

$$I_1 = I_3 = \frac{0,15 \times 7,5^3}{12} = 5,2784 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,15 \times 0,15^3}{12} = 4,21 \times 10^{-5}$$

$$\sum_{i=1}^3 I_i = 10,5469 \text{ m}^4.$$

$$i_1 = i_2 = 0,0107 \text{ m}^4$$

$$2a_1 = 2a_2 = 1,00 \text{ m} \rightarrow a_1 = a_2 = 0,5 \text{ m}$$

$$2c_1 = 2c_2 = \frac{7,5}{2} + 1,00 + \frac{0,15}{2} = 4,825 \text{ m} \rightarrow c_1 = c_2 = 2,4125$$

.../...

$$w^2 = \frac{6 \times 2}{3 \times 10,5469} \cdot \frac{2,4125^2}{(0,5)^3} \times 0,0107 = 0,1889 .$$

$$w = 0,4346 .$$

$$\alpha = wZ = 0,4346 \times 33 = 14,344 \longrightarrow \psi_0 = 0,66 .$$

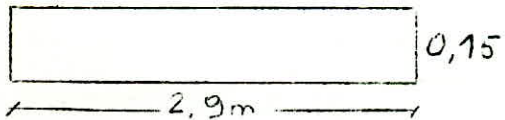
$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^2 \mathcal{J}_i d_i^2$$

$$= 10,5469 + 2 \times 0,15 \times 7,5 \times 4,825^2 = 62,928 \text{ m}^4$$

d'où $I_{eD} = 54,573013 \text{ m}^4$

$$I_{eD} = 54,573013 \text{ m}^4$$

Refend E (sans ouvertures)



$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \times 2,9^3}{12} = 0,30486 \text{ m}^4$$

Les resultats des inerties équivalentes seront exposés dans les tableaux suivants :

.../...

Tableau 1: Inerties équivalentes

REFENDS	A	B	C	D	E	F	G	H	I	1	2	3
I _{ec}	24,6138	52,922	36,36	54,573	0,30486	54,573	36,36	52,922	24,6138	0,0512	17,095	17,095
Σ	337,2423 m ⁴									34,2472 m ⁴		

Tableau 2.1: caractéristiques géométriques des refends.

VOILES	a _i (m)	c _i (m)	J _i (m ³)	x _i (m)	x ₀ (m)	Σ I _i (m ⁴)	I (m ⁴)	w	d	ψ ₀	I _e (m ⁴)
A et I	0,6	2,0225	0,7035 0,5475 0,7035	4,045 0 4,045	6,33	2,5915	25,613	1,055	34,828	0,66	24,6138
B et H	0,57	2,885	0,8415 0,5475 0,8415	5,77 0 5,77	8,575	5,022	67,054	0,619	20,423	0,66	52,922
D et F	0,5	2,41	5 0,0225 5	5,25 0 5,25	8,575	10,5469	62,928	0,4346	14,344	0,66	54,573
C et G	0,45	2,54	0,6855 0,8715 0,6855	5,09 0 5,09	7,375	3,0773	38,597	0,9942	32,87	0,66	36,36

Tableau 2.2: voiles sans fils d'ouvertures.

voiles	1	2	3	E
I _{ei} (m ⁴)	0,0512	17,095	17,095	0,25996

CALCUL DU CENTRE DE TORSION

1 - Elements transversaux

Elements	I _{ex} (m ⁴)	x _i (m)	I _{e_i} x _i (m ⁵)
V _{T_A}	24,556	0	0
V _{T_B}	52,911	4,05	214,289
V _{T_C} ³	43,887	6,9	302,82
V _{T_D}	54,568	10,95	595,882
V _{T_E}	0,25996	12,7	3,301
V _{T_F}	54,568	14,1	769,409
V _{T_G}	43,887	18,15	796,549
V _{T_H}	52,911	21	1111,13
V _{T_I}	24,556	25,05	615,127
	∑ = 337,2423		∑ = 4223,99

$$x_T = \frac{\sum I_{e_i} x_i}{\sum I_{ex}} = \frac{4223,99}{337,2423} = 12,52$$

Elements longitudinaux

Elements	I _{e_i} y (m ⁴)	y _i (m)	I _{e_i} y (m ⁵)
Voile 1	0,0512	0	0
Voile 2	17,095	4,35	74,363
Voile 3	17,095	4,35	74,363
	∑ = 34,2412		∑ = 148,7265

.../...

$$y_{t/\text{voile}} = 4,343 \xrightarrow{V_{L_1}} y_{t/\text{voiles}} = 0,157 \quad (\text{changement de repère}).$$

D'où les coordonnées du centre de torsion T

$$x_t = \frac{\sum I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}} \quad y_t = \frac{\sum I_{ei} y_i}{\sum I_{ei}}$$

Calcul du centre de masse

A- Etage courant

-1- Element verticaux(voiles transversaux et horizontaux)

Voile	Mi (t)	Xi(m)	Yi(m)	MiXi(t.m)	Mi yi(t.m)
1	1,8	-	4,225	-	7,605
2	11,981	-	0	-	0
3	11,981	-	0	-	0
A	12,994	0,075	'	0,97455	
B	18,439	4,125	'	76,060	
C	16,594	6,975	'	115,563	
D	17,794	11,025		196,17885	
E	3,262	12,775		41,672	
F	17,794	14,175		252,230	
G	16,594	18,225		302,425	
H	18,439	21,075		388,602	
I	12,994	25,125		326,474	
	160,666			1700,1794	7,605

	Mi (t)	xi (m)	Mixi (tm)	Yi(m)	MiYi (tm)
Voiles	160,666	10,647	1710,755	0,047	7,55
dalles	222,676	12,609	2807,721	0,131	29,17 .
escaliers	5,872	12,6	73,98	3,275	19,230
	389,214		4592,456		55,95

D'où le centre de masse du bâtiment :

$$G_{e_c} = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{xm} = \frac{4592,456}{389,214} = 11,799 \text{ m.} \\ G_{ym} = \frac{55,95}{389,214} = 0,143 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Le centre de torsion du bâtiment :

$$x_t = 12,52$$

$$y_t = 0,157$$

L'excentricité théorique résultant du plan sera donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} x_t - G_{xm} = 12,52 - 11,799 = 0,721 \text{ m} \\ y_t - G_{ym} = 0,157 - 0,143 = 0,014 \text{ m} \end{array} \right.$$

Le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de masse il y a lieu donc à comparer entre la torsion systématique et la torsion accidentelle, et cela conformément au critère 3.3.5 du RPA 81 ;

Pour toutes les structures comportant des planchers à dia-
phragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à
chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces

horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- excentricité theorique resultant des plans .

excentricité theorique :

$$e_{sx} = 0,721$$

$$e_{sy} = 0,014$$

excentricité accidentelle :

$$e_{ax} = \frac{5 \times 25,20}{100} = 1,26 .$$

$$e_{ay} = \frac{5 \times 25,20}{100} = 1,26 .$$

Nous prenons donc la plus grande des deux valeurs :

$$e = 1,26 \text{ m}$$

1 - Distribution des efforts d'ensemble sur les refends

* hypothèses : on suppose que :

- La raideur de torsion de chaque refend est nulle .
- L'assemblage de plusieurs refends ne forme pas un ensemble rigide pouvant presenter une raideur à la torsion , c'est à dire que l'étude est menée comme s'il s'agissait de plusieurs refends justaposés sans liaison .

2 - Methode du centre de torsion

a) Si la resultante des efforts extérieurs coïncide avec le centre des inerties de tous les refends. L'effort dans chaque refend est proportionnel à son inertie .

En effet par suite de l'indeformabilité des planchers, tous les refends subissent un même déplacement (H')

b)- Si au contraire la resultante des efforts extérieurs ne passe pas par le centre des inerties, il y'a modification des

.../...

efforts par suite de l'existence d'un moment dû à l'excentricité) donc d'un effort supplémentaire dû à la rotation(H'')

Remarque: La methode du centre de torsion depend de rigidité à la flexion du refend .

Les calculs précédents ont montré que les sollicitations dûes au vent sont negligeeables par rapport à celles dûes au séisme, et c'est avec ces dernières que nous effectuerons les calculs .

La distribution de la rigidité sur la hauteur du batiment ne presente en aucun cas des variations brusques, et le système de contreventement est conserve d'un niveau à un autre, ce qui conduit à un rapport d'inerties des refends constant sur toute la hauteur du batiment .

L'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux differents éléments de contreventement proportionnellement à leurs rigidité .

Le R.P.A preconise dans ses regles de calcul de prendre comme modèle, un modèle élastique lineaire pour l'evaluation des sollicitations (effort tranchant, moment, torsion, forces axiales) dans les éléments de la structure .

- Calcul dans le cas général

Le centre de torsion (ou centre elastique)d'un groupe de refends est le point caracterisé par les propriétés suivantes

-1- Une force dont la ligne action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends.

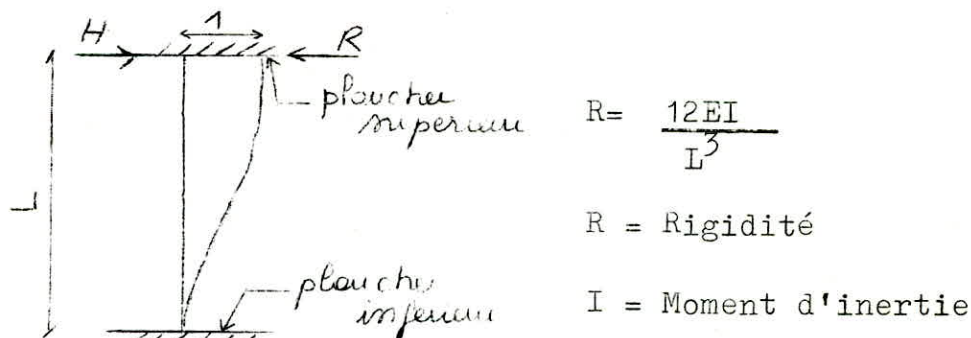
La direction de la translation est parallèle à la direction de la force .

-2- Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation est le même que le sens du moment .

La rigidité à la flexion R d'un refend est la force(ou le couple) de rappel par lequel le refend reagit quand une force

.../...

(ou un couple) extérieur H produit une translation (ou une rotation) unitaire, telle qu'elle est représentée sur la figure suivante :



Rigidité à la flexion d'un ensemble

Calcul simplifié

a - Distribution des efforts tranchants

Le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents où les axes d'inertie principaux de la plupart des refends sont parallèles, les refends disposés selon une autre direction constituent une exception. De plus les conditions pour effectuer les calculs avec les moments d'inertie à la place des rigidités sont respectées.

En effet, tous les refends ont le même module d'élasticité la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis.

Il est donc possible d'effectuer le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

- 1- On considère que les axes $X-X$, $Y-Y$ (passent par le centre de torsion) du groupe sont parallèles aux axes principaux des refends.
- 2- On détermine pour chaque refend I_x et I_y selon les axes.
- 3- Les rigidités transversales I_{xy} sont nulles dans tous les cas

En conséquence, le centre de torsion peut-être considéré comme le centre de gravité des moments d'inertie des refends.

4- La réduction de la force extérieure H par rapport au centre de torsion fournit H_x , H_y et $M = H.d.$ (d étant l'excentricité).

5- Les forces provenant des translations deviennent

$$H'_x = \bar{H}_x I_y / \sum I_y \quad H'_y = \bar{H}_y I_x / \sum I_x \quad \bar{H} \text{ est dû au seisme}$$

6- Les forces provenant des rotations deviennent

$$H''_x = \bar{H}_x d_y I_y / J \quad H''_y = \bar{H}_y d_x I_x / J \quad \text{avec } J = \sum I_x x_i^2 + \sum I_y y_i^2$$

7- Les forces finales distribuées dans les refends sont en définitive

$$H_X = H'_X + H''_X \quad H_Y = H'_Y + H''_Y$$

II Distribution des efforts tranchants

a- Force sismique dirigée transversalement (sens Y-Y)

H'_{Yj} : effort de translation sur l'élément j suivant Y.Y.

$$H'_{Yj} = \frac{\bar{H}_y I_j^{xx}}{\sum I_j^{xx}}$$

H''_{Yj} = effort dû à la rotation sur l'élément j suivant Y.Y.

$$H''_{Yj} = \frac{\bar{H}_y \cdot d \cdot I_j^{xx} x_i}{\sum I_j^{xx} x_j^2 + \sum I_i^{yy} y_i^2}$$

H''_{xi} = effort dû à la rotation sur l'élément i suivant x-x.

$$H''_{xi} = \bar{H}_y \cdot d \frac{I_i^{yy} y_i}{\sum I_j^{xx} x_j^2 + \sum I_i^{yy} y_i^2}$$

Pour un élément transversal j on aura :

$$H_{Yj} = H'_{Yj} + H''_{Yj}$$

Pour un élément longitudinal i on aura

$$H_{xi} = H''_{xi}$$

6) Force sismique dirigée longitudinalement (sens x-x)

H_{xi} : effort de translation sur l'élément i suivant x-x

.../...

$$H'_{xi} = \frac{\bar{H}_x \cdot I_i^{y-y}}{\sum I_i^{y-y}}$$

H''_{xi} = effort dû à la rotation sur l'élément i suivant x-x .

$$H''_{xi} = \bar{H}_x \cdot d \frac{I_i^{yy} \cdot y_i}{\sum I_{jj}^{x-x} \cdot x_j^2 + \sum I_i^{xx} \cdot y_i^2}$$

H''_{yj} : effort dû à la rotation sur l'élément j suivant y-y.

$$H''_{yj} = \bar{H}_x \cdot d \frac{I_j^{x-x} \cdot x_j}{\sum I_j^{x-x} \cdot x_i^2 + \sum I_i^{y-y} \cdot y_i^2}$$

- Pour un élément transversal j on aura :

$$H_{yj} = H''_{yj}$$

- Pour un élément longitudinal i on aura :

$$H_{xi} = H'_{xi} + H''_{xi}$$

Remarque : Lorsque le seisme agit transversalement, en plus de la force de translation (H'_y) les refends transversaux subissent la force de rotation (H''_y) due à l'excentricité "d" H'_y est soit augmentées, soit diminuée par H''_y suivant que la force extérieur H_y se trouve à gauche ou à droite du centre de torsion.

Il en est de même pour le sens longitudinal .

DISTRIBUTION des efforts tranchants à la base des repends

$$\bar{H}_x = 523,52 \text{ t} \quad \bar{H}_y = 622,69 \text{ t} \quad c = 1,26 \text{ m}$$

moments d'inertie			valeurs de calcul				Forces dans les repends					
	$I_y (\text{m}^4)$	$I_x (\text{m}^4)$	$x (\text{m})$	$y (\text{m})$	$I_x \cdot x^2 (\text{m}^6)$	$I_y \cdot y^2 (\text{m}^6)$	Forces dues à la translation		Forces dues à la rotation		Forces finales	
							$H''_x (\text{t})$	$H''_y (\text{t})$	$H''_{cx} (\text{t})$	$H''_{cy} (\text{t})$	$H_x (\text{t})$	$H_y (\text{t})$
V_{L1}	0,0572		4,118			0,868	0,7828		$7,54 \cdot 10^3$		0,79	
V_{L2}	17,095			-0,157		0,42137	261,368		-0,095		261,271	
V_{L3}	17,095			-0,157		0,42137	261,368		-0,095		261,271	
V_{TA}		24,613	-12,52		3858,09			46,032		-13,954	32,142	
V_{TB}		52,9222	-8,47		3796,68			98,978		-20,3	78,84	
V_{TC}		44,9036	-5,62		1418,25			83,981		-11,428	72,7	
V_{TD}		54,573	-1,57		134,51			102,065		-3,88	98,384	
V_{TE}		0,3048	0,18		$9,87 \cdot 10^{-3}$			0,57		$2,484 \cdot 10^3$	0,573	
V_{TF}		54,573	1,58		136,23			102,06		3,912	106,185	
V_{FG}		44,9036	5,63		1423,30			83,981		11,471	95,62	
V_{FH}		52,9222	8,48		3805,64			98,978		20,364	119,542	
V_{TI}		24,613	12,53		3864,26			46,032		14	60,12	
Σ	34,2412	354,33			18436,97	1,7106	523,52	662,672	-0,182	0,187	523,333	662,75

NIVEAU : 3 m .

$$\bar{H}_x = 523,335$$

$$\bar{H}_y = 662,75$$

FORCES DANS LES REFENDS						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,782		$7,542 \cdot 10^{-3}$		0,79	
V _{L2}	261,368		0,095		261,272	
V _{L3}	261,368		0,095		261,272	
V _{TA}		46,031		13,954		32,077
V _{TB}		98,976		-20,297		78,678
V _{TC}		83,98		-11,427		72,552
V _{TD}		102,063		-3,88		98,184
V _{TE}		0,57		$2,48 \cdot 10^{-3}$		0,572
V _{TF}		102,063		3,904		105,96
V _{TG}		83,98		11,45		95,427
V _{TH}		98,976		20,322		119,3
V _{TI}		46,031		13,965		60,12
	523,521	662,674	-0,184	0,0834	523,335	662,75

.../...

NIVEAU : 6 m

$\bar{H}_x = 515,077$

$\bar{H}_y = 651,401$

$e = 1,26m.$

FORCES DANS LES REFENDS						
!	FORCES DUES A LA		FORCES DUES A LA		FORCES	
	TRANSLATION		ROTATION		FINALES	
Voiles	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V_{L1}	0,7701		$7,42 \cdot 10^{-3}$		0,777	
V_{L2}	257,152		-0,094		257,057	
V_{L3}	257,152		-0,094		257,057	
V_{TA}		45,248		-13,716		31,531
V_{TB}		97,292		-19,952		77,339
V_{TC}		82,55		-11,233		71,316
V_{TD}		100,326		-3,813		96,503
V_{TE}		0,560		$2,44 \cdot 10^{-3}$		0,561
V_{TF}		100,326		3,838		104,164
V_{TG}		82,55		11,253		93,803
V_{TH}		97,292		19,975		117,267
V_{TI}		45,248		13,727		58,975
	515,074	651,397	-0,195	0,0736	514,893	651,478

.../...

NIVEAU : 9 m

$$\bar{H}_x = 498,187$$

$$\bar{H}_y = 630,041$$

$$e = 1,26m .$$

FORCES DANS LES REFENDS						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES.	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,7447		7,17710 ⁻³		0,7518	
V _{L2}	248,719		-0,0911		248,628	
V _{L3}	248,719		-0,0911		248,628	
V _{TA}		43,763		-13,266		30,497
V _{TB}		94,1009		-19,297		74,803
V _{TC}		79,843		-10,864		68,977
V _{TD}		97,035		-3,688		93,337
V _{TE}		0,5414		2,3510 ⁻³		0,552
V _{TF}		97,035		3,711		100,74
V _{TG}		79,843		10,883		90,726
V _{TH}		94,1009		19,32		113,422
V _{TI}		43,763		13,276		57,041
=	498,184		-0,1884	0,061	498,007	630,112

.../...

NIVEAU : 12 m.

$$\bar{H}_x = 472,853 \text{ t}$$

$$\bar{H}_y = 598,007$$

FORCES DANS LES REFENDS .						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,706		$6,81 \cdot 10^{-3}$		0,713	
V _{L2}	236,45		-0,085		235,98	
V _{L3}	236,45		-0,085		235,98	
V _{TA}		41,537		-12,591		28,945
V _{TB}		89,31		-18,316		70,999
V _{TC}		75,782		-10,311		65,47
V _{TD}		92,101		-3,5		88,6
V _{TE}		0,513		$2,22 \cdot 10^{-3}$		0,523
V _{TF}		92,101		3,522		95,62
V _{TG}		75,782		10,328		86,11
V _{TH}		89,31		18,337		107,65
V _{TI}		41,537		13,239		54,14
	472,85	598,003	0,178	0,048	472,683	598,074

.../...

NIVEAU : 15 m.

$$\bar{H}_x = 439,073 \text{ t}$$

$$\bar{H}_y = 555,294 \text{ t}$$

FORCES DANS LES REFENDS .						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES.	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,656		$6,31 \cdot 10^{-3}$		0,661	
V _{L2}	219,206		0,0797		219,122	
V _{L3}	219,206		0,0797		219,122	
V _{TA}		38,571		-11,69		26,88
V _{TB}		82,937		-17		65,95
V _{TC}		70,37		-9,575		60,8
V _{TD}		85,524		-3,251		82,27
V _{TE}		0,477		$2,078 \cdot 10^{-3}$		0,48
V _{TF}		85,524		3,27		88,8
V _{TG}		70,37		9,59		79,96
V _{TH}		82,937		17,014		99,96
V _{TI}		38,571		11,7		50,27
	439,069	555,283	0,152	0,055	438,91	555,335

.../...

NIVEAU : 18 m.

$\bar{H}_x = 396,85$

$\bar{H}_y = 501,894$

FORCES DANS LES REFENDS .						
VOILES	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES.	
Voiles	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,593		5,713		0,598	
V _{L2}	198,126		-0,0726		198,05	
V _{L3}	198,126		-0,0726		198,05	
V _{TA}		34,862		-10,567		24,3
V _{TB}		74,961		-15,372		59,587
V _{TC}		63,6		-8,653		54,944
V _{TD}		77,30		2,938		74,358
V _{TE}		0,431		$1,875 \cdot 10^{-3}$		0,432
V _{TF}		77,30		2,956		80,25
V _{TG}		63,6		8,67		72,272
V _{TH}		74,961		15,378		90,352
V _{TI}		34,862		10,575		45,438
	396,846	501,884	-0,137	0,049	396,706	501,932

.../...

NIVEAU : 21 m .

$\bar{H}_x = 346,18t$

$\bar{H}_y = 437,83t$

FORCES DANS LES REFENDS.						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,517		4,986		0,522	
V _{L2}	172,83		-0,063		172,766	
V _{L3}	172,83		-0,063		172,766	
V _{TA}		30,412		-9,218		21,2
V _{TB}		65,4		-13,41		51,98
V _{TC}		55,483		-7,549		47,934
V _{TD}		67,432		-2,562		64,867
V _{TE}		0,376		1,639		0,378
V _{TF}		67,432		2,578		70,01
V _{TG}		55,483		7,562		63,046
V _{TH}		65,4		13,415		78,818
V _{TI}		30,412		9,225		39,638
	346,177	437,821	-0,12	0,0438	346,054	437,857

.../...

DISTRIBUTION DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES
REFENDS .

NIVEAU : 24 m .

$$\bar{H}_x = 287,068$$

$$\bar{H}_y = 363,08$$

FORCES DANS LES REFENDS.						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES.	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy.
V L1	0,43		$4,127 \cdot 10^{-3}$		0,433	
V L2	143,317		-0,1052		143,265	
V L3	143,317		-0,052		143,265	
V TA	14	25,22		-7,64		17,575
V TB		54,23		-11,12		43,107
V TC		46,01		-6,26		39,75
V TD		55,92		-2,125		53,8
V TE		0,312		1,23		0,313
V TF		55,92		2,14		58,057
V TG		46,01		6,271		52,283
V TH		54,23		11,125		65,36
V TI		25,22		7,65		32,87
	287,063	363,08	-0,1	0,036	286,96	363,107

.../...

DISTRIBUTION DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES
REFENDS . Transversaux et longitudinaux .

NIVEAU :27

$$\bar{H}_x = 219,508 ; \quad \bar{H}_y = 277,572 ; \quad d = 1,26 \text{ m}$$

FORCES DANS LES REFENDS						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES	
	H'x(t)	H'y (t)	H''x (t)	H''y (t)	Hx (t)	Hy (t)
V _{L1}	0,328		$3,16 \cdot 10^{-3}$		0,331	
V _{L2}	109,588		-0,039		109,54	
V _{L3}	109,588		-0,039		109,54	
V _{TA}		16,7928		- 5,847		13,954
V _{TB}		36,1074 41,457		- 8,50		32,954
V _{TC}		30,636 35,175		- 4,785		30,388
V _{TD}		37,233 42,75		- 1,625		41,116
V _{TE}		0,2079 0,238		$4,639 \cdot 10^{-3}$		0,24
V _{TF}		37,233		4,635		44,384
V _{TG}		30,636		4,794		39,97
V _{TH}		36,1074		8,504		49,968
V _{TI}		16,7928		5,848		25,128
=	250,488	241,746 277,765	0,087	0,044	250,402	277,592
	219,504		-0,074		219,429	

.../...

DISTRIBUTION DES EFFORTS TRANCHANT DANS LES
REFENDS .

NIVEAU:30

$$\bar{H}_x = 143,506 ; \bar{H}_y = 181,467 ; d = 1,26 .$$

FORCES DANS LES REFENDS						
Voiles	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,2145		$2,067 \cdot 10^{-3}$		0,216	
V _{L2}	71,645		-0,026		71,61	
V _{L3}	71,645		-0,026		71,61	
V _{TA}		12,605		-3,82		8,784
V _{TB}		27,103		-5,558		21,545
V _{TC}		23		-3,13		19,867
V _{TD}		27,95		-1,062		26,88
V _{TE}		0,156		$6,8 \cdot 10^{-4}$		0,156
V _{TF}		27,95		1,069		29,017
V _{TG}		23		3,134		26,131
V _{TH}		27,103		5,56		32,66
V _{TI}		12,605		3,824		16,43
=	143,504	181,463	-0,05	0,0182	143,436	181,481

.../...

DISTRIBUTION DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES
REFENDS Efoorts cumulés

$\bar{H}_x = 67,396 \text{ t } 59,06$

$\bar{H}_y = 84,822 \text{ t } 74,683$

$P = 1,26 \text{ m}$

NIVEAU 33 m.

FORCES DANS LES REFENDS						
	FORCES DUES A LA TRANSLATION		FORCES DUES A LA ROTATION		FORCES FINALES	
	H'x	H'y	H"x	H"y	Hx	Hy
V _{L1}	0,08		$8,508 \cdot 10^{-4}$		0,0885	
V _{L2}	29,485		-0,0105		29,508	
V _{L3}	29,485		-0,0105		29,508	
V _{TA}		5,187		-1,572		3,614
V _{TB}		11,153		-2,287		8,84
V _{TC}		9,464		-1,287		8,17
V _{TD}		11,502		-0,436		11,06
V _{TE}		0,063		$-2,8 \cdot 10^{-5}$		0,064
V _{TF}		11,502		0,439		11,94
V _{TG}		9,464		1,289		10,75
V _{TH}		11,153		2,29		13,44
V _{TI}		5,187		1,573		6,769
	= 67,395	74,682	- 0,02	$8,810 \cdot 10^{-5}$	59,039	74,69

59,05

.../...

Distribution des efforts tranchant $H_x(t)$ dans les refends
sens longitudinal par niveau avec cumuls d'efforts .

Voiles	$V_{L_1}(t)$	$V_{L_2}(t)$	$V_{L_3}(t)$
Niveau			
11	0,0885	29,508	29,508
10	0,216	71,61	71,61
9	0,331	109,54	109,54
8	0,433	143,265	143,265
7	0,522	172,766	172,766
6	0,598	198,05	198,05
5	0,661	219,122	219,122
4	0,713	235,98	235,98
3	0,7518	248,628	248,628
2	0,777	257,057	257,057
1	0,79	261,272	261,272
0	0,79	261,272	261,272

Distribution des efforts tranchant $H_x(t)$ dans les refends
sens longitudinal par niveau sans cumuls d'efforts .

Voiles	$V_{L_1}(t)$	$V_{L_2}(t)$		$V_{L_3}(t)$
Niveau				
11	0,0885	29,508	30	29,508
10	0,1275	42,102	27	42,102
9	0,115	37,93	24	37,93
8	0,102	33,725	21	33,725
7	0,089	29,501	18	29,501
6	0,076	25,284	15	25,284
5	0,063	21,072	12	21,072
4	0,052	16,858	9	16,858
3	0,0388	12,648	6	12,648
2	0,025	8,429	3	8,429
1	0,013	4,215		4,215
0	0,79	261,272		261,272

.../...

CALCUL DES REFENDS .

Chaque refend est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour les sections données. Le calcul est celui d'un mur en béton armé de section rectangulaire, soumis à l'action des sollicitations extérieures M , V , et H , où $V = G + P$.

Refends pleins

Le refend peut être assimilé à une console soumise aux effets du seisme. Les éléments de réduction des forces directement appliquées au refend (charges verticales et effort du seisme) sont constitués à un niveau donné par :

N effort normal

T effort tranchant

M Moment flechissant

Refends à une file d'ouverture

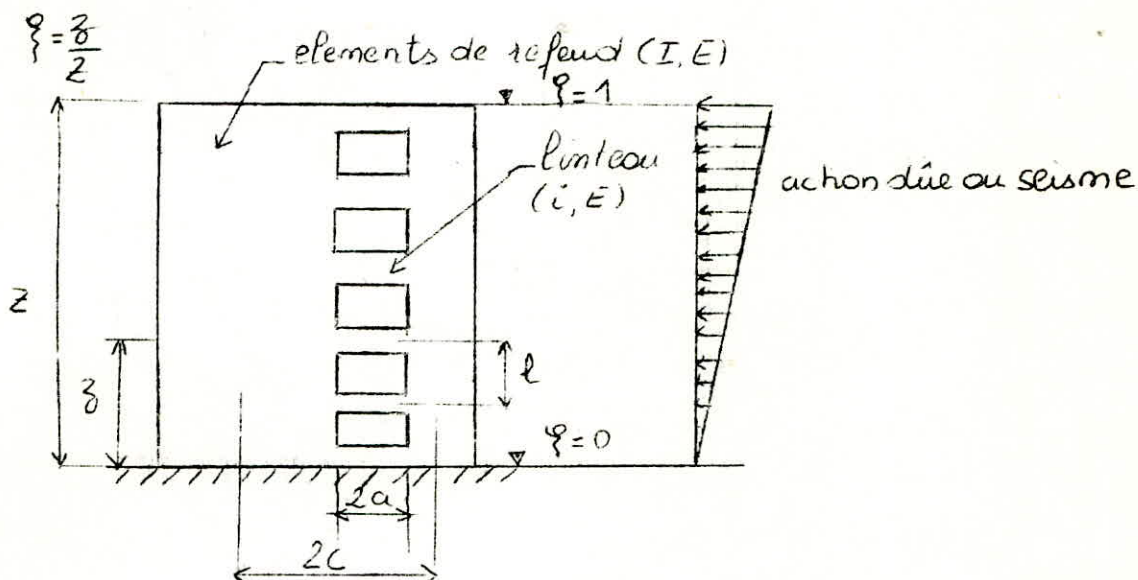
La méthode que nous utiliserons est celle exposée par MM. ALBIGES et GOULET fournissant des abaques pour le calcul de la structure .

Hypothèses

1. Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend (un " élément de refend " étant une partie de refend départ ou d'autre de la file d'ouvertures) .
2. Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage .

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé, du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux , à la structure constitué par deux éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment .

.../...



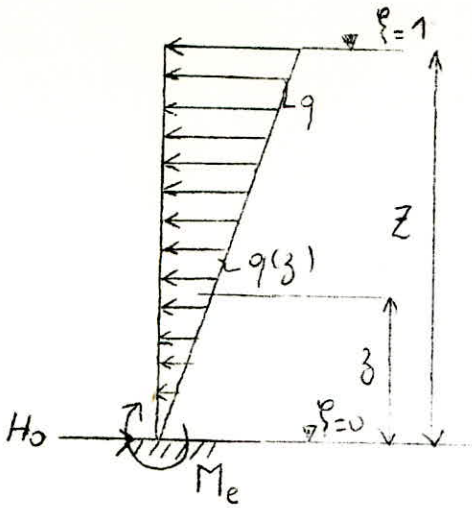
On admettra en outre que :

- La hauteur d'étage est constante
- Les linteaux qui lient les deux éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques
- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refend .

La méthode traitée dans l'ouvrage de M. Diver concerne les charges uniformément réparties sur toute la hauteur du bâtiment (sollicitation dues au vent).

Dans notre cas, nous devons considérer les sollicitations dues au seisme, celles-ci donnent une charge de distribution triangulaire sur la hauteur de la structure .

M.M Albigès et Goulet présentent dans cet ouvrage des abaques pour le calcul pratique de notre structure. Ils nous suffit donc de déterminer pour compléter le calcul , les formules qui donnent les efforts internes .



- Moment d'encastrement M_e :

$$* M_e = q \cdot Z/2 \times 2/3 Z = q \cdot \frac{Z^2}{3}$$

- Effort tranchant à la base H_0 :

$$* H_0 = q \cdot Z/2$$

- Moment flechissant dans une section droite :

$$m(z) = H_0 \cdot z - q \cdot \frac{z^2}{3} - 1/2 q_z \cdot z \cdot 1/3 \cdot z$$

$$q_z/q = z/Z \text{ et } z/Z = \varphi$$

$$q_z = q \cdot z/Z$$

$$\Rightarrow m(z) = 1/2 \cdot q \cdot Z \cdot z - q \cdot \frac{z^2}{3} - q \cdot \frac{z^3}{6}$$

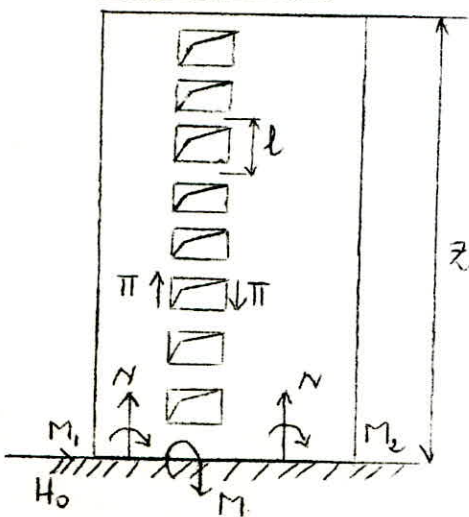
$$m(z) = \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot Z \right) \cdot z \left[\frac{z}{Z} - \frac{2}{3} - \frac{1}{3} \frac{z^2}{Z^2} \right]$$

$$m(z) = H_0 Z \left[\varphi - \frac{2}{3} - \frac{1}{3} \varphi^3 \right]$$

$$m(z) = \frac{H_0 Z}{3} \left[3\varphi - 2 - \varphi^3 \right] \text{ avec } M(z) = -m(z)$$

$$M(z) = H_0 \cdot Z \cdot \left(\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3} \right)$$

Cas general

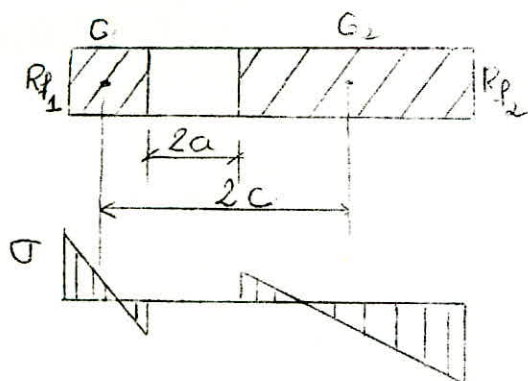


I : inertie totale du refend

E : Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend et le linteau

$\mathcal{A}_1, \mathcal{A}_2$: aires des éléments de refend 1 et 2

m : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.



II : effort tranchant dans le lin-
teau

l : hauteur d'un étage

Z : hauteur du bâtiment

N : effort normal dans chaque élément
de refend .

Les efforts internes seront calculés avec les formules sui-
vantes :

$$II = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \times \phi \quad (\phi \text{ donné par abaque de M. Divers: 223a})$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \cdot \left[\frac{(\phi^3 - 3\phi + 2)}{3} - \frac{2C m \psi}{I} \right] \quad (\psi : \text{abaque B23b})$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \cdot \left[\frac{(\phi^3 - 3\phi + 2)}{3} - \frac{2C m \psi}{I} \right]$$

avec I_1 et I_2 inerties des éléments de refend 1 et 2 .

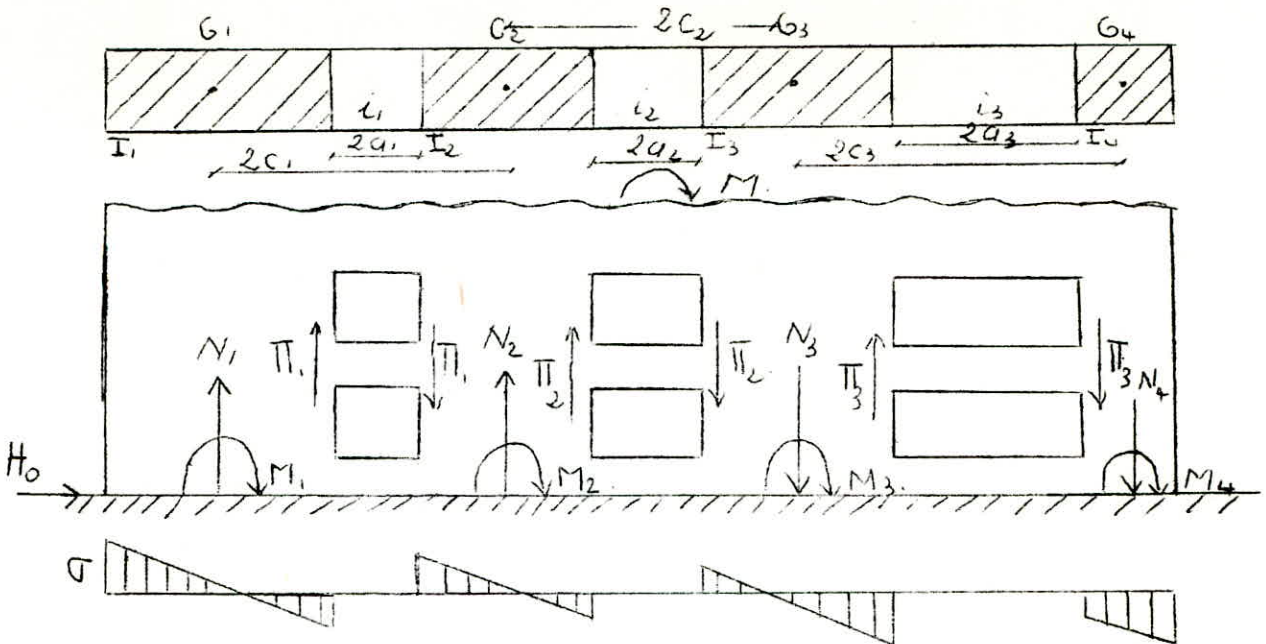
$$N = \sum_{i=0}^n II_i \quad n = \text{étage considéré .}$$

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une verifi-
cation de l'équilibre extérieur .

$$M = M_1 + M_2 + 2N.C.$$

Refends à plusieurs files d'ouverture

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file
d'ouvertures peut-être généralisée dans le cas des refends à plu-
sieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux
efforts normaux dans les éléments de refend .



Les efforts internes seront calculés avec les formules suivantes :

$$\overline{\Pi}_i' = H_0 \cdot I_i \frac{i_i C_i}{2a_1^3 \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \quad \text{Ø } i_1=i_2=\dots=i_n \quad (\text{Ø abaque B23a})$$

$$N_1 = \sum \overline{\Pi}_1 \quad N_2 = \sum \overline{\Pi}_2 - \sum \overline{\Pi}_1 \quad N_3 = \sum \overline{\Pi}_3 - \sum \overline{\Pi}_2 \text{ ect..}$$

$\sum \overline{\Pi}_1, \sum \overline{\Pi}_2, \text{ ect } \dots$ étant les sommes des efforts $\overline{\Pi}$ à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré .

$$M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2 + \dots} \times H_0 \cdot Z \left[\left(\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3} \right) - \psi \right] \quad (\text{abaque B23b})$$

il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) + \dots$$

Remarque : Il est conseillé pour les petites ouvertures d'effectuer deux évaluations de $\overline{\Pi}$, une première avec la formule précédente et une deuxième avec la relation : $\overline{\Pi}_i'' = H_0 \cdot i_i (1 - \varphi^2) / I$ et d'utiliser dans l'étude une valeur intermédiaire c.a.d

$$\overline{\Pi}_i = (\overline{\Pi}_i' + \overline{\Pi}_i'') / 2 .$$

Les ouvertures dont la surface ne dépasse pas environ 25% de la surface totale du réfené peuvent être généralement considérées comme des petites ouvertures. Les surfaces mentionnées .../...

sont prises en consideration en élévation et non pas en coupe transversale .

Si la surface des ouvertures est plus petites qu'environ 10 % de la surface totale du refend, on emploie directement la relation

$$\Pi_i = H_o m_i (1 - \varphi^2) / I$$

m_i étant le moment statique de l'élément de refend (ou des éléments de refend) qui tend (ou tendent) à glisser par rapport au linteau pris en consideration . Il est calculé par rapport au centre de gravité de l'ensemble des éléments .

EFFORTS Dans les Voiles pleins

	Seisme Longitudinal.						transversal	
	V_{L1}		V_{L2}		V_{L3}		V_{TE}	
N°	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)	T(t)	M(t.m)
11	0,0885	0,0000	29,5080	0,0000	29,5080	0,0000	0,0640	0,0000
10	0,2160	0,2655	71,6100	88,5240	71,6100	88,5240	0,1560	0,1920
9	0,3310	0,9135	109,5400	303,3540	109,5400	303,3540	0,2400	0,6600
8	0,4330	1,9065	143,2650	631,9740	143,2650	631,9740	0,3130	1,3800
7	0,5220	3,2601	172,7660	1061,7690	172,7660	1061,7690	0,3780	2,3190
6	0,5980	4,7715	198,0500	1580,0670	198,0500	1580,0670	0,4320	3,453
5	0,6610	6,5655	219,1220	2174,2170	219,1220	2174,2170	0,4800	4,7490
4	0,7130	8,5485	235,9800	2831,5830	235,9800	2831,5830	0,5230	6,1890
3	0,7518	10,6875	248,6280	3539,523	248,6280	3539,523	0,5520	7,7580
2	0,7770	12,9429	257,0570	4285,407	257,0570	4285,407	0,5610	9,4140
1	0,7900	15,9433	261,2720	5056,578	261,2720	5056,578	0,5720	11,121
0	0,7900	17,6427	261,2720	5840,124	261,2720	5840,124	0,5720	12,8670

Efforts dans des Voiles avec Ouvertures (2 ouvertures)

VOILE A

ξ	\emptyset	ψ	$\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} \cdot \psi$	$T_1(t)$	$T_2(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	$7,72 \cdot 10^{-3}$	$3,098 \cdot 10^{-4}$	2,140	2,140	0,163	$1,572 \cdot 10^3$	0,163	2,140	0	-2,140
0,818	0,34	0,0308	$3,140 \cdot 10^{-4}$	4,044	4,044	0,165	$1,597 \cdot 10^3$	0,165	6,184	0	-6,184
0,727	0,46	0,0720	$-4,250 \cdot 10^{-3}$	5,471	5,471	-2,235	0,0216	-2,235	11,656	0	-11,656
0,636	0,59	0,123	$-6,580 \cdot 10^{-3}$	7,017	7,017	-3,464	0,0330	-3,464	18,673	0	-18,673
0,545	0,70	0,185	$-9,370 \cdot 10^{-3}$	8,325	8,325	-4,935	0,0476	-4,935	27,000	0	-27,000
0,454	0,81	0,250	$-6,140 \cdot 10^{-3}$	9,634	9,634	-3,230	0,0307	-3,230	36,634	0	-36,634
0,363	0,87	0,329	$-9,380 \cdot 10^{-3}$	10,348	10,348	-4,938	0,0476	-4,938	46,980	0	-46,980
0,272	0,93	0,390	0,0113	11,062	11,062	5,952	0,0565	5,952	58,043	0	-58,043
0,181	0,97	0,480	$7,640 \cdot 10^{-3}$	11,538	11,538	4,017	0,0388	4,017	69,580	0	-69,580
0,090	0,99	0,575	$1,900 \cdot 10^{-3}$	11,776	11,776	0,995	$9,67 \cdot 10^3$	0,995	81,357	0	-81,357
0,000	1,00	0,660	$6,660 \cdot 10^{-3}$	11,894	11,894	3,489	0,0340	3,489	93,252	0	-93,252

$I_1 = 1,2936 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,0125 \text{ m}^4$; $I_3 = 1,2936 \text{ m}^4$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 2,5997 \text{ m}^4$; $H_0 = 32,077 \text{ t}$; $Z = 33 \text{ m}$

VOILE B

ψ	\emptyset	ψ	$\frac{\psi^3 - 3\psi + 2}{3} - \psi$	$\Pi_1(t)$	$\Pi_2(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	7,7210 ³	3,098.10 ⁻⁴	3,694	3,694	0,356	0,089	0,356	3,694	0	-3,694
0,818	0,34	0,0308	3,140.10 ⁻⁴	6,978	6,978	0,362	0,0909	0,362	10,672	0	-10,672
0,727	0,46	0,072	-4,250.10 ⁻³	9,447	9,447	-4,899	-1,236	-4,899	20,113	0	-20,113
0,636	0,59	0,123	-6,580.10 ⁻³	12,109	12,109	-7,585	-1,912	-7,585	32,222	0	-32,222
0,545	0,70	0,185	-9,370.10 ⁻³	14,367	14,367	-10,801	-2,720	-10,801	46,589	0	-46,589
0,454	0,81	0,250	-6,140.10 ⁻³	16,624	16,624	-7,076	-1,785	-7,076	63,214	0	-63,214
0,363	0,87	0,329	-9,380.10 ⁻³	17,856	17,856	-10,810	-2,720	-10,810	81,070	0	-81,070
0,272	0,93	0,390	0,0113	19,087	19,087	13,022	3,280	13,022	100,157	0	-100,157
0,181	0,97	0,480	7,640.10 ⁻³	19,908	19,908	8,806	2,220	8,806	120,065	0	-120,065
0,090	0,99	0,575	1,900.10 ⁻³	20,318	20,318	2,186	0,551	2,186	140,383	0	-140,383
0,000	1,00	0,660	6,660.10 ⁻³	20,516	20,516	7,679	1,936	7,679	160,900	0	-160,900

$I_1 = 2,2545 m^4$; $I_2 = 0,5687 m^4$; $I_3 = 2,2545 m^4$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 5,07799 m^4$; $H_0 = 78,678t$; $z = 33m$

-93-

VOILE C

g	\emptyset	ψ	$\frac{\psi^3 - 3\psi + 2}{3} - \psi$	$T_1(t)$	$T_2(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	$7,72 \cdot 10^3$	$3,098 \cdot 10^{-4}$	3,848	3,848	0,287	0,166	0,287	3,848	0	-3,848
0,818	0,34	0,0308	$3,14 \cdot 10^{-4}$	7,269	7,269	0,291	0,168	0,291	11,117	0	-11,117
0,727	0,46	0,072	$-4,25 \cdot 10^{-3}$	9,835	9,835	-3,944	-2,285	-3,944	20,952	0	-20,952
0,636	0,59	0,123	$-6,58 \cdot 10^{-3}$	12,614	12,614	-6,107	-3,539	-6,107	33,566	0	-33,566
0,545	0,70	0,185	$-9,37 \cdot 10^{-3}$	14,966	14,966	-8,697	-5,039	-8,697	48,532	0	-48,532
0,454	0,81	0,250	$-6,14 \cdot 10^{-3}$	17,318	17,318	-5,699	-3,302	-5,699	65,850	0	-65,850
0,363	0,87	0,329	$-9,38 \cdot 10^{-3}$	18,601	18,601	-8,706	-5,045	-8,706	84,451	0	-84,451
0,272	0,93	0,390	0,0113	19,884	19,884	10,488	6,077	10,488	104,335	0	-104,335
0,181	0,97	0,480	$7,64 \cdot 10^{-3}$	20,739	20,739	7,091	4,109	7,091	125,074	0	125,074
0,090	0,99	0,575	$1,90 \cdot 10^{-3}$	21,167	21,167	1,763	1,022	1,763	146,241	0	146,241
0,000	1,00	0,660	$6,66 \cdot 10^{-3}$	21,380	21,380	6,182	3,582	6,182	167,621	0	167,621

$$I_1 = 1,193 \text{ m}^4 ; \quad I_2 = 0,6913 \text{ m}^4 ; \quad I_3 = 1,193 \text{ m}^4 ; \quad \sum_{i=1}^3 I_i = 3,0773 ; \quad H_0 = 72,552t ; \quad z = 33 \text{ m}$$

VOILE D

φ	\emptyset	ψ	$\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3} - \psi$	$\pi_1 (t)$	$\pi_2 (t)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$M_3 (t.m)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$	$N_3 (t)$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	$7,72 \cdot 10^3$	$3,098 \cdot 10^{-4}$	5,494	5,494	0,507	0	0,507	5,494	0	-5,494
0,818	0,34	0,0308	$3,140 \cdot 10^{-4}$	10,378	10,378	0,508	0	0,508	15,871	0	-15,871
0,727	0,46	0,072	$-4,250 \cdot 10^{-3}$	14,040	14,040	-6,870	0	-6,870	29,912	0	-29,912
0,636	0,59	0,123	$-6,580 \cdot 10^{-3}$	17,898	17,898	-10,650	0	-10,650	47,920	0	-47,920
0,545	0,70	0,185	$-9,370 \cdot 10^{-3}$	21,366	21,366	-15,172	0	-15,172	69,287	0	-69,287
0,454	0,81	0,250	$-6,140 \cdot 10^{-3}$	24,722	24,722	-9,938	0	-9,938	94,070	0	-94,070
0,363	0,87	0,329	$-9,380 \cdot 10^{-3}$	26,554	26,554	-15,184	0	-15,184	120,564	0	-120,564
0,272	0,93	0,390	0,0113	28,386	28,386	18,305	0	18,305	148,950	0	-148,950
0,181	0,97	0,480	$7,640 \cdot 10^{-3}$	29,607	29,607	12,371	0	12,371	178,556	0	-178,556
0,090	0,99	0,575	$1,900 \cdot 10^{-3}$	30,217	30,217	3,070	0	3,070	208,775	0	-208,775
0,000	1,00	0,660	$6,660 \cdot 10^{-3}$	30,516	30,516	10,786	0	10,786	239,292	0	-239,292

$I_1 = 5,2734 \text{ m}^4$; $I_2 = 4,21 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$; $I_3 = 5,2734 \text{ m}^4$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 10,5469 \text{ m}^4$; $H_0 = 98,184 \text{ t}$; $Z = 33 \text{ m}$

VOILE F

ρ	\emptyset	ψ	$\frac{\rho^3 \cdot 39+2}{3} \cdot \psi$	$\Pi_1 (t)$	$\Pi_2 (t)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$M_3 (t.m)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$	$N_3 (t)$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	$7,72 \cdot 10^3$	$3,098 \cdot 10^4$	5,928	5,928	0,547	0	0,547	5,928	0	-5,928
0,818	0,34	0,0308	$3,140 \cdot 10^4$	11,200	11,200	0,547	0	0,547	17,127	0	-17,127
0,727	0,46	0,072	$4,250 \cdot 10^4$	15,752	15,752	-7,430	0	-7,430	32,280	0	-32,280
0,636	0,59	0,123	$6,580 \cdot 10^3$	19,434	19,434	-11,504	0	-11,504	51,715	0	-51,715
0,545	0,70	0,185	$9,370 \cdot 10^3$	23,058	23,058	-16,374	0	-16,374	74,774	0	-74,774
0,454	0,81	0,250	$6,140 \cdot 10^3$	26,681	26,681	-10,724	0	-10,724	101,455	0	-101,455
0,363	0,87	0,329	$9,380 \cdot 10^3$	28,660	28,660	-16,406	0	-16,406	130,114	0	-130,114
0,272	0,93	0,390	0,0113	30,634	30,634	19,753	0	19,753	160,748	0	-160,748
0,181	0,97	0,480	$7,640 \cdot 10^3$	31,952	31,952	13,352	0	13,352	192,700	0	-192,700
0,090	0,99	0,575	$1,900 \cdot 10^3$	32,602	32,602	3,316	0	3,316	225,303	0	-225,303
0,000	1,00	0,660	$6,660 \cdot 10^3$	32,940	32,940	11,633	0	11,633	258,243	0	-258,243

$I_1 = 5,2734 \text{ m}^4$; $I_2 = 4,21 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$; $I_3 = 5,2734 \text{ m}^4$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 10,5469 \text{ m}^4$; $H_0 = 105,96 \text{ t}$; $Z = 33 \text{ m}$

VOILE G

φ	Φ	ψ	$\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3}$	T_1 (H)	T_2 (H)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	N_1 (H)	N_2 (H)	N_3 (H)
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	7,72.10 ⁻²	3,098.10 ⁻⁴	5,061	5,061	0,377	0,218	0,377	5,061	0	-5,061
0,818	0,34	0,0308	3,740.10 ⁻⁴	9,560	9,560	0,382	0,227	0,392	14,622	0	-14,622
0,727	0,46	0,072	-4,250.10 ⁻³	12,935	12,935	-5,187	-3,000	-5,187	27,557	0	-27,557
0,636	0,59	0,123	-6,580.10 ⁻³	16,591	16,591	-8,032	-4,654	-8,032	44,749	0	-44,749
0,545	0,70	0,185	-9,370.10 ⁻³	19,684	19,684	-11,439	-6,627	-11,439	63,833	0	-63,833
0,454	0,81	0,250	-6,740.10 ⁻³	22,778	22,778	-7,495	-4,343	-7,495	86,612	0	-86,612
0,363	0,87	0,329	-9,380.10 ⁻³	24,465	24,465	-11,450	-6,635	-11,450	111,077	0	-111,077
0,272	0,93	0,390	0,0193	26,753	26,753	13,794	7,993	13,794	137,230	0	-137,230
0,181	0,97	0,480	7,640.10 ⁻³	27,277	27,277	9,326	5,404	9,326	164,508	0	-164,508
0,090	0,99	0,575	1,900.10 ⁻³	27,840	27,840	2,378	1,344	2,378	192,349	0	-192,349
0,000	1,00	0,660	6,660.10 ⁻³	28,127	28,127	8,137	4,711	8,137	220,470	0	-220,470

$I_1 = 1,193 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,6913$; $I_3 = 1,193$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 3,0773 \text{ m}^4$; $H_0 = 95,427 \text{ t}$; $Z = 33 \text{ m}$

VOILE H

φ	\emptyset	ψ	$\frac{\varphi^3 - 3\varphi + 2}{3} - \psi$	$\Pi_1(\varphi)$	$\Pi_2(\varphi)$	$M_1(\text{t.m})$	$M_2(\text{t.m})$	$M_3(\text{t.m})$	$N_1(\text{t})$	$N_2(\text{t})$	$N_3(\text{t})$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	7,72.10 ³	3,098.10 ⁻⁴	5,582	5,582	0,540	0,736	0,540	5,582	0	-5,582
0,818	0,34	0,0308	3,140.10 ⁻⁴	10,544	10,544	0,548	0,737	0,548	16,727	0	-16,727
0,727	0,46	0,072	-4,250.10 ⁻³	14,265	14,265	-7,420	-1,867	-7,420	30,392	0	-30,392
0,636	0,59	0,123	-6,580.10 ⁻³	18,297	18,297	-11,500	-2,900	-11,500	48,690	0	-48,690
0,545	0,70	0,185	-9,370.10 ⁻³	21,709	21,709	-16,376	-4,127	-16,376	70,399	0	-70,399
0,454	0,81	0,250	-6,140.10 ⁻³	25,727	25,727	-10,725	-2,702	-10,725	95,520	0	-95,520
0,363	0,87	0,323	-9,380.10 ⁻³	26,981	26,981	-16,388	-4,127	-16,388	122,501	0	-122,501
0,272	0,93	0,390	0,0773	28,842	28,842	19,757	4,981	19,757	157,344	0	-157,344
0,181	0,97	0,480	7,640.10 ⁻³	30,083	30,083	13,354	3,366	13,354	187,427	0	-187,427
0,090	0,99	0,575	1,900.10 ⁻³	30,703	30,703	3,377	0,835	3,377	212,130	0	-212,130
0,000	1,00	0,660	6,660.10 ⁻³	31,013	31,013	11,634	2,930	11,634	247,915	0	-247,915

$I_1 = 2,2545 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,5687 \text{ m}^4$; $I_3 = 2,2545$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 5,07799$; $H_0 = 179,3 \text{ t}$; $z = 33 \text{ m}$

VOILE I

φ	\emptyset	ψ	$\frac{\varphi^3 \cdot 3\psi + 2}{3} \cdot \psi$	$\Pi_1 (CF)$	$\Pi_2 (CH)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$M_3 (t.m)$	$N_1 (CF)$	$N_2 (CH)$	$N_3 (CF)$
1,000	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0	0,000
0,909	0,18	$7,72 \cdot 10^2$	$3,098 \cdot 10^4$	4,077	4,077	0,305	$2,942 \cdot 10^3$	0,305	4,077	0	-4,077
0,818	0,34	0,0308	$3,140 \cdot 10^4$	7,580	7,580	0,308	$3,000 \cdot 10^3$	0,308	11,600	0	-11,600
0,727	0,46	0,072	$-4,250 \cdot 10^3$	10,254	10,254	-4,185	-0,040	-4,185	21,845	0	-21,845
0,636	0,59	0,123	$-6,580 \cdot 10^3$	13,753	13,753	-6,500	-0,062	-6,500	35,000	0	-35,000
0,545	0,70	0,185	$-9,310 \cdot 10^3$	15,605	15,605	-9,244	-0,0892	-9,244	50,604	0	-50,604
0,454	0,81	0,250	$-6,140 \cdot 10^3$	18,057	18,057	-6,056	-0,0566	-6,056	68,660	0	-68,660
0,363	0,87	0,329	$-9,380 \cdot 10^3$	19,388	19,388	-9,255	-0,0886	-9,255	85,050	0	-85,050
0,272	0,93	0,390	0,0773	20,732	20,732	11,155	0,105	11,155	108,783	0	-108,783
0,181	0,97	0,480	$7,640 \cdot 10^3$	21,625	21,625	7,528	0,0726	7,528	130,408	0	-130,408
0,090	0,99	0,575	$1,900 \cdot 10^3$	22,070	22,070	1,865	0,018	1,865	152,478	0	-152,478
0,000	1,00	0,660	$6,666 \cdot 10^3$	22,300	22,300	6,540	0,0615	6,540	172,310	0	-172,310

$I_1 = 1,2936 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,0125 \text{ m}^4$; $I_3 = 1,2936 \text{ m}^4$; $\sum_{i=1}^3 I_i = 2,5997 \text{ m}^4$; $H_0 = 60,72 \text{ t}$; $Z = 33 \text{ m}$.

FERRAILLAGE DES VOILES

I - Introduction

Sous l'action des charges verticales (seisme, charges permanentes, surcharges) et des forces horizontales (seisme, vent) un refend est sollicité en flexion composée.

Les sollicitations que nous allons considérer pour la détermination des sections d'aciers nécessaires sont les résultats de la superposition des sollicitations dues aux forces verticales et horizontales.

En effectuant ces superpositions des sollicitations, il serait important de rappeler que les forces (seisme, dans notre cas) ont un caractère alternatif, elles peuvent changer de signe en gardant la même valeur absolue et la même direction.

Donc l'état de contrainte se trouve modifié qualitativement (mutation compression, traction).

Nous aurons donc les deux (2) combinaisons suivantes à considérer et ce, conformément aux règles R.P.A. 81

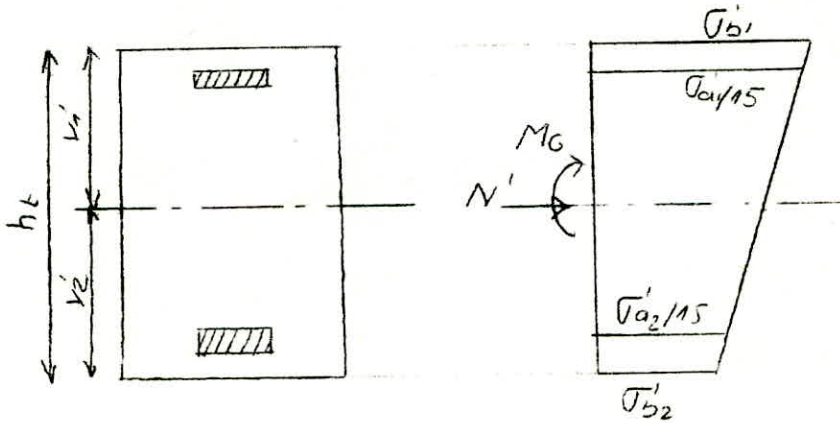
$$\begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ combinaison : } 0,8 G + E \\ 2^{\text{eme}} \text{ combinaison : } G + Q + E \end{array} \left\{ \begin{array}{l} G = \text{charge permanente} \\ Q = \text{surcharge d'exp.} \\ E = \text{effort dû au seisme} \end{array} \right.$$

Etude de la section en flexion composée.

- La flexion composée sera définie soit par un effort normal N et un moment M rapporté à un point donné de la section soit par un effort normal passant par un point C donné.

.../...

a - condition pour que la section soit entièrement comprimée .



pour que la section soit entièrement comprimée il faut :

- que l'effort normal soit un effort de compression N'
- que l'on ait
$$e_G = \frac{M_G}{N} < \frac{I_{XX'}}{(B'+15 A')V_2'}$$
 ou plus simplement

$$e_G < \frac{ht}{6}$$

dans le cas des sections rectangulaire .

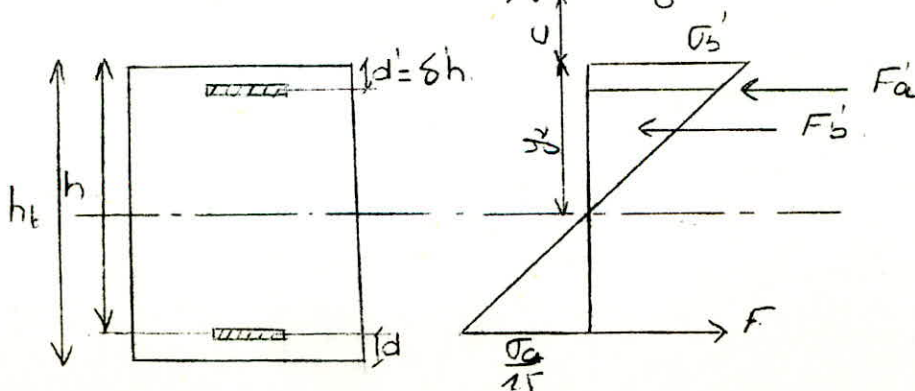
b - condition pour que la section soit entièrement tendue .

il faut :

- que l'effort normal N soit un effort de traction
- que
$$e_G = \frac{M_G}{N} \leq \frac{ht}{6}$$

c- condition pour que la section soit partiellement comprimée

Il faut que:
$$e_G = \frac{M_G}{N} > \frac{ht}{6}$$



II PRINCIPE DE CALCUL .

- La verification de la resistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus defavorables doit être effectué avec la contrainte admissible du beton du 1^{er} genre majorée au plus de 50 % et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} et ce pour des sollicitations du 2^{eme} genre conforment aux RPA 81.

- La verification de la resistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectué avec :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{T} = 1,4 T \\ N = 0 \\ \bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_{28} \\ \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} \end{array} \right\} \text{ d'après RPA 81 .}$$

- Disposition des armatures -

Les armatures de la section transversale resistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule suivante .

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100 . \quad \text{avec } \tau = \frac{1,4T}{b.z} \quad (\text{RPA 81}) .$$

- Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe et ceci dans chaque direction

$$\left. \begin{array}{l} \bar{w} = 0,15 \quad \text{pour } \tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \\ \bar{w} = 0,15 \quad \text{pour } \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \end{array} \right\} \text{ conformement aux regles RPA 81 .}$$

- Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales , l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures .

$$\bar{w}_r \geq 0,5 \%$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit-être tel que :

$$t \leq \begin{cases} 30\text{cm} \\ 1,5b \end{cases} \quad \begin{array}{l} t = \text{espacement} \\ b = \text{épaisseur du voile} \end{array}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 epingles au mètre carré . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'exterieur .

- A chaque extremité du voile , l'espacement t des barres doit être reduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux , dont l'espacement ne doit pas être superieur à l'épaisseur du voile .

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 5 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

- 20 ϕ dans le cas contraire

- La longueur d'ancrage des armatures est égale ou superieure à 50 ϕ dans les voiles

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être muncés de crochets à la parties superieure (Toutes les autres barres n'ont pas de crochets .

- Le diametre des barres ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile (sauf dans la zone d'about) .

- L'espacement verticale maximum pour ces armatures est $\bar{t} \leq 15\phi_v$

* On peut remarquer que les aciers transversaux seront autant plus utiles qu'ils empechent les flembements des aciers verticaux

- Le long des joints de reprise de coulage on prévoit des armatures verticales de couture reparties uniformement en deux nappes équilibrant la totalité de l'effort tranchant

$$A_{vj} = \frac{T}{\sigma_{en}} .$$

.../...

- Les linteaux doivent être conçus à façon à éviter leur rupture fragile . Ils doivent être capable de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont les sens d'action peuvent alterer.

- La verification de la resistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus defavorables doit

III Ferrailage des VOILES PLEINS .

Voile V_{L_2} (même pour V_{L_1}) .

Zone I . niveau 0.m.

	G (t)	E (t)	0,8G+E (t)	Q (t)	G + Q + E (t)
N	276	0	221	25	301
M(t.m)	0	5840	5840	0	5840
T	261,272	0	261,272		261,272

a) Etude du voile sans la sollicitation 0,8 G + E .

$N = 221 \text{ t}$

$h_t = 11,1 \text{ m}$

$M = 5840 \text{ t.m}$

$b = 0,15 \text{ m}$

$T = 261 \text{ t}$

$0_n . a \quad e_G = \frac{5840}{221} = 26,42 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = 1,85 \text{ m} \rightarrow \text{S.P.C.}$

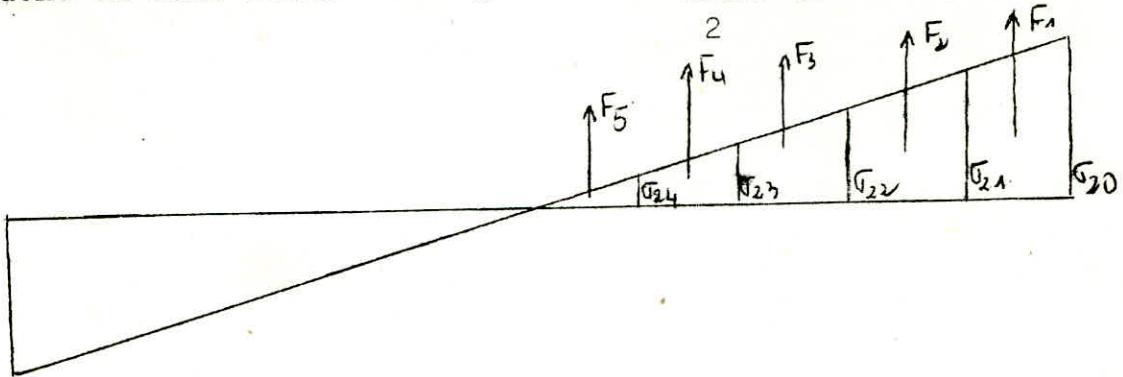
b) Recherche de la zone tendue .

$\frac{N}{A} - \frac{M \cdot x}{I} = 0 \implies x = \frac{N \cdot I}{A \cdot M} = \frac{221 \cdot 17,095}{0,15 \times 11,1 \times 5840} = 0,38 \text{ m}$

$\implies x = 38 \text{ cm}$

.../...

donc la zone tendue est égale à $\frac{ht}{2} - x = 5,162 \text{ m}$.



Le ferrailage de ce voile se fera mètre par mètre, pour cela on calculera les contraintes moyennes dans chaque intervalle d'1 metre qui nous donnera la force à partir de laquelle on déterminera la section d'acier nécessaire.

CALCUL DES CONTRAINTES.

$$\sigma'_{2,0} = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = 13,27 - \frac{5840 \times 555 \cdot 10^5}{17,095 \cdot 10^8} = 176,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{2,1} = - 142,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{2,2} = - 108 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{2,3} = - 73,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{2,4} = - 39,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{2,5} = - 5,51 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DES CONTRAINTES MOYENNES.

$$\sigma'_{1m} = \frac{\sigma'_{2,0} + \sigma'_{21}}{2} = 159 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{2m} = \frac{\sigma'_{2,1} + \sigma'_{22}}{2} = 125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{3m} = \frac{\sigma'_{22} + \sigma'_{23}}{2} = 90,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{4m} = \frac{\sigma'_{23} + \sigma'_{24}}{2} = 56,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{5m} = \frac{\sigma'_{2,4} + \sigma'_{25}}{2} = 22,6 \text{ Kg/cm}^2$$

.../...

CALCUL DES SECTIONS .

$$A_i = \frac{M \sqrt{\sigma_m}}{\sigma_{en}} \times b \times 100$$

Les calculs donnent .

$A_1 = 56,86 \text{ cm}^2$	\longrightarrow	20T20 chaque 10 cm	\longrightarrow	$A_{\text{adoptée}} = 62,86 \text{ cm}^2$
$A_2 = 44,65 \text{ cm}^2$	\longrightarrow	20T16 " 10 cm	\longrightarrow	$A_{\text{ad}} = 40,34 \text{ cm}^2$
$A_3 = 32,47 \text{ cm}^2$	\longrightarrow	20T14 " 10 cm	\longrightarrow	$A_{\text{ad}} = 30,78 \text{ cm}^2$
$A_4 = 20,3 \text{ cm}^2$	\longrightarrow	20T14 " 10 cm	\longrightarrow	$A_{\text{ad}} = 30,78 \text{ cm}^2$
$A_5 = 8,08 \text{ cm}^2$	\longrightarrow	10T14 " 20 cm	\longrightarrow	$A_{\text{ad}} = 15,4 \text{ cm}^2$
		+ 4T14 chaque 20	\longrightarrow	$A_{\text{ad}} = 6,15 \text{ cm}^2$

$$\underline{A_{\text{adoptée}} = 186,17 \text{ cm}^2}$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES .

Calcul de d (centre de gravité des aciers) .

$$d = \frac{62,83 \times 0,53 + 40,34 \times 1,53 + 30,78 \times 2,53 + 30,78 \times 3,53 + 15,4 \times 4,53 + 6,15 \times 5,28}{186,17}$$

$$d = d' = 206 \text{ cm. (ferraillage symetrique)}$$

$$\text{on a } h = h_t - d = 1110 - 206 = 904 \text{ cm} \quad h = 904 \text{ cm.}$$

$$- c = e - \frac{h_t}{2} = 2642,5 - 555 = 2087,5 \text{ cm}$$

$$c = - 2087 \text{ cm .}$$

$$\rho = \frac{c}{h} = \frac{2087}{904} = - 2,309$$

$$\delta^* = \frac{d'}{h} = 0,228 \quad \text{avec } d = d'$$

$$\tilde{w} = \tilde{w}' = \frac{100A}{b \cdot h} = 1,37$$

$$\implies \begin{cases} P = 8,786 \\ q = 3,184 \end{cases}$$

.../...

resolution de l'équation

$$\alpha_1^3 - p \alpha_1 + q = 0 \rightarrow \alpha_1^3 - 8,786 \alpha_1 + 3,184 = 0 \Rightarrow \alpha_1 = 2,76$$

$$Y_2 = \alpha_1, h = 24,77$$

$$Y_1 = Y_2 + c = 4,10$$

$$S = \frac{b \cdot Y_1^2}{2} + 15 \left[A' (Y_1 - d') - A (h - Y_1) \right]$$

$$S = 4527,88,3 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N}{S} = \frac{221000}{4527,88,3} = 0,488$$

$$\sigma_a = 15 K (h - Y_1) = 15 \times 0,488 (904 - 410,16) = 3614,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

verifié .

La verification de la contrainte du beton se fera sous la sollicitation G + Q + E .

$$G + Q + E = 301 \text{ t} .$$

$$M = 5840 \text{ t,m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5840}{301} = 19,38 \text{ m} = 1938 \text{ cm} .$$

$$\text{d'où } C = -1383 ; \delta' = 0,228 ; \bar{w} = \bar{w}' = 1,37 .$$

$$p = -6973443 ; q = -74724 \cdot 10^5 .$$

Resolution de l'équation

$$Y_2^3 + p Y_2 + q = 0 \text{ avec } Y_1 = Y_2 + c \cdot \text{ et}$$

$$\sigma_{b'} = K y_1 ; \sigma_a = n K (y_1 - d')$$

$$K = \frac{N y_2}{I} ; I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h_t - d - y_1)^2$$

vu que $4p^3 + 27q^2 > 0 \implies$ on a une racine positive $\rightarrow y_2 > 0$

.../...

la resolution de l'équation donne : $y_2 = 3067,5$.

$$Y_1 = 16\ 84,5$$

$$K = 0,028$$
 .

$$\bar{\sigma}_{b'} = 47,16 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} = 202 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{a'} = 706,21 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales . (Art : 4. 331 RPA 81)

Les armatures horizontales resistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule .

$$w_t = \frac{\bar{\tau} - 8}{en} \cdot 100 ; \bar{\tau} = \bar{\tau}_b = \frac{1,4 t}{bx \frac{7}{8} h} = 30,79 ; \bar{\tau}_b = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{w}_t = 0,54 \% \quad d'où \quad A_n = \frac{0,54 \times 15 \times 100}{100} = 8,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 6 T 10 /face/ml .

ZONE II niveau 9 m.

	G (t)	E	0,8 G+E	Q	G+Q+E.
N(t)	201	0	160,78	20,03	221,03
M(t m)	0	3539,52	3539,52	0	3539,52
Tt	0	248,628	248,628	0	248,628

Etude du voile sous la combinaison 0,8 G + E -

$$N = 160,78 \text{ t}$$

$$h_t = 11,1 \text{ m}$$

$$M = 3539 \text{ t.m}$$

$$b = 0,15 \text{ m} .$$

$$T = 248,6 \text{ t}$$

$$\text{On a } e = \frac{M}{N} = \frac{3539}{160,78} = 22,01 \text{ m} > \frac{h_t}{6} \longrightarrow \text{S.P.C.}$$

.../...

Recherche de la zone tendue . (longueur de la zone tendue $l = \frac{h_t}{2} - x$)

$$\frac{N}{A} - \frac{M \cdot x}{I} = 0 \implies x = \frac{N \cdot I}{A \cdot M} = 0,46 \text{ m}$$

d'où la longueur de la zone tendue est :

$$\frac{h_t}{2} - x = \frac{11,1}{2} - 0,46 = 5,09 \text{ m.}$$

pour le calcul des sections on l'effectuera de la manière précédente .

On trouve

$A_{0C} = 33,88 \text{ cm}^2$	18Ø16 chaque 11cm	$A_r = 36,18 \text{ cm}^2$
$A_{1C} = 26,47 \text{ cm}^2$	18Ø14 chaque 11cm	$A_r = 27,72 \text{ cm}^2$
$A_{2C} = 19,2 \text{ cm}^2$	10Ø14 chaque 20cm	$A_r = 15,4$
$A_{3C} = 11,8 \text{ cm}^2$	10Ø12 chaque 20cm	$A_r = 11,3$
$A_{4C} = 4,34 \text{ cm}^2$	10Ø 12 chaque 20cm	$A_r = 11,3 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{calculé}} = 96,31 \text{ cm}^2 \qquad A_{\text{reel}} = 101,9 \text{ cm}^2$$

* Verification des contraintes

$$d = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$$

d = distance du centre de gravité des aciers à la fibre la plus tendue .

x_i = distance du centre de gravité de la zone i de section A_i à la fibre la plus tendue .

$$d = d' = 1,88 \text{ m} .$$

$$0,8 G + E$$

$$- c = e - \frac{ht}{2} = 16,46 \text{ m} \implies c = 16,46 \text{ m}$$

.../...

$$h = h_t - d = 11,1 - 1,88 = 9,22\text{m} \quad h = 9,22 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{c}{h} = - \frac{16,46}{9,22} \quad \rho = - 1,78$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{1,88}{9,22} \quad \delta' = 0,203$$

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 101,9}{15 \times 922} \quad w = 0,73 > 0,5$$

$$p = 3 \left\{ \rho^2 + 0,3 \left[w'(\rho - \delta') - w(1 - \rho) \right] \right\} \quad p = 6,37$$

$$q = 2 \left\{ \rho^3 + 0,45 \left[w'(\rho - \delta')^2 + w(1 - \rho)^2 \right] \right\} \quad q = 3,62$$

d'où

$$\alpha_1^3 - 6,37 \alpha_1 + 3,62 = 0 \implies \alpha_1 = \left. \begin{array}{l} + -2,7707 \\ + 2,168 \\ + 0,6096 \end{array} \right\}$$

$$y_2 = \alpha_1 h = 1998$$

$$y_1 = y_2 + c = 352,9 .$$

$$S = \frac{by^2}{2} + 15 A \left[2y_1 - h_t \right] \quad \text{formule simplifiée pour } A=A'$$

$$S = 316218,3 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N}{S} = 0,50 \implies \sigma_a = 15(h - y_1) = 4168 \text{Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales

$$w_t = \frac{\sigma - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \sigma = \frac{1,4 \times 248628}{15 \times 7 \times 922} \times 8 = 28,76 \text{Kg/cm}^2$$

$$w_t = \frac{28,76 - 8}{4200} \times 100 = 0,494$$

$$d'où A_h = \frac{0,494 \times 15 \times 100}{100} = 7,41 \text{ cm}^2$$

soit 5ø10 / face/ml .

.../...

Zone III . niveau 18 m

	G	E	0,86 + E	∅	G+∅ + E
N	150,215	0	104,2	14,75	144,9
M	0	1580	1580	0	1580
T	198,05				198,05

Etude du voile dans la combinaison 0,8G+E .

$$N = 104,2 \text{ t}$$

$$h_t = 11,1 \text{ m}$$

$$M = 1580 \text{ t.m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$T = 198,05 \text{ t}$$

$$\text{On a } e = \frac{M}{N} = \frac{1580}{104,2} = 15,16 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = 1,85 \text{ m} \rightarrow \text{S.P.C.}$$

Recherche de la longueur de la zone tendue - $(l = \frac{h_t}{2} - x)$

$$\frac{N}{A} - \frac{M x}{I} = 0 \implies x = 0,67 \text{ m} \implies l = 4,88 \text{ m} .$$

En appliquant la même méthode nous trouvons que

$$A_1 = 14,435 \text{ cm}^2 \quad 10 \text{ T } 14 \quad e = 20$$

$$A_2 = 11,13 \text{ cm}^2 \quad 10 \text{ T } 12 \quad e = 20$$

$$A_3 = 7,83 \text{ cm}^2$$

$$A_4 = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$A_5 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$d = 1,81 \text{ m}$$

$$h = h_t - d = 9,28$$

$$\bar{w} : \frac{100 A}{bh} = 0,28 < 0,5$$

donc on adopte le ferrailage minimum .

$$A = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 69,6 \text{ cm}^2$$

.../...

soit 20 \emptyset 14 chaque 10 cm dans la zone d'about et 40 \emptyset 12 chaque 20 cm dans la zone courante tendue .

ce qui fait $30,8 + 45,2 = 76 \text{ cm}^2$

- Armature horizontales

$$w_t = \frac{\bar{\sigma} - 8}{\text{en}} \cdot 100 \quad \bar{\sigma} = \frac{1,4 \times 148,5}{15 \times 7 \times 928} \cdot 8 \cdot 10^2 = 22,8 < \bar{\sigma}_b$$

$$w_t = \frac{22,8 - 8}{4200} \times 100 = 0,35 \%$$

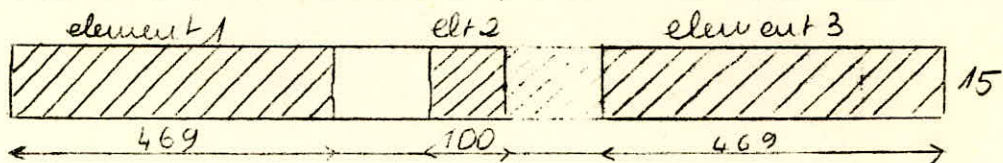
d'où $A_h = 0,35 \times 15 = 5,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

* on adoptera le même ferrailage pour la zone IV

* pour les autres voiles pleine V_{L_3} , V_{L_1} et V_{T_E} les resultats sont donnés sous forme de tableau .

4 Ferrailage des voiles avec ouvertures -

Voile A (deux ouvertures) ZONE I niveau 0.m.



sous $0,8 G + E$

$$M = 3,489 \cdot \text{t.m.}$$

$$N = 16,34 \text{ t}$$

sous $G + Q + E$

$$M = 3,489 \text{ t.m}$$

$$N = 240,5 \text{ t}$$

Etude du refend(element 1) et 3

sous $0,86 - E \quad e_o = \frac{M}{N} = \frac{3,489 \cdot 10^5}{16,34 \cdot 10^3} = 21,35 < \frac{h_t}{6} \rightarrow \text{S.E.C}$

donc nous etudions l'élément sous $G+E+Q$ (cas plus defavorable)

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{3,489 \cdot 10^5}{240,5 \cdot 10^3} = 1,45 \text{ cm} \rightarrow \text{S.E.C}$$

.../...

Le ferrailage se calculera en flexion composée pour une section entièrement comprimée, avec la méthode de M^r P.CHARON

On détermine la contrainte admissible

puisque $e_o < \frac{h_t}{2}$ alors $\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_o}{h_t} \right) \bar{\sigma}'_{bc} = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$

on majore de 50 % $\longrightarrow \bar{\sigma}'_b = 101 \text{ Kg/cm}^2$

d'où :

$\beta = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N'} = \frac{101 \times 15 \times 469}{240,5 \cdot 10^3} = 3,23$

$\delta' = \frac{d'}{h_t} = \frac{40}{469} = 0,0852$

$\beta = \frac{6 M_{GB}}{N h_t} = \frac{6 \times 3,469 \cdot 10^5}{240 \cdot 10^3 \times 469} = 0,018$

$C = 0,27 (1 - 2 \delta')^2 \beta = 0,6$

$D = 0,3 (\beta - B) - 0,9 (1 - \beta) (1 - 2 \delta')^2 = 2,51$

$E = -(1 + B - \beta) = 2,402$

d'où on tire $\tilde{w} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} < 0$

donc on prendra le pourcentage minimum préconisé par le C.T.C.

si $\tau_b < 0,025 \sigma'_{28} \longrightarrow w = 0,15$

si $\tau_b > 0,025 \sigma'_{28} \longrightarrow w = 0,25$

Dans notre cas

$\tau_b = \frac{1,4 T}{t.z} = \frac{1,4 \times 11,894 \cdot 10^3 \times 8}{15 \times 7 \times 466} = 2,72 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \times$

$\sigma'_{28} = 6,75 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $\tilde{w} = 0,15$

alors $A'_1 = A'_2 = \frac{0,15 \times 15 \times 469}{100} = 10,55 \text{ cm}^2$

$A' = A'_1 + A'_2 = 21,1 \text{ cm}^2$

On adoptera 4 T 12 dans chaque potelet + 1 T 8 chaque 10 dans la zone d'about et 1T8 chaque 20 cm dans la zone courante
au total on a 8T12 + 46T8 .

Verification des contraintes

$$\sigma'_{bmax} = \frac{N'}{B' + 15 A'} + \frac{M. V}{I_{xx}'} = \frac{240. 10^3}{7035 + 15 \times 21,1} + 0$$

$$\sigma'_{bmax} = 33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_{amax} = \frac{N1}{Z A} = \frac{16,348.10^3 \times 257,5}{389 \times 10,55} = 1023 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$$

Armatures horizontales ;

Les armatures horizontales seront calculées de la même façon que les armatures verticales (RPA :8/ art .)

d'où on aura 5T8/ml/face .

Ferraillage des zones superieures .

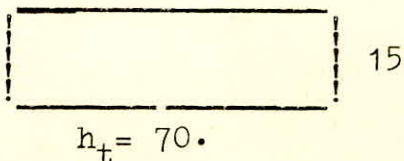
Vu que ce voile travaille en compression sur toute sa hauteur et sachant que l'effort maximum est à la base alors

on adoptera le ferraillage minimum sur toute sa hauteur .

* Pour les autres voiles, dans les zones I et II le ferraillage se calcule de la même façon; les resultats sont donnés sous forme de tableaux .

Ferraillages des éléments de refends ne participent pas au contre-ventement

Ces éléments sont au nombre de quatre ils sont également tous identiques .



.../...

Leurs ferrailage se fera en compression simple par la methode de P.CHARON .

$$h_t = 70$$

$$b = 15$$

$$G = 26,5 \text{ t}$$

$$Q = 3,5 \text{ t.}$$

$$N' =$$

$$B' = b \times h_t = 15 \times 70 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$A' = \frac{1}{15} \left(\frac{N'}{\sigma'_b} - B' \right) \quad \sigma'_b = \frac{\sigma'_a}{15} = 186,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A' = \frac{1}{15} \left[\frac{30 \times 10^3}{186,6} - 1050 \right] < 0$$

donc on adoptera le minimum .

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{b_0} \quad \begin{array}{l} \theta_1 = 1,4 \\ \theta_2 = 3,72 \\ \theta_3 = 1,514 \end{array}$$

$$\implies A'_m = 4,38 \text{ cm}^2$$

On adoptera 6T10 sur toute la hauteur du batiment .

Ferrailage de voiles : niveau vide sanitaire .

Voile 2 .

$$M = M_0 + H_0 \cdot 0,85 = 5840 + 261 \times 0,85 = 6062 \text{ t.m.}$$

$$N = N_0 + N' = 225 \text{ t.m}$$

$$e = 2694 \text{ cm S.P.C.}$$

$$\frac{N}{A} - \frac{M \cdot x}{I} \implies x = \frac{N \cdot I}{A \cdot M} : \frac{225 \cdot 10^3 \times 28,4923125}{27750 \times 6062 \cdot 10^5} = 38,11$$

la zone tendue est :

$$\frac{h_t}{2} - x = 5,168 \text{ m.}$$

.../...

$$\sigma_{20} = \frac{225 \cdot 10^3}{27 \cdot 750} - \frac{6062 \cdot 10^5 \times 555}{28,4923125 \cdot 10^8} = 8,1 - 118 = -110 \text{ g/cm}^2$$

On remarque que la contrainte maximale au vide sanitaire est inférieure à la contrainte au R. O.C donc on adoptera le même ferrail-
lage .

Voile peripherique :

Conformement aux exigences du RPA 81 , on prévoit un voile periphe-
rique qui ceinture le batiment et assure un bon chainage, ce voile
sera continu entre le niveau des fondations et le niveau du 1^{er}
plancher au dessus du sol et son ferrailage sera forfaitaire

Caracteristiques des voiles

$$h = 0,85 \text{ m}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

d'après les regles (RPA 81)

A \geq 0,20 % de la section transversale totale du beton

$$A \geq \frac{0,2}{100} 15 \times 85 = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 2,55 \text{ cm}^2 .$$

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

1-) Introduction

Les linteaux sous l'action de M et T seront calculés en flexion simple. La méthode utilisée sera celle proposée par M^r CHARON P.

Il convient cependant de tenir compte du fait que les actions horizontales (seisme) peuvent changer de sens, alors les moments flechissant peuvent également changer de sens.

Il sera nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique de la section transversale. Le linteau se calculera comme une poutre encastrée à ses deux (2) extrémités

L'effort tranchant pris en compte est : $T = 1,4 \overline{V}$ sous sollicitation sismiques.

2-) Contraintes

a) contrainte de cisaillement

$$\overline{\tau} = 0,12 \quad \tau'_{28} = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

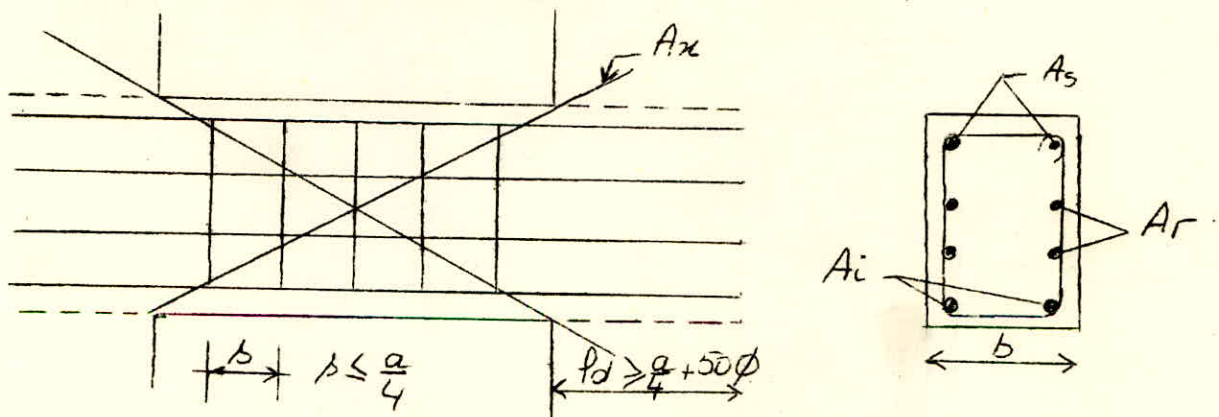
b) contrainte admissible de flexion simple

$$\overline{\sigma}'_b = 0,75 \quad \sigma'_{28} = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$$

c) contrainte de traction des armatures

$$\overline{\sigma}_a = \overline{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

3 - Ferrailage des linteaux (R P A 81)



.../...

Les armatures doivent être disposées et ancrées suivant la disposition ci - dessus

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec } A_s \\ A_i \end{array} \right\} \geq 0,0015 \cdot b_0 \cdot h_t$$

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$$

Si $\sigma_1 \geq 0,06 \sigma'_{28} = 16,2 \text{ Kg}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles. (A_x) comme ci - dessus

$$A_x \geq 0,0015 \cdot h_t \cdot b$$

4 - Sollicitations et ferrailage des linteaux

Nous avons 4 types de linteaux .

- L_1 $h_t = 145 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $l = 120 \text{ cm}$ (porté)
- L_2 $h_t = 100 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $l = 114 \text{ cm}$.
- L_3 $h_t = 100 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $l = 100 \text{ cm}$
- L_4 $h_t = 100$ $b = 15$ $l = 90 \text{ cm}$.

On exposera uniquement le calcul des linteaux les plus sollicités et on ferrailera tous les linteaux du même type de la même façon à tous les niveaux. On remarque que le linteau le plus sollicité est celui du 1^{er} étage .

4-1 - Linteau L_1 voile I

$$h_t = 145 \text{ (} h = 140 \text{)} \quad \overline{M} = 22,3 \cdot t$$

$$l = 120 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm} .$$

.../...

• Valeur des différents efforts

- Charge permanente : dalle $0,616 \text{ t/m}^2$

Largeur du plancher intéressant le linteau : $\frac{3,90}{2} + 0,15 = 210 \text{ cm}$

Au mètre linéaire du linteau on a $g = 0,616 \times 2,1 = 1,2936 \text{ t/ml}$.

Etant donné que le linteau est assimilé à une poutre encastree à ses deux (2) extrémités on aura .

$$T_g = g \frac{l}{2} = 1,2936 \times \frac{1,20}{2} = 0,776 \text{ t}$$

$$M_g = g \cdot \frac{l^2}{12} = 1,2936 \times \frac{(1,20)^2}{12} = 0,155$$

* Charges d'exploitation , $P = 0,175 \text{ t/m}^2$

au mètre linéaire On a $p = 0,175 \times 2,1 = 0,3675 \text{ t/ml}$

$$T = p \frac{l}{2} = 0,3675 \times \frac{1,2}{2} = 0,2205$$

$$M = p \frac{l^2}{12} = 0,0441 \text{ t.m}$$

* Charges sismiques

$$T_E = 22,3 \times 1,4 = 31,22 \text{ t}$$

$$M_E = \frac{1}{2} a = 22,3 \times \frac{1,2}{2} = 13,38 \text{ t.m.}$$

Combinaison des efforts .

La combinaison la plus défavorable est donnée par $G+P+E$

$$T = T_G + T_P + T_E = 0,776 + 0,2205 + 31,22 = 32,216 \text{ t}$$

$$M = M_G + M_P + M_E = 0,155 + 0,0441 + 18,732 = 18,931 \text{ t.m}$$

Détermination des armatures

Armatures longitudinales -

Calcul du moment résistant .

$$M_{RB} = \frac{1}{2} b g y \bar{\sigma}'_b \left(h - \frac{y}{3} \right) \quad h = 142 \text{ cm}$$

.../...

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 202,5}{15 \times 202,5 + 4200} = 0,419$$

$$y = \bar{\alpha} h = 0,419 \times 142 = 59,5$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \times 15 \times 59,5 \times 202,5 \left(142 - \frac{59,5}{3} \right) = 110,4 \cdot 10^5 \text{ t.m}$$

$$> M = 14,2 \text{ t.m}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{14,118 \cdot 10^5}{0,86 \times 142 \times 4200} = 2,752 \text{ cm}^2 ; \bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,86$$

$$A_{\min} \gg 0,0015 b h_t = 0,0015 \times 15 \times 145 = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3 T 12 haut et bas (A = 3,39 cm²)

$$\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,39}{15 \times 142} = 0,159 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9346 \\ \kappa = 61,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{14,2 \cdot 10^5}{3,39 \times 0,9346 \times 142} = 3156 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{3156}{61,5} = 51,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 / \text{cm}^2 .$$

Verification à la fissuration .

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \rho \cdot w_f}{\rho(1 + 10 w_f)} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \rho \cdot \bar{\sigma}_b}{\rho}} \quad \bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,39}{2 \times 5 \times 15} = 0,0226$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,0226}{12(1 + 10 \times 0,0226)} = 3686 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,8}{12}} = 2584,8 \text{ kg/cm}^2$$

.../...

$$\max (\sigma_1, \sigma_2) = 3686 > \underline{3156 \text{Kg/cm}^2} = \sigma_a$$

la fissuration n'est pas à craindre -

* Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{T}{b \cdot \xi \cdot h} = \frac{32,216 \cdot 10^3}{15 \times 0,9346 \times 142} = 16,18 \text{Kg/cm}^2 < 32,4 \text{Kg/cm}^2 = \bar{\tau}_b$$

$$s \leq \min \left(\frac{ht}{4}, 12 \phi, 30 \text{cm} \right) = 14 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{s \cdot T}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{14 \times 32,216 \cdot 10^3}{0,9346 \times 142 \times 4200} = 0,809 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} \geq 0,0025 \cdot b s = 0,525 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 1 cadre $\phi 8$ chaque 14 cm .

Armatures de repartition :

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t = A_r \geq 4,35 \text{ cm}^2$$

On adoptera 6 T 10 filants 4 , 7/cm².

Armatures d'angles

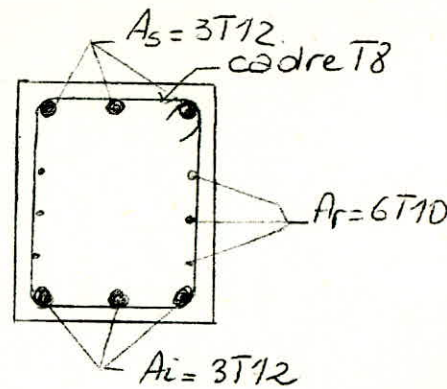
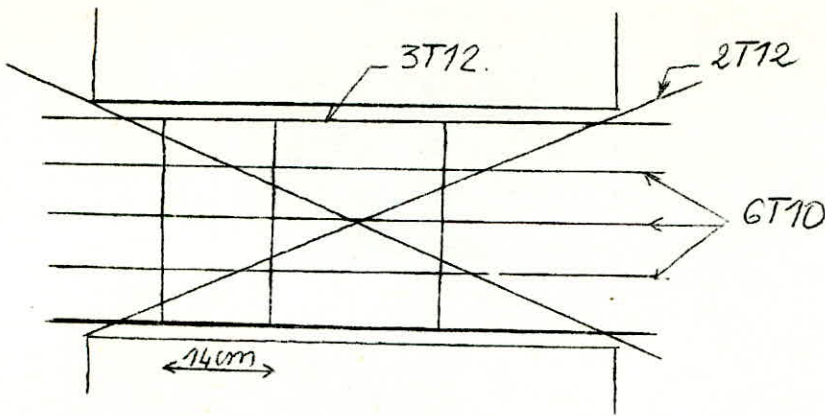
$$\tau_\ell = \frac{1,4 T}{b \cdot \xi \cdot h} = \frac{1,4 \times 32,216}{15 \times 0,9346 \times 142} = 22,65 \text{Kg/cm}^2 > \bar{\tau} = 16,2 \text{Kg/cm}^2$$

donc les armatures d'angles sont necessaire

$$A_x \geq 0,0015 \cdot h_t \cdot b_0 \quad A_x \geq 3,2625 \text{ cm}^2$$

$$\text{nous adopterons } 4T12 \quad A_x = 4,52 \text{ cm}^2.$$

.../...



Linteau 2 .

$h_t = 100$ $b=15$ $a=114$ $\Pi = 31,013$ $l = 3,3$

$T_g = 1,3$ $T_p = 0,344 \text{ t}$ $T_E = 31,01 \times 1,4 = 43,41$

$M_g = 0,25$ $M_p = 0,0653 \text{ t.m}$ $n_E = \Pi a = 31,013 \times \frac{1,14}{2} = 17,67 \text{ t.m.}$

$T = 43,41$

$M = 18 \text{ t.m}$

$M_{RB} = \frac{1}{2} b y \bar{\sigma}'_b (h - \frac{y}{3})$ $\bar{d} = 0,419$ $y = 40,64$

$M_{RB} = \frac{1}{2} \times 15 \times 40,64 \times 202,5 (97 - \frac{40,64}{3}) = 51,3 \cdot 10^5 > M = 18 \text{ t.m.}$

d'acier comprimés .

$A = \frac{18 \cdot 10^5}{0,86 \times 97 \times 4200} = 5,137 \text{ cm}^2$ $\bar{\gamma} = 0,86$

$A_{\min} \gg 0,0015 b h_t = 2,25 \text{ cm}^2 < A \text{ calculé .}$

on adoptera 6T12 $A = 6,78 \text{ cm}^2$.

$\bar{w} = \frac{100 A}{b-h} = 0,4659 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8965 \\ K = 33,3 \end{cases}$

.../...

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{18 \cdot 10^5}{6,78 \times 0,8965 \times 97} = 3052,95 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{3052}{33,3} = 91,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ K/cm}^2.$$

* verification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_1 = 6225 \quad \text{de fissuration} \quad \bar{w}_f = 0,0452$$

Armatures transversals .

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot \xi \cdot h} = \frac{43,41 \cdot 10^3}{15 \times 0,8965 \times 97} = 33,2 > 32,4 \text{ mais à } 2 \%$$

$$s \leq \min \left(\frac{ht}{4}, 12 \phi, 30 \text{ cm} \right) = 8 \text{ cm}.$$

$$A_t = \frac{8 \times 43,41 \cdot 10^3}{0,8965 \times 97 \times 4200} = 0,948$$

$$A_t \text{ min} \geq 0,525$$

$$A = 1,006 \text{ cm}^2$$

1 cadre ϕ 8

chaque 8 cm

* Armatures de repartition

$$A_r \geq 0,0020 b \cdot h_t = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera } 4T10 \quad A_r = 3,14 \text{ cm}^2.$$

* Armatures d'angles

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,4 T}{b \cdot \xi \cdot h} = 46,48 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_1 = 16,2 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures d'angles sont necessaires .

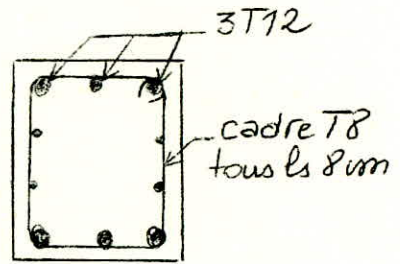
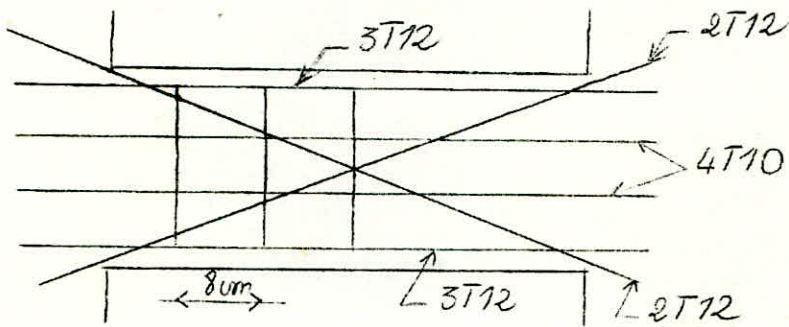
$$A_x \geq 0,0015 h_t \cdot b$$

$$A_x \geq 2,25 \text{ cm}^2.$$

.../...

On adoptera 4 T 12 \longrightarrow $A = 4,52 \text{ cm}^2$

On a mis en excès vue que τ_b est supérieur à $\bar{\tau}_b$.



Linteau 3 .

même ferrailage que le linteau .2.

Linteau 4 .

$h_t = 100$ $b = 15$ $a = 50 \text{ cm}$ $\Pi = 28,121$ $l = 3,3$

$T_g = 0,914.$ $T_p = 0,26$ $T_E = 39,3$

$M_g = 0,822$ $M_p = 0,039$ $M_E = 12,65$

$T = 40,46 \cdot t$

$M = 13,5 \text{ t.m}$

$M_{RB} = \frac{1}{2} b y \bar{\sigma}'_b (h - y/3) = 51,5 \text{ Kg/cm}^2 > \Gamma 1$ $\bar{\alpha} = 0,419$
 $y = \bar{\alpha} h = 40,64.$

\implies pas d'armatures comprimés .

$A = \frac{M}{\bar{\delta} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{13,5 \cdot 10^5}{0,86 \times 97 \times 4200} = 3,84 \text{ cm}^2$

$A_{\min} \geq 0,0015 b h_t \longrightarrow A_{\min} \geq 2,25 \text{ cm}^2 .$

On adoptera 4 T 12 . haut et bas . $A = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\bar{w} = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = 0,31 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9126 \\ K = 42,2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{13,5 \cdot 10^5}{4,52 \times 0,9084 \times 87} = 3373 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{3373}{42,2} = 79,94 < \bar{\sigma}'_b = 2045 \text{ Kg/cm}^2$$

Verification à la fissuration .

$$\sigma_1 = \frac{K n w_f}{\phi (1+10 w_f)} = 4615 \text{ Kg/cm}^2 \quad w_f = \frac{A}{B_f} = 0,03$$

$$\sigma_2 = 2548 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4615 > 3779 \text{ Kg/cm}^2$$

il n'y a pas risque de fissuration .

* Armatures transversales .

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{40,46 \cdot 10^3}{15 \times 0,9126 \times 97} = 30,44 \text{ Kg/cm}^2 < 32,4 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b$$

$$s \leq \min \left(\frac{ht}{4}, 12 \phi, 30 \right) = 14 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{s \cdot T}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{14 \times 40,46 \cdot 10^3}{0,9126 \times 97 \times 4200} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} \geq 0,0025 b \cdot b$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 15 \times 14 = 0,525$$

je fixe $A_t = 1,006 \text{ cm}^2$ 1 cadre $\phi 8$ et je calcule s .

$$s = \frac{A_t \cdot \xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}{T} = 9 \text{ cm.}$$

.../...

* Armatures de repartition

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t \quad A_r \geq 0,0020 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4T10 filants

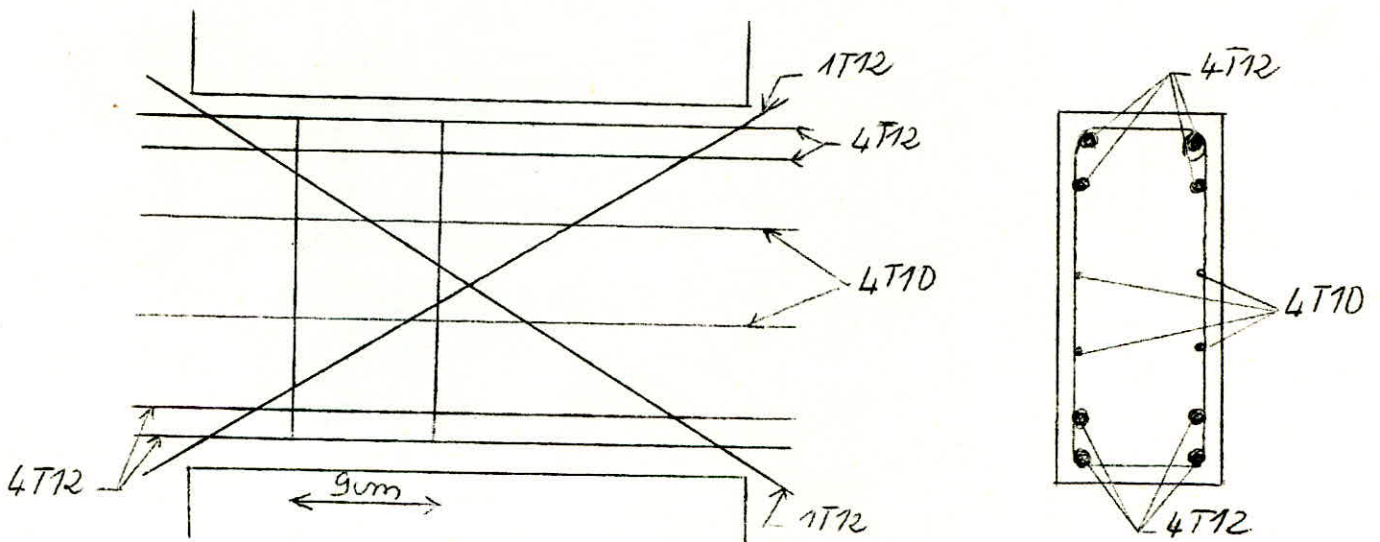
* Armatures d'angles .

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,4 T}{b \cdot \xi \cdot h} = \frac{1,4 \cdot 40,46 \cdot 10^3}{15 \times 0,9126 \times 97} = 42,6 \text{ Kg/cm}^2 > 16,2 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_1$$

Les armatures d'angles sont necessaires

$$A_x \geq 0,0015 h_t b \quad A_x \geq 0,0015 \times 100 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prendra 2T12 $A_x = 2,26 \text{ cm}^2$.



Combinaison des Efforts dans les elements de refends
dans chaque zone

Zone I - niveau 0 m (RDC)

element de refends	ht (cm)	G (t)	E (t)	(0,8G-E) (t)	(0,8G+E) (t)	Q (t)	G+Q+E (t)	T (t)	M (t.m)
I ₁ (=I ₃)	469	137,9	172,31	-64	281,6	10,28	319,28	22,3	6,54
I ₂	100	29,21	0	23,36	23,36	2,2	31,41	22,3	0,0615
H ₁ (=H ₃)	565	194	241	-86	397	19,84	455,75	31,013	11,63
H ₂	357	122	0	98,08	98,08	12,53	135,13	31,013	2,93
G ₁ (=G ₃)	457	169,74	220,47	-84,67	356,26	20,6	410,8	28,121	8,131
G ₂	381	141,5	0	113,2	113,2	17,17	158,57	28,121	4,7
F ₁ (=F ₃)	750	254,4	258,24	-54	461,72	25,54	538,14	32,94	11,633
F ₂	15	5,09	0	4,072	4,072	0,51	5,6	32,94	0
D ₁ (=D ₃)	750	246,6	239,3	-42,02	436,5	25,5	511,4	30,5	10,78
D ₂	15	4,93	0	3,94	3,94	0,5	5,43	30,5	0
C ₁ (=C ₃)	457	169	167,62	-32,42	302,82	20,6	356,6	21,38	6,182
C ₂	381	141,5	0	113,2	119,2	17,17	158,6	21,38	3,582
B ₁ (=B ₃)	565	191	160,9	-8,1	313,7	19,84	371,7	20,516	7,679
B ₂	357	121	0	96,8	96,8	12,53	133,53	20,516	1,936
A ₁ (=A ₃)	469	137	93,25	16,34	202,8	10,28	240,5	11,894	8,325
A ₂	100	29,2	0	23,36	23,36	2,2	31,4	11,894	0,034

Zone 1/1 : niveau 9 m

élément de référence	G (t)	E (t)	(0,86 · E) (t)	(0,86 + E) (t)	Q (t)	G + Q + E	T (t)	M (t.m)
I ₁ (=I ₃)	100,4	108,78	-28,46	189	8,20	217,38	20,73	11,155
I ₂	21,416	0	17,13	17,13	1,75	23,16	20,73	0,105
H ₁ (=H ₃)	142	151,344	-37,74	264,9	15,88	308	28,84	19,75
H ₂	89	0	71,2	71,2	10,04	100,04	28,84	4,98
G ₁ (=G ₃)	124,6	137,23	-37,55	236,9	16,47	278,3	26,153	13,8
G ₂	103,8	0	83,04	83,04	13,73	117,5	26,153	7,99
F ₁ (=F ₃)	189,6	160,74	-9,06	312	19,12	369,46	30,63	19,75
F ₂	3,8	0	3,04	3,04	0,38	4,18	30,63	0
D ₁ (=D ₃)	182,1	148,95	-3,35	294,63	19,12	350,17	28,386	18,305
D ₂	3,64	0	2,91	2,91	0,38	4,02	28,386	0
C ₁ (=C ₃)	124,6	104,33	-4,65	230,85	16,47	245,63	19,88	10,48
C ₂	103,8	0	83,04	83,04	13,73	117,5	19,88	6,07
B ₁ (=B ₃)	142	100,57	13,447	213,6	15,88	258	19,087	13,622
B ₂	89	0	71,2	71,2	10,04	99,04	19,087	3,28
A ₁ (=A ₃)	100,4	58,043	22,27	138,36	8,20	166,64	11,062	5,952
A ₂	21,416	0	17,13	17,13	1,75	23,2	11,062	0,0565

Zone III : niveau 18m

éléments de repéris	G (t)	E (t)	(0,86·E) (t)	(0,86·E) (t)	Q (t)	G+Q+E (t)	T (t)	M (t.m)
I ₁ (= I ₃)	65,54	50,6	1,832	103	6,20	122,34	15,6	- 9,24
I ₂	13,97	0	11	11,17	1,32	15,2	15,6	- 0,089
H ₁ (= H ₃)	92,15	70,4	3,32	72,73	11,93	174,48	21,71	- 16,37
H ₂	58,22	0	46,57	46,57	7,54	65,76	21,71	- 4,12
G ₁ (= G ₃)	81	63,83	0,97	128,63	12,35	157,18	19,68	- 11,44
G ₂	67,67	0	54,13	54,13	10,2	77,87	19,68	- 6,62
F ₁ (= F ₃)	120,73	51,715	44,86	148,3	14,17	186,6	23,058	- 16,374
F ₂	2,41	0	1,92	1,92	0,28	2,69	23,058	0
D ₁ (= D ₃)	120,73	69,28	27,3	165,86	14,17	204,18	21,36	- 15,172
D ₂	2,41	0	1,98	1,92	0,28	2,69	21,36	0
C ₁ (= C ₃)	81	48,532	16,26	113,3	12,35	141,88	14,96	- 8,7
C ₂	67,67	0	54,136	54,36	10,2	77,87	14,96	- 5,039
B ₁ (= B ₃)	92,15	46,589	27,13	120,3	11,93	150,6	14,36	- 10,801
B ₂	58,22	0	46,5	46,5	7,54	65,76	14,36	- 2,72
A ₁ (= A ₃)	65,54	27	25,4	79,43	6,20	98,74	8,325	- 4,935
A ₂	13,97	0	11,17	11,17	1,32	15,29	8,325	0,0476

Zone IV: niveau 27m

éléments de referents	G (t)	E (t)	$0,8G - E$ (t)	$0,8G + E$ (t)	Q (t)	$G + Q + E$ (t)	T (t)	M (t.m)
$I_1 (= I_3)$	30,46	11,6	12,76	35,96	3,36	45,42	7,58	0,308
I_2	6,42	0	5,13	5,13	0,71	7,13	7,58	$3 \cdot 10^{-3}$
$H_1 (= H_3)$	42,30	16,127	17,7	49,96	6,4	64,82	10,54	0,548
H_2	26,72	0	21,37	21,37	4,04	30,76	10,54	0,137
$G_1 (= G_3)$	37,74	14,622	15,57	44,81	6,65	58,98	9,56	0,382
G_2	31,47	0	25,17	25,17	5,55	37,02	9,56	0,221
$F_1 (= F_3)$	59,34	17,127	30,34	64,6	9	85,46	11,2	0,547
F_2	1,18	0	0,944	0,944	0,18	1,36	11,2	0
$D_1 (= D_3)$	59,34	15,871	31,6	63,34	9	84,2	10,378	0,508
D_2	1,18	0	0,944	0,944	0,18	1,36	10,378	0
$C_1 (= C_3)$	37,74	11,17	19,02	41,36	6,65	55,56	7,269	0,291
C_2	31,47	0	25,176	25,176	5,55	37,02	7,269	0,168
$B_1 (= B_3)$	42,30	10,672	23,168	44,5	6,4	59,37	6,97	0,362
B_2	26,72	0	21,37	21,37	4,04	30,76	6,97	0,091
$A_1 (= A_3)$	30,46	6,184	18,184	30,55	3,36	40	4,044	0,165
A_2	6,42	0	5,13	5,13	0,71	7,13	4,044	$1,6 \cdot 10^{-3}$

Sections d'Armatures dans les voiles pleines

tableaux récapitulatifs

	voile L				voile 3			
	Armatures verticales		Armatures horizontales		Ar. verticales		Ar. horizontales	
	S. calculés	S. adoptés	S. calculés	S. adoptés	S. calculés	S. adoptés	S. calculés	S. adoptés
Zone I	162,36 ²	20T20 20T16 34T14	8,1 ² /ml	6T10/face /ml	162,36 ²	20T20 20T16 34T14	8,1 ² /ml	6T10/face /ml
Zone II	96,31 ²	18T16 28T14 20T12	7,4 ²	5T10/face /ml	96,3 ²	18T16 28T14 20T12	7,4 ²	5T10/face /ml
Zone III	69,5 ²	20T14 40T12	5,28 ² /ml	5T8/face /ml	69,5 ²	20T14 40T12	5,28 ² /ml	5T8/face /ml
Zone IV	69,5 ²	20T14 40T12	5,28 ² /ml	5T8/face /ml	69,5 ²	20T14 40T12	5,28 ² /ml	5T8/face /ml
	voile J				voile E			
Zone I	25,8 ²	8T14 12T12	2,25 ²	5T8/face /ml	12,36 ²	8T12 20T8	2,25 ² /ml	5T8/face /ml
Zone II	25,8 ²	8T14 12T12	2,25 ²	5T8/face /ml	12,36 ²	8T12 20T8	2,25 ² /ml	5T8/face /ml
Zone III	25,8 ²	8T14 12T12	2,25 ²	5T8/face /ml	12,36 ²	8T12 20T8	2,25 ² /ml	5T8/face /ml
Zone IV	25,8 ²	8T14 12T12	2,25 ²	5T8/face /ml	12,36 ²	8T12 20T8	2,25 ² /ml	5T8/face /ml

VOILES	ELEMENT 1				ELEMENT 2			
	Armatures verticales		Armatures horizontales		Armatures verticales		Armatures horizontales	
	calculées	adoptées	calculées	adoptées	calculées	adoptées	calculées	adoptées
Zone I et II								
A	21,1 cm ²	8T12 46T8	21,1 cm ²	10T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml
B	84 cm ²	12T14 62T12	42 cm ²	10T10/ml	16,06 cm ²	36T8 8T12	16,1 cm ²	10T8/ml
C	67,5 cm ²	20T14 48T10	33,75 cm ²	10T10/ml	17,4 cm ²	40T8 8T12	17,4 cm ²	10T8/ml
D	113 cm ²	12T16 80T12	56,25 cm ²	14T12/ml	17,4 cm ²	4T16	17,4 cm ²	10T8/ml
F	113 cm ²	12T16 80T12	56,25 cm ²	14T12/ml	17,4 cm ²	4T16	17,4 cm ²	10T8/ml
G	67,5 cm ²	20T14 48T10	33,75 cm ²	10T10/ml	28,35 cm ²	8T12 4+T8	14,175 cm ²	10T8/ml
H	84 cm ²	12T14 62T12	42 cm ²	10T10/ml	26,76 cm ²	8T12 36T8	3,75 cm ² /ml	10T8/ml
I	70 cm ²	12T14 50T12	21,1 cm ²	10T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml
Zone III et IV								
A	21,1 cm ²	8T12 46T8	21,1 cm ²	10T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml
B	25,2 cm ²	8T12 52T6	5,03 cm ² /ml	10T10/ml	16,06 cm ²	8T12 36T8	16,06 cm ²	10T8/ml
C	20,25 cm ²	8T12 50T6	5,03 cm ² /ml	10T8/ml	17,4 cm ²	8T12 40T8	17,4 cm ²	10T8/ml
D	33,9 cm ²	8T12 68T6	5,03 cm ² /ml	10T8/ml	< 0	4T20	< 0	10T10/ml
F	33,9 cm ²	8T12 68T6	5,03 cm ² /ml	10T8/ml	< 0	4T20	< 0	10T8/ml
G	20,25 cm ²	8T12 50T6	5,03 cm ² /ml	10T8/ml	28,35 cm ²	8T12 4+T8	14,175 cm ²	10T8/ml
H	25,2 cm ²	8T12 52T6	5,03 cm ² /ml	10T8/ml	26,76 cm ²	8T12 36T8	3,75 cm ² /ml	10T8/ml
I	21 cm ²	8T12 46T8	21 cm ²	10T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml	7,5 cm ²	20T8/ml

Calcul Des Deformations

Introduction :

Le système de contreventement étant assuré par une structure à voiles porteurs. Nous devons vérifier que les déformations horizontales imposées par le séisme horizontal ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage .

La notion de flèche est subjective dans le cas d'un séisme car celui-ci ayant un caractère exceptionnel (abatoir), il n'y a donc pas lieu d'imposer des limites de flèche admissible par contre, ce sont les déplacements relatifs dans le plan horizontal qui seront prépondérants .

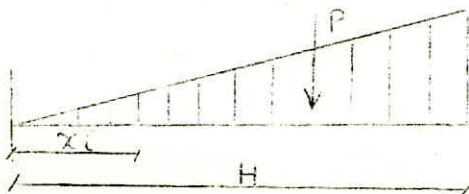
Le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du bâtiment.

Pour obtenir les déplacements relatifs, il suffit de multiplier les déplacements de calcul par ($\frac{1}{2B}$) (RPA 81 art 33.71)

Le rapport ($1/2B$) ne doit pas être plus petit que 1 .

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0,0075 fois la hauteur d'étage .

Pour la détermination des déplacements, on considère le bâtiment comme étant une console encastrée soumise à une charge triangulaire (due au séisme)



$$\bar{F} = 7,5 \cdot 10^{-3} \times h$$

$$f_i = P x_i^2 \quad (20H^3 - 10H^2 x_i + x_i^3)$$

$$B = \frac{1}{3} \quad (\text{Structure à voiles porteurs (RPA81 p.22)})$$

$$P_x = V_x = 523,52 \quad \text{et} \quad P_y = V_y = 662,69$$

$$E_i = 345 \cdot 10^4 \quad \text{t/m}^2$$

$$I_{\text{trans}} = 337,2428 \quad \text{m}^4$$

$$I_{\text{long}} = 34,2412 \quad \text{m}^4$$

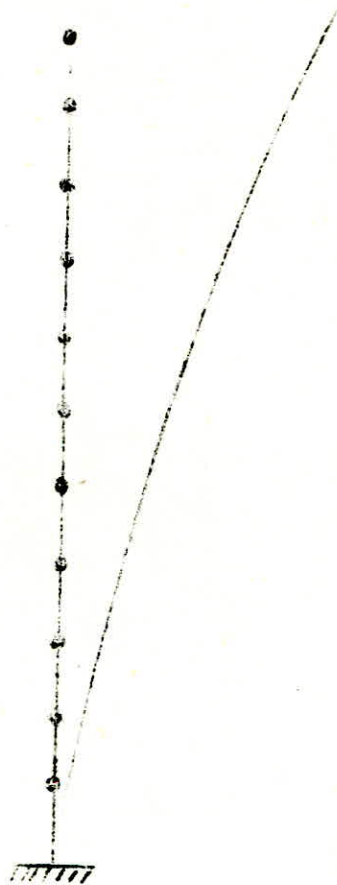
$$h = 3 \quad \text{m.}$$

$$H = 33 \quad \text{m.}$$

$$\text{d'où } \bar{f} = 0,0225 \quad \text{m} = 22,510^{-3} \quad \text{m.}$$

$$f_i \text{ rel} = 1,5 (f_i - f_{i-1})$$

.../...



Déplacement dans le
sens longitudinal
(le plus défavorable)

NIVEAU	Sens transversales		Sens longitudinal	
	fi (10^{-3}_m)	fi reel (10^{-3}_m)	fi (10^{-3}_m)	fi reel (10^{-3}_m)
11	3,75	0,7	29,17	5,44
10	3,28	0,69	25,52	5,36
9	2,82	0,69	21,94	5,36
8	2,36	0,66	18,36	5,13
7	1,92	0,645	14,93	5,01
6	1,49	0,6	11,59	4,66
5	1,09	0,525	8,48	4,08
4	0,74	0,45	5,75	3,5
3	0,44	0,36	3,42	2,8
2	0,20	0,225	1,55	1,75
1	0,05	0,075	0,39	0,58
0	0,00	0,00	0,00	0,00

Deplacement dans
le sens longitu-
dinal
(le plus defavo-
rable.

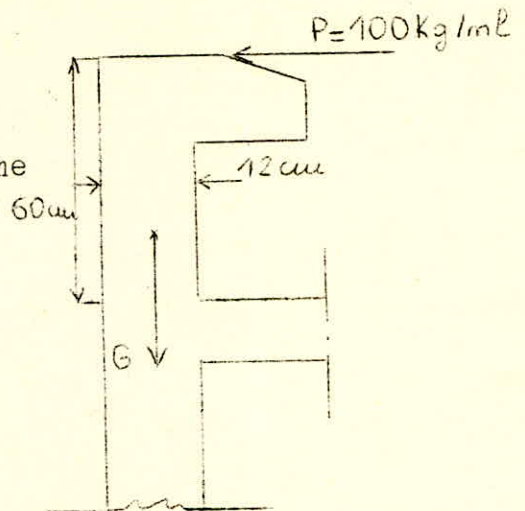
CALCUL DES ELEMENTS

A- Calcul de l'Acrotère

A1- Introduction

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

- épaisseur 12 cm
- hauteur 60 cm



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

- Poids propre G
- Surcharge due à la main courante appliquée horizontalement S = 100 Kg/ml.

Le calcul se fera en flexion composée et l'on utilisera la methode de P. CHARON .

1- Determination des charges :

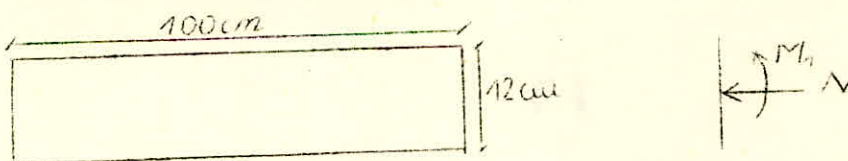
- Poids propres : $G = 2500 \times 0,12 \times 0,60 = 0,18 \text{ t/ml} = N$
- Surcharge $P_1 = 1,2 P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ Kg/ml} = 0,12 \text{ t/ml}$.

Moment Produit par la surcharge : $M_1 = 1,2 P \times h$

$M_1 = 1,2 \times 100 \times 0,60 = 0,072 \text{ t.m.}$

A2 Calcul :

A.2.2 : Schema statique



A.2-3 Etat de contrainte de la section

$M_1 = N \cdot e$ on e est le centre de pression

$$e = \frac{M_1}{N} = \frac{0,072}{0,18} = 0,4 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,12}{6} = 0,02$$

$e > e_0$ La section est donc partiellement comprimée

A3 Etude de la section :

La section étant partiellement comprimée, la méthode utilisée est donc celle du moment fictif .

$$J_f = Nf \quad \text{avec } f = \text{distance entre les aciers tendus et le centre de pression}$$

$$f = \left(\frac{h_t}{2} - d \right) + e . \quad d = 2 \text{ cm} ; h = h_t - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm} .$$

$$f = \left(\frac{0,12}{2} - 0,02 \right) + 0,4 = 0,44$$

$$J_f = 0,18 \times 0,44 = 0,0792 \text{ tm/ml} .$$

A3.1 - Calcul du moment résistant : $M_{r_b} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} b h^2 (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3})$ avec

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \quad (n=15)$$

$$M_{r_b} = \frac{1}{2} \times 135 \times 0,419 \times 100 \times 10^2 (1 - \frac{0,419}{3}) = 2,433 \text{ tm/ml} .$$

$$M_{r_b} > J_f \quad \text{pas d'armatures comprimées (A'=0)} .$$

La détermination des armatures se fera en 1'étapes :

1^{ere} étape : calcul en flexion simple sous l'effet du moment fictif (P.CHARON P.32)

$$u = \frac{15 J_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 79,2 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,00424 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 153 \\ \epsilon = 0,9703 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{J_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon_s h} = \frac{79,2 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9703 \times 10} = 0,291 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{153} = 18,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$$

.../...

2^e étape : Calcul en flexion composée :

La section à prendre en compte est : $A = A_1 - \frac{N}{a}$

$$A = 0,291 - \frac{0,18 \cdot 10^3}{2800} = 0,227 \text{ cm}^2$$

Cette section trouvée étant très faibles, on adoptera alors une section minimale d'armature conformément aux prescriptions du CCBA 68 art 52 relative à la condition de non fragilité .

$$A_0 = 0,227 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \times 0,227 = 0,2724 \text{ cm}^2$$

$$A_2 \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \quad A_2 \geq 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4800} = 0,969 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{soit } A_2 = 1,13 \text{ cm}^2 \quad 4T6$$

L'espacement sera de 20 cm

A4- Verifications

A.4.1 Contraintes de fissuration

$$\sigma_1 = \zeta \frac{k}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

* fissuration prejudiciable : $k = 1,10^6$.

$$\zeta = 1,6 \quad (\text{acier H.A})$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$B_f = 2 \cdot d \cdot b = 2 \times 100 \times 2$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,13}{2 \times 100 \times 2} = 2,82 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{10^6 \times 1,6}{6} \cdot \frac{2,82 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 2,82 \cdot 10^{-3}} = 731,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{6}} = 3010,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc la fissuration n'est pas à craindre .

.../...

A4.2 Verification à l'effort tranchant :

D'après (P.CHARON p;316) nous avons :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} . \quad (M \text{ pris avec son signe })$$

$$Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 10 = 8,75 \text{ cm}$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{0,072}{0,0875} = 0,823t . \quad ; \quad T = 1,2 P = 1,2 \times 100 = 120 \text{Kg} = 0,12t .$$

$$1,13 \cdot 10^{-3} \times 2800 \geq 0,12 - 0,823$$

$$3,164 > - 0,702 .$$

La quantité $T + \frac{M}{Z}$ étant négative (< 0) la section d'arma-

ture ne sera soumise à aucun effort de traction .

—————oOo—————

CALCUL DES ESCALIERS COURANTS .

1. Introduction

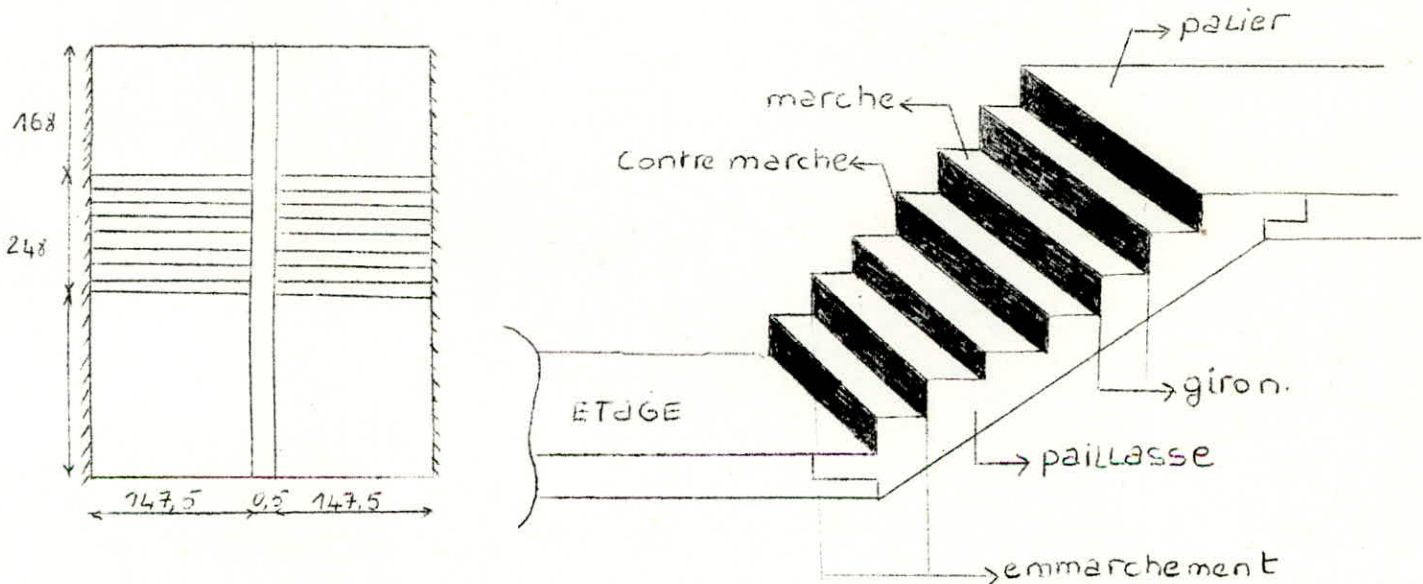
La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment, et l'escalier que nous étudierons seront à paillasse prefabriquées.

Cette paillasse sera appuyée simplement sur les paliers .

La prefabrication peut-être faite soit en usine, ou sur chantier .

Les paliers seront coulés sur place et s'encastrent dans les refends, tandis que la paillasse repose simplement sur les deux paliers .

Ces paliers seront assimilés à des dalles pleines, encastrées sur deux côtés, le 3^e simplement appuyé et le 4^e étant libre .



2- Terminologie - Définitions :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle emmarchement la longueur de ces marches. La largeur d'un marche : g s'appelle le giron; h est la hauteur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle la paillasse. La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche. La cage est le volume circonscrit à l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé : jour .

3- Dimensionnement

g : giron = largeur d'une marche = 31 cm

h = hauteur de la marche = 16,5 cm.

l = emmarchement = 147,5 cm

j = le jour = 5 cm

H = hauteur de l'étage .

3.1 Verification de la relation de Blondel

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

$$59 \leq 31 + 2 \times 16,5 \leq 64 \Leftrightarrow 59 \leq 64 \leq 64. \quad \text{Verifiée.}$$

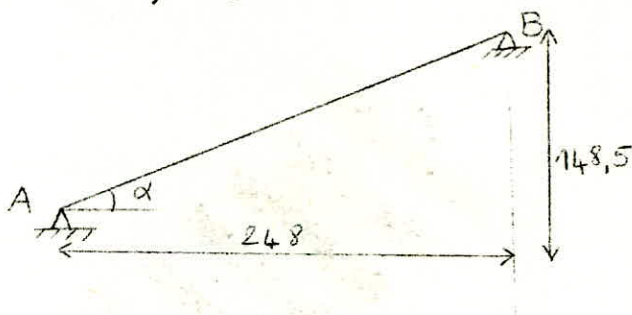
3.2 Etude de la paillasse

$$L = g (n-1) = 31(9-1) = 248$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{148,5}{248} = 0,59879 \rightarrow \alpha = 30,9127$$

$$\cos \alpha = 0,85795$$

$$l = \overline{AB} = \frac{248}{0,85795} = 289,06 \text{ cm}$$



$$\frac{\overline{AB}}{30} \leq e \leq \frac{\overline{AB}}{20} \Rightarrow \frac{248}{30} \leq e \leq \frac{248}{20}$$

$$9,63 \leq e \leq 14,45$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$.

3.3 evaluation des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la paillasse, on peut admettre que le poids est uniformément répartie (q) par mètre de projection horizontale et pour un mètre d'emmarchement .

• Charges permanentes Kg/ml.

$$\text{- Poids propre de la paillasse: } \frac{2500 \cdot e \cdot l}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,14 \cdot 289,06}{0,85795} = \dots 407,949$$

.../...

- Poids propres des marches:	$\frac{2200 \times h}{2} \times l = \frac{2200 \times 0,165}{2} = \dots 181,5$
- Revêtement (2cm) :	$2200 \times 0,02 \times l = \dots 44$
- mortier de pose (2cm)	$2200 \times 0,02 \times l = \dots 44$
- garde corps	100
	777,449

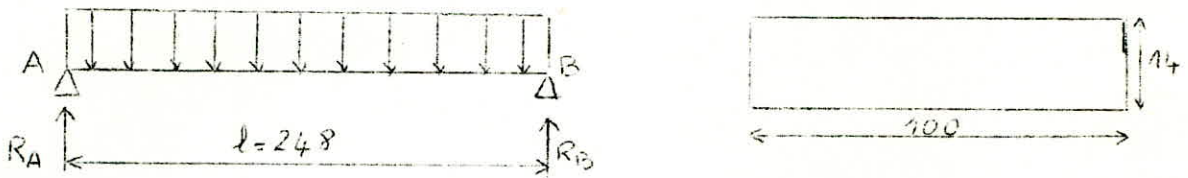
• Surcharge : escaliers d'habitation $P = 250 \text{ Kg/ml}$.

Le calcul se fait sous les sollicitations du premier genre.

$$q = G + 1,2P = 777,449 + 1,2 \times 250 = 1077,449 \text{ Kg/ml}$$

3- Determination des efforts :

On a un escalier à paillasse adjacentes prefabriquées .



$$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = \frac{1077 \times 2,48}{2} = 1336,036 \text{ Kg}$$

$$M = q \frac{l^2}{8} = \frac{1077,449 \times 2,48^2}{8} = 828,34 \text{ Kg.m}$$

4- Ferrailage :

$$M = 828,34 \text{ Kg.m} ; h_t = 14 \text{ cm} ; d = 2 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm}$$

$$u = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 828,34 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0308 \Rightarrow \begin{cases} K = 50,96 \\ \xi = 0,9242 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi \cdot h} = \frac{828,34 \times 10^2}{2800 \times 0,9242 \times 12} = 2,66 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T8 \rightarrow 3,01 \text{ cm}^2$$

- Armatures de repartition :

$$\frac{1}{4} A_1 \leq A_{ref} \leq \frac{1}{2} A_1$$

$$\frac{3,01}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{1}{2} \times 3,01 \Leftrightarrow 0,7525 \leq A_{ref} \leq 1,505$$

On prend $A_{rep} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T6 \text{ p.m. avec } \dots$

• Verification

a- condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \zeta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \zeta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

avec $K = 1,510^6 \rightarrow$ fissuration non prejudiciable

$\zeta = 1,6 \rightarrow$ Acier H.A.

$$\phi = 8 \text{ mm} ; \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,01}{400} = 7,525 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{8} \times \frac{7,525 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 7,525 \cdot 10^{-3}} = 1312,19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2$$

On doit verifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ d'où :

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \Rightarrow \text{il n'y a pas}$$

risque de fissuration .

b- Contraintes :

$$A = 3,01 \text{ cm}^2 ; \bar{\omega}_f = \frac{100A}{b h} : \frac{100 \times 3,01}{100 \times 12} = 0,2508 \left\{ \begin{array}{l} K = 47,8 \\ \xi = 0,9204 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{828,34 \cdot 10^2}{3,01 \times 0,9204 \times 12} = 2491,63 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{47,8} = 58,57 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes sont donc verifiées .

c- Verification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b z} . \quad T = q \frac{L}{2} \cos \alpha = 1077,449 \times \frac{2,48}{2} \times 0,85795 = 1146,25$$

.../...

$$\tau_b = \frac{1146,25}{100 \times 7 \times 12} = 1,09 \text{ Kg/cm}^2 \simeq 1,1$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

d- Verification de la non fragilité

On doit verifier que :

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

$$A = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,69 \times 100 \times 12 \times \frac{5,9}{4200} = 1,163 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{verifiée .}$$

e- Verification de la flèche

Pour une partie simplement appuyée, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{59 l^4}{384 EI} \text{ avec } E = 7000 \sqrt{\sigma_j} = 7000 \sqrt{270} = 115021,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d'où f = \frac{5 \times 1077,449 \times 248^4 \cdot 10^{-2}}{384 \times 115021,74 \times \frac{100 \times 12^3}{12}} = 0,32 \text{ cm .}$$

fa est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers prefabriquées en B.A.

$$fa = \frac{1}{300} \text{ de la portée horizontale} \Rightarrow fa = \frac{248}{300} = 0,826 \text{ cm .}$$

$\Rightarrow f < fa$ vérifiée .

Afin de tenir compte d'un éventuel transport à l'envers de la volée, on dispose des armatures longitudinales superieures calculées sous le poids propre de la volée seulement (creation d'un moment de flexion). Ces armatures seront reliées aux armatures principales par des cadres .

- Poids propre de la volée = 777,449 Kg/ml .

$$l = 2,48 \text{ m} ; \text{ d'où } M = \frac{q l^2}{8} = \frac{777,449 \times 2,48^2}{8} = 597,702 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h} = \frac{15 \times 597,702 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0222 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 61,69 \\ \xi = 0,9348 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = \frac{597,702 \times 10^2}{2800 \times 0,9348 \times 12} = 1,903 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 (A=2,01 \text{ cm}^2)$$

Ces armatures sont reliées par des cadres en $\phi 5$ de $e=20$ cm.

** Etude du palier étage courant

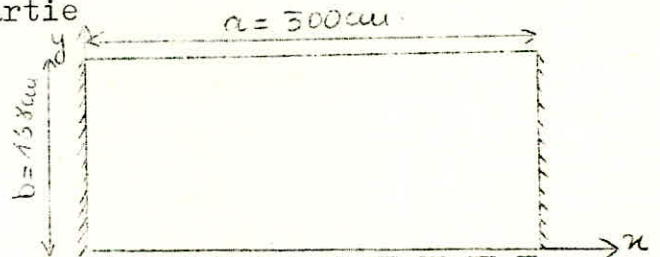
Ce palier est calculé comme une dalle encastrée sur 2 cotés appuyée simplement sur le 3^e et libre sur le 4^e coté

Elle est soumise aux efforts suivants :

- Poids propre
- surcharge majorée
- Poids de la volée considérée comme charge uniformément répartie

$$q_t = q (\text{volée}) + q (\text{palier})$$

$$\frac{b}{a} = \frac{168}{300} = 0,56$$



$$q_t = 0,777 + 1,2 \times 0,250 + 0,407 + 1,2 \times 0,250 = 1,784 \text{ t/ml} .$$

$$x = \frac{a}{2} ; y = b$$

$$M_x = 0,072 q_t a^2 = 0,072 \times 1,784 \times 3,00^2 = 1,156 \text{ m}$$

$$x = \frac{a}{2} ; y = \frac{b}{2}$$

$$M_{tx} = 0,047 q_t a^2 = 0,047 \times 1,784 \times 3,00^2 = 0,7546 \text{ tm}$$

$$M_{ty} = 0,026 q_t a^2 = 0,026 \times 1,784 \times 3,00^2 = 0,417 \text{ tm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_{ty} = 0,3 \times 0,417 = 0,125 \text{ t.m}$$

.../...

Calcul du ferrailage

En travée

Suivant lx :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,7546 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,02807 \quad \left. \begin{array}{l} \xi = 0,9275 \\ K = 54,0 \end{array} \right\}$$

$$A_x = \frac{0,7546 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9275 \times 12} = 2,42 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4T10 = 3,14$$

s = 32 cm.

Suivant ly :

$$\mu = \frac{15 \times 0,417 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,0155 \quad \left. \begin{array}{l} \xi = 0,9450 \\ K = 75,7 \end{array} \right\}$$

$$A_y = \frac{0,417 \cdot 10^5}{2800 \times 0,945 \times 12} = 1,31 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

s = 32 cm.

Sur appuis

$$\mu = \frac{15 \times 0,125 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 12^2} = 4,65 \cdot 10^{-3} = 0,00465 \quad \left. \begin{array}{l} \xi = 0,969 \\ K = 146 \end{array} \right\}$$

$$A_a = \frac{0,125 \cdot 10^5}{2800 \times 0,969 \times 12} = 0,384 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

- Sur l'appui libre

$$\mu = \frac{15 \times 1,156 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,043 \quad \left. \begin{array}{l} \xi = 0,9122 \\ K = 42 \end{array} \right\}$$

$$A_x = \frac{1,156 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9122 \times 12} = 3,77 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T10 (A=4,71 \text{ cm}^2) \quad s = 32 \text{ cm}$$

Verifications

1/ contraintes

$$A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{100 \times A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 12} = 0,3925 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} \xi = 0,9037 \\ K = 36,9 \end{array} \right\}$$

.../...

$$\sigma_a = \frac{M}{A \sum h} = \frac{1,156 \cdot 10^5}{4,71 \times 0,9037 \times 12} = 2263,24 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2263,24}{36,9} = 61,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

} Verifiées

2/ Contraintes de fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K_2 \zeta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow$ fissuration peu nuisible

$\zeta = 1,6$ car aciers H.A

$\phi = 10$, $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,71}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{4,71}{2 \times 2 \times 100} = 0,011775$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \cdot \frac{0,011775}{1 + 10(0,011775)} = 2528 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \zeta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \times 5,9} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

pas de risque de fissuration

3/ condition de non fragilité

suivant lx :

$A \gg 0,69 b h \frac{b}{\text{en}} \left(1 - \frac{f}{2} \right)$ avec $A = 3,14 \text{ cm}^2$

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,68}{3,00} = 0,56$$

$$\Rightarrow A \gg 0,69 \times 100 \times 12 \times \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,56}{2} \right) = 0,837$$

$\Rightarrow 3,14 > 0,837 \rightarrow$ vérifiée .

Suivant ly

$$A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1 + \xi}{4} \right)$$

$$\implies 4,71 > 0,69 \times 100 \times 12 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 + 0,56}{4} \right) = 0,453$$

CALCUL DU BEQUET :

* Epaisseur des bequets des paillasses et des paliers

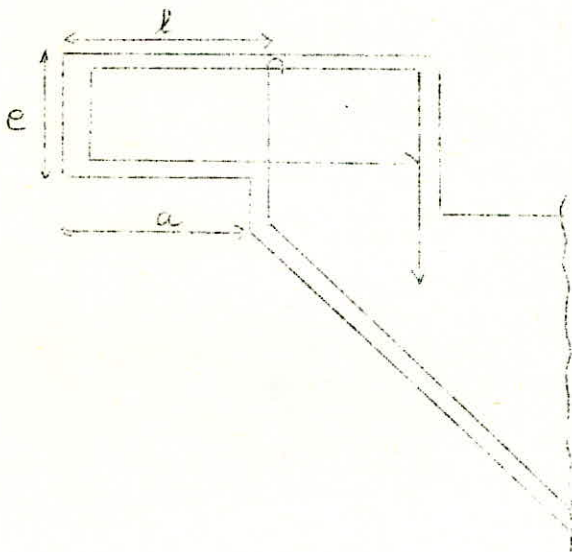
D'après les recommandations techniques du CTC, cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 0,07 m, aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémité.

On prend $e = 7 \text{ cm}$.

Largeur des bequets : Elle ne devra pas être inférieure à 0,10m.

On prend $a = 15 \text{ cm}$

$l = 17 \text{ cm}$



** Ferrailage

- L'armature des bequets de la paillasse et des paliers devra être réalisée au moyen de boucles ou de cadres fermés. L'écartement des armatures des bequets ne devra pas dépasser 2 fois l'épaisseur du bequet à son encastrement.

Dans tous les cas cet écartement ne devra pas dépasser 0,20m

*** Calcul

- Chaque bequet de la pailleasse et de la poutre palière doit être calculé pour une charge lineaire . $Q = \gamma_q (C_p + 1,2 S)$

- C_p : Charge permanente de la totalité de la volée prefabricuée .

- S : Surchage d'exploitation sur la totalité de la volée prefabricuée .

- γ_q : Coefficient de comportement experimental donné par le tableau .

- On fait la pose de la volée à sec, la pailleasse ne comporte pas d'armatures de suspension(car ses armatures principales sont de faibles diametres) . On a donc $\gamma_q = 1,4$

d'où $Q = 1,4 \times 2,48(777,445 + 1,2 \times 250) = 3740,889 \text{Kg/ml} = 3741 \text{Kg/ml}$.

. Les armatures en boucles des bequets des pailleasses et des paliers seront calculées en flexion avec une portée égale à $l = 17 \text{ cm}$.

On prend le cas le plus defavorable où la charge est appliquée à l'extremité



Moment de la console encastrée

$$M = Q.l = 3741 \times 0,17 = 635,96 \text{ Kg.m} \approx 636 \text{Kg.m}$$

Determination des armatures $h_t = 7 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{cm}$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 636 \times 10^{-2}}{2800 \times 100 \times 5^2} = 0,1362 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,8578 \\ K = 20,15 \end{array} \right.$$

.../...

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{636 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8578 \times 5} = 5,29 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2$$

t = 14 cm car d'après les recommandations du CTC $t \leq 14 \text{ cm}$.

Armatures longitudinales de repartition

Les bequets comporteront des armatures longitudinales de repartition de section totale superieure ou égale à $0,50 \text{ cm}^2$ (une barre $\emptyset 8$ ou 2 barres $\emptyset 6$ suivant les dimensions du bequet).

$$\frac{A}{4} \leq A_{lr} \leq \frac{A}{2} \implies \frac{5,49}{4} \leq A_{lr} \leq \frac{5,49}{2} \implies A_{lr} = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8$$

Verifications au cisaillement

$$Q = \gamma_q (C_p + 1,2 S) = 3741 \text{ Kg/ml.}$$

$$T = Q = 3741 \times 1 \text{ m} = 3741 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{3741}{100 \times 7 \times 5} = 8,55 \text{ Kg/cm}^2$$

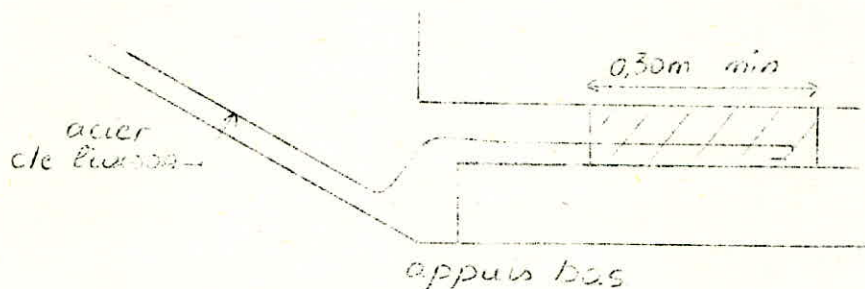
$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

On voit ici que la condition au cisaillement n'est pas vérifiée pour cela, on prévoit des armatures transversales dans les bequets de même sections que dans le sens longitudinal.

** Liaison Paillasse-Palier

Afin d'assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du seisme, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématique des paillasses et des paliers par des armatures sortantes des extrémités de la paillasse prefabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui .

.../...



Les aciers de liaisons devront être disposés au droit de cadres de la poutre palière et devront avoir un diamètre supérieur ou égal à 8mm. Ils devront être totalement ancrés dans le chaînage coulé sur place et dans la paillasse prefabriquée.

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids total ($C_p + 1,2 S$) de la volée prefabriquée .

$$q = 0,7 \times 2,48 (777,445 + 1,2 \times 250) = 1870,44 \text{ Kg/ml.}$$

Ces aciers interviennent dans le cas de la traction volée-palier .

$$A = \frac{F}{\sigma_a} \text{ avec } F = 1870,44 \times 1,475 = 2758,9 \text{ Kg .}$$

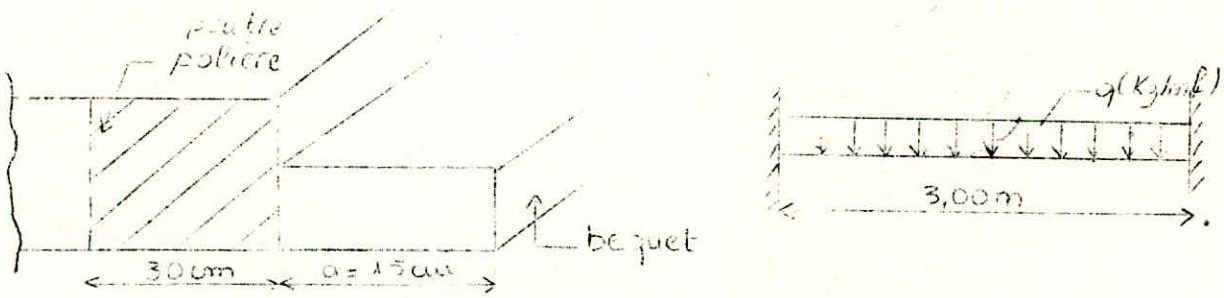
$$\text{d'où } A = \frac{2758,9}{2800} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec un recouvrement de $50 \varnothing$ c'est à dire $50 \times 0,6 = 30 \text{ cm}$.

CALCUL DES POUTRES PALIERES

Les poutres palières sont incorporées dans les paliers, elle servent à supporter les sollicitations dues à la paillasse ou à transmettre ces efforts aux paliers

- Poutre palière incorporée dans le palier d'étage



Chaque poutre palière (appuis haut et bas d'une volée) sera calculée pour une charge égale à $0,7 Q$ (Q est le poids total des volées aboutissant au palier considéré)

$$q = 0,7 Q = 0,7 (777,445 + 1,2 \times 250) = 754,21 \text{ Kg/m}^2$$

$$q' = (754,21 \times \frac{2,48}{2}) \times 2 = 1870,44 \text{ Kg/ml.}$$

* moment en travée

$$M_t = \frac{q'l^2}{24} = \frac{1870,44 \times 3,00^2}{24} = 701,415 \text{ Kg.m.}$$

* Moment sur appui

$$M_a = - \frac{ql^2}{12} = - \frac{1870,44 \times 3,00^2}{12} = 1402,83 \text{ Kg.m}$$

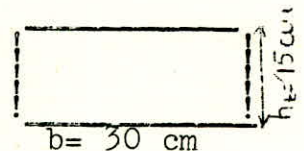
Determination des sections d'aciers :

en travée :

$$M = 701,415 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 701,415 \cdot 10^2}{2800 \times 30 \times 13^2} = 0,0741$$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 0,8889 \\ K = 30 \end{array} \right\}$$



$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{701,415 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8889 \times 13} = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

• Section d'acier sur appui

$$M = 1402,83 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1402,83 \cdot 10^2}{2800 \times 30 \times 13^2} = 0,1482$$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 0,8530 \\ K = 19,05 \end{array} \right\}$$

.../...

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{1402,83 \cdot 10^2}{2800 \times 0,853 \times 13} = 4,518 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T10 = 6,28 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Calcul des armatures transversales .

$$T = q \frac{l}{2} = 1870,44 \times \frac{3,00}{2} = 2805,66 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2805,66}{30 \times \frac{7}{8} \times 13} = 8,22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3,5 \times \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \text{ avec } \sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b0} = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{Sup} & t = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 13 \left(1 - \frac{0,3 \times 8,22}{5,9}\right) = 7,56 \text{ cm} \\ & t = 0,2 h = 0,2 \times 13 = 2,6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\implies t = 8 \text{ cm .}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \int_{at} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{t T}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{8 \times 2805,66}{\frac{7}{8} \times 13 \times 2800} = 0,704 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\emptyset 8 \text{ espacée de } 8 \text{ cm.}$$

mais pour des raisons constructives, on prend la même armature que celle du bequet. Donc on prend 7T10 espacé de 14 cm

Verifications

$$\bar{w}_f = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 13} = 0,6025 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,8853 \\ K = 28,6 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{701,415 \cdot 10^2}{2,35 \times 0,885 \times 13} = 2593,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifiée .

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2593,42}{28,6} = 90,68 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Verifiée .}$$

.../...

Sur appui

$$\tilde{w}_f = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 6,28}{30 \times 13} = 1,610 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,835 \\ K = 15,3 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{1402,83 \cdot 10^2}{6,28 \times 0,8508 \times 13} = 2057,85 \text{Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2057,85}{15,3} = 134,5 \text{Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{Kg/cm}^2.$$

b) Verification des contraintes de fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \xi}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f}$$

avec $\xi = 1,6$ (acier H.A) ; $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration par prejudiciable .

$$\phi = 10 \text{ mm} .$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,28}{400} = 0,0157 .$$

$$\sigma_1 = \frac{1,510^6 \times 1,6}{10} \times \frac{0,0157}{1 + 10 \times 0,0157} = 3256,7 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \xi \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2855,9 \text{Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3256,7 \text{Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{Kg/cm}^2$$

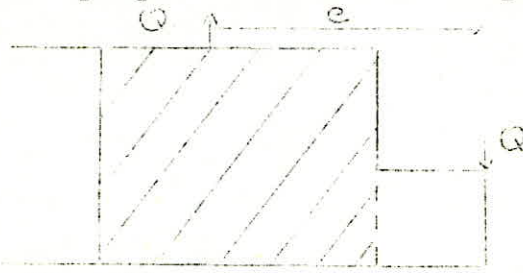
====> il n'y a pas risque de fissuration

Determination des aciers perpendiculaires à la poutre

La resistance à la torsion des poutres palières étant généralement faible, le couple Q devra être repris par des armatures

.../...

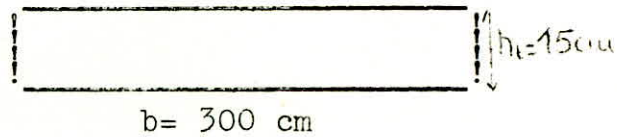
superieures perpendiculaires à la poutre



$$e = 15 + 15 = 30 \text{ cm}$$

$$Q = 1870,44 \times 3,00 = 5611,32 \text{ Kg}$$

$$M = Q \cdot e = 5611,32 \times 0,3 = 1683,4 \text{ Kg.m.}$$



$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1683,4 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9413^2} = 0,0177 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9413 \\ K = 70,3 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = \frac{1683,4 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9413 \times 13} = 4,91 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7T10 = 5,49 \text{ cm}^2$$

• Verification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 5,49}{300 \times 13} = 0,1407 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9383 \\ K = 66,0 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1683,4 \cdot 10^2}{5,49 \times 0,9383 \times 13} = 2513,79 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2513,79}{66,0} = 38,087 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

* Armatures de transport : On prévoit des aciers de transport dans 4 points sur la paillasse. On place 2 armatures sous forme d'anneau à chaque extrémité de la paillasse. L'acier utilisé est l'acier doux.

• Poids total de la volée : $qt = 777,454 \text{ Kg/cm}^2$

Ces aciers seront calculés sous l'action de la traction simple

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{777,454 \times 2,48 \times 1,475}{2800} = 1,015 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vu la faible}$$

section obtenue, nous prevoyons 4 Ø6 dans les 4 appuis determinés. auparavant. Ces armatures sont ancrées sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse.

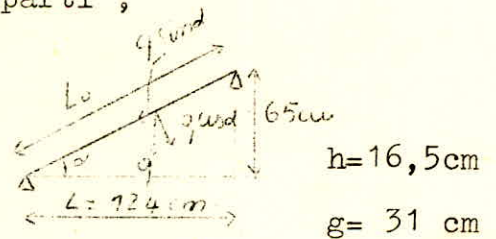
Calcul des escaliers entrée - rez de chaussée

Le type d'escalier que nous proposons est l'escalier à paillasse simple . Cette paillasse prend appui en haut sur la dalle de rez de chaussée, et en bas sur la fondation en gros beton .

Des aciers longitudinaux et des aciers transversaux de repartition arment la dalle inclinée que constitue la paillasse. Il n'y a pas lieu d'armer les marches . Le calcul prend en compte les surcharges et le poids propre. Les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la paillasse . Nous pouvons admettre que ce poids propre est uniformément reparti ;

Le Schema statique est :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \implies \frac{124}{30} \leq e \leq \frac{124}{20}$$



On prend $e = 6 \text{ cm} =$ épaisseur de la paillasse .

* Verification de la condition de Blondel

$$59 \leq 2h + g \leq 64$$

$$59 \leq 2 \times 6,5 + 31 \leq 64$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16,5}{31} = 0,532 \implies \alpha = 28,024^\circ \implies \cos \alpha = 0,8827 .$$

Evaluation de la charge de calcul

* Poids propre de la paillasse : $\frac{2500 \times e}{\cos} = \frac{2500 \times 6}{0,8827} = 170 \text{ Kg/ml}$

• Poids des marches : $\frac{2200 \times 0,165 \times 1}{2} = 181,5 \text{ Kg/ml}$

• mortier de pose (2cm) : $\frac{2200 \times 0,02 \times 1}{1} = 44 \text{ Kg/ml}$

• revêtement (2cm) : $2200 \times 0,02 \times 1 = 44 \text{ Kg/ml}$

• garde corps 100 Kg/ml

G = 539,5 Kg/ml

Surcharge d'exploitation P = 250 Kg/ml.

A.N :

g = 31 cm , h = 16,5 cm.

L = 124 cm

P = 1,2 x 250 = 300 Kg/ml

$\alpha = 28,024^\circ$; $\cos \alpha = 0,8827$.

q = G + 1,2 P = 539,5 + 300 = 839,5 Kg/ml.

M = q $\frac{l^2}{8}$ = $\frac{839,5 \times 1,24^2}{8}$ = 161,35 Kg.m.

T = q $\frac{L}{2}$ = $\frac{839,5 \times 1,24}{2}$ = 520,49 Kg .

On prend b = 1,00m ; h_t = 6 cm ; h = 4 cm z = 0,9h = 3,6 cm

A = $\frac{M}{z \sigma_a}$ = $\frac{161,35 \cdot 10^2}{3,6 \times 2800}$ = 1,6 cm² on prend 408/ml (=2,01 cm²)

En repartition $\frac{2,01}{4} \leq A_2 \leq \frac{2,01}{2} \rightarrow A_2 = 0,85 \rightarrow 3T6p.m.$

• Verifications 1- Verification des contraintes

A = 2,01 cm² ; M_t = 161,35 Kg m.

$\tilde{w} = 100 \frac{A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 4} = 0,5025$

$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8933 \\ K = 31,85 \end{array} \right\}$

.../...

5 Verification à l'adhérence (CCBA 68 art 29)

Adhérence dans les poutres : $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

avec $\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \tau_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \times 1,6 = 1,7$

d'où $\bar{\tau}_d = 2 \times 1,7 \times 5,9 = 20,06 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_d = \frac{T}{npZ} \rightarrow$ n = nombre de barres = 4
p = perimetre utile = 3,14
T = effort tranchant = 520,49 Kg
Z = 0,9h = 3,6 cm

$\tau_d = \frac{520,49}{4 \times 3,14 \times 3,6} = 11,51 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_d < \bar{\tau}_d \Rightarrow$ il n'y a pas risque d'entraînement des barres .

6) Verification à l'effort tranchant :

$\tau_b = \frac{T}{bz} < \bar{\tau}_b$ avec $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$ (d'après P.CHARRON)

$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$

T = 520,49 Kg/cm² z = 3,6 cm b = 100 cm .

$\tau_b = \frac{520,49}{100 \times 3,6} = 1,446 \text{ Kg/cm}^2 < 6,79 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ Verifiée.

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{161,35 \cdot 10^2}{2,01 \times 0,8933 \times 4} = 2246,54 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Verifiée}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2246,54}{31,85} = 70,53 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Verifiée}$$

2 Condition de non fragilité (CCBA 68 Art 52)

$$A > 0,69 bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

$$2,01 > 0,69 \times 100 \times 4 \times \frac{5,9}{4200} = 0,38 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifiée}$$

3 Verification à la flèche : (CCBA 68 art 61,21)

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \implies \frac{2,01}{100 \times 4} \leq \frac{43}{4200} \implies 5,025 \cdot 10^{-3} < 0,0102$$

Verifiée .

4 Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \zeta}{\beta} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} \quad \text{avec } K = 1,510^6 \quad \text{fissuration peu prejudiciable.}$$

$\zeta = 1,6$ aciers H.A $\phi = 8 \text{ mm.}$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,05}{2db} = \frac{2,05}{2 \times 2 \times 100} = 0,005025$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,005025}{1 + 10 \times 0,005025} = 1435,37 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \zeta \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 392,99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \max\{1435,37 ; 3192,9\} = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

donc il n'y a pas risque de fissuration .

.../...

Calcul des planchers

1- Introduction

Nous prévoyons deux types de planchers à calculer :

- a - Le premier calcul se basera sur le plancher du R.D.C (haut du vide sanitaire) qui est soumis à des charges uniformément réparties et formés de prédalles .
- b - Le second calcul concernera le plancher de l'étage courant et de la terrasse constitué de dalle pleines, d'une épaisseur de 15cm soumises à des charges uniformément réparties.

a-1 Plancher du R.D.C

Le plancher du haut vide sanitaire pose le problème de son coffrage (Impossibilité de prévoir un coffrage tunnel). Pour cela, nous envisagerons un plancher à prédalles préfabriquées jointives, qui présente divers avantages .

- Suppression des coffrages
- facilité d'incorporation des canalisations
- Suppression des enduits de plâtre en sous face
- prefabrication aisée (sur le chantier, en usine, soignée, ...ect)
- temps d'exécution et de livraison réduit.

2) Definition et calcul des prédalles

On appelle par predalles, des plaques prefabriquées en beton armé ou précontraint destinées à fermer la partie inferieure armée d'un plancher de type dalle pleine qui après durcissement d'une lame de beton d'épaisseur au moins égale à celle des predalles et coulé sur le chantier et aura un fonctionnement monolithique.

On ϕ à considerer donc, dans le calcul les trois phases suivantes :

1^{ere} phase : predalle soumise à son poids propre seulement .

2^e phase : predalle soumise à son poids, plus une surcharge constituée en béton frais coulé sur chantier et une surcharge

forfaitaire de 100Kg/m^2 dite de chantier correspondant aux ouvriers au matériels courants susceptibles d'être présents pendant la mise en oeuvre .

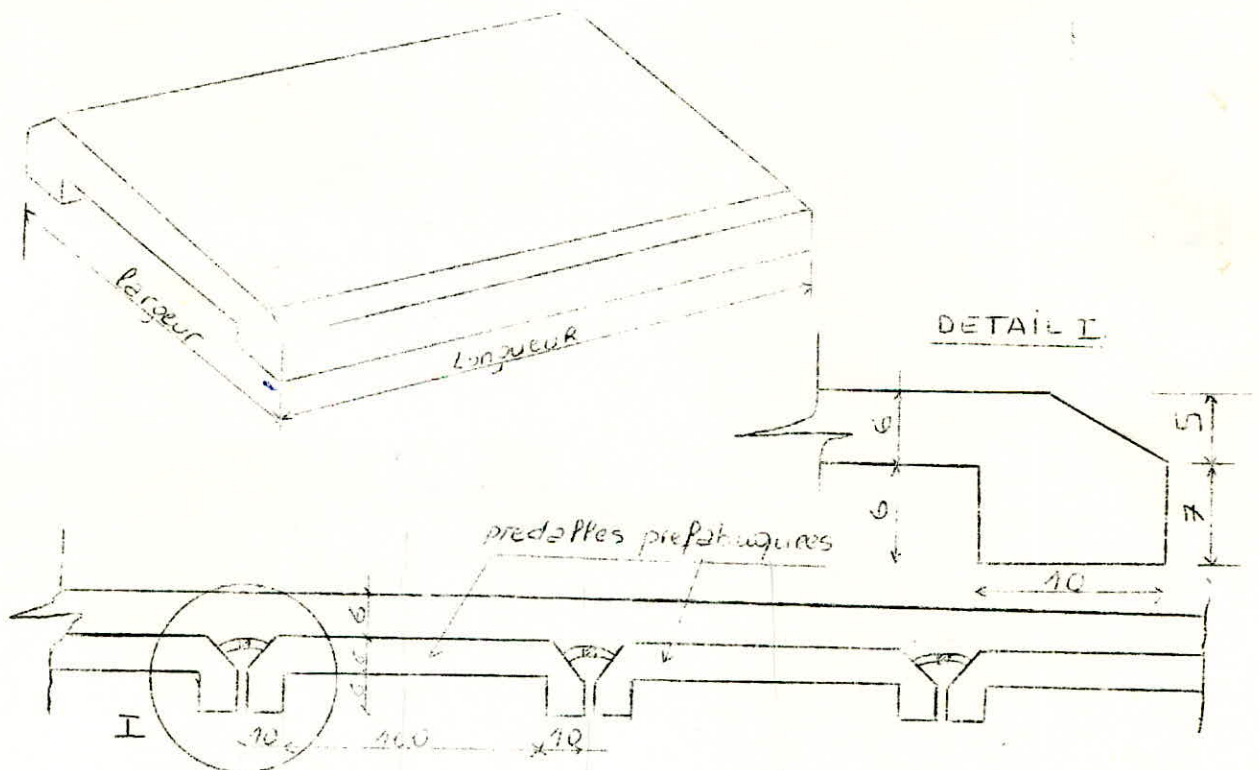
3^e phase : predalle à pleine résistance sous $G + 1,2P$.

Remarques : Les predalles seront calculées suivant les règles classiques de la R.d.m , et armées en conséquence .

3. Dimensionnement

Nous prendrons comme longueur de la predalle, la petite portée du "panneau" , lui ajoutant 8cm qui devront servir comme appuis de la dite predalle sur les voiles du vide sanitaire. La longueur est fonction de la grande portée du panneau et de l'emplacement des tremis .

Nous ferons l'étude pour les predalles d'un seul panneau (panneau n°1), les autres étant les même .



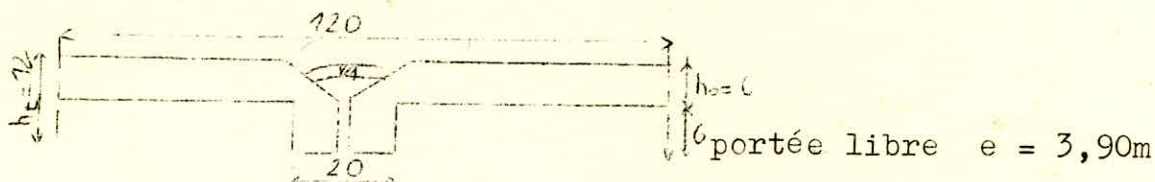
Etude des poutres porteuses

Des armatures de ligatures (de liaisons) sont prévues forfaitairement au niveau de la jonction de deux predalles consécutives

ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en T

On utilisera la methode exposée dans l'aide memoire de B.A edition "Dunod" pour la section en T et celle P.CHARON dans le cas d'une section rectangulaire .

1^{er} phase : predalle soumise à son poids propre seulement :



Charge par mètre lineaire

$$q = (0,20 \times 0,06 + 1,20 \times 0,06) 2500 = 210 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{poids propre par mètre lineaire} = 210 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{beton frais majoré} \quad 1,2 \times 0,06 \times 1,2 \times 2500 = 216 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Surcharge de chantier majorée} \quad 1,2 \times 1,2 \times 100 = 144 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 570 \text{ Kg/ml}$$

La comparaison de la charge par mètre lineaire de la 1^{er} phase et de la 2^e phase montre que seul la 2^{eme} phase est à étudier.

Etude de la 2^{eme} phase

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{570 \times 3,90^2}{8} = 1083,71 \text{ Kg.m.}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{570 \times 3,90}{2} = 1111,5 \text{ Kg}$$

Determination de la position de l'axe neutre .

$$\xi = \frac{h_o}{h} = \frac{6}{10} = 0,6$$

$$\beta = \frac{b}{b - b_o} = \frac{120}{120 - 20} = 1,2$$

.../...

ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en T

On utilisera la methode exposée dans l'aide memoire de B.A edition "Dunod" pour la section en T et celle P.CHARON dans le cas d'une section rectangulaire .

1^{er} phase : predalle soumise à son poids propre seulement :



Charge par mètre lineaire

$$q = (0,20 \times 0,06 + 1,20 \times 0,06) 2500 = 210 \text{ Kg/ml.}$$

poids propre par mètre lineaire = 210 Kg/ml

beton frais majoré $1,2 \times 0,06 \times 1,2 \times 2500 = 216 \text{ Kg/ml}$

Surcharge de chantier majorée $1,2 \times 1,2 \times 100 = 144 \text{ Kg/ml}$

$q = 570 \text{ Kg/ml}$

La comparaison de la charge par mètre lineaire de la 1^{er} phase et de la 2^e phase montre que seul la 2^{eme} phase est à étudier.

Etude de la 2^{eme} phase

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{570 \times 3,90^2}{8} = 1083,71 \text{ Kg.m.}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{570 \times 3,90}{2} = 1111,5 \text{ Kg}$$

Determination de la position de l'axe neutre .

$$\xi = \frac{h_o}{h} = \frac{6}{10} = 0,6$$

$$\beta = \frac{b}{b - b_o} = \frac{120}{120 - 20} = 1,2$$

.../...

$$f = \frac{6 n M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} \beta = \frac{6 \times 15 \times 1083,71 \times 10^2}{120 \times 10^2 \times 2800} \times 1,2 = 0,348$$

$$(f, \beta, \varepsilon) \longrightarrow \text{abaque} \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 0,36 \\ K = 0,56 \end{array} \right.$$

$$y = \gamma h = 0,36 \times 10 = 3,6 \text{ cm} < h_o = 6 \text{ cm}$$

donc l'axe neutre est dans la table de compression

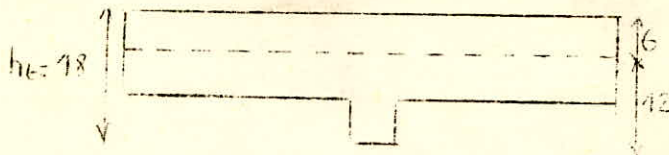
$$\sigma'_b = \frac{K}{n} \bar{\sigma}_a = \frac{0,56}{15} \times 2800 = 104,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

L'Etude de la section en T se ramène à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur h et de largeur b

$$u = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 1083,71 \times 10^2}{10^2 \times 120 \times 2800} = 0,0483 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9076 \\ K = 39,1 \end{array} \right.$$

$$A_2 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1083,71 \times 10^2}{2800 \times 0,9076 \times 10} = 4,26 \text{ cm}^2$$

3^{eme} phase : predalle à pleine resistance sous G + 1,2P



Charge par mètre lineaire

- p p par ml :	(0,20x 0,06 + 1,20 x 0,12)x2500 =	390 Kg/ml
- Carrelage (2 cm)	0,02 x 2200	= 44 Kg/ml
- mortier de pose (2cm)	0,02 x 2000	= 40 Kg/ml
- Sable (3cm)	0,03 x 1700	= 51 Kg/ml
- Surcharge majorée	1,2 x 250	= 300 Kg/ml
	<hr/>	
	q	= 825 Kg/ml

$$M = q \frac{l^2}{8} = \frac{825 \times 3,9^2}{8} = 1568,53 \text{ Kg.m.}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1608,75 \text{ Kg}$$

Determination de la position de l'axe neutre

$$\xi = \frac{h_0}{h} = \frac{12}{16} = 0,75$$

$$\beta = \frac{b}{b - b_0} = \frac{120}{120 - 20} = 1,2$$

$$\rho = \frac{6 n M \beta}{b h_0^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{6 \times 15 \times 1568,53 \cdot 10^2 \times 1,2}{120 \times 16^2 \times 2800} = 0,197$$

En fonction de ρ , β , ξ , les abaques "Dunod" nous donnent

$$\gamma = 0,25$$

$$K = 0,32$$

$$y = \gamma \cdot h = 0,25 \times 16 = 4 \text{ cm} < h_0 = 12 \text{ cm}$$

donc l'axe neutre est dans la table de compression

$$\sigma'_b = \frac{K}{n} \bar{\sigma}_a = \frac{0,32}{15} \times 2800 = 59,73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2.$$

l'étude de la section en T se ramène à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur h et de largeur b .

$$u = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 1568,53 \cdot 10^2}{120 \times 16^2 \times 2800} = 0,0273$$

$$u = 0,0273 \longrightarrow \begin{cases} \xi_y = 0,9283 \\ K_3 = 54,3 \end{cases}$$

$$A_3 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{1568,53 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9283 \times 16} = 3,77 \text{ cm}^2$$

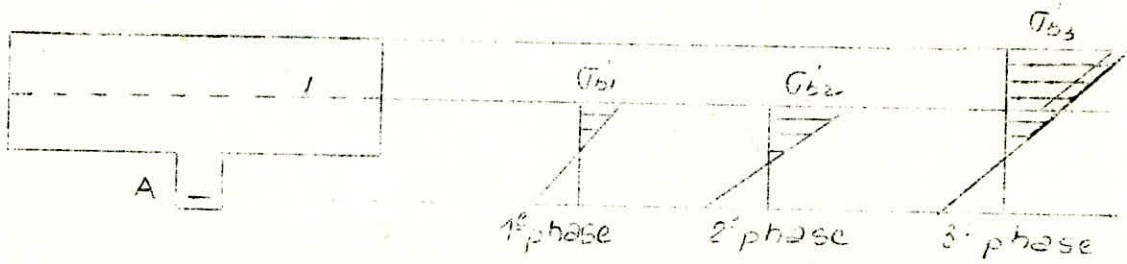
La section à prendre en compte est :

$$\max (A_2 , A_3) = \max (4,26 ; 3,77) = 4,26 \text{ cm}^2$$

On adoptera donc 4T12 $A = 4,52 \text{ cm}^2$.

.../...

Diagramme des contraintes



Verification des contraintes

- Beton

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K_3} = \frac{2800}{54,3} = 51,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

- Aciers

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \xi_3 h_3} = \frac{1568,53 \cdot 10^2}{4,52 \times 0,9283 \times 16} = 2336,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

conditions Verifiées cm^2

Condition de non fragilité :

La section des armatures minimale est :

$$A = 0,69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{0,69 \times 20 \times 16 \times 5,9}{4200} = 0,31 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2$$

condition Verifiée

Condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K_n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 10^2 \times \frac{1,6}{12} \times \frac{0,0523}{1 + 10 \times 0,0523} = 4578,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\xi}{\phi} K \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{12}} = 2128,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \text{Sup} (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 4578,68 \text{ Kg/cm}^2$$

condition Verifiée .

.../...

Armatures transversales

$$T_{\max} = 1608,75 \text{ Kg.}$$

On utilisera des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\sigma'_b = 51,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot 0,875h} = \frac{1608,75}{20 \times 0,875 \times 10} = 9,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 .$$

* Contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad f_a = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right)$$

$$f_a = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{9,2}{9 \times 5,9} \right) = 0,826 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{at} = 0,826 \times 2400 = 1984 \text{ Kg/cm}^2$$

L'écartement des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$t \leq \inf \left[t_0 , \max (\bar{t}_1 , \bar{t}_2) \right]$$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot z_{at}}{T} \quad A_T = \text{Section des armatures transversales dans une section droite, soit 2 cadres } \phi 6 \quad A = 1,13 \text{ cm}^2$$

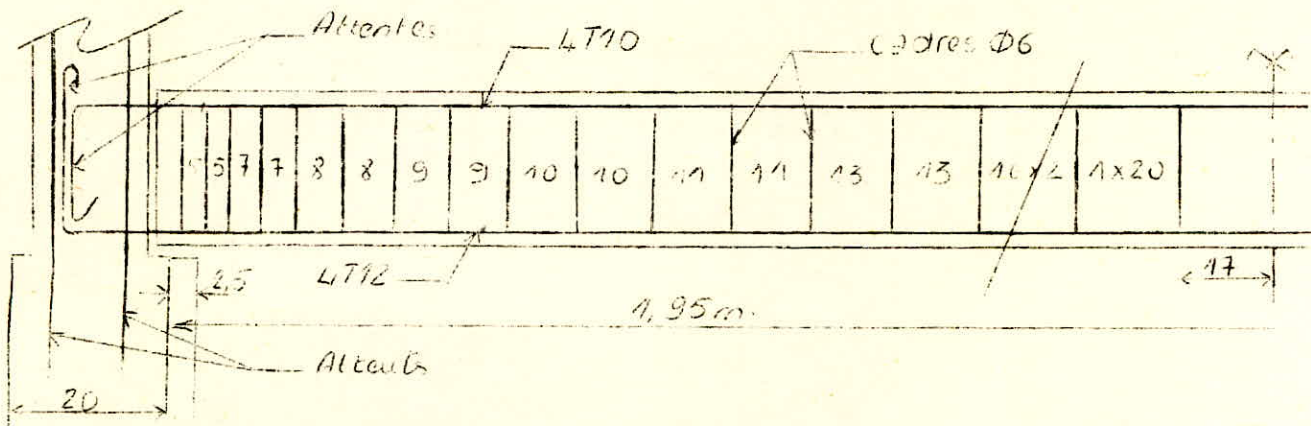
$$t_0 = \frac{1,13 \times 0,875 \times 10 \times 1984}{1608,75} = 12,2 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 10 \left(1 - \frac{0,3 \times 9,2}{5,9} \right) = 5,32 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 h = 0,2 \times 10 = 2 \text{ cm}$$

donc $t \leq 5,3 \text{ cm}$ on adoptera $t = 5 \text{ cm}$ à l'appui c'est à dire à $T = 1608,75 \text{ Kg.}$

.../...

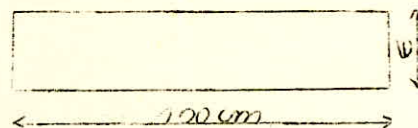


Calcul du hourdis

* 1^{ere} phase :

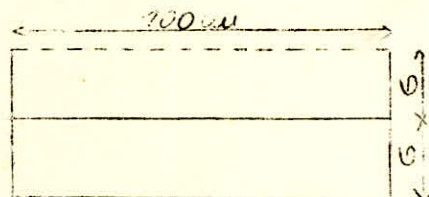
Charge par metre lineaire

$$q = 1,00 \times 0,06 \times 2500 = 150 \text{ Kg/ml}$$



$$M_{t1} = q \frac{l^2}{8} = \frac{150 \times (1,00)^2}{8} = 18,75 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{a1} = q \frac{l^2}{20} = \frac{150 \times (1,00)^2}{20} = 7,5 \text{ Kg.m.}$$



** 2^e phase :

- Hourdis	1,00 x 0,06 x 2500	= 150 Kg/ml
- Beton frais	1,2 x 0,06 x 1,00 x 2500	= 180 Kg/ml
- Surcharge de chantier	1,2 x 1,00 x 100	= 120 Kg/ml
	<hr/>	
	q_2	= 450 Kg/ml

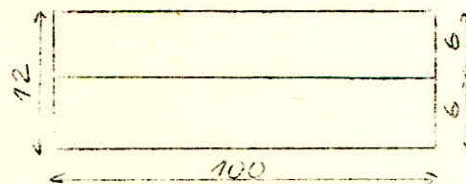
D'où

$$M_{t2} = q_2 \frac{l^2}{8} = \frac{450 \times 1,00^2}{8} = 56,25 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{a2} = q \frac{l^2}{20} = 22,5 \text{ Kg.m.}$$

*** 3^e phase :

- Charge par metre lineaire



.../...

- Dalle : 0,12 x 1,00 x 2500 = 300 Kg/ml
- Carrelage: 0,02 x 2200 = 44 Kg/ml
- Mortier de pose : 0,02 x 2000 = 40 Kg/ml
- Sable 0,03 x 1700 = 51 Kg/ml
- Surcharge majorée 1,2 x 250 = 300 Kg/ml

$$q_3 = 735 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{t3} = q_3 \frac{L^2}{8} = \frac{735 \times 1,00^2}{8} = 91,875 \text{ Kg m .}$$

$$M_{a3} = q_3 \frac{l}{20} = \frac{735 \times 1,00}{20} = 36,75 \text{ Kg m}$$

Ferrailage

On prendra une bande de 1,00 m de large c'.a.d $b = 1,00 \text{ m}$

1^{ere} phase :

$$\mu = \frac{15 M_{t1}}{\bar{\sigma}_a b h_1^2} = \frac{15 \times 18,75 \cdot 10^2}{2800 \times 5^2 \times 100} = 0,00401 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,3711 \\ K = 158 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_1} = \frac{18,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,971 \times 5} = 0,138 \text{ cm}^2$$

2^e phase :

$$u = \frac{15 M_{t2}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 56,25 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 5^2} = 0,012 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9507 \\ K = 87 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h_2} = \frac{56,25 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9507 \times 5} = 0,422 \text{ cm}^2.$$

3^e phase :

$$u = \frac{15 M_{t3}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 91,875 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 5^2} = 0,019 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9394 \\ K = 67,5 \end{cases}$$

.../...

$$A_{t3} = \frac{M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{91,875 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9394 \times 5} = 0,698 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max \{ A_1, A_2, A_3 \} = 0,698 \text{ cm}^2$.

Cette section est faible, nous déterminerons la section minimale d'acier par la condition de non fragilité

$$A = 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 5T6 \text{ pm}$$

$A = 1,02 \text{ cm}.$

l'écartement e :

On prendra e qui vérifie la condition suivante :

$$e \leq \{ 30, 2 h_t \} \quad h_t = 12.$$

$$\implies \text{on prend } e = 20 \text{ cm} < \{ 30, 2 \times 12 \}$$

* Ferrailage dans le sens de la grande portée (armature de répartition) :

Les predalles sont considérées comme des poutres-dalles, la section des armatures de répartition est donnée par la condition suivante

$$A \geq \frac{4 \bar{\sigma}_b \cdot I}{0,9 h \cdot v \cdot \sigma_{en}} = \frac{4 \times 5,9 \times 100 \times (10)^3 / 12}{0,9 \times 10 \times 6 \times 4200} = 0,867 \text{ cm}^2$$

On adopte donc 4T6 $A = 1,13 \text{ cm}^2$

- Chapeaux

1^{ère} phase :

$$u = \frac{15 M_{a1}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 7,10^2}{2800 \times 100 \times 5^2} = 1,6 \cdot 10^{-3} \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9815 \\ K = 255 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{7,5 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9815 \times 5}$$

.../...

2^e phase

$$u = \frac{15Ma_2}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 22,5 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 5^2} = 0,0048 \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9686 \\ K = 144 \end{array} \right\}$$

$$A_2 = \frac{Ma_2}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{22,5 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9686 \times 5} = 0,166 \text{ cm}^4$$

3^e phase

$$u = \frac{15Ma_3}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 15 \times \frac{36,75}{2800 \times 100} = 0,0019 \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9800 \\ K = 235 \end{array} \right\}$$

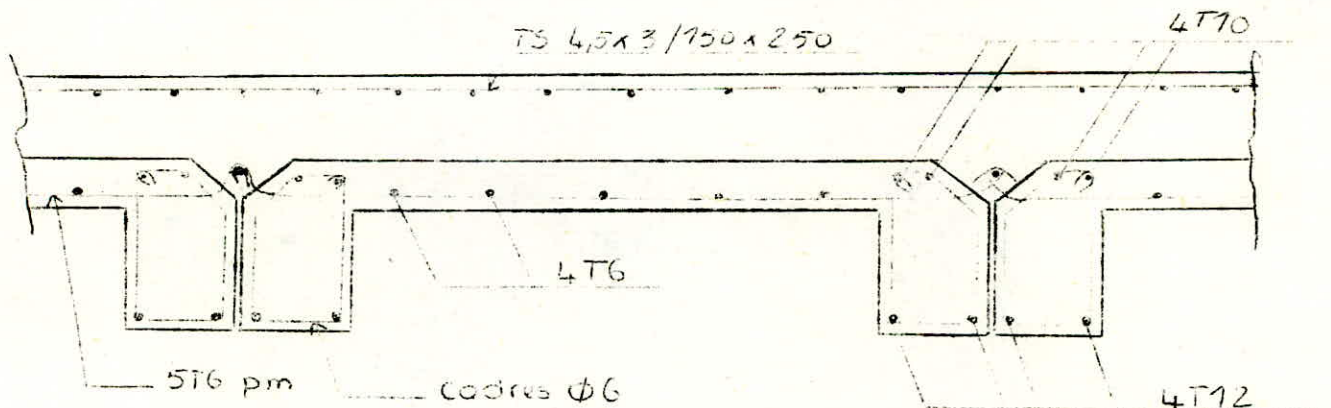
$$A_3 = \frac{Ma_3}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{36,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9800 \times 10} = 0,134 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_1, A_2, A_3) = 0,166 \text{ cm}^2$$

Cette section est très faible, nous adoptons le ferrailage minimum :

$$A_{\min} = 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

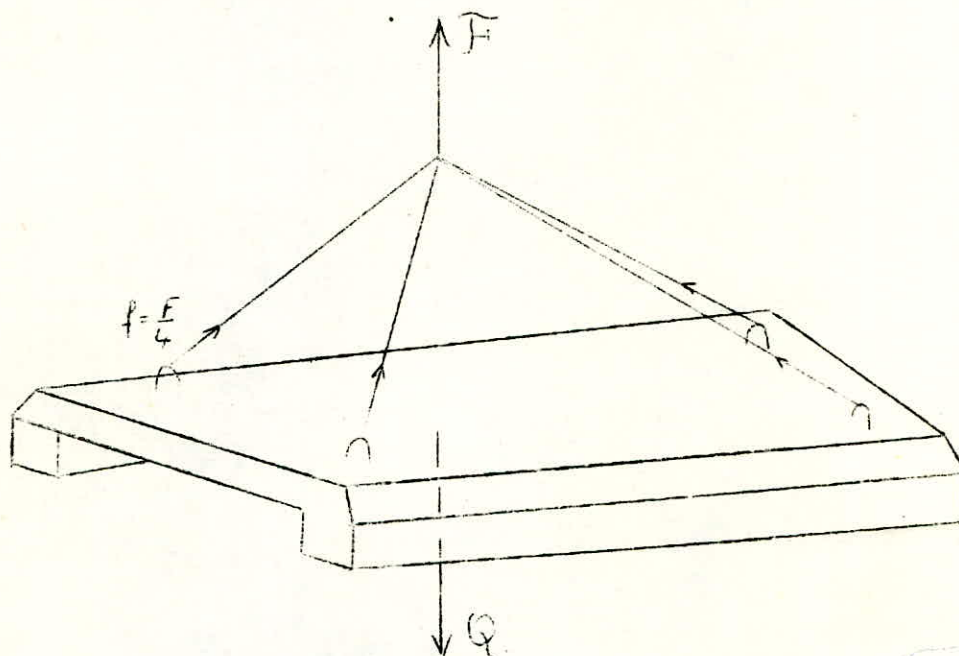
On adopte un treillis soudé 4,5 x 3/150 x 250 $A = 1,06 \text{ cm}^2$



Positionnement des systèmes de levage et d'ancrage

Les systèmes de levage et d'ancrage doivent satisfaire l'équilibre du palonnier .

Tous les details doivent figurer sur les plans d'execution et que particulièrement, la pose des aciers de manutention ne soit pas laissée à l'initiative du chantier qui à coup sûr, improvisera des solutions ayant peu de chance de satisfactions au regles de securité. Les boucles (les crochets de levage) doivent être rendues solidaires des armatures de l'élément. Elles ne doivent pas être trop près du parement .



Calcul des boucles de levage

Le coefficient de securité à appliquer au calcul sur la contrainte admissible est $K = 1,56$

Pour une boucle on aura :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{K f}{2 S} = \frac{K 2f}{\pi \phi^2}$$

f doit tenir compte non seulement du poids du panneau, mais aussi des efforts parasites qui peuvent être combinés ou non .

- Efforts supplementaires de demoulage .
- Efforts supplementaires pour emploi d'élinges

Demoulage sur table metallique plane

On prend $F = a \bar{k} p$.

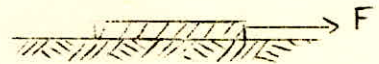
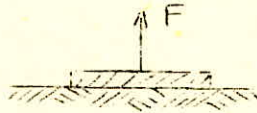
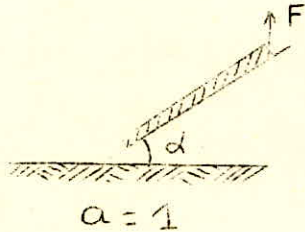
F = Effort global

.../...

P = poids du panneau

K Coefficient de demoulage = 1,70

a = Coefficient fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la piece



a = 1

a = 0,75

a = 3

avec $\alpha > 5^\circ$

Effort Normal

Effort tangentiel

On a

$$F = a K P = 0,75 \times 1,70 \times 630 = 803,25 \text{ Kg}$$

$$f = \frac{F}{4} = 200,81 \text{ Kg}$$

$$a = K \frac{2f}{\pi \phi^2} \rightarrow \phi = \sqrt{\frac{K 2 f}{a}} = \sqrt{\frac{1,56 \times 2 \times 200,81}{3,14 \times 1600}} = 0,35 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$.

Determination des longueurs d'ancrages .

Ancrage normal (CCBA 68)

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$$

avec: $\bar{\sigma}_a$ = contrainte de traction admissible .

$\bar{\tau}_d$ = contrainte d'adherence admissible .

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}^b$$

ψ_d = Coefficient de scellement

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \zeta_d \quad \zeta_d = 1 \text{ pour } \text{FE 24} \Rightarrow \psi = \frac{1,5}{2} = 1,06 .$$

$$l_d = \frac{0,8}{4} \times \frac{1600}{1,25 \times (1,06)^2 \times 5,9} = 38,57 \text{ cm}$$

On prend $l_d = 40 \text{ cm}$.

.../...

II Calcul des planchers : Etage courant .

Introduction :

L'ossature de notre bâtiment est très rigide (ossature en voile)

Le plancher adopté est un plancher à dalles pleines. Ce dernier représentant une grande rigidité par rapport au plancher hourdis .

Nous avons 2 types de planchers qui different par les charges qui les sollicitent :

- plancher terrasse
- plancher étage courant

Toutes les dalles ont une épaisseur constante de 15 cm .

II. 1. Charges et surcharges

a - plancher terrasse

- protection(gravillons 4cm).....	1800x0,04 = 72 Kg/m ²
- Etanchéité multicouche	= 10 Kg/m ²
- Chape en beton (3cm)	2000x0,03 = 60Kg/m ²
- Isolation thermique(liege)	= 10Kg/m ²
- beton de pente 5%	0,05x2000 =100Kg/m ²
- Dalle pleine 15 cm	0,15x2500 =375Kg/m ²
- Enduit en plâtre(1,5cm)	0,015x1400= 21Kg/m ²

$$G_T = 648\text{Kg/m}^2$$

* Surcharge d'exploitation

- terrasse inaccessible (partie courante) $S_{T_1} = 100\text{Kg/m}^2$
- local machines $S_{T_2} = 100\text{Kg/m}^2$

b - Plancher courant :

- Charge permanente :

.../...

* Carrelage (2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{Kg/m}^2$
* Mortier de pose (2cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{Kg/m}^2$
* Sable (3cm)	$0,03 \times 1700 = 51 \text{Kg/m}^2$
* Isolation thermique	$= 10 \text{Kg/m}^2$
* Dalle pleine (15cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{Kg/m}^2$
* Enduits en plâtre (1,5cm)	$0,015 \times 1400 = 21 \text{Kg/m}^2$
* Cloisons	$= 75 \text{Kg/m}^2$
	<hr/>
	$G_{EC} = 615 \text{Kg/m}^2$

- Surcharge d'exploitation

Pour les chambres $S = 175 \text{ Kg/m}^2$

Pour les logias $S = 350 \text{ Kg/m}^2$.

Donc pour la terrasse Nous avons :

$$q_{T1} = G_{T1} + 1,2 S_{T1} = 648 + 1,2 \times 100 = 0,768 \text{ t/m}^2$$

$$q_{T2} = G_{T1} + 1,2 S_{T2} = 648 + 1,2 \times 100 = 1,850 \text{ t/m}^2$$

pour l'etage courant nous avons :

$$q_{EC1} = G_{EC} + 1,2 S_{EC1} = 616 + 1,2 \times 175 = 0,856 \text{ t/m}^2$$

$$q_{EC2} = G_{EC} + 1,2 S_L = 616 + 1,2 \times 350 = 1,036 \text{ t/m}^2$$

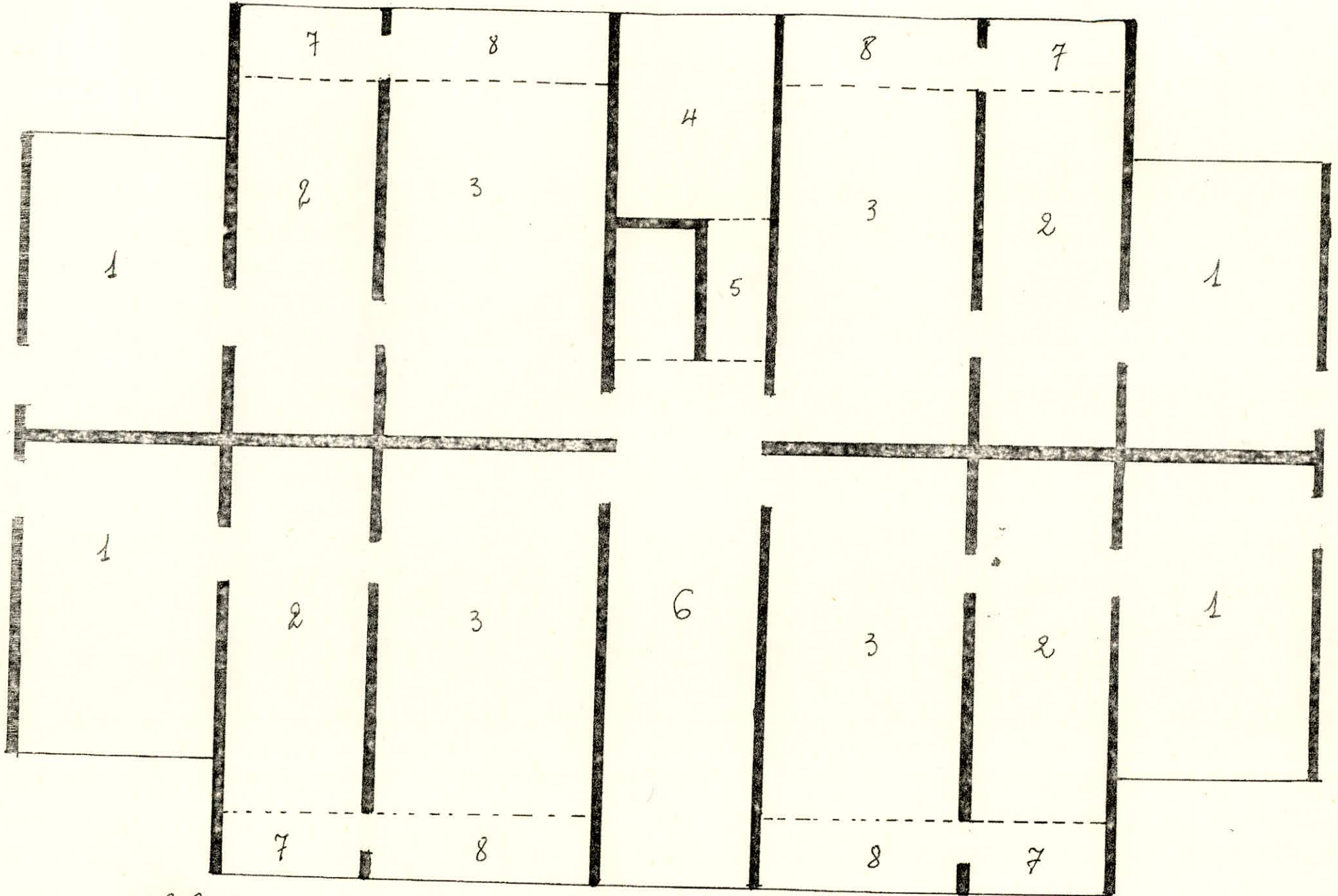
II -2 Calcul des dalles - planchers - étage courant :

Le plancher que l'on se propose d'étudier est composé de 6 dalles pleines .

Nous supposons que ces dalles sont simplement appuyées sur 3 ou 4 côtés , réellement la liaison plancher- refend sera un encastrement partiel .

Cette hypothèse nous amène à obtenir des moments nuls aux appuis, mais dans les calculs, on envisagera une repartition des moments en travées et aux appuis .

plan étage



~ Schema des dalles niveau étage courant ~

Le calcul sera fait selon la methode de M^r R. Barrès d'après l'ouvrage intitulé " tables pour le calcul des dalles et parois "

II - 3 - Methode de calcul

Cette methode consiste à determiner les coefficients des moments M_{xs} , M_{ys} , M_{yas} en fonction du coefficient de poisson μ et du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$

avec : M_{xs} = coefficient du moment dans la direction x avec

$$x = \frac{a}{2} , y = \frac{b}{2}$$

M_{ys} = coefficient du moment dans la direction y avec

$$x = \frac{a}{2} , y = \frac{b}{2}$$

M_{yas} = coefficient du moment dans la direction y avec

$$x = a ; y = \frac{b}{2}$$

Ces coefficients sont multipliés par :

- 1 - qa^2 pour avoir le moment suivant x
- 2 - qb^2 " " " " " y .

Notas :

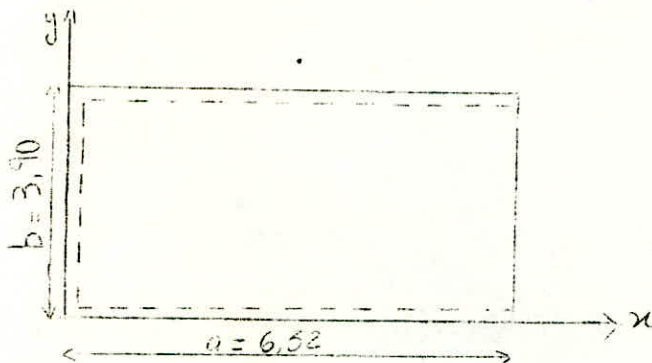
1 - Dans les calculs, on constate que le moment maximum suivant y est celui du bord libre .

Le calcul des armatures se fera en flexion simple selon la methode de M^r P. CHARRON .

2 - Les dalles avec ouvertures (ouvertures dûes au passage des gaines) seront calculées comme des dalles pleines, avec un renforcement au niveau des armatures .

II-4 Calculs :

Dalle 1 -



$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{6,32}{3,90} = 1,62$$

$$\mu = 0,15$$

$$\mu_{xs} = 0,0098$$

$$\mu_{ys} = 0,101$$

$$\mu_{as} = 0,1274$$

$$\text{Moment suivant } x : M_{ox} = 0,0098 \times 856 \times \frac{6,32^2}{2} = 335,07 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Moment suivant } y = M_{oy} = 0,0101 \times 856 \times \frac{3,9^2}{2} = 1315 \text{ Kg.m}$$

$$M_{oay} = 0,1274 \times 856 \times \frac{3,9^2}{2} = 1658,71 \text{ Kg.m}$$

Moments en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 335,07 = 284,81 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oay} = 0,85 \times 1656,71 = 1408,2 \text{ Kg.m}$$

Moments aux appuis

$$M_{ix} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 335,07 = 167,535 \text{ Kg.m}$$

$$M_{iy} = 0,2 M_{oay} = 0,2 \times 1658,71 = 331,74 \text{ Kg.m}$$

$$M_{iy} = 0,5 M_{oay} = 0,5 \times 1656,71 = 828,35 \text{ Kg.}$$

Determination des armatures :

Nous prenons une bande de 1 mètre lineaire

* Suivant x :

$$\text{a) en travée : } \quad = \frac{15 M_{tx}}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 284,81 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,00902 \quad \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9573 \\ K = 102 \end{array} \right\}$$

$$A_{tx} = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon ; h} = \frac{284,81 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9573 \times 13} = 0,82 \text{ cm}^2$$

.../...

b) aux appuis

$$M = \frac{15 \times 167,535 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0053 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9669 \\ K = 136 \end{cases}$$

$$A = \frac{167,535 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9669 \times 13} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Suivant y

a) En travée

$$M = \frac{15 \times 1408,2 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0446 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9108 \\ K = 41,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{1408,2 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 0,9108} = 4,25 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis

$$b_1: \text{Rive. } M = \frac{15 \times 331,74 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0105 \begin{cases} \xi = 0,9541 \\ K = 94,0 \end{cases}$$

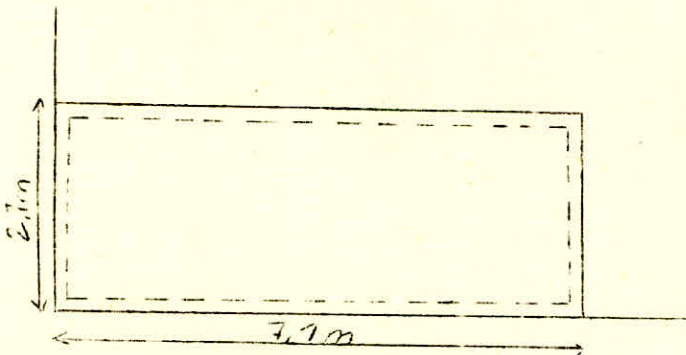
$$A = \frac{331,74 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 0,9541} = 0,955 \text{ cm}^2$$

b₂ = Intermédiaire

$$M = \frac{15 \times 828,35 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0263 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9296 \\ K = 56 \end{cases}$$

$$A = \frac{828,35 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9296 \times 13} = 2,44 \text{ cm}^2$$

Dalle 2

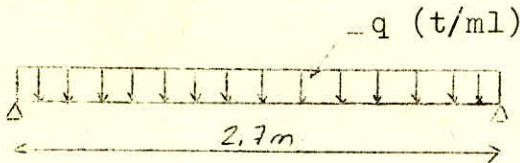


$$\nu = 0,15$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{7,1}{2,7} = 2,63$$

$\gamma > 2,0$ la dalle porte dans un seul sens (CCBA 68 Art 39,41)

Cette dalle sera calculée, en supposant qu'elle est appuyée sur 2 cotés (les deux autres étant libre) comme une poutre pour une bande de 1 mètre linéaire



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,856 \times 2,7^2}{8} = 0,786 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 0,585 \text{ t.m}$$

$$M_{ar} = 0,3 M_0 = 0,3 \times 0,78 = 0,234 \text{ tm .}$$

$$M_{ai} = 0,5 M_0 = 0,5 \times 0,78 = 0,39 \text{ tm .}$$

Determination des armatures :

1^e - En travée :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 0,585 \cdot 10^5}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0185 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,940 \text{ L.} \\ K = 68,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = \frac{0,585 \cdot 10^5}{2800 \times 13 \times 0,940 \text{ L}} = 1,71 \text{ cm}^2$$

2 - Aux appuis

$$\text{a - rive : } \mu = \frac{15 M_{ar}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,234 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0074$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9612 \\ K = 114 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{ar}}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = \frac{0,234 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9612 \times 13} = 0,67 \text{ cm}^2$$

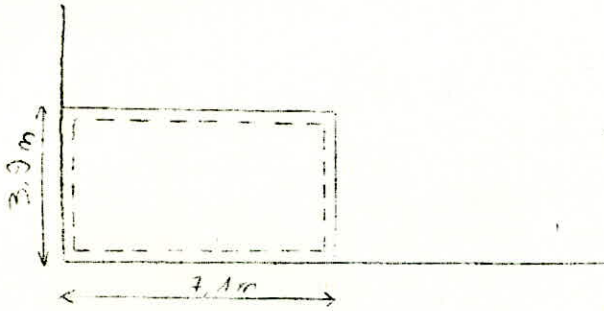
.../...

b - Intermédiaire

$$\mu = \frac{15 \times 0,39 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0123 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9505 \\ K = 86,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{ai}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,39 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9505 \times 13} = 1,12 \text{ cm}^2.$$

Dalle 3



$$\nu = 0,15$$

$$\delta = \frac{a}{b} = \frac{7,1}{3,9} = 1,82$$

$$M_{xs} = 0,0101$$

$$M_{ys} = 0,0921$$

$$\text{Moment suivant } x = M_{xs} q a^2 = 0,0101 \times 856 \times 7,1^2 = 435,82 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Moment suivant } y = M_{ys} q b^2 = 0,0921 \times 856 \times 3,9^2 = 1199,12 \text{ Kg.m.}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 326,865 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 899,34 \text{ Kg.m.}$$

Moment aux appuis :

$$M_{ix} = 0,5 M_{ox} = 217,91 \text{ Kg m.}$$

$$M_{iy} = 0,5 M_{oy} = 599,56 \text{ Kg m.}$$

Armatures :

a- Suivant x :

$$\text{- En travée } \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 326,865 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0103$$

$$\begin{cases} \epsilon = 0,9545 \\ K = 95 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{ta}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{326,865 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 0,9545} = 0,94 \text{ cm}^2$$

.../...

- Aux appuis

$$M = \frac{15 \times 217,91 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0069 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9624 \\ K = 118 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{217,91 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 0,9624} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Suivant y :

en travée :

$$M = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 899,34 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0285 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9270 \\ K = 53,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{899,34 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 0,927} = 2,66 \text{ cm}^2$$

aux appuis :

$$M = \frac{15 M_{iy}}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b} = \frac{15 \times 599,56 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0190 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9394 \\ K = 67,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{iy}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{599,56 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9394 \times 13} = 1,75 \text{ cm}^2$$

Dalle 4



$$V = 0,15$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{4,15}{3,00} = 1,38$$

$$M_{xs} = 0,0193$$

$$M_{ys} = 0,0947$$

$$M_{asy} = 0,1224$$

Moments suivant \underline{x} : $M_{ox} = M_{xs} \times q \times a^2 = 0,0193 \times 856 \times 4,15^2 = 284,53 \text{ Kgm}$

Moments suivant \underline{y} : $M_{oy} = M_{ys} \times q \times b^2 = 0,0947 \times 856 \times 3,0^2 = 729,56 \text{ Kg.m}$

$$M_{oay} = M_{asy} \times q \times b^2 = 0,1224 \times 856 \times 3,0^2 = 942,97 \text{ Kgm}$$

.../...

Moments en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 284,53 = 241,85 \text{ Kg m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 m_{oy} = 0,85 \times 729,56 = 620,126 \text{ Kg m}$$

Moments aux appuis

$$M_{ix} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 284,53 = 142,26 \text{ Kg m}$$

$$M_{iy} = 0,2 M_{oay} = 0,2 \times 942,97 = 188,59 \text{ Kg m}$$

$$M_{iy} = 0,5 M_{oay} = 0,5 \times 942,97 = 471,48 \text{ Kg m.}$$

Determination des armatures :

Nous prenons une bande de 1 mètre linéaire

* Suivant x :

$$a - \text{En travée : } \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 241,85 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0076$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9606 \\ K = 112 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{241,85 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9606 \times 13} = 0,69 \text{ cm}^2$$

b) aux appuis

$$\mu = \frac{15 M_{ix}}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 142,26 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0045 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9693 \\ K = 148 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M_{ix}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{142,26 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9693 \times 13} = 0,40 \text{ cm}^2.$$

Suivant y :

a) en travée

$$\mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 620,126 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0196 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9387 \\ K = 66,5 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{620,126 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9387 \times 13} = 1,81 \text{ cm}^2$$

.../...

b) aux appuis

$$b_1) \text{ Rive: } \mu = \frac{15 M_{ay}}{\bar{\sigma}_a h^2 h} = \frac{15 \times 188,5910^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0059 \quad \left. \begin{array}{l} \xi = 0,965 \\ K = 128 \end{array} \right\}$$

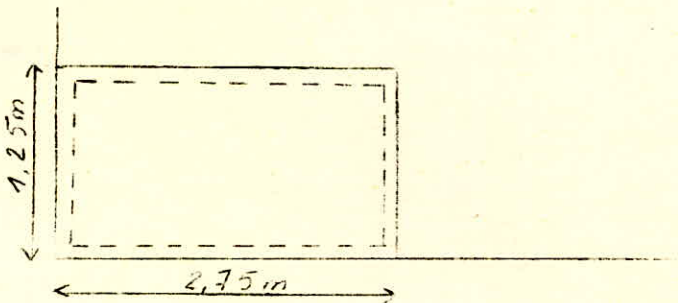
$$A = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{188,5910^2}{2800 \times 0,965 \times 13} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$b_2 \text{ Intermediaire: } \mu = \frac{15 M_{iy}}{\bar{\sigma}_a \cdot h^2 b} = \frac{15 \times 471,48 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0149$$

$$\left. \begin{array}{l} \xi = 0,9459 \\ K = 77,5 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M_{iy}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{471,48 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9459 \times 13} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Dalle 5



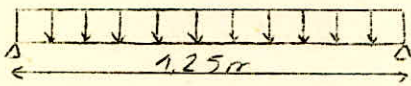
$$V = 0,15$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,75}{1,25} = 2,2$$

$\gamma > 2,0$ → La dalle travaille dans un seul sens .

Cette dalle sera calculée comme une poutre appuyée sur 2 cotés et libre sur les deux autres .

On prend une bande de 1 mètre lineaire



$$M_o = q \frac{l^2}{8} = \frac{856 \times 1,25^2}{8} = 0,167 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,75 M_o = 0,125 \text{ t m}$$

$$M_{ar} = 0,3 M_o = 0,05 \text{ t m}$$

$$M_{ai} = 0,5 M_o = 0,083 \text{ t m} .$$

.../...

Determination des armatures

1- En travée $M = \frac{15 Mt}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,12510^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0039 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9714 \\ K = 160 \end{array} \right.$

$A = \frac{Mt}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{0,12510^5}{2800 \times 0,9714 \times 13} = 0,35 \text{ cm}^2$

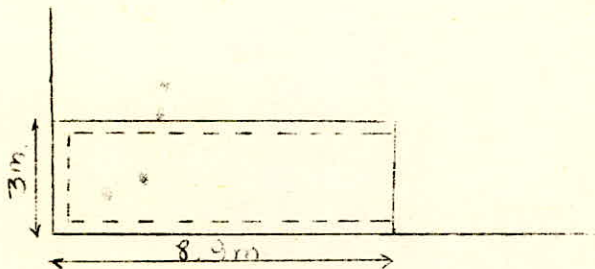
2- Aux appuis : 1- rive : $M = \frac{15 \times 0,0510^5}{2800 \times 100 \times 13} = 0,0015 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9821 \\ K = 265 \end{array} \right.$
 $A = \frac{0,05 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9821 \times 13} = \boxed{0,14 \text{ cm}^2}$

2- Intermédiaire = $\frac{15 \times 0,083 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0026$

$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9765 \\ K = 198 \end{array} \right.$

$A = \frac{0,083 \cdot 10^5}{2800 \times 13 \times 0,9765} = \boxed{0,23 \text{ cm}^2}$

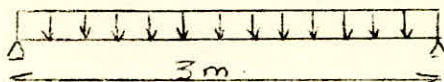
Dalle 6



$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{8,9}{3,00} = 2,96$

$\gamma) = 0,15$

$\gamma > 2$ donc on est amené à calculer cette dalle, en la supposant comme une poutre appuyée sur deux cotés seulement



$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,856 \times 3^2}{8} = 0,963 \text{ t.m}$

$M_t = 0,75 M_0 = 0,722 \text{ t.m.}$

$Mar = 0,3 M_0 = 0,289 \text{ t.m.}$

.../...

Mai = 0,5 Mo = 0,481 t m .

Determination des armatures

- En travée :

$$\mu = \frac{15 Mt}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 0,722 \cdot 10^5}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0228 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9342 \\ K = 61,0 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{Mt}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot h} = \frac{0,722 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9342 \times 13} = 2,12 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

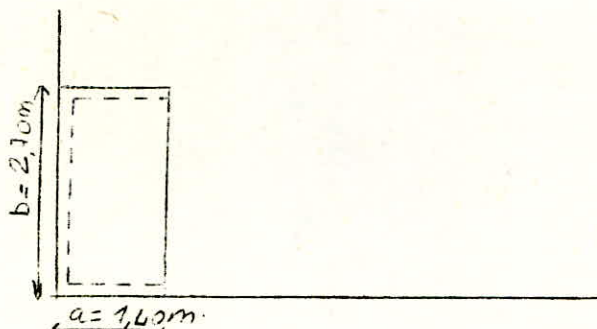
- rive $\mu = \frac{15 Mar}{a h^2 b} = \frac{15 \times 0,289 \cdot 10^5}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0091 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9569 \\ K = 101, \end{array} \right.$

$$A = \frac{Mar}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot h} = \frac{0,289 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9569 \times 13} = \boxed{0,83 \text{ cm}^2}$$

- Intermédiaire $\mu = \frac{15 Mai}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,481 \cdot 10^5}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0152 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9454 \\ K = 76,5 \end{array} \right.$

$$A = \frac{Mai}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot h} = \frac{0,481 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9454 \times 13} = \boxed{1,4 \text{ cm}^2}$$

Dalle N°7



$$\gamma = \frac{a}{b} = 0,52 .$$

$$V = 0,15 .$$

$$q = 1,036 \text{ t/m}^2$$

(loggia)

$$\mu_{xs} = 0,0970$$

$$\mu_{ys} = 0,0371$$

$$\mu_{as} = 0,0590$$

.../...

Moments suivant x : $M_{ox} = M_{xs} q a^2 = 0,0970 \times 1036 \times 1,4^2 = 197,96 \text{ Kg.m.}$

Moments suivant y : $M_{oy} = M_{ys} q b^2 = 0,0371 \times 1036 \times 2,7^2 = 280,2 \text{ Kg m.}$

$M_{oay} = M_{as} q b^2 = 0,0590 \times 1036 \times 2,7^2 = 445,6 \text{ Kg m.}$

Moments en travée :

$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 168,26 \text{ Kg m}$

$M_{ty} = 0,85 M_{oay} = 378,75 \text{ Kg m}$

Moments aux appuis :

$M_{ix} = 0,5 M_{ox} = 98,96 \text{ Kg m.}$

$M_{iy} = 0,2 M_{oay} = 89,12 \text{ Kg m}$

$M_{iy} = 0,5 M_{oay} = 222,79 \text{ Kg m.}$

Determination des armatures

Nous prenons une bande de 1 mètre lineaire

* Suivant x

a- En travée :
$$\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 168,26 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0053 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9669 \\ K = 136 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{168,26 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9669 \times 13} = 0,48 \text{ cm}^2$$

b- Aux appuis :
$$\mu = \frac{15 M_{ix}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 98,96 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0031 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,974 \\ K = 180 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{ix}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{98,96 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9744 \times 13} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

Suivant y :

a- En travée

$$\mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a h^2 b} = \frac{15 \times 378,75 \cdot 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,0120 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9510 \\ K = 87 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{378,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,951 \times 13} = 1,094 \text{ cm}^2 \approx 1,2 \text{ cm}^2.$$

.../...

b- Aux appuis :

$$b_1: \text{Rive: } \mu = \frac{15 \times 89,12 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 100} = 0,0028 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9756 \\ K = 190 \end{cases}$$

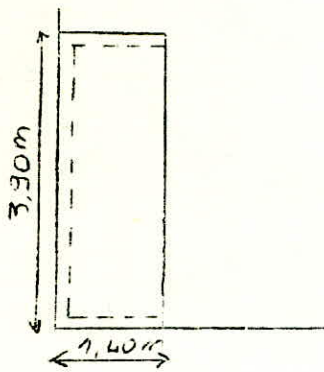
$$A = \frac{89,12 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9756 \times 13} = 0,25 \text{ cm}^2$$

b₂: Intermédiaire

$$\mu = \frac{15 \times 222,79 \cdot 10^2}{2800 \times 13 \times 100} = 0,0070 \quad \begin{cases} \xi = 0,9621 \\ K = 117 \end{cases}$$

$$A = \frac{222,79 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9621 \times 13} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Dalle 8



$$V = 0,15$$

$$\gamma = \frac{1,40}{3,90} = 0,36$$

$$M_{xs} = 0,1063$$

$$M_{ys} = 0,0194$$

$$M_{asy} = 0,0336$$

$$\text{Moments suivant x : } M_{ox} = M_{xs} q a^2 = 215,85 \text{ Kg m.}$$

$$\text{Moments suivant y : } M_{oy} = M_{ys} q b^2 = 305,7 \text{ Kg m.}$$

$$M_{oay} = M_{asy} q b^2 = 529,45 \text{ Kg m.}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 183,47 \text{ Kg m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 259,84 \text{ Kg m.}$$

.../...

Moments aux appuis

$$M_{ix} = 0,5 M_{\bullet x} = 107,92 \text{ Kg m.}$$

$$M_{ay} = 0,2 M_{oay} = 105,89 \text{ Kg m.}$$

$$M_{iy} = 0,5 M_{oay} = 264,72 \text{ Kg m.}$$

Determination des aciers

Nous prenons une bande de 1 mètre lineaire

- suivant x :

$$a- \text{ En travée : } \mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 183,47 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0058 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9655 \\ K = 130 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{183,47 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9655 \times 13} = 0,52 \text{ cm}^2$$

b- Aux appuis

$$\mu = \frac{15 M_{ix}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 107,92 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0034 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9733 \\ K = 172 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{ix}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{107,92 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9733 \times 13} = 0,30 \text{ cm}^2$$

- Suivant y :

a- En travée :

$$\mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0082 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9591 \\ K = 107,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{259,84 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9591 \times 13} = 0,74 \text{ cm}^2$$

b- Aux appuis

$$b_1: \text{ Rive : } \mu = \frac{15 M_{ay}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 105,89 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0033 \quad \text{---}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9737 \\ K = 175 \end{array} \right.$$

.../...

$$A = \frac{M_{ay}}{\bar{U}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{105,89 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9737 \times 13} = 0,30 \text{ cm}^2$$

b₂ : Intermediaire :

$$M = \frac{15 \times 264,72 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0034 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9733 \\ K = 172 \end{cases}$$

$$A = \frac{264,72 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9733 \times 13} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Nota : Les resultats ci dessus sont donnés avec excés en Acier pour les 2 raisons suivantes : 1- faciliter l'execution sur chantier
2- Verifier la condition de non fragilité .

Verifications : Nous prenons la dalle la plus sollicitée (la dalle N° 1)

1- Condition de non fragilité

$$A_m \geq 0,69 \text{ bh } \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$A_x = 0,82 \text{ cm} < 1,26$ donc cette condition n'est pas vérifiée nous prenons à la limite $A_x > 1,26 \text{ cm}^2$.

$$A_y = 4,25 \text{ cm}^2 > 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Verifiée .}$$

2 condition de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{632}{500} = 1,26 \text{ cm.}$$

$$f = w_{bs} \frac{q a^4}{E h^3} \text{ avec } w_{bs} = f(\gamma = \frac{a}{b}, \nu = 0,15)$$

$$f = 0,0264 \times \frac{856 \times 632^4}{2 \cdot 10^9 \times 13^3} = 0,82 \text{ cm.} < \bar{f} \text{ donc verifiée .}$$

3. Verification de la contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{41} = 68,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

4. Verification à la fissuration :

$$\sigma_1 = K \frac{\sigma}{\phi} \frac{w_f}{1+10w_f} = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{10} \times \frac{0,0157}{1+0,0157} = 3256,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,510^6 \times 1,6 \times \frac{5,9}{10}} = 2855,90 \text{ Kg/cm}^2$$

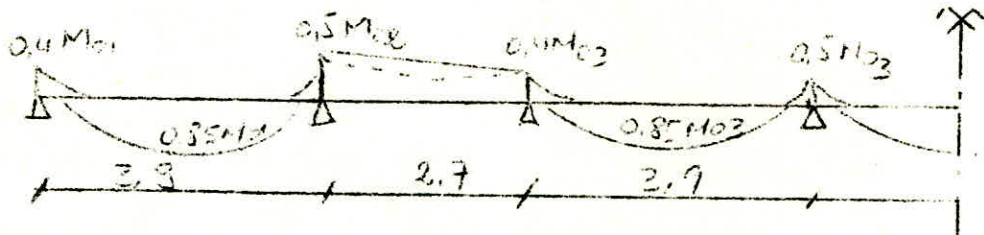
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3257 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Pas de fissuration}$$

.../...

Remarque Importante:

Nous avons utilisé pour le ferrailage des planchers de l'étage courant la méthode de M^r Barrès. Nous avons incorporé en 1^{er} lieu au niveau des loggias une poutre dite "Noyé" d'épaisseur 15cm, mais la détermination de la largeur a donné comme résultat la valeur b= 76cm (ce qui n'est plus une poutre). Nous avons alors une poutre de 25 x 25 cm qui vérifie toutes les conditions, mais qui pose le problème de coffrage vu qu'elle a une retombée de 10 cm (coffrage tunnel = coulage des voiles et dalles en même temps).

Nous donnons, dans cette présente remarque une méthode simplifiée qui tient en compte la différence en surcharge entre les pièces de l'appartement et les loggias.



Mo1 = 1218 Kg.m

Mo3 = 1218 Kg.m

Mo2 = 577 Kg.m

Mo4 = 718 Kg.m

Pour le ferrailage nous utilisons :

- En travée : $M_t = 1035,3 \text{ Kg.m}$

- En Appui $M_a = 609 \text{ Kg.m}$

Pour les petites travées, mais laisserons filer les armatures supérieures des appuis sur toute sa longueur.

En travée:

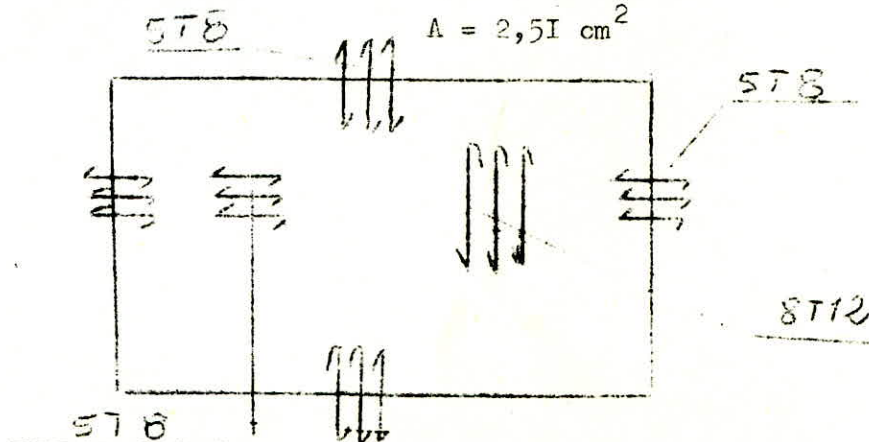
$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot z} = \frac{1035,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 7,13} = 8,16 \text{ soit } 8 \text{ T12/ml}$$

l = 12,5 cm
A = 9,04 cm²

Aux appuis :

A = 1,726 cm² soit T8/ml ; e = 20 cm

A = 2,51 cm²



Les armatures de repartition

$$A_y = \frac{A}{4} = \frac{9,04}{4} = 2,26 \text{ cm}$$

On prend ST8/ml.

Toutes les dalles seront ferrillées de cette manière à l'exception de la dalle 2,7 x 6,17, on laissera filer les armatures supérieures sur toute sa largeur des dalles voisines.

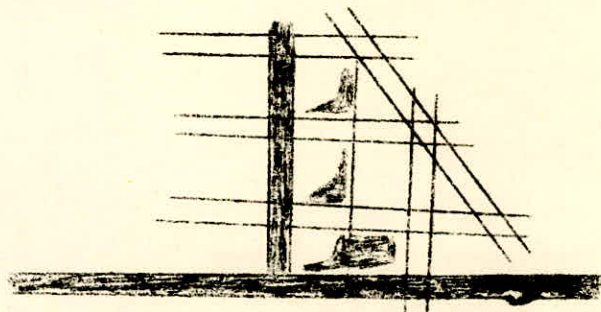
Armatures De Renforcement Des Ouvertures

des ouvertures nécessaires pour le passage des gaines et des conduites d'aérations existent au niveau de tous les planchers

Les ouvertures nécessitent:

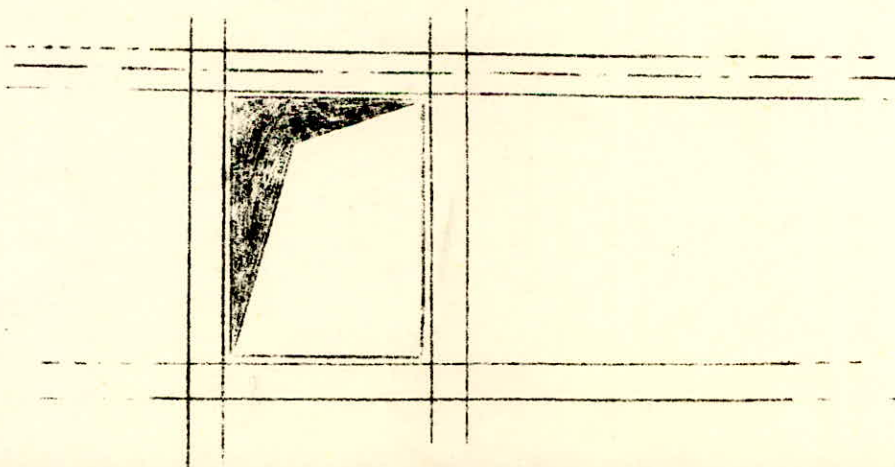
- une reservation pour le coffrage
- Des aciers de renfort sur tout le pourtour de la reservation.

Ces armatures de renfort permettent de remplacer les aciers sectionnés de l'ouverture. Ils ne nécessitent pas de calcul particulier. On les choisit forfaitairement, ou alors par experience. On doit tout simplement s'assurer qu'ils n'ont pas une section inferieure à celle des armatures sectionnées.



On choisira comme armature de renfort des T/12 disposées comme indiqué ci dessus.

Dans le cas d'une seule ouverture, on place 2T/12 de chaque côté



CALCUL DES FONDATIONS

1) Introduction :

Le sol sur lequel repose notre batiment a une contrainte admissible $\bar{\sigma}_b = 1,5$ bars . Nous proposerons en premier lieu dans ce present chapitre , le type de fondation sur semelles filantes .

2- Généralités

21 : Distance de la sous-face de fondation au sol extérieur

Les caracteristiques mecaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier metre .

- Afin d'être certain que le terrain sous la semelle ne sera pas remanié , ou qu'il correspond bien au bon sol dont les caracteristiques ont été retenus , on encastre la semelle de 1/2 à 1 fois sa plus petite dimension . On peut admettre des valeurs plus faibles dans le cas de semelles de grande dimension .

- On ne fonde jamais un batiment sur de la terre végétale .

2.2 Dimension minimum d'1 semelle encastree

$A \geq 60\text{cm}$ (distance permettant le travail d'un ouvrier)

2.3 : Dosage minimum en ciment

. Beton de propreté : 150Kg/m^3 , épaisseur 4cm

. Beton de semelle armée $\begin{cases} - 300\text{Kg/m}^3 & \text{semelle en terrain sec} \\ - 350\text{Kg/m}^3 & \text{" " " " humide.} \end{cases}$

2.4 Coffrage des semelles (dimensionnement)

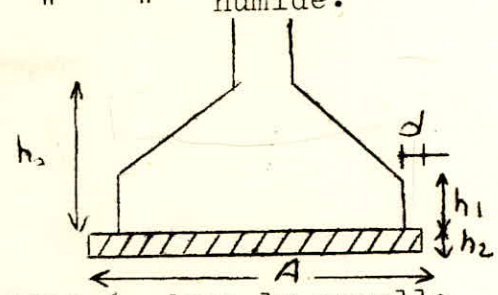
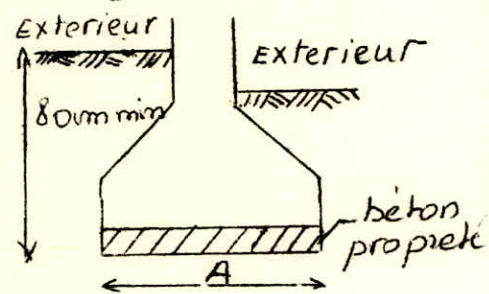
$h_1 \neq \frac{h_0}{2}$ à $\frac{h_0}{3}$

$h_{1\text{cm}} \geq (6 \phi + 6) \text{cm}$

ϕ = diamètre de la plus grosse barre utilisée dans la semelle.

. Le beton de propreté : On appelle beton de propreté la couche de béton maigre , de faible épaisseur, coulée en fond de fouilles destinée à recevoir le béton de la fondation proprement dite .

Ce procedé permet d'éviter toute souillure du béton de fondation par les dechets de terre. Ce beton peut intervenir dans la



determination du taux de travail pour autant que $h_2 \geq 1,5 d$
 $h_2 \geq 5$ à 10 cm (dans notre cas , on prendra $h_2 = 5$ cm .

2.5 Charges à prendre en compte :

Les charges à prendre en compte sont les charges maximales verticales horizontales ou inclinées , apportées par la construction telles qu'elles resultent des prescriptions des documents particuliers du marché (notamment les regles NV , B.A , CM ; PS.. RPA ..ect).

. Effet du seisme

Lorsqu'on fait intervenir l'effet du seisme dans le calcul des charges agissant sur la semelle, on peut majorer de 33 % le taux de travail du sol , pour autant que le seisme n'agisse pas toujours avec la même intensité dans une direction dominante

Donc , 2 verifications

- poids propre + surcharges \rightarrow SP1 : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
- poids propre + surcharges + seisme \rightarrow SP2: $\sigma_s < 1,33 \bar{\sigma}_s$.

3- Applications :

Notre batiment est une structure à voiles porteuse(murs armés).
Dans ce cas , les charges sont transmises de la superstructure à la semelle par des voiles

B = largeur de la semelle

Q = Charge par ml de longueur de voile

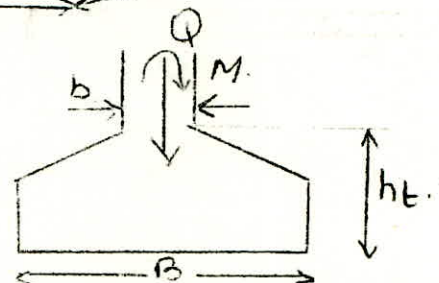
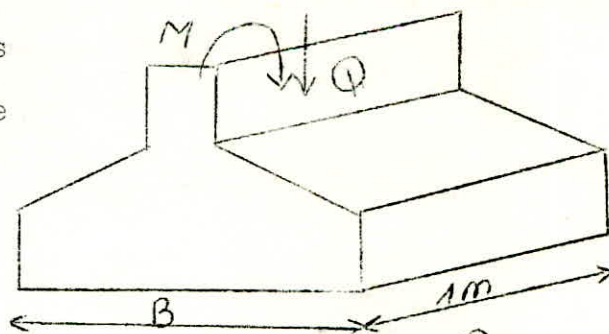
$\bar{\sigma}_s$ = taux de travail admissible du sol

$h_t = h + d =$ hauteur totale

h = hauteur utile

b = largeur du voile(épaisseur)

d = distance entre le centre de gravité des armatures et la sous face de la semelle .



Ces semelles sont armées et sont sollicitées par des efforts dû à la charge verticale transmise par le voile et à un moment dû au seisme .

Pour cela, il s'agit tout d'abord de déterminer le diagramme des contraintes sur le sol qui est donc trapezoidal ou triangulaire soit σ_1 et σ_2 avec $\sigma_1 > \sigma_2$; σ_1 et σ_2 sont donnés par la formule de resistance des materiaux classique .

$$\sigma_{sol} = \frac{Q}{A \cdot B} \pm \frac{M_v}{I} \implies \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right.$$

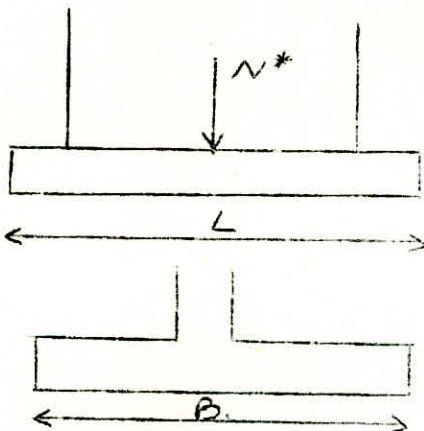
PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES, filantes .

On va proceder au calcul de N^*

$$N^* = G + P + S_H \quad t. \quad G = \text{charge permanente transmi par voile aux fondations}$$

$P =$ surcharge par voile

$S_H =$ effort normal dû au seisme horizontal



$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{F}{A} \quad \text{tel que} \quad A = B \times L .$$

$$F = 1,33 N^* .$$

$$\text{D'cù} \quad B = \frac{1,33 N^*}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L}$$

l'effort N^* est donné sous forme de tableau .

(voir tableau 5) .

Voiles	G(t)	P(t)	S _H (t)	N*(t)	L(m)
V _{TA}	376,7	28	186,5	591	13,79
V _{TB}	589,7	60,2	321,8	971	18,15
V _{TC}	637,8	77,3	335,2	1050,3	18,15
V _{TD}	564	55	478,6	1097,6	18,15
V _{TE}	53,7	3,5			18,15
V _{TF}	589,3	58,4	516,5	628,6	18,15
V _{TG}	637,8	77,3	441	1156	18,15
V _{TH}	589,7	60,2	483,8	1133,7	18,15
V _{TI}	376,7	28	344,6	749,3	13,79
V _{L1}	20,7	0,64	0	21,34	12,1
V _{L2}	276,3	25,0	0	301,3	12,1
V _{L3}	276,3	25,0	0	301,3	12,1

1- Predimensionnement de la semelle filante sous voile A

$$N^* = 591 \text{ t}$$

$$L = 1379 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } B_A = \frac{1,33 N^*}{\bar{\sigma}_s \times L} = \frac{1,33 \times 591 \cdot 10^3}{1,5 \times 1379} = 380 \text{ cm}$$

2- Sous voile B.

$$N^* = 971 \text{ t}$$

$$L = 1815 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5$$

$$\text{D'où } B_B = \frac{1,33 N^*}{\bar{\sigma}_s \times L} = \frac{1,33 \times 971 \cdot 10^3}{1,5 \times 1815} = 475 \text{ cm}$$

.../...

Sachant que l'entre axe des voile A et B est égale .
à 4,05 m . donc on déterminera

$$\frac{B_A + B_B}{2} = \frac{3,80 + 4,74}{2} = 4,27 \text{ m}$$

Conclusion : les 2 semelles sont en chevauchement, alors
on procède au calcul du radier general .

Introduction

Le radier général interesse l'ensemble du batiment : c'est à dire qu'il repartit sur le sol de fondation l'ensemble des charges transmises par l'intermediaire des voiles .

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue du calcul à un plancher renversé soumis aux forces de reaction du sol agissant de bas vers le haut, et sera susceptible de reduire au maximum les desordres ultérieurs à craindre en raison des tassements éventuels . Il doit aussi assurer le passage des charges déterminées à l'avance dans le sol .

Hypothèses

Le radier sera considéré comme infiniment rigide

Une descente de charge de l'ensemble de la structure au niveau des fondations nous a permis d'évaluer le poids de la construction c'est ainsi que nous obtiendrons :

- Charges permanentes : $G = 4988,778 \text{ t}$.

- Surcharges : $P = 544,219 \text{ t}$

Le poids total de la construction sera donné à l'aide de la combinaison du 1^{er} genre :

$$N = G + 1,2 P = 4989 + 1,2 \times 545 = 5642 \text{ t} .$$

Determination de la surface necessaire du radier :

$$\text{On doit avoir } \frac{N}{S_{nec}} < \bar{\sigma}_s \implies S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2 \text{ donc } S_{nec} \geq \frac{5642}{15} = 376,2 \text{ m}^2$$

La surface du radier sans debord est égale à :

$$S_0 = 25,2 \times 17,15 - 4 \times 2,18 \times 4,05 = 396,8 \text{ m}^2$$

Nous constatons que $S_0 = S_{nec}$, donc la solution par radier est bien celle qu'il faut adopter .

Etant donné que le débord pour un radier est obligatoire on adoptera un débord égal à 1,5 m (supérieur au débord minimum prescrit par le règlement dont la valeur est égale à 30 cm)

La surface du radier avec débordement sera égale à

$$S = S_{\bullet} + S_{deb} = 396,8 + 133,4 = 530,185$$

* Pression sous le radier :

On ne tient pas compte du poids du radier :

$$\text{On a : } P = \frac{N}{S} = \frac{5642}{530,185} = 10,64 \text{ t/m}^2$$

2 - Predimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier ne doit pas être inférieure à 25 cm et sera déterminée en fonction de :

a - La condition de cisaillement

b - La condition forfaitaire

a - Condition de cisaillement

$$\text{On doit avoir : } \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} \quad \text{avec } l_{\max} = 3,90 \text{ m (entre nus)}$$

$$T_{\max} = \frac{10,64 \times 3,90}{2} = 20,75 \text{ t}$$

On fera le calcul pour une bande d'un mètre linéaire

On doit avoir

$$z \geq \frac{T_{\max}}{1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z \geq \frac{20,75 \cdot 10^3}{1,15 \times 100 \times 5,9} = 30,58 \text{ cm d'où } h = \frac{8}{7} z = 34,95 \text{ cm}$$

On prend $h = 45 \text{ cm}$ et $h_t = 50 \text{ cm}$ ($d = 5 \text{ cm}$)

b - Condition forfaitaire

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle de repartiteur de charges que s'il est assez raide vis à vis du sol sous adjacent, d'une manière générale on peut se fixer en première approximation

$$h_t \geq \frac{l}{10} \quad \text{avec } l = \text{travée entre nus des appuis .}$$

$$h_t \geq \frac{3,90}{10} = 39 \text{ cm}$$

On adoptera la valeur maximale des deux conditions précédentes soit $h_t = 50 \text{ cm}$.

3 - Verification au poinçonnement

Conformément aux regles C.C.B.A 68 Art 39.54 , on fera une verification au poinçonnement

Cette verification sera faite pour le voile le plus chargé, voile C

$$G + 1,2 P = 44,93 \text{ t/ml .}$$

La condition de non poinçonnement sous mur est donnée par :

$$1,5 \frac{N \text{ t/ml}}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

On $P_c =$ ^{au} ^{cu} _{perimètre} du contour cisailé

$h_t =$ hauteur totale du radier

$\bar{\sigma}_b =$ contrainte de traction de reference du beton .

$$P_c = 2(4' + v') = 2(15 + 1715) = 5460 \text{ cm .}$$

$$\frac{1,5 \times 44,93 \cdot 10^3}{3460 \times 45} = 0,433 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 .$$

condition verifiée .

4- Stabilité du radier

a. Sollicitation du 1^{er} genre :

$$\text{Poids du radier : } G' = S \cdot h_t \cdot \rho = 530,185 \times 0,5 \times 2,5 = 662,73$$

$$G' = 662,73 \text{ t}$$

.../...

$$N = G_t + 1,2 P \quad \text{avec} \quad G_t = G + G'$$

$$N = 4988,778 + 662,73 + 1,2 \times 544,22 = 6249 \text{ t} = \boxed{6304,57}$$

La pression de contact sur le sol est égale à :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{6304,57}{530,185} = 11,89 = 1,2 \text{ bars} < 1,5 \text{ bars} = \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars} .$$

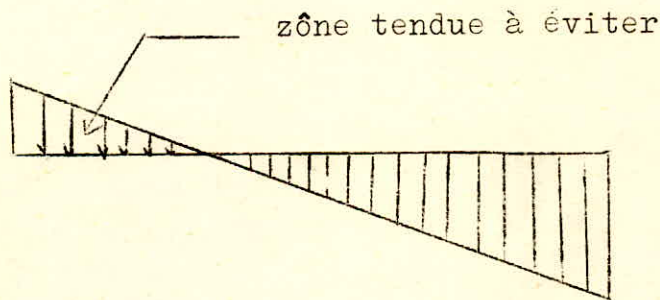
Condition vérifiée .

b - Sollicitation du 2^{eme} genre :

La vérification de la stabilité du radier se fera , en calculant les contraintes sous celui-ci .

Tous l'effet du moment de renversement M et de l'Effort normal N qui sollicitent le radier à sa base, on doit éviter un décollement excessif des extrémités de ce dernier , susceptible d'altérer sa stabilité .

Le diagramme suivant sous le radier est à éviter



Tous les sollicitations du 2^{eme} genre , la combinaison à considérer est la suivante :

$$\sigma_{1,2} = \frac{G + P + S_I}{S_{rad}} + \frac{M.v}{I}$$

soit encore :

$$\sigma_{1,2} = \frac{G + P}{S_{rad}} + \frac{M.v}{I}$$

.../...

$$G = G + G' = 4988,778 + 662,73 = 5651,50$$

$$P = 544,22 \text{ t}$$

Les moments sont donnés par :

$$M_{x,y} = \frac{2}{3} H \cdot V_{x,y}$$

Les moments d'inertie du radier dans les plans x-x et y-y sont égaux à :

$$I_{x-x} = 15392,27 \quad I_{y-y} = 33568,4 \text{ m}^4$$

Le detail de calcul de ces derniers ne sera pas présenté, car ceci n'est pas le but de cette présente partie . Il en sera de même pour le calcul des coordonnées du centre de gravité du radier (x_G , y_G)

$$x_G = 14,1 \text{ m}$$

$$y_G = 10,075 \text{ m}$$

• Charges sous $G + P + S_I$

$$N = [(2,5 \times 4,5 \times 530,185) + 4988,778] + 544,219 + 0 = 6195,728 \text{ t}$$

$$M_{x-x} = \frac{2}{3} H \cdot V_x = \frac{2}{3} [33+0,85 + 0,5+0,05] \times 523,52 \times \frac{2}{3} = 8004,039 \text{ t.m}$$

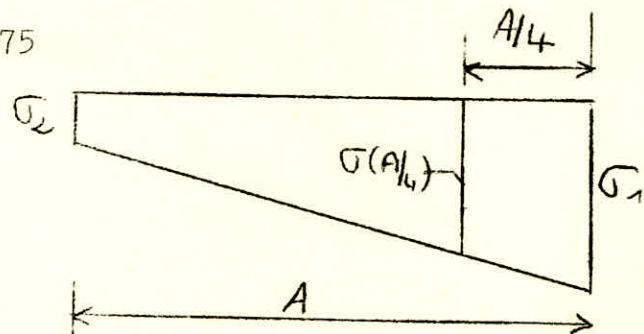
$$M_{y-y} = \frac{2}{3} H \cdot V_y = \frac{2}{3} [33+0,85+0,5+0,05] \times 662,69 \times \frac{2}{3} = 10134,79 \text{ t.m}$$

$b_1 =$ Rotation autour de y-y =

$$\sigma_{1,2} = \frac{6195,728}{530,185} \pm \frac{10137,79 \times 10,075}{33568,4}$$

$$\sigma_1 = 14,72 \text{ t/m}^2 = 1,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 8,645 = 0,86 \text{ Kg/cm}^2$$



On réduit

$$(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,47 + 0,86}{4} = 1,68 \text{ Kg/cm}^2$$

.../...

b₂ Rotation autour de x-x

$$\sigma_{1,2} = \frac{6140,148}{530,185} + \frac{8004,039 \times 14,1}{15392,27} = \begin{cases} \sigma_1 = 1,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,435 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = 20,788 \text{ t/m}^2 = 2,078 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 4,35 \text{ t/m}^2 = 0,43 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où on déduit :

$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,008$$

b₃ vérifications⁴

on doit avoir :

$$\sigma(A/4) < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,995 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ Kg/cm}^2$$

b.3.1 Rotation autour de y-y :

$$\sigma(A/4) = 1,68 \text{ Kg/cm}^2 < 1,995 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,47 \text{ Kg/cm}^2 < 2,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,06 \text{ Kg/cm}^2 < 2,25 \text{ Kg/cm}^2$$

b.3.2 Rotation autour de x-x

$$\sigma(A/4) = 2 \text{ Kg/cm}^2 \approx 1,995 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,9 \text{ Kg/cm}^2 < 2,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,435 \text{ Kg/cm}^2 < 2,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Conditions de stabilité du radier sous la sollicitation du 2^e genre
Vérifiées .

5 - Détermination de la sollicitation la plus défavorable .

Donc les sollicitations du 1^{er} genre sont les plus défavorables .

La contrainte prise en considération pour le calcul du radier sera celle provoquée par les sollicitations du 1^{er} genre (poids du radier n'est pas pris en compte) .

$$q = 10,64 \text{ t/m}^2$$

.../...

Le radier sera calculé comme un plancher dalle renversé soumis à une charge uniformément répartie de $10,64t/m^2$

6. Détermination des Efforts

6.1 Etude des panneaux

6.1.1 Exposé de la méthode :

Le panneau est soumis à une charge uniformément répartie d'intensité q

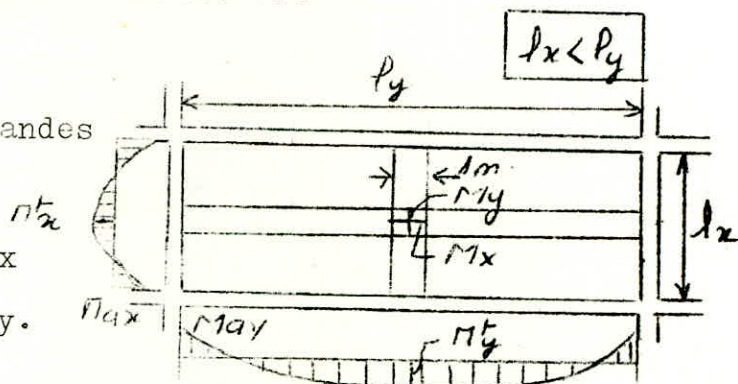
La charge totale appliquée sur la dalle est

$$Q = q l_x \cdot l_y .$$

Considérons dans chaque sens 1 bande de longueur unité

Suivant l'axe x-x $1m \times l_x$

Suivant l'axe y-y $1m \times l_y$.



Les moments fléchissants seront déterminés à partir des abaques de M^E Pigeaud établis par la théorie d'élasticité .

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) Q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) Q$$

Pour le béton , le coefficient de poisson $\nu = 0,15$

M_1 et M_2 sont donnés respectivement par les abaques de M^E Pigeaud en fonction de $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et $\rho_y = \frac{l_y}{l_x}$

Les formules ci dessus donnent les moments pour le cas où la dalle est simplement appuyée sur son pourtour, notre panneau étant continu au delà de ces appuis, donc on réduit les valeurs ainsi obtenues pour les moments en travée, on adoptera les valeurs suivantes

- Moments aux appuis $M_{x,y}^q = (0,75 M_x , 0,75 M_y)$

- Moments en travées $M_{x,y}^t = (0,50 M_x , 0,50 M_y)$

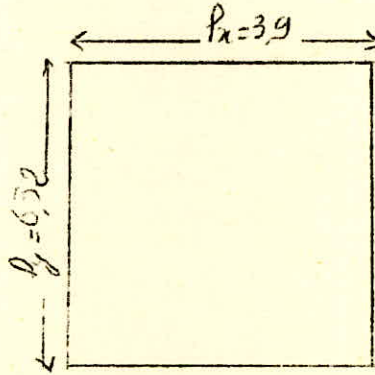
.../...

Applications

Panneau 1

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,9}{6,32} = 0,617$$

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} = 0,617 < 1$$



donc la dalle porte dans les deux sens

* Charge totale appliquée sur la dalle :

$$Q = q \cdot l_x \cdot l_y = 10,64 \times 3,9 \times 6,32 = 262,255 \text{ t.}$$

M₁ et M₂ seront deduits par l'abaque de M^R Pigeaud en fonction

des $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ et $\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x}$.

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,9}{6,32} = 0,617 \longrightarrow M_1 = 0,049$$

$$\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{6,32}{3,9} = 1,62 \longrightarrow M_2 = 0,016$$

d'où :

$$M_x = (M_1 + \sqrt{M_2})P = (0,049 + 0,15 \times 0,016) \times 262,255 = 13,478 \text{ t.m.}$$

$$M_y = (M_2 + \sqrt{M_1})P = (0,016 + 0,15 \times 0,049) \times 262,255 = 6,123 \text{ t.m.}$$

Aux appuis :

$$M_x = 0,75 M_x = 0,75 \times 13,478 = 10,108 \text{ t.m.}$$

$$M_y = 0,75 M_y = 0,75 \times 6,123 = 4,593 \text{ t.m.}$$

En travées

$$M_x = 0,50 M_x = 6,739 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,50 M_y = 3,061 \text{ t.m.}$$

** Panneau 2

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,7}{8,5} = 0,317$$

.../...

$\rho < 0,4$ la dalle porte dans un seul sens

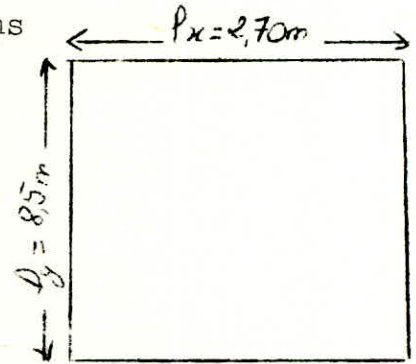
Dans ce cas particulier

$$M_x = q \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_y = 0$$

$$M_x = \frac{10,64 \times 2,7^2}{8} = 9,695 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0$$

Remarque : $A'_x = \frac{M_x}{\frac{7h}{8} a}$ et $A'_y = \frac{A_x}{4}$



*** Panneau 3

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,9}{8,5} = 0,458 \quad \longrightarrow \quad M_1 = 0,048$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{8,5}{3,9} = 2,179 \quad \longrightarrow \quad M_2 = 0,008$$

La charge totale appliquée sur ce panneau

$$P_2 = q \cdot l_x \cdot l_y = 10,64 \times 3,9 \times 8,5 = 352,716 \text{ t.}$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_2 = (0,048 + 0,15 \times 0,008) \times 352,716 = 17,353 \text{ t.m}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_2 = (0,008 + 0,15 \times 0,048) \times 352,716 = 5,361 \text{ t.m.}$$

Aux appuis

$$M_x = 0,75 M_x = 0,75 \times 17,353 = 13,015 \text{ t.m.}$$

$$M_y = 0,75 M_y = 0,75 \times 5,361 = 4,021 \text{ t.m}$$

en travée

$$M_x = 0,5 \times 17,353 = 8,676 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,5 \times 5,361 = 2,68 \text{ t.m.}$$

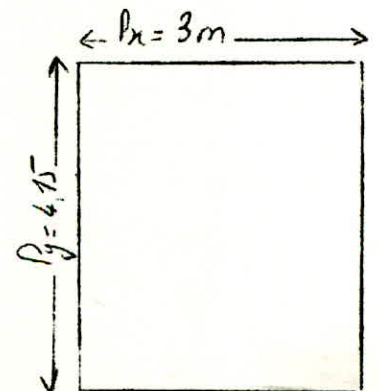
Panneau 4

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,15} = 0,722 \quad \longrightarrow \quad M_1 = 0,048$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,15}{3} = 1,383 \quad \longrightarrow \quad M_2 = 0,035$$

La charge totale appliquée sur ce panneau

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 10,64 \times 3 \times 4,15 = 132,468$$



.../...

d'où :

$$M_x = (M_1 + \sqrt{M_2})P_3 = (0,048 + 0,15 \times 0,035) \times 132,468 = 7,054 \text{ t.m}$$

$$M_y = (M_2 + \sqrt{M_1})P_3 = (0,035 + 0,15 \times 0,048) \times 132,468 = 5,59 \text{ t.m.}$$

Aux appuis :

$$M_{x_a} = 0,75 M_x = 0,75 \times 7,054 = 5,29 \text{ t m}$$

$$M_{y_a} = 0,75 m_y = 0,75 \times 5,59 = 4,192 \text{ tm .}$$

en travée :

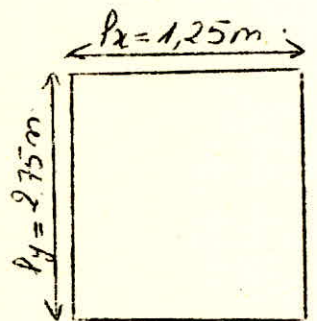
$$M_{x_t} = 0,5 M_x = 0,5 \times 7,054 = 3,527 \text{ t m}$$

$$M_{y_t} = 0,5 m_y = 0,5 \times 5,59 = 2,795 \text{ tm}$$

Panneau 5

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{2,75} = 0,454 \rightarrow M_1 = 0,046$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{2,75}{1,25} = 2,2 \rightarrow M_2 = 0,007$$



La charge totale appliquée sur ce panneau.

$$P_4 = q \cdot l_x \cdot l_y = 10,04 \times 1,25 \times 2,75 = 36,575$$

D'où :

$$M_x = (M_1 + \sqrt{M_2})P_4 = (0,046 + 0,15 \times 0,007) \times 36,575 = 1,72 \text{ tm}$$

$$M_y = (M_2 + \sqrt{M_1})P_4 = (0,007 + 0,15 \times 0,046) \times 36,575 = 0,508 \text{ tm}$$

aux appuis

$$M_{x_a} = 0,75 M_x = 0,75 \times 1,72 = 1,29 \text{ tm}$$

$$M_{y_a} = 0,75 m_y = 0,75 \times 0,508 = 0,381 \text{ tm}$$

en travée

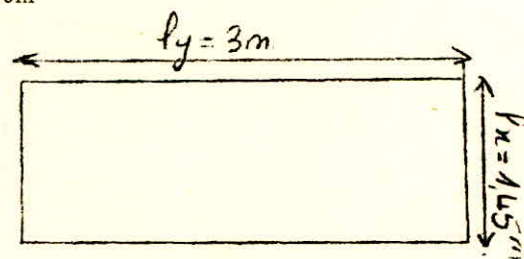
$$M_{x_t} = 0,5 M_x = 0,5 \times 1,72 = 0,86 \text{ tm}$$

$$M_{y_t} = 0,5 M_y = 0,5 \times 0,508 = 0,254 \text{ tm}$$

Panneau 6

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,45}{3,00} = 0,483 \rightarrow M_1 = 0,046$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x} = 2,069 \rightarrow M_2 = 0,009$$



.../...

La charge appliquée sur ce panneau :

$$P_5 = q \cdot l_x \cdot l_y = 10,64 \times 3,00 \times 1,45 = 46,284 \text{ t.}$$

d'où :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_5 = (0,046 + 0,15 \times 0,009) 46,284 = 2,19 \text{ t.m}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_5 = (0,009 + 0,15 \times 0,046) 46,284 = 0,734 \text{ tm}$$

aux appuis

$$M_{x_a} = 0,75 M_x = 0,75 \times 2,19 = 1,643 \text{ tm}$$

$$M_{y_a} = 0,75 M_y = 0,75 \times 0,734 = 0,552 \text{ tm}$$

en travée

$$M_{x_t} = 0,5 M_x = 0,5 \times 2,19 = 1,095 \text{ tm}$$

$$M_{y_t} = 0,5 M_y = 0,5 \times 0,734 = 0,368 \text{ tm}$$

Panneau 7

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{8,5} = 0,353$$

$0,4 > \beta = 0,353$ donc la dalle

porte dans un seul sens

$$\text{d'où } M_x = q \frac{l_x^2}{8} = 11,97 \text{ tm}$$

$$M_y = 0$$

Panneau 8

La charge appliquée sur la dalle est

$$P_6 = q \cdot l_x \cdot l_y = 10,64 \times 1,60 \times 2,60 = 44,26 \text{ t.}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,60} = 0,615$$

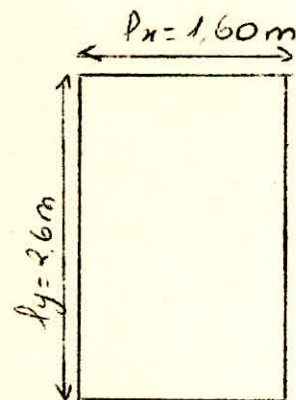
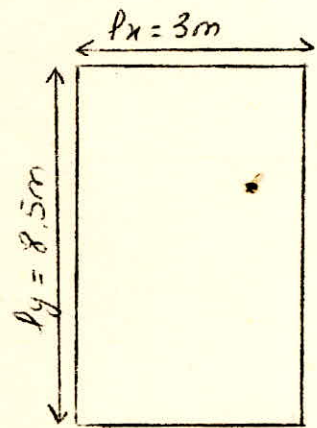
$$\frac{1}{\beta} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{2,60}{1,60} = 1,625 .$$

$$\text{D'où } M_1 = 0,048$$

$$M_2 = 0,016$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_6 = (0,048 + 0,15 \times 0,016) 44,26 = 2,23 \text{ tm}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_6 = (0,016 + 0,15 \times 0,048) 44,26 = 1,026 \text{ tm}$$



.../...

Aux appuis

$$M_{x_a} = 0,75 M_x \times 2,23 = 1,673 \text{ tm}$$

$$M_{y_a} = 0,75 M_y = 0,75 \times 1,026 = 0,77 \text{ tm}$$

en travée

$$M_{x_t} = 0,5 M_x = 0,5 \times 2,23 = 1,115 \text{ tm}$$

$$M_{y_t} = 0,5 M_y = 0,5 \times 1,026 = 0,513 \text{ tm}$$

7 - Ferrailage :

Panneau I

En appui :

$$M_{x_a} = 10,108 \text{ tm}$$

$$A_x = \frac{M}{a \cdot z} = \frac{10,108 \cdot 10^5}{2800 \times 0,875 \times 45} = 9,2 \text{ cm}^2$$

6TI4

$$M_{y_a} = 4,593 \text{ tm}$$

$$A_y = \frac{M}{a \cdot z} = \frac{4,593 \cdot 10^5}{2800 \times 0,875 \times 45} = 4,16 \text{ cm}^2$$

6TI0

En travée :

$$M_{x_t} = 6,739 \text{ tm}$$

$$A_{x_t} = \frac{M_{x_t}}{a \cdot z} = \frac{6,739 \cdot 10^5}{2800 \times 0,875 \times 45} = 6,11 \text{ cm}^2$$

6TI2

$$M_{y_t} = 3,061 \text{ tm}$$

$$A_{y_t} = \frac{3,061 \cdot 10^5}{2800 \times 0,575 \times 45} = 2,77 \text{ cm}^2$$

6T8

Panneau II

La dalle porte dans un sens

Dans ce cas

$$M_x = 9,695 \text{ tm}$$

$$M_y = 0$$

$$\text{D'où } A'_x = \frac{M_x}{\frac{7}{8} h a} = \frac{9,695 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 45 \cdot 2800} = 8,79 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T14$$

$$A'_y = \frac{A'_x}{2} = 2,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T8$$

Panneau III

En appui :

$$M_{x_a} = 13,015 \text{ tm}$$

$$A_{x_a} = \frac{M}{a^2} = \frac{13,015 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 11,8 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6T16$$

$$M_{a_y} = 4,021 \text{ tm}$$

$$A_{y_a} = \frac{4,021}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 3,64 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T10$$

Em travée

$$M_x = 8,676 .$$

$$A_{x_t} = \frac{8,676 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 7,87 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7T12$$

$$M_y = 2,68 \text{ tm}$$

$$A_{y_t} = \frac{2,68 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 2,43 \text{ cm}^2 . \longrightarrow 6T8 .$$

Les autres resultats sont donnés sous forme de tableau suivant :

.../...

211

Panneau	moments aux appuis		Armesures		Arm. correspondants		M ^E en liaison		Armo. hues		A. correspondants	
	x-x (t.m)	y-y (t.m)	A _x (ca ²)	A _y (ca ²)	Ø _x	Ø _y	M _x (t.m)	M _y (t.m)	A _x (ca ²)	A _y (ca ²)	Ø _x	Ø _y
1	10,108	4,593	9,2	4,16	6T14	6T10	6,73	3,061	6,11	2,77	6T12	6T8
2	—	—	—	—	—	—	9,695	0	8,79	2,2	6T14	6T8
3	13,015	4,021	11,8	3,64	6T16	5T10	8,676	2,68	7,87	2,43	7T12	6T8
4	5,29	4,192	4,79	3,8	6T12	5T10	3,527	2,795	3,2	2,53	5T10	6T8
5	1,29	0,381	1,27	0,34	6T8	6T8	0,86	0,25	0,78	0,22	6T8	6T8
6	1,64	0,55	1,48	0,50	6T8	6T8	1,095	0,368	0,99	0,33	6T8	6T8
7	—	—	—	—	—	—	11,97	0	10,85	2,71	6T16	6T8
8	1,673	0,77	1,51	0,70	6T8	6T8	1,115	0,513	1,01	0,46	6T8	6T8

Verifications des contraintes :

Panneau 1 .

à l'appui

$$M_x = 10,108 \text{ t.m}$$

$$A_x = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 45} = 0,205 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 53,5 \\ \epsilon = 0,9270 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{10,108 \cdot 10^5}{9,23 \times 0,927 \times 45} = 2625,25 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2625,25}{53,5} = 49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_y = 4,593$$

$$A_y = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 45} = 0,103 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 78 \\ \epsilon = 0,9462 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4,593 \cdot 10^5}{4,71 \times 0,9462 \times 45} = 2290 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg f/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2290}{78} = 29,4 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2.$$

En travée :

$$M_x = 6,73 \text{ tm}$$

$$A_x = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$w = 0,15 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 63,5 \\ \epsilon = 0,9363 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{6,73 \cdot 10^5}{6,78 \times 45 \times 0,9363} = 2356 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

.../...

$$\sigma'_{b} = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2356}{63,5} = 37,1 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$M_y = 3,061 \text{ tm}$$

$$A_y = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$w = 0,0668 \longrightarrow \begin{cases} K = 98,5 \\ \xi = 0,9560 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{3,061 \cdot 10^5}{3,01 \times 0,956 \times 45} = 2363,9 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg f/cm}^2$$

$$\sigma'_{b} = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2363,9}{98,5} = 24 \text{ Kg f/cm}^2 < 135 \text{ Kg f/cm}^2$$

Panneau 3 :

à l'appui :

$$M_x = 13,015 \text{ tm}$$

$$A_x = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$w = 0,268 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9178 \\ K = 45,8 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{13,015 \cdot 10^5}{12,06 \times 0,9178 \times 45} = 2612,9 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg f/cm}^2$$

$$\sigma'_{b} = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2612,9}{45,8} = 57 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_y = 4,021 \text{ tm}$$

$$A_y = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$w = 0,0871 \longrightarrow \begin{cases} \xi = 0,9502 \\ K = 85,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{4,021 \cdot 10^5}{3,92 \times 0,9502 \times 45} = 2398,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg f/cm}^2$$

.../...

$$\sigma'_b = \frac{a}{K} = \frac{2398,9}{85,5} = 28 \text{Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{Kgf/cm}^2$$

En travée :

$$Mt_x = 8,676 \text{ tm}$$

$$At_x = 7,96 \text{ cm}^2$$

$$w = 0,1768 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9315 \\ K = 58 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{8,676 \cdot 10^5}{7,96 \times 0,9315 \times 45} = 2600 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2600}{58} = 44,83 \text{Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{Kgf/cm}^2$$

$$Mt_y = 2,68 \text{ tm}$$

$$Ay = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{w} = 0,0668 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9560 \\ K = 98,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{2,68 \cdot 10^5}{3,01 \times 0,9560 \times 45} = 2069,65 \text{Kgf/cm}^2 < 2800 \text{Kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2069,65}{98,5} = 21,01 \text{Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{Kgf/cm}^2$$

Remarque :

Pour tout le reste des panneaux (2,4,5,6,7 et 8) la vérification des contraintes pour l'acier et le béton est satisfaite .

ETUDE DYNAMIQUE

Introduction

L'étude dynamique s'impose si une des conditions suivantes n'est pas vérifiée .

* Le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45^m en zones I et II et 30^m en zone III.

* La forme en plan du bâtiment ou bloc étudié est simple symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillié ou en retrait ne dépassant pas 25 % des dimensions globales conformément à l'article 23.11 (RPA 81) .

* Dans le cas de décrochement ou élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépasse pas 25 % entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante.

* La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20 % de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée .

* Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25 % dans chaque direction.

* Le bâtiment ou bloc étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. En particulier, dans le cas des ossatures autostables avec remplissage en maçonnerie, ces remplissages insérés entre les poteaux d'ossatures ont, à tous les niveaux, une densité du même ordre.

* La structure ne présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal pour chacune des directions étudiées.

* La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25 % dans chaque direction.

Ces conditions sont données par les règles parasismiques Algériennes (RPA 81)

II * Generalites

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps c.a.d une sollicitation qui presente un caractère dynamique (charges roulantes, percussions, vents, seismes, explosions,...ect) elle effectue tout d'abord tant que dure l'excitation une serie d'oscillations, forcées, regies par des lois en general complexes il leur succede dès que l'excitation a pris fin des oscillations libres, qui suivent des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus au moins rapidement .

Le problème fondamental de la dynamique des structures consiste à determiner la reponse de la structure à une excitation donnée c.a.d la description de ses oscillations en terme de cinematique.

III. Methodes de calcul

L'Etude des oscillations d'un système quelconque, suppose le choix d'un modèle dont les proprietés reflètent d'aussi près que possible celles du système reel, mais procédant necessairement d'une certaine schematisation .

Le schema dynamique qui convient à notre batiment est un système oscillant (console encastrée à la base) constitué de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenues par des éléments elastiques de masses negligeeables. Nous accepterons que pendant le processus oscillatoire, la deformée du système reste plane, que les deformations élastiques sont infiniment petites et que par consequent chaque masse a un seul degré de liberté : Le déplacement dans la direction des vibrations .

Pour le calcul dynamique proprement dit, il existe une methode dite " exacte " et des methodes approximatives .

L'analyse dynamique exacte des système à plusieurs degrés de liberté est difficile car elle necessite énormement de calculs

.../...

et beaucoup d'efforts et de temps s'ils sont faits à la main.

On peut éviter les complications, en faisant appel aux méthodes approximatives numériques qui permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante, les caractéristiques dynamiques de vibration

Les méthodes approximatives les plus connues sont :

- Méthode de Rayleigh pour le 1^{er} mode .
- Méthode de vianello-Stodolla (1^{er}, 2^e , 3^e mode)
- Méthode de Holzer .

Les méthodes approximatives se proposent, en principe de calculer les formes et les pulsations propres par une série d'opérations itératives à partir d'une forme de la déformée choisie arbitrairement .

Méthode de RAYLEIGH :

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

Conformément au principe de la conservation d'énergie pour un système élastique en mouvement (sans amortissement) l'énergie totale est constante : $W = W_p + W_c = \text{constante}$.

$W_p(t) = \text{Energie potentielle du système}$

$W_c(t) = \text{Energie cinétique du système}$.

Dans notre étude, on utilise une variante de la méthode de Rayleigh qui a l'avantage d'éliminer le choix arbitraire de la ligne déformée et qui est appelée couramment "Méthode de la déformée statique "

La déformée statique est déterminée à partir des déplacements statiques δ_{stj} qui eux résultent de la sollicitation d'un système à plusieurs degrés de liberté, par des forces $P_j = M_j \cdot g$ agissant statiquement dans la direction du degré de liberté.

Etapes de calcul

- On calcule les δ_{ij}

δ_{ij} = déplacements en j résultant d'une force unitaire appliquée en i .

- On détermine les déplacements statiques par la relation

$$\delta_{sta j} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}$$

On écrit que $\delta_{stj} = x_{oj}$ d'où on peut tracer notre déformée statique .

La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique . Cette précision peut être accrue en utilisant un procédé itératif de " correction " de la forme choisie .

Procédé Itératif

a - On calcule le coefficient adimensionnel e

$$e_{ij} = \frac{x_{oj}}{x_{on}} \quad (x_{on} : \text{fleche au sommet de la console})$$

b - La première correction consiste à calculer une nouvelle force F

$$F_{1j} = e_{1j} \cdot P_j \quad (\begin{matrix} 1: \\ j: \end{matrix} \text{ correspond à la première correction} \\ \text{" à la côte à laquelle on veut avoir } \\ \text{e ou F})$$

c - avec les nouvelles forces , on calcule les déplacements x_{ij}

$$\text{avec } x_{ij} = \sum_{i=1}^n F_{1ij} \delta_{ij} \quad j = 1, \dots, n$$

d- On calcule ensuite le coefficient adimensionnel e

$$e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

b' La deuxième correction consiste à calculer une nouvelle force F

$$F_{2j} = e_{2j} P_j$$

c' - Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements x_{2j}

$$\text{avec } x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2ij} \delta_{ij}$$

Le processus iteratif est rapidement convergent (Le nombre d'iteration depend de la precision voulue) et les operations seront arretées lorsque $e_{mj} \simeq e_{(m-1)j}$

Determination de la pulsation propre

D'après la methode de la deformée statique, pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté, nous écrivons

- Système à plusieurs masses concentrées(c'est notre cas)

$$* \text{ Energie Potentielle : } W_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n P_j \delta_{stj}$$

$$* \text{ Energie Cinétique : } W_c = \frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \sum P_j \delta_{sta j}^2$$

Mais en choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie F_{mj} qui representent une approximation des forces reelles d'inertie et qui produisent les déplacements x_{mj}

$$\text{L'énergie potentielle sera donc : } W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_{mj} x_{mj}$$

et l'energie cinétique sera calculée comme d'habitude

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2$$

En écrivant $\max_{W_p} = \max_{W_c}$, on tire :

$$w^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_{mj} x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2} \quad \text{or } F_{mj} = e_{mj} P_j \text{ et } x_{mj} = e_{mj} x_{mn}$$

$$\text{d'où } w^2 = g \frac{\sum P_j e_{mj}^2 x_{mn}}{P_j e_{mj}^2 x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}} \text{ et nous tirons la periode } T : T = \frac{2\pi}{w} = \frac{2\pi}{g} \sqrt{x_{mn}}$$

Methode de Vianello STODOLA .

Cette methode permet d'obtenir la pulsation propre, aussi que la forme propre de vibration d'une structure. C'est une methode iterative EXACTE qui peut être employée manuellement avec une petite machine à calculer programmable (ordinateur de bureau) pour étudier les vibrations des structures jusqu'à une dizaine de degré de liberté.

Mode fondamental :

Considerons une structure à n degré de liberté . Elle est soumise aux forces d'inertie

$$\{ F \} = w^2 [m] \{ X \} .$$

[m] : matrice de masse (matrice diagonale)

{ X } : Amplitude de mode fondamental

w : pulsation du 1^{er} mode .

D'autre part, les forces appliquées { F } et la deformée { X } Sont reliées par la matrice de souplesse [δ_L]

$$\{ X \} = [\delta_L] \cdot \{ F \} .$$

On se donne donc à priori un vecteur deformation $w^2 \{ X_0 \}$ et on deduit un chargement statique équivalent.

$$\{ F_0 \} = w^2 [m] \{ X_0 \} .$$

.../...

d'où une déformée améliorée :

$$\{ X_1 \} = [\delta_L] \cdot \{ F_0 \} = w^2 [\delta_L] \cdot [m] \{ X_0 \}$$

Le vecteur ainsi obtenu est " ajusté " en égalant les points d'amplitude maximale, d'où une 1^{ère} approximation de w^2 donnée , par :

$$\{ X_1 \} = w^2 [\delta_L] [m] \{ X_0 \} .$$

Cette approximation est d'autant meilleure que $\{ X_0 \}$ représente une déformée se rapprochant du mode fondamental. Cette relation implique :

$$\frac{x_{1,1}}{x_{1,0}} = \frac{x_{2,1}}{x_{2,0}} = \dots = \frac{x_{n,1}}{x_{n,0}} = w^2 .$$

Ce qui ne sera réalisé que si $\{ X \}$ est la déformée réelle. La formule de récurrence est donc :

$$\{ x_{i+1} \} = w^2 [\delta_L] [m] \{ x_i \} .$$

et la pulsation propre :

$$w^2 = \frac{x_{K, i+1}}{x_{K, i}}$$

Etude du 2^{ème} mode (Vianello-Stodolla)

- 1 On connaît le 1^{er} mode de vibration (mode fondamental)
- 2 Soit x_{2j}^0 une expression approximative pour le 2^e mode de vibration . Elle peut être écrite sous la forme :

$$x_{2j}^0 = x_{2j} + a_1 x_{1j} \quad (1')$$

x_{2j} : représente la forme exacte du 2^{ème} mode (à déterminer)

x_{1j} : représente la forme exacte du 1^{er} mode (déjà connu)

On multiplie la relation (1') par $P_j x_{1j}$ et on fait la somme des produits ainsi obtenus .

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{2j}^0 x_{1j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

.../...

La propriété d'orthogonalité nous donne :

$$\sum_{j=1}^n P_j X_{1j} \cdot X_{2j} = 0$$

$$d'où \quad a_1 = \frac{\sum_{j=1}^n P_j X_{1j} X_{2j}^0}{\sum_{j=1}^n P_j X_{1j}^2}$$

3 On calcule ensuite les ordonnées du 2^e mode :

$$X_{2j}^{(1)} = X_{2j}^0 - a_1 X_{1j}$$

$$\text{et les forces : } M_{2j}^{(1)} = M_j X_{2j}^{(1)} = \frac{P_j}{g} X_{2j}^{(1)}$$

4 On determine les déplacements $X_{2j}^{(2)}$

$$5 \quad \frac{-2}{w_2} = \frac{X_{2j}^{(1)}}{X_{2j}^{(2)}}$$

$$\text{ou encore } \frac{X_{2j}^{(2)}}{w_2} = \frac{\sum_{j=1}^n X_{2j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n X_{2j}^{(2)}}$$

$$\text{et } \frac{-2}{w_2} \leq w_2^2 \leq \frac{-2}{w_2}$$

On considère une expression approximative du 2^e mode (expression hypothétique)

$$x_{2j}^0 = x_{2j} + a_1 x_{1j}$$

Les valeurs de x_{2j} sont données dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs de x_{1j} trouvées déjà par la méthode de RAYLEIGH.

Au lieu de considérer une déformée arbitraire, on considère la déformée du 2^e mode déterminée à un facteur près. Pour cela on s'aide du tableau de M^R PETROVICI qui donne les ordonnées de la forme réduite de 2^e mode .

Pour les x_{1j} on considère plutôt les termes e_{3j} (adimensionnel

.../...

3^e mode de vibration

1- On connaît les ordonnées exactes des deux premiers modes

2- On choisit une forme approximative pour le troisième mode (x_{3j}^0). Elle peut être écrite en fonction des ordonnées des formes exactes comme suit :

$$x_{3j}^0 = x_{3j} + a_2 x_{2j} + a_1 x_{1j}$$

3- On "orthogonalise" la forme choisie en écrivant successivement

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{3j}^0 x_{1j} = \sum P_j x_{3j} x_{1j} + a_2 \sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{3j}^0 x_{2j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{3j} x_{2j} + a_2 \sum_{j=1}^n P_j x_{2j}^2 + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j} x_{2j}$$

d'où nous tirons : $a_1 \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{3j}^0 x_{1j}}{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2}$ et $a_2 \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{3j}^0 x_{2j}}{\sum_{j=1}^n P_j x_{2j}^2}$

4- Nous avons par la suite :

$$x_{3j}^{(1)} = x_{3j}^0 - a_2 x_{2j} - a_1 x_{1j} \quad (2)'$$

5- Les "forces corrigées" sont :

$$M_{3j}^{(1)} = M_j x_{3j}^{(1)}$$

6- Les déplacements dus aux forces $M_{3j}^{(1)}$ seront alors $x_{3j}^{(2)}$

$$d'où \quad \bar{w}_3 = \frac{x_{3j}^{(1)}}{x_{3j}^{(2)}}$$

Pour obtenir une approximation satisfaisante pour la pulsation du troisième mode, il faut répéter au moins encore une fois l'itération

on prend alors comme forme initiale :

$$x_{3j}^{(1)} = x_{3j} + a_2 x_{2j} + a_1 x_{1j}$$

.../...

$(x_{3j}^{(1)})$ est donné par la relation (2') et en suite, on repéte les calculs comme ci dessus .

Dans notre projet, on utilisera la methode de Rayleigh pour le calcul de la pulsation et de la deformée du mode fondamental, pour le mode superieur, c.a.d le 2^e mode de vibration , on utilise la methode de VIANELLO-STODOLLA.

IV CALCULS et RESULTATS

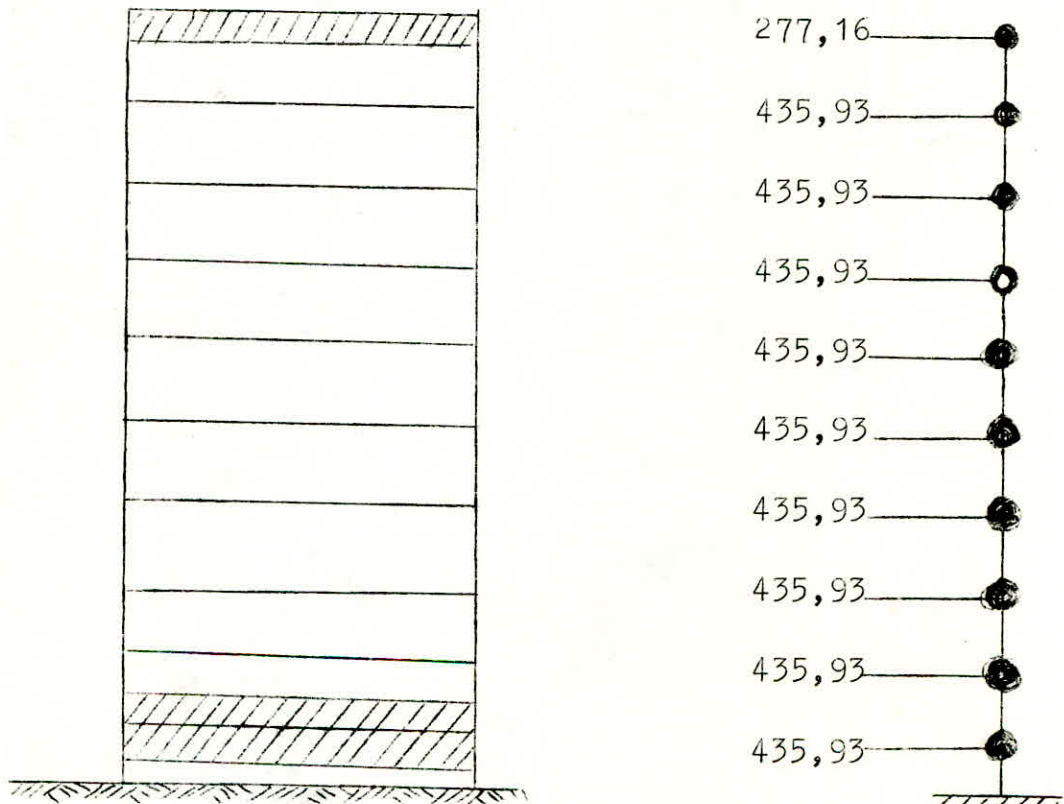
IV.1 Application de la methode de Rayleigh : 1^{er} mode

On applique la methode de la deformée statique

Les forces statiques P_j seront prise égales au poids de tout un étage auquel on lui ajoute le cinquième de la surcharge .

$$P_j = W_j = G + \frac{P}{5} .$$

G = poids du plancher + poids des refends sur une hauteur d'un étage d'où on a la representation schematique suivante



VALEURS DES DEPLACEMENTS $K\delta_{ij}$ (K: EI)

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	8,99	22,1	36,06	49,45	62,94	76,44	89,93	103,43	116,35	130,31	143,11
2	X	71,9	125,65	179,17	233,86	287,38	340,9	395,58	449,1	503,79	557,31
3	X	X	242,00	364,17	485,17	607,34	728,34	850,51	971,51	1091,51	1210,02
4	X	X	X	575,92	791,17	1007,58	1224,66	1431,09	1652,15	1861,58	2088,91
5	X	X	X	X	1125,09	1454,36	1791,77	2128,18	2466,59	2804,00	3141,41
6	X	X	X	X	X	1943,02	2420,05	2708,72	3397,38	3886,04	4374,71
7	X	X	X	X	X	X	3083,24	3746,43	4409,61	5061,17	5724,32
8	X	X	X	X	X	X	X	4607,41	5468,59	6329,73	7190,3
9	X	X	X	X	X	X	X	X	6262,07	7644,1	8726,15
10	X	X	X	X	X	X	X	X	X	9040,3	10343,4
11	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	11922,18

$\delta_{ij} = \delta_{ji}$ d'après MAXWELL.

Deplacements statiques

$W_j = P_j = F_{oj}$	x_i, x_j	$K \text{ stat} = K x_{oj}$	$e_{1j} = \frac{x_{oj}}{x_{on}}$
277,165		21120966	1
435,932		19546593	0,925459
"		16870571	0,798759
"		13961852	0,661042
"		11565067	0,547563
"		9051934	0,428575
"		6678419,2	0,316198
"		4549236,8	0,2153,89
"		2734196	0,129454
"		1291471,3	0,061146
"		342065,37	0,016195

1^{ere} iteration

$F_{1j} = e_{1j} P_j$	$K x_{1j}$	$e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$
277,165 ^t	5167729,1	1
403,43 ^t	4588768,4	0,88796
348,20	4092480	0,79193
288,169 ^t	3425563,2	0,662875
238,7	2848815,3	0,551270
186,83	2281883,3	0,441564
137,84	1731975,7	0,335152
93,89	1216157,1	0,23533
56,43	751901,08	0,145
26,65	366862,11	0,070990
7,06	100674,1	0,019481

2^e iteration

$F_{2j} = e_{2j} P_j$	$K x_{2j}$	$e_{3j} = \frac{x_{2j}}{x_{2n}}$
277,165 ^t	5361264,8	1
387,09 ^t	4807607,4	0,89673
345,22	4186042	0,78079
288,97	3583109,4	0,66833
240,31	2976522,0	0,55519
192,49	2380787	0,44407
146,10	1803970	0,33648
102,59	12643007	0,23582
63,21	780063,28	0,14549
30,946	379722,94	0,07082
8,49	103975,57	0,01939

3^e iteration

$F_{3j} = e_{3j} P_j$	$K x_{3j}$	$e_{4j} = \frac{x_{3j}}{x_{3n}}$
277,165	5433717,2	1
390,91	4822444,9	0,88750
340,37	4190591,4	0,77122
291,34	3594218,9	0,66146
242,02	2985776,9	0,54949
193,58	2388190,1	0,43951
146,68	1809561,1	0,33302
102,80	1268166,3	0,23338
63,42	782397,92	0,14398
30,87	380840,5	0,07008
8,45	104275,73	0,01919

.../...

4^e iteration

$F_{4j} = e_{4j} P_j$	$K x_{4j}$	$e_{5j} = \frac{x_{4j}}{x_{4n}}$
277,165	5387744	1
386,88	4781804,8	0,88753
344,88	4155082,1	0,77121
288,35	3564244,1	0,66154
239,54	2961066,2	0,54959
191,59	2368639,9	0,43963
145,17	1794965	0,33315
101,73	1258181,4	0,23352
62,76	776372,73	0,14409
30,55	377984,04	0,07015
8,36	103515,4	0,01921

5^e iteration

$F_{5j} = e_{5j} P_j$	$K x_{5j}$	$e_{6j} = \frac{x_{5j}}{x_{5n}}$
277,165	5389826,8	1
386,9	4783639,4	0,88753
344,9	4156695,7	0,77121
288,38	3565579	0,661538
239,58	2962141	0,54958
191,64	2369529,6	0,43963
145,23	1795507,6	0,333129
101,79	1258686,3	0,23353
62,81	776620,14	0,14409
30,58	378096,35	0,07015
8,37	103484,67	0,01920

on arrête le processus iteratif car on a :

$$e_{4j} = e_{5j}$$

$$F_{4j} = F_{5j}$$

Valeur des déplacements x_j dans les deux directions

* Déplacements transversaux : on divise les valeurs $K x_{6j}$ données dans le tableau précédent par K_y

$$K_y = E \sum I_y \quad \text{avec } E = \text{module d'élasticité pres égal à } 34510^4 \text{ t/m}^2$$

$$\sum I_y = I_{ey} = \sum I_{eiy} = 337,2428 \text{ m}^4$$

* Déplacements longitudinaux : on divise les valeurs $K x_{5j}$ par K_x

$$K_x = E \sum I_x \quad \text{avec } I_x = \sum I_{eix} = 34,2412 \text{ m}^4$$

(m)	Déplacements longitudinaux	Déplacements
33	0,046	0,0046
30	0,0405	0,0041
27	0,035	0,0036
24	0,030	0,0031
21	0,025	0,0025
18	0,020	0,0020
15	0,015	0,0015
12	0,0106	0,0010
9	0,0065	0,0006
6	0,0032	0,0003
3	0,0008	0,00009

Calcul des périodes : Les périodes sont données dans les 2 sens par la formule de Rayleigh :

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n W_i x_i}}$$

d'où $T_x = T_e = 0,66 \text{ s}$.

$T_y = T_{\eta} = 0,2158 \text{ s}$.

Etude du 2^e Mode (VIANELLO - STODOLLA)

Nous utilisons pour le 2^{eme} mode la methode de Vianello-Stodola déjà exposée precedemment .

On considère une expression approximative du 2^e mode (expression hypothetique)

$$x_{2j}^0 = x_{2j} + a_1 x_{1j} \quad (1)$$

x_{2j}^0 = expression approximative du 2^e mode

x_{2j} = forme exacte du 2^e mode (à determiner)

x_{1j} = forme exacte du 1^{er} mode , déjà connu, en utilisant la methode de Rayleigh .

On utilise la propriete d'orthogonalite en multipliant l'expression

(1) par $P_1 x_{1j}$ et on fait la somme des produits ainsi obtenus

$$\sum_{j=1}^n P_j x_{2j}^0 x_{1j} = \sum_{j=1}^n P_j x_{2j} x_{1j} + a_1 \sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2$$

La propriete d'orthogonalite , nous donne $\sum_{j=1}^n P_1 x_{1j} x_{2j} = 0$

$$\text{d'où } a_1 = \frac{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j} x_{2j}^0}{\sum_{j=1}^n P_j x_{1j}^2} \quad \text{avec } P_j = \text{poids de l'etage au niveau } j .$$

Les valeurs de x_{2j} sont données dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs de x_{1j} trouvées déjà par la methode de Rayleigh

Au lieu de considerer une deformée arbitraire, on considerera la deformée du 2^e mode determinée à un facteur près. Pour cela, on s'aide du tableau exposé dans l'ouvrage de M^r PETROVICI, qui donne les ordonnées de la forme reduite du 2^e mode

Pour les x_{1j} , on considère plutôt les termes adimensionnels e_{6j}

$$x_{2j}^1 = \frac{P_j}{g} x_{2j}^1$$

.../...

- 231 -

$$a_1 = \frac{\sum p_j x_{ij} x_{ij}}{\sum p_j x_{ij}^2}$$

$$x_{ij} = \frac{p_j x_{ij}}{p_j} - a_1 x_{ij}$$

z/h	x_{ij}^0	p_j	x_{ij}	$p_j x_{ij} x_{ij}^0$	$p_j x_{ij}^2$	$x_{ij}^{(1)}$	$M_{2j}^{(1)}$	$K_{2j}^{(2)}$
1	-1	277,165	1	-277,165	277,165	-0,64	-18,08	-127728,55
0,909	-0,9114	435,93	0,8875	-352,61	343,36	-0,59	-26,22	-99986,82
0,818	-0,6613	"	0,7712	-222,32	259,27	-0,38	-16,88	-64757,89
0,727	-0,2940	"	0,6615	-84,78	190,75	-0,056	-2,48	43786,34
0,636	0,1253	"	0,5496	30,02	131,67	0,32	14,22	20398,99
0,545	0,5621	"	0,4396	107,71	84,24	0,72	31,99	2005,67
0,454	0,8526	"	0,3331	123,8	48,37	0,97	43,10	3133,98
0,363	0,9921	"	0,2335	96,66	23,76	1,076	47,81	33564,17
0,272	0,9558	"	0,1441	60,04	9,05	1,007	44,75	14170,62
0,181	0,7501	"	0,0701	22,92	2,14	0,773	34,35	9009,48
0,091	0,4115	"	0,0192	3,44	0,16	0,418	18,57	3030,15
				$\Sigma = -492,285$	$\Sigma = 1369,9$			

$a_1 = -0,359.$

• Déplacements transversaux : $x_{2j}^{(2)} = \frac{K x_{2j}^{(2)}}{K_y} = \frac{K x_{2j}^{(2)}}{1,1610^9}$

• Déplacement longitudinal : $x_{2j}^{(2)} = \frac{K_{2j}^{(2)} x_{2j}^{(2)}}{K_x} = \frac{K_{2j}^{(2)} x_{2j}^{(2)}}{1,184 \cdot 10^8}$

h	Déplacements transversaux	Déplacements longitudinaux
33	- 1,09 10 ⁻⁴	- 1,08 10 ⁻⁵
30	- 8,59 10 ⁻⁹	- 8,46 10 ⁻⁴
27	- 5,56 10 ⁻⁵	- 5,48 10 ⁻⁴
24	- 3,76 10 ⁻⁵	- 3,7 10 ⁻⁴
21	- 1,75 10 ⁻⁵	- 1,72 10 ⁻⁴
18	- 1,72 10 ⁻⁶	- 1,69 10 ⁻⁵
15	2,69 10 ⁻⁶	2,65 10 ⁻⁵
12	2,88 10 ⁻⁵	2,84 10 ⁻⁴
9	1,22 10 ⁻⁵	1,20 10 ⁻⁴
6	7,74 10 ⁻⁶	7,62 10 ⁻⁵
3	2,6 10 ⁻⁶	2,56 10 ⁻⁵

Calcul des périodes :

On calcule d'abord les pulsations et ce de deux manière

$$\bar{w}_2^2 = \frac{x_{2j}^{(1)}}{x_{2j}^{(2)}} \quad \text{et} \quad w_2^2 = \frac{\sum_{j=1}^n x_{2j}^{(1)}}{\sum_{j=1}^n x_{2j}^{(2)}}$$

On aura $\bar{w}_2^2 \leq w_2^2 \leq w_2^2$

Pour se mettre dans le cas le plus defavorable , on considere que $w_2 = \bar{w}_2$

$$w_2 = \frac{\sum x_{2j}^{(1)}}{\sum x_{2j}^{(2)}} = \begin{cases} \text{Sens transversal: } w_2^{(2)} = 18202,65 \text{ d'ou } \bar{w}_2 = 134,9 \\ \text{Sens longitudinal } \bar{w}_2^{(2)} = 142,29 \text{ d'ou } \bar{w}_2 = 42,87 \end{cases}$$

puisque $T_y = \frac{2\pi}{w} = 0,0465 \text{ Sec}$

$T_x = \frac{2\pi}{42,87} = 0,146 \text{ Sec}$

Resultats donnes par le programme SAP IV

1^{er} mode 2^{eme} mode 3^{eme} mode

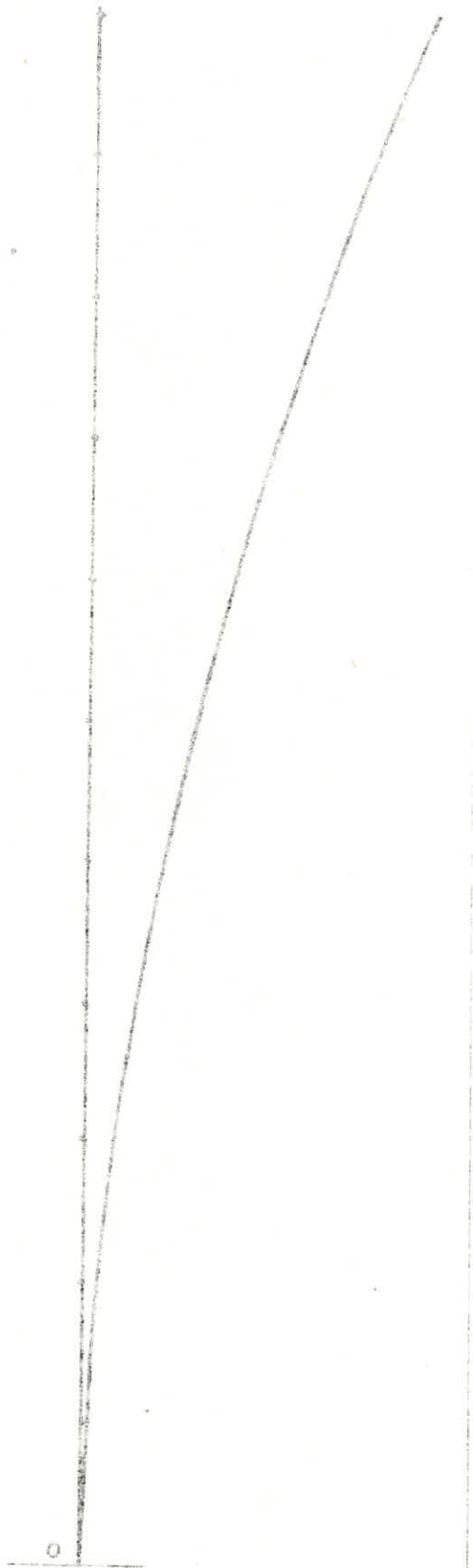
Ni-veau	i (10 ⁻¹)	Ni-veau	i	Ni-veau	i
33m	- 0,90009	33m	- 0,83054 10 ⁻¹	33	-0,7598 10 ⁻¹
30m	- 0,7881	30m	- 0,45806 10 ⁻¹	30	-0,186 10 ⁻¹
27m	- 0,6764	27m	- 0,96359 10 ⁻²	27	0,30857 10 ⁻¹
24m	- 0,56605	24m	- 0,2244 10 ⁻¹	24	0,57249 10 ⁻¹
21m	- 0,4586	21	0,47175 10 ⁻¹	21	0,52435 10 ⁻¹
18	- 0,35636	18	0,62 10 ⁻¹	18	+ 0,20616 10 ⁻¹
15	- 0,26152	15	0,65727 10 ⁻¹	15	- 0,22786 10 ⁻¹
12	- 0,17687	12	0,58972 10 ⁻¹	12	- 0,57886 10 ⁻¹
9	- 0,10531	9	0,44248 10 ⁻¹	9	- 0,6948 10 ⁻¹
6	- 0,49893 10 ⁻¹	6	0,25758 10 ⁻¹	6	- 0,54412 10 ⁻¹
3	- 0,1376 10 ⁻¹	3	0,8952 10 ⁻²	3	- 0,23869 10 ⁻¹
0	0,00	0	0,00	0	0,00

d'ou on obtient l'allure des deformeés du premier mode , deuxieme mode, et troisieme mode:

.../...

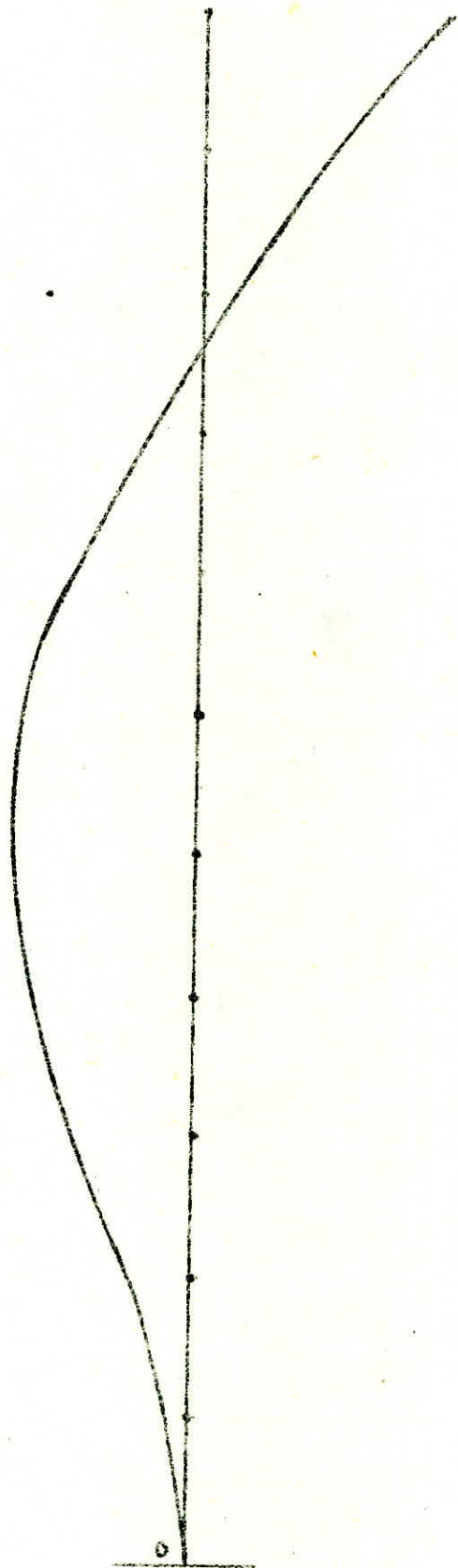
premier mode

niveau	$\cdot 10^{-2}$
11	-0,900
10	-0,788
9	-0,676
8	-0,566
7	-0,458
6	-0,356
5	-0,261
4	-0,176
3	-0,105
2	-0,049
1	-0,013



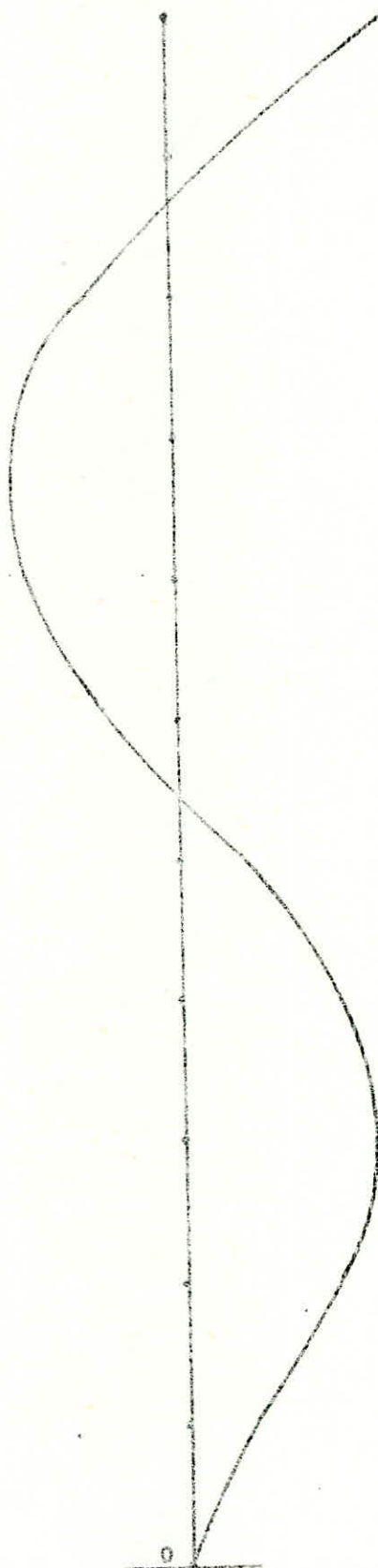
Deuxieme mode

niveau	$\cdot 10^2$
11	- 0,830
10	- 0,458
9	- 0,0963
8	0,224
7	0,471
6	0,620
5	0,657
4	0,589
3	0,442
2	0,257
1	0,089



troisième mode

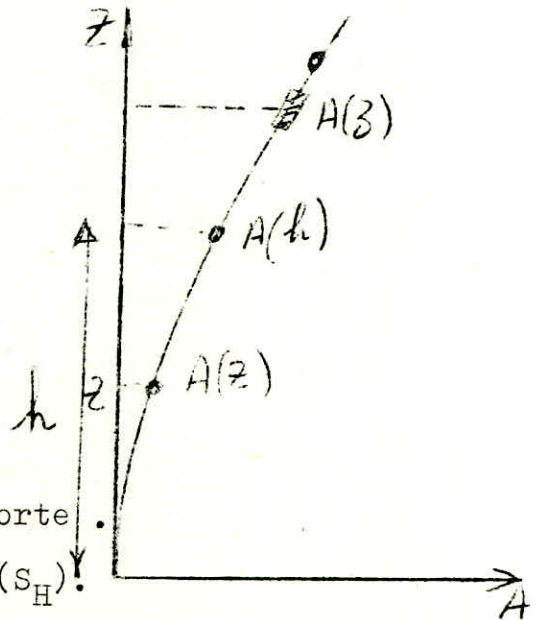
niveau	$\cdot 10^2$
11	-0,759
10	-0,486
9	0,308
8	0,572
7	0,524
6	0,206
5	-0,227
4	-0,578
3	-0,694
2	-0,544
1	-0,238



Formule générale :

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(z) \cdot A(z)}{\sum M(z) \cdot A^2(z)}$$

Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.



Systemes des forces horizontales (S_H).

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction Ox est égale à :

$$\sigma_x W$$

$$W = G + P/\gamma$$

$$\sigma_x = \alpha \beta_i \gamma_i \delta$$

$\delta = 1,1$ (on suppose qu'on a un radier)

$$\alpha = 1$$

$\beta_i = 0,12$ pour le 1^{er} mode

$= 0,147$ pour le 2^e et 3^e mode

et ceci conformément au PS69

art 3,114-121

$$\beta_i = 1,25 T_i \quad \text{pour } 0 < T_i \leq 0,2 \text{ sec}$$

$$\beta_i = \frac{0,09}{\sqrt[4]{T_i^3}} \quad \text{pour } T_i > 0,26 \text{ sec}$$

1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode	3 ^{eme} mode
i	i	i
1,536	- 0,801	- 1,2899
1,345	- 0,434	- 0,3095
1,14	- 0,092	- 0,5159
0,956	0,212	0,98
0,768	0,453	0,8943
0,597	0,598	0,3439
0,4439	0,627	- 0,3783
0,29	0,5599	- 0,9803
0,17	0,4247	- 1,1867
0,083	0,241	- 0,928
0,022	0,0859	- 0,3955
0	0	0

= 1,10
= 1 .

$\beta_1 = 0,11797 ; \beta_2 = 0,147 ; \beta_3 = 0,147 .$

$V = \sum_x W_i = \alpha \beta_i \gamma_i \delta_i \times W_i$

Pour le premier mode; 2^{eme} mode; 3 mode, les forces F_i suivant chaque plancher sont : (voir tableau)

.../...

Les forces F_i suivant chaque filancher obtenus pour chaque mode.

Niveau _i	α	δ	β_1	β_2	β_3	γ_{1i}	γ_{2i}	γ_{3i}	w_i	F_{1i}	F_{2i}	F_{3i}	$\sqrt{F_{1i}^2 + F_{2i}^2 + F_{3i}^2}$
11	1	1,10	0,10	0,147	0,147	1,536	-0,801	-1,29	277,16	55,24	35,9	57,81	87,64
10	1	1,10	0,12	0,147	0,147	1,346	-0,424	-0,309	435,93	76,08	30,59	21,81	84,85
9	1	1,10	0,12	0,147	0,147	1,14	-0,042	-0,5157	435,93	64,49	6,48	36,36	74,31
8	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,956	0,212	0,98	435,93	54,08	14,94	69,08	88,99
7	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,768	0,453	0,894	435,93	43,44	31,73	63,02	82,93
6	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,597	0,598	0,844	435,93	33,77	42,15	24,21	59,2
5	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,444	0,627	0,378	435,93	25,11	44,19	26,64	57,38
4	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,29	0,56	-0,990	435,93	16,4	39,47	69,10	81,25
3	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,17	0,424	-1,186	435,93	9,61	29,87	83,6	89,29
2	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,083	0,241	-0,928	435,93	4,69	16,98	65,4	67,74
1	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0,002	0,06	-0,395	435,93	1,244	6,06	27,84	28,52
0	1	1,10	0,12	0,147	0,147	0	0	0	435,93	0	0	0	0

B I B L I O G R A P H I E

- Regles C C B A 68
Regles Parasismiques Algeriennes
Regles parasismiques PS 69
Regles Neige et Vent NV 65
Aide Memoire B.A Dunod
Calcul et verifications des ouvrages en B.A P. CHARON.
Exercices de B.A avec leurs solutions..... P. CHARON.
Calcul des tours en B.A. M. DIVER.
Calcul du contreventement..... ALBIGES
Calcul dynamique des structures en zone sismique..DAVIDOVICI et CAPRA
Cours de Mr. PETROVICI M.S.P.A. 1975.
Tables de BARRES.
Traité de B.A. (tome 4) A. GUERRIE
Programme SAP IV

