

U S T H B

8/82

ECOLE - NATIONALE - POLYTECHNIQUE

1 ex

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE
DE FIN D'ETUDES
BATIMENT
D'HABITATION R+4

PROPOSEE PAR ECOTEC

DIRIGEE PAR

Mr. ZAMORSKI

ETUDIEE PAR

- EL OZEIR ADNAN

- MOSTEFAI HABIB

PROMOTION JUIN 1982

U S T H B

ECOLE - NATIONALE - POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE
DE FIN D'ETUDES
BATIMENT
D'HABITATION R+4

PROPOSEE PAR ECOTEC

DIRIGEE PAR

Mr. ZAMORSKI

ETUDIEE PAR

- EL OZEIR ADNAN

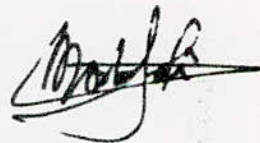
- MOSTEFAI HABIB

PROMOTION JUIN 1982

DÉDICACES


Nous dédions cette thèse de fin d'études à nos très chers parents en espérant qu'ils trouveront dans cet ouvrage tout le fruit de leurs peines.

En plus de mes parents je dédie cet ouvrage à mes frères Adnan et Hafid sans oublier Amina et tous mes amis. (De la part de Habib)



(de la part de Adnan) je dédie cette thèse à :

- Mon frère Habib et Hafid sans oublier Amina et Nacéra
- Ma sœur Sâada à qui je dois d'être
- Mes frères et mes belles sœurs.
- Mon beau frère et ma sœur
- A la mémoire de mon neveu Ahmed
- A tous mes neveux et nièces
- A tous mes amis

 Alger le
26/04/82

REMERCIEMENTS

Dans ce modeste ouvrage nous tenons à remercier
notre promoteur M^R ZAMORSKI pour toute son aide.

Nous remercions également tous ceux qui ont collaboré
à l'élaboration de cette thèse entre autres :

M^{de} Bouzina

M^R Zammeri

M^R Zahi

M. Habib

O. Adnan.

TABLE DES MATIERES

<u>I. Introduction:</u>	Pages
- Presentation de l'ouvrage	0
- Charges et surcharges	1
- Poids des murs	3
- Caracteristiques des materiaux	7.
<u>II Caracteristiques des refends.</u>	
- Introduction	13
- Calcul des inerties equivalentes	
refends 1 et 6	18
refends 2 et 5	21
refends 3 et 4	23
refend longitudinal	25
<u>III Etude au Seisme.</u>	
- Introduction	27
- Determination des coefficients sismiques	28
- Position du Centre de torsion	34
- Repartition des forces	35
- Distribution des sollicitations horizontales	39
<u>III Etude au Vent</u>	

	Calcul de la pression du Vent	45.
	Répartition du Vent sur chaque Niveau	46
<u>V</u>	<u>Charges Verticales</u>	
	Introduction	52
	Distribution des charges Verticales sur les murs	54
<u>VI</u>	<u>Etude des refends.</u>	
	Calcul des efforts:	
	Refends 1.6	56
	Refends 2.5	67.
	Refends 3.4	77
	Vérification de la stabilité sur refend longitudinal	88
	Refend longitudinal (calcul des efforts)	97.
<u>VII</u>	<u>Ferraillage</u>	
	Suivant DTU	117.
	Refends 1.6	123
	Refends 2.5	127.
	Refends 3.4	129
	Refend longitudinal	130
<u>VIII</u>	<u>Fondations</u>	
	Refends 1. et 6	142
	Refends 2 et 5	146
	Refend longitudinal	148
<u>IX</u>	<u>Calcul des éléments</u>	

	Acrotère	150
	Planchers	152
	Escaliers	176
<u>X</u>	<u>Calcul du Mur de Soutènement</u>	
	Présentation	189
<u>XI</u>	<u>Solution n°2</u>	
	. Introduction	191
	. Répartition des forces	193
	. Ferrailage	200.
<u>XII</u>	<u>Bibliographie.</u>	

INTRODUCTION

Présentation du projet:

de projet dont suit l'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment est constitué d'un seul bloc. Il comporte un RDC sur vide sanitaire et 4 étages.

- Hauteur d'étage : 2,90 m
- Hauteur du vide Sanitaire: 1,69 m
- Hauteur du bâtiment: 17,04 m
- Longueur du bâtiment: 18,51 m
- Largeur bâtiment : 10,5 m

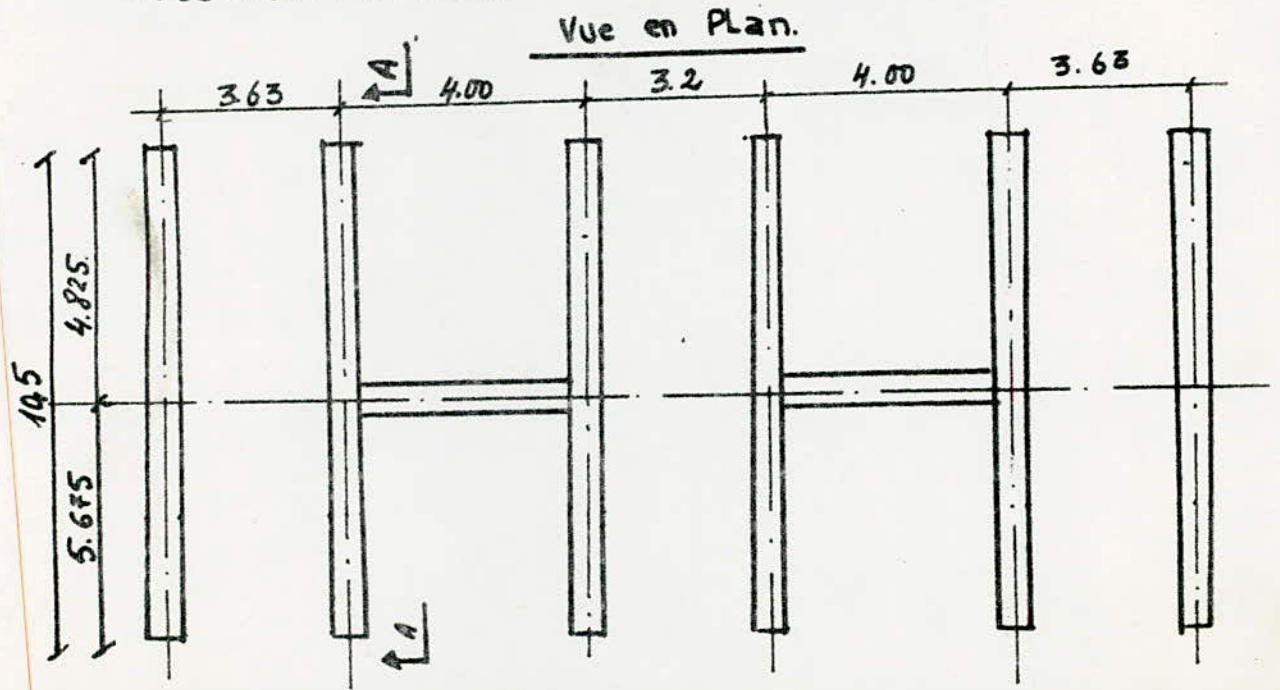
le bâtiment sera situé à Saida.

Taux de travail du sol

d'étude du terrain a donné une contrainte de 2 bars à 1,50

Ossature.

l'ossature du bâtiment sera constituée de poutres.



①

I. Charges permanentes:

I.1. Plancher terrasse:

gravillon régale 3cm	: 0,03. 2000	= 60 kg/m ²
étanchéité (multicouche):		= 20 kg/m ²
forme de pente 1‰	: 0,1 . 22200	= 2220 kg/m ²
isolation thermique liège 10cm	: 0,04. 400	= 16 kg/m ²
Enduit 1,5 cm	: 0,015. 1800	= 27 kg/m ²
Poids du Plancher	: 0,15. 2500	= 375 kg/m ²

total : 718 kg/m²

On prend alors 720 kg/m².

I.2 Plancher type:

Carrelage 1cm	: 0,01. 2200	= 44 kg/m ²
mortier 1cm	: 0,01. 2000	= 20 kg/m ²
Sable 3cm	: 0,03. 1800	= 54 kg/m ²
Poids propre dalle	: 0,15. 2500	= 375 kg/m ²
enduit 1,5 cm	: 0,015. 1800	= 27 kg/m ²
cloisons	: 75	= 75 kg/m ²

total : 595 kg/m²

On prend alors 600 kg/m².

I.3 Plancher rez de chaussée:

carrelage 1cm	: 0,01. 2200	= 44 kg/m ²
mortier 1cm	: 0,01. 2000	= 20 kg/m ²
Sable 3cm	: 0,03. 1800	= 54 kg/m ²
enduit 1,5cm	: 0,015. 1800	= 27 kg/m ²

(2)

Houcheis	: 275 + 0,022500	= 325 kg/m ²
cloisons	: 75	= 75 kg/m ²
	<u>total</u>	<u>= 545 kg/m²</u>

II Surcharges.

II.2.1 terrasse:

$$100 \times 1,2$$

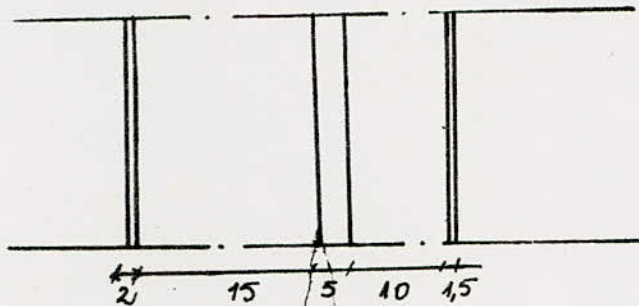
$$= 120 \text{ kg./m}^2$$

II.2.2 Planchers

$$175 \times 1,2$$

$$= 210 \text{ kg/m}^2.$$

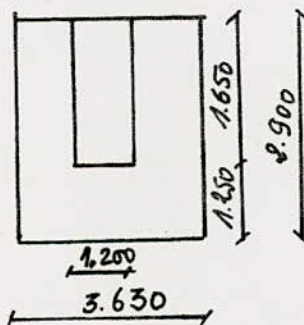
③ POIDS DES MURS



Poids propre: Pour 15 cm = 130 kg/m²
 10 cm = 90 kg/m²
 Enduit : 3cm, 0,035. 1800 = 63 kg/m²
 total : 283 kg/m²
 on prend alors : 290 kg/m².

Dans notre cas on distingue 3 types de mur:
Détermination du Coefficient d'ouverture.

a)

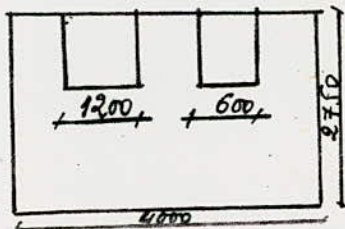


$$f = \frac{1,65 \times 1,2}{2,75 \times 3,63} = 0,198$$

donc Poids par ml

$$P = 290 \times 2,75 \times 0,81 = 650 \text{ kg/ml.}$$

b)



$$f_2 = \frac{(1,2 + 0,6) \cdot 1,65}{2,75 \times 4} = 0,27$$

$$P = 290 \times 2,75 \times 0,73 = 585 \text{ kg/ml.}$$

(4)

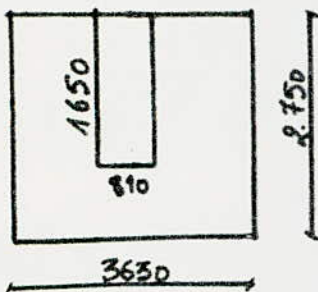
Poids du mur d'épaisseur 115 mm (100+15)

Poids du mur de 100 mm = 90 kg/cm²

Enduit de 15 mm : 0,015 · 1800 = 27 kg/cm²

Total : 117 kg/m²

Détermination du coefficient d'ouverture:



$$f = \frac{1,65 \cdot 0,81}{3,63 \times 2,75} = 0,13$$

$$P = 117 \cdot 2,75 \times 0,87 = 280 \text{ kg/m}$$

Donc Poids total pour les murs extérieurs pour chaque niveau

$$0,650 \times 3 \times 2 = 4,72 \text{ t}$$

$$0,585 \times 4 \times 4 = 9,36 \text{ t}$$

$$0,280 \times 3,63 \times 2 = 2,05 \text{ t}$$

$$\text{Total: } \underline{16,73 \text{ t.}}$$

Calcul du poids des plafonds par niveau

Plafond 1.6.

$$\text{Surface totale du plafond : } 2,9 \times 10,5 = 30,45 \text{ m}^2$$

$$\text{" " ouvertures : } (0,27 \cdot 1,8 + 0,5 \cdot 1,2) = 1,206 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface réelle du plafond : } 30,45 - 1,206 = 29,244 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids du plafond : } 29,244 \times 0,15 \times 2500 = \underline{\underline{10,966 \text{ t.}}}$$

Plafond 2.5

(5)

Surface totale	: $2,9 \times 2,5$	= $26,825 \text{ m}^2$
" d'ouverture	: $1,05 \times 2,165$	= $2,273 \text{ m}^2$
Surface réelle	: $26,825 - 2,273$	= $24,55 \text{ m}^2$
Poids du refend	: $24,55 \times 0,75 \times 2500$	= $9,207 \text{ t}$

Refends 3 et 4.

Surface totale	: $2,9 \times 10,5$	= $30,45 \text{ m}^2$
" d'ouverture	: $(0,8 + 1,05) \cdot 2,165$	= 4 m^2
Surface réelle	: $30,45 - 4$	= $26,45 \text{ m}^2$
Poids du refend	: $26,45 \times 0,75 \times 2500$	= $9,918 \text{ t}$

Refend longitudinal.

Surface totale	: $2,9 \times 4,0$	= $11,6 \text{ m}^2$
" d'ouverture	: $0,81 \cdot 2,165$	= $1,75 \text{ m}^2$
" pleine	: $11,6 - 1,75$	= $9,85 \text{ m}^2$

Poids des refends longitudinaux: $9,85 \times 0,3 \times 2500 \times 2 = \underline{\underline{14,775 \text{ t}}}$

on en déduit le poids des refends par niveau:

$$2(10,966 + 9,207 + 9,918) + 14,775 = \underline{\underline{75 \text{ t}}}$$

Poids des refends en sous-sol.

Refends 1,6:

Surface totale: $10,5 \times 2,54 = 26,67 \text{ m}^2$

Surface d'ouverture: $0,25 \times 0,3 = 0,075 \text{ m}^2$

Surface totale: $26,67 \text{ m}^2 - 0,075 = 26,6 \text{ m}^2$

(6)

$$\text{Poids du refend : } 26,6 \times 0,15 \times 2,5 = \underline{\underline{9,975 \text{ t}}}$$

Refends 2 et 5

$$\text{Surface d'ouverture : } 0,8 \times 0,6 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface réelle : } 26,67 \cdot 0,48 = 26,79 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids du refend : } 26,79 \times 0,15 \times 2500 = \underline{\underline{9,82 \text{ t}}}$$

Refends 3 et 4:

$$\text{Surface d'ouverture : } 0,8 \cdot 0,6 + 1,05 \cdot 2,165 = 2,75 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface réelle : } 26,67 \cdot 2,75 = 23,92 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids du refend : } 23,92 \times 0,15 \times 2500 = \underline{\underline{8,97 \text{ t}}}$$

Refend longitudinal :

$$\text{Surface : } (4 + 3,65) \times 2,54 \times 2 = 38,76 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids : } 38,76 \times 0,4 \times 2500 = \underline{\underline{38,76 \text{ t}}}$$

Refend périphérique :

$$\text{Surface : } 18,61 \cdot 2,54 - 4 \cdot 0,25^2 = 47,01 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids : } 47,01 \times 0,2 \times 2500 \times 2 = 47,01 \text{ t}$$

On en déduit alors le poids des refends en tous sol.

$$2(9,975 + 9,82 + 8,97) + 38,76 + 47,01 = \underline{\underline{143,3 \text{ t}}}$$

I. Caractéristiques des Matériaux.

I.1. Béton.

de béton sec dosé à 350 kg/m³ de CPA 325

Grosseur du granulat : C_g = 25 mm

Résistance à la compression à 28 jours : σ₂₈ = 270 bars

Dosage. : 800 l de gravillons

1000 l de sable

350 kg de ciment CPA 325

175 l d'eau.

} Pour 1 m³ de Béton.

I.2 Contraintes de Compression admissible.

I.2.1 Sollicitation du 1^{er} genre.

$$\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_{28} \text{ avec } f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

* α : dépend de la classe du ciment : α = 1 (CPA 325)

* β : dépend du contrôle du béton : β = $\frac{5}{6}$ (contrôle atténué)

* γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments h_m et des dimensions des granulats C_g.

$$\text{si } h_m \geq 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$$

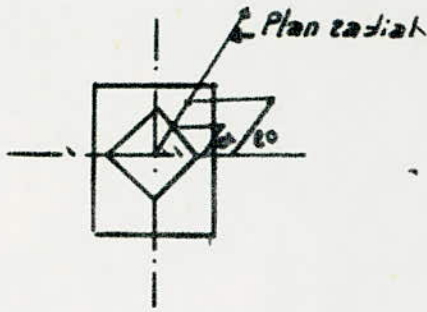
$$\text{si } h_m \leq 4 C_g \rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 C_g}$$

* δ : dépend de la nature de la sollicitation.

Compression simple : δ = 0,30

flexion simple ou composée avec traction : δ = 0,60

flexion composée avec compression : δ = min $\left\{ \begin{matrix} 0,30 \left(1 + \frac{\epsilon_0}{3\epsilon} \right) \\ 0,60 \end{matrix} \right.$



e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au Centre de gravité de la section au béton seul.

e_1 : Distance de la limite du noyau central au centre de gravité de béton seul, dans le plan radial passant par le centre de pression.

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

$\epsilon = 1$ Compression simple.

Dans les autres cas, nous devons prendre " ϵ " tel que la condition suivante soit vérifiée $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ avec :

σ'_m : contrainte moyenne dans le béton.

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible en compression simple.

Remarque : $\epsilon \leq 1$.

I. 2. 2. Sollicitations du second genre.

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \alpha \cdot \beta \cdot f \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} \text{ avec } \alpha, \beta, f, \delta, \epsilon,$$

déterminés précédemment.

I. 3. Contraintes de traction de référence.

I. 3.1. Sollicitations du 1^{er} genre.

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28} \text{ avec } f_b = \alpha \cdot \beta \cdot f \cdot \delta.$$

α, β, f sont déterminés précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{1}{\sigma'_{28}(\text{bars})}$$

I.3.2. Sollicitations du Second genre.

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 f_b \cdot \sigma'_{28}$$

En résumé on aura:

* Compression simple.

Sollicitations du 1^{er} genre.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,3 \times 270 = 67,5 \text{ bars}$$

Sollicitation du second genre:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,25 \text{ bars}$$

* Flexion simple:

Section rectangulaire . Sollicitations du 1^{er} genre.

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 0,6 \times 1 \times 270 = 135 \text{ bars}$$

Sollicitations du second genre.

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars.}$$

* Contraintes de traction de référence:

Sollicitations du 1^{er} genre:

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \cdot \left(0,018 + \frac{21}{270} \right) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars}$$

Sollicitations du second genre

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ bars}$$

II Aciers:

II.2.1. Armatures longitudinales.

Pour notre Ouvrage on adoptera:

Des cordons lisses en Fe. E24 : $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Des barres à haute adhérence de Fe E40 :

$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \geq 20 \text{ mm}$.

Donc les contraintes admissibles seront.

* Sollicitations du 1^{er} genre.

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = f_a \cdot \bar{\sigma}_{en}$ avec $f_a = \frac{2}{3}$

* Sollicitations du second genre

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$.

En résumé on aura:

* Pour les cordons lisses en Fe. E24

Sollicitations du 1^{er} genre $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitations du second genre: $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

* Pour les barres à haute adhérence en Fe E40

Sollicitations du 1^{er} genre.

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$: $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2$ $\phi \geq 20 \text{ mm}$

Sollicitations du second genre.

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$ si $\phi \geq 20 \text{ mm}$.

II.2.2. Armatures transversales.

La contrainte de traction admissible est donnée par

$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en}$.

- Pas de reprise de bétonnage: $f_{at} = \text{sup.} < \begin{cases} 1 - \frac{\sigma_b}{9\sigma_s} \\ \frac{2}{3} \end{cases}$
- Reprise de bétonnage $f_{at} = \frac{2}{3}$

En résumé on a:

Ronds lisses: $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1467 \text{ kg/cm}^2$

Haute adhérence: $\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi \geq 20 \text{ mm}$

II.2.3 Fissuration.

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des 2 valeurs suivantes

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{w}_f)}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_b}{\phi}}$$

σ_1 : (bars) Contrainte de fissuration systématique

σ_2 : (bars) Contrainte de fissuration accidentelle

ϕ : (mm) Diamètre de la plus grosse barre tendue

η : Coefficient de fissuration $< \begin{cases} 1 \text{ Pour ronds lisses} \\ 1,6 \text{ Pour Haute adhérence.} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_b$: (bars) Contrainte de traction du béton.

k : coefficient dépendant de l'atmosphère ou est exposé l'ouvrage

- k : $1,5 \cdot 10^6$ atmosphère peu nuisible
- k : $1 \cdot 10^6$ " " préjudiciable
- k : $0,5 \cdot 10^6$ " " agressive.

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$ Pourcentage de fissuration.

* Pour les voiles etc impose d'autres valeurs de Contraintes

(12)

$$\bar{b}'_b = 0,75 \cdot \bar{b}'_{27}$$

$$\bar{b}_a = \bar{b}_{at} = \bar{b}_{en}$$

**CARACTERISTIQUES
DES
REFENIS**

I. Hypothèses et méthodes de Calcul des refends:

Un voile en béton armé est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire des sections données. Les voiles sans ouvertures ne posent pas de problème et se calculent généralement comme une console.

I.1. Hypothèses relatives à la distribution des efforts sur l'ensemble des refends

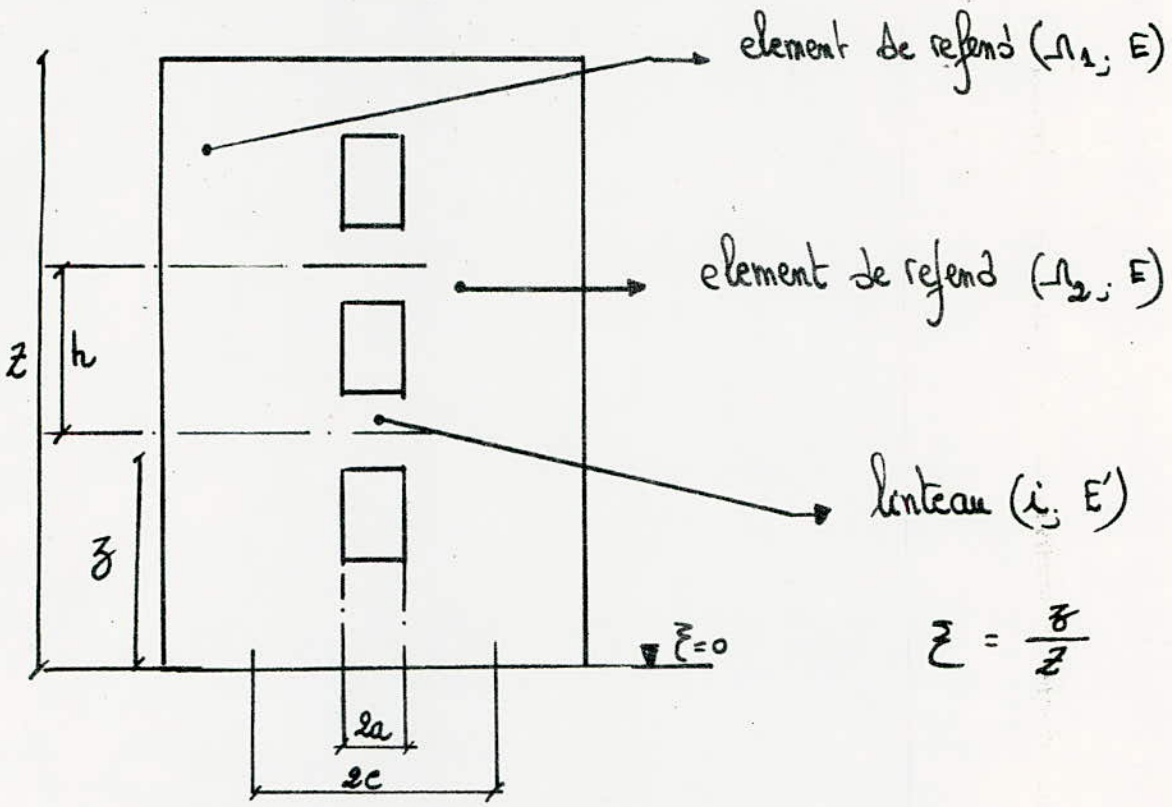
- des planchers sont indéformables horizontalement
- des refends sont parfaitement encastés à la base
- l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

I.2. Hypothèses de Calcul pour un voile à une file d'ouverture

- des efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément "un élément de refend" étant une partie de refend de part ou d'autre de la file d'ouverture.
- des 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 constituée par deux éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués

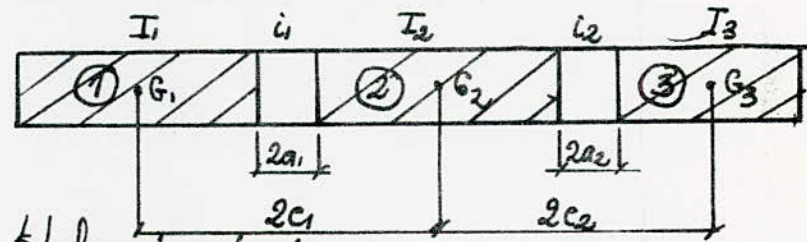
sur la hauteur du bâtiment.



Notion d'Inertie équivalente :

nous appellerons inertie équivalente d'un refend à une ou plusieurs files d'ouvertures, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

Principales notations utilisées sont :



I : inertie totale du refend.

- E : Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend
 Ω_i : aire de la section de l'élément i du refend
 I_i : inertie de l'élément i par rapport à son centre de gravité.
 i_i : inertie du linteau i (linteau i relie l'élément i à l'élément $i+1$)
 E' : coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau
 généralement $E = E'$.
 h : hauteur d'un étage.
 Z : hauteur du bâtiment.
 a_i : demi portée de l'ouverture i
 C_i : demi distance entre les centres de gravité de 2 éléments consécutifs du refend.

Marche de Calcul.

L'inertie totale du refend avec ouvertures est fonction de m_i . ou m_i est 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 considération. Le moment statique m_i est calculé par rapport au centre de gravité de l'ensemble des éléments. Pour cela appelons D : la distance entre le CG de l'élément ① et le centre de gravité de l'ensemble du refend et faisons passer un système d'axe par le centre de gravité de l'élément ①

$$a) \quad D = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = \frac{\sum_{i=2}^n \Omega_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right)}{\sum_{i=1}^n \Omega_i}$$

m_i sera Calculé par la formule (i varie de 2 à n)

$$\begin{cases} m_i = m_{i-1} + r_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} 2g_j \right) \\ m_1 = r_1 \cdot D \end{cases}$$

* Calcul de l'inertie totale du refend avec ouverture.

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^{n-1} 2G_i m_i \quad \text{avec } I_0 = \sum_{i=1}^n I_i$$

* Calcul du degré de monolithisme

Le degré de monolithisme est caractérisé par l'intervention des dimensions des ouvertures autrement dit suivant les dimensions des ouvertures on caractérise le degré monolithique α par:

$$\alpha = Z \cdot \omega$$

Pour 1 refend à une file d'ouverture

$$\omega^2 = \frac{3E' l \quad I \quad c}{E(I_1 + I_2) m \quad a^3 h}$$

Pour 1 refend à plusieurs files d'ouvertures

$$\omega^2 = \frac{6E'}{E h I_0} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{l_i a^2}{a_i^3}$$

Le critère de classement d'un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures suivant la valeur de α , sera dans l'une des 3 classes suivantes:

- $\alpha > 10$ voile à petites ouvertures
- $\alpha < 1$ voile à grandes " "
- $1 < \alpha < 10$ voile à moyennes " " "

* Calcul de l'inertie équivalente.

Voile à une file d'ouvertures

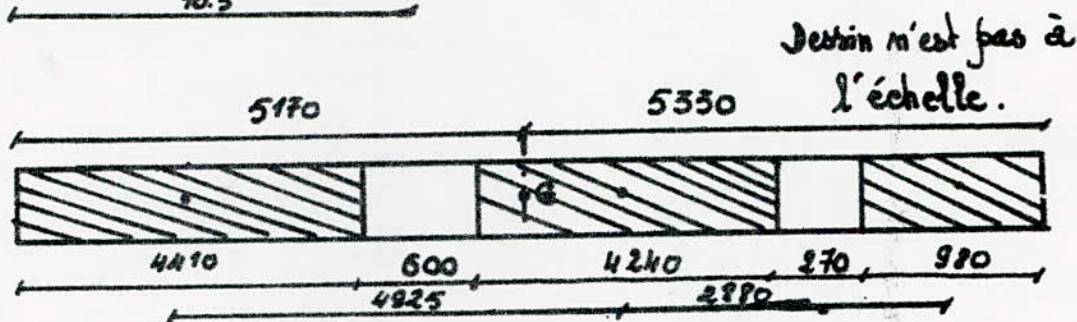
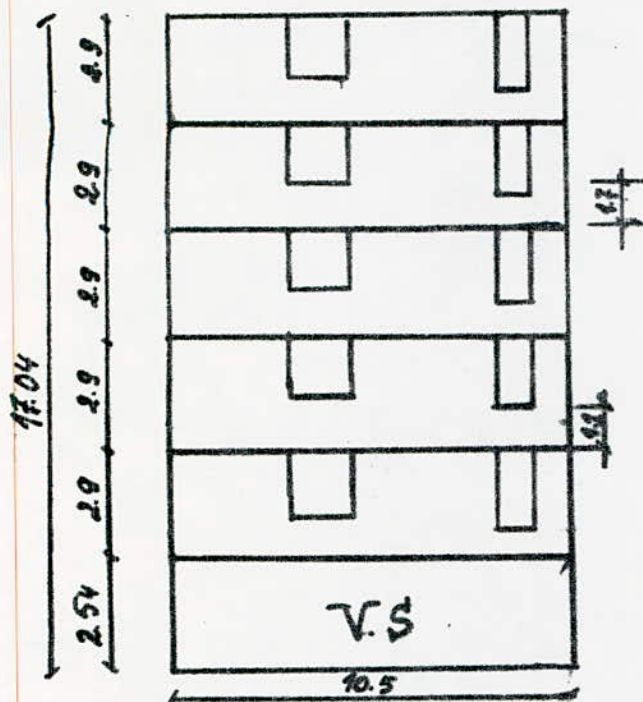
$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_0} \frac{v_0}{d^2} + 1}$$

Voiles à plusieurs files d'ouvertures

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{I_0} \frac{v_0}{d^2} + 1}$$

Refends 1 et 6.

Ce refend présente deux files d'ouvertures.



Dessein n'est pas à l'échelle.

$$\text{Surface du refend} : 10,5 \cdot 17,04 = 178,92 \text{ m}^2$$

$$\text{Surfaces des ouvertures} : (0,27 \cdot 48 + 0,64 \cdot 42) = 6,03 \text{ m}^2$$

$$\text{Pourcentage d'ouvertures} : \eta = \frac{6,03 \times 100}{178,92} = 3,3\%$$

$\eta < 10\%$. Par M^r Diver on aura un refend monolithique.

Calcul de D

$$D = \frac{\sum_{i=1}^n \Omega_i \left(\sum_{j=1}^n z_{Cj} \right)}{\sum_{i=1}^n \Omega_i}$$

$$\Omega_1 = 0,15 \times 4,41 = 0,6615 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,15 \times 4,24 = 0,636 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = 0,15 \times 0,98 = 0,147 \text{ m}^2$$

$$z_{C1} = 4,925 \text{ m}^2$$

$$z_{C2} = 2,88 \text{ m}^2$$

$$\sum \Omega_i = 1,445 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{0,636 \cdot 4,925 + 0,147(4,927 + 2,88)}{1,445} = 2,9627 \text{ m}$$

Calcul du moment statique.

$$m_1 = \Omega_1 \cdot D = 0,6615 \cdot 2,9627 = 1,9598 \text{ m}^3$$

$$m_2 = m_1 + \Omega_2 (D - z_{C1}) = 1,9598 + 0,636(2,9627 - 4,925)$$

$$m_2 = 0,717 \text{ m}^3$$

Calcul de l'inertie totale.

$$I_1 = \frac{0,15 \cdot 4,41^3}{12} = 1,0720 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,15 \cdot 4,24^3}{12} = 0,9528 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{0,15 \cdot 0,98^3}{12} = 0,01476 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 2,0365 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^n z_{Ci} \cdot m_i$$

$$\sum_{i=1}^n z_{Ci} \cdot m_i = z_{C1} \cdot m_1 + z_{C2} \cdot m_2 = 4,925 \cdot 1,9598 + 2,88 \cdot 0,717 = 11,7017 \text{ m}^4$$

$$I = 2,0365 + 11,7017 = 13,7382 \text{ m}^4$$

Calcul du degré monolithique.

$$\alpha = Z.W.$$

$$\omega^2 = \frac{6E'}{EhI_0} \sum_{i=1}^n \frac{i_i Q^2}{a_i^3}$$

$$i_1 = \frac{0.15 \cdot 1.4^3}{12} = 0.0614 \text{ m}^4$$

$$i_2 = \frac{0.15 \cdot 1.2^3}{12} = 0.0216 \text{ m}^4$$

$$Q_1 = 4.925 \cdot 0.5 = 2.4625 \text{ m} \Rightarrow Q_1^2 = 6.0639 \text{ m}^2$$

$$Q_2 = 2.88 \cdot 0.5 = 1.44 \text{ m} \Rightarrow Q_2^2 = 2.0736 \text{ m}^2$$

$$a_1 = 0.6 \cdot 0.5 = 0.3 \text{ m} \Rightarrow a_1^3 = 0.027 \text{ m}^3$$

$$a_2 = 0.27 \cdot 0.5 = 0.135 \text{ m} \Rightarrow a_2^3 = 2.46 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$h = 2.9 \text{ m}$$

$$\omega^2 = \frac{6}{2.9 \cdot 2.0365} \cdot \left(\frac{0.0614 \cdot 6.0639}{0.027} \cdot \frac{0.0216 \cdot 2.0736}{2.46 \cdot 10^{-3}} \right) = 32.507$$

$$\omega = \sqrt{32.507} = 5.7$$

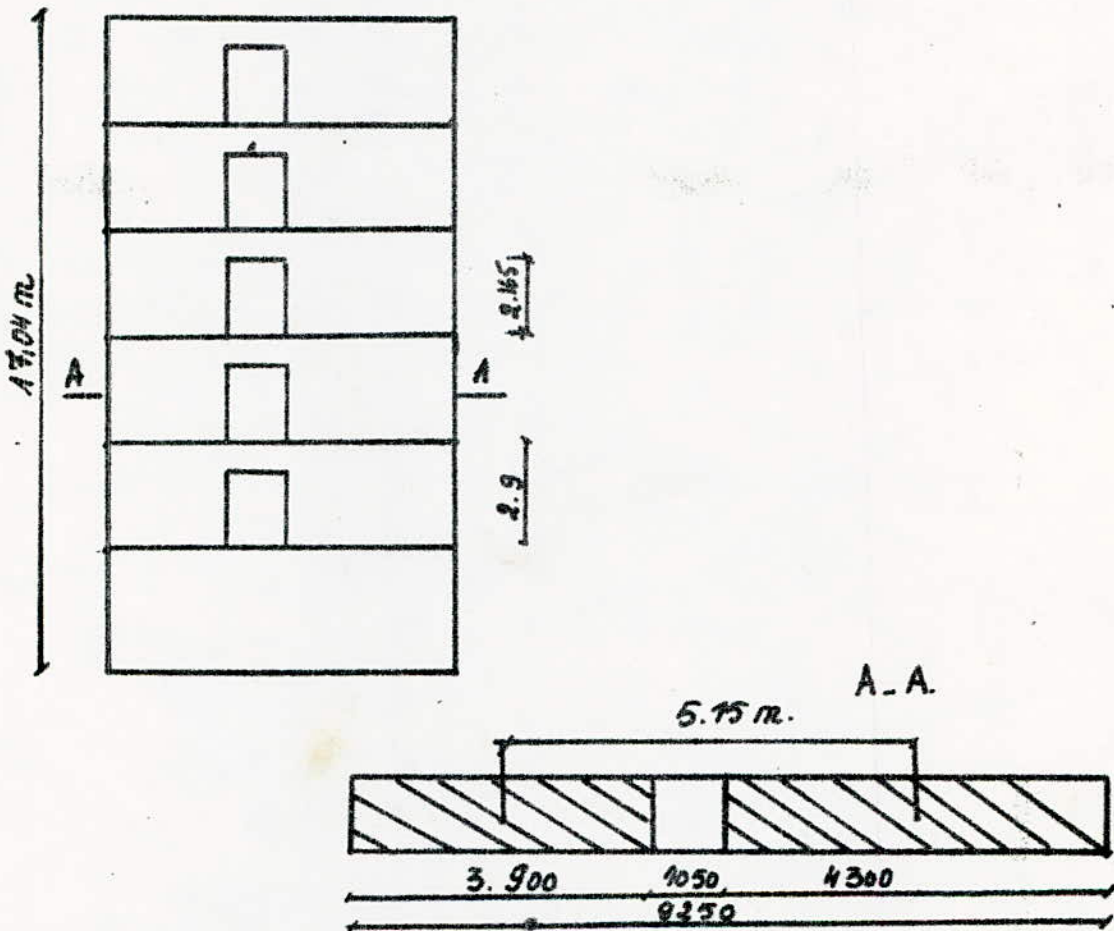
on prend $z = 14.5$ pour les 5 niveaux

$$\alpha = z \cdot \omega = 14.5 \cdot 5.7 = 82.67 > 10$$

donc a un refend à petites files d'ouvertures. α tendra vers ∞

$$\underline{I_2 = I = 13.7382 \text{ m}^4}$$

Refends 2 et 5.



Calcul du moment statique.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2}}$$

$$s_1 = 0,15 \times 3,9 = 0,585 \text{ m}^3$$

$$s_2 = 0,15 \times 4,3 = 0,645 \text{ m}^3$$

$$2c = \frac{3,9}{2} + 1,05 + \frac{4,3}{2} = 5,15 \text{ m}$$

$$m = \frac{5,15}{\frac{1}{0,585} + \frac{1}{0,645}} = 1,5799 \text{ m}^3$$

Calcul de l'inertie totale

$$I_1 = \frac{0,15 \cdot 3,9^3}{12} = 0,7415 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,15 \cdot 4,3^3}{12} = 0,9938 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 1,7353 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc } I = 1,7353 + 5,15 \cdot 1,5799 = 9,8717 \text{ m}^4$$

Degré monolithique

$$\omega^2 = \frac{3Ei}{m} \cdot \frac{I}{a^3 \cdot h}$$

$$i = \frac{0,15 \cdot 0,735^3}{12} = 4,963 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$c = 5,15 \cdot 0,5 = 2,575 \text{ m}$$

$$a = 105 \cdot 0,5 = 0,525 \Rightarrow a^3 = 0,1447 \text{ m}^3$$

$$h = 2,9 \text{ m}$$

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 4,963 \cdot 10^{-3}}{1,7353} \cdot \frac{9,8717}{1,5799} \cdot \frac{2,575}{0,1447 \cdot 2,9}$$

$$\omega^2 = 0,3289$$

$$\omega = \sqrt{0,3289} = 0,573$$

$\alpha = Z \cdot \omega = 14,5 \times 0,573 = 8,3$ donc $\alpha < 10$ réfend à moyenne ouverture

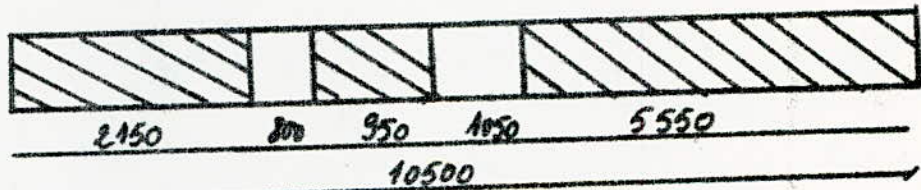
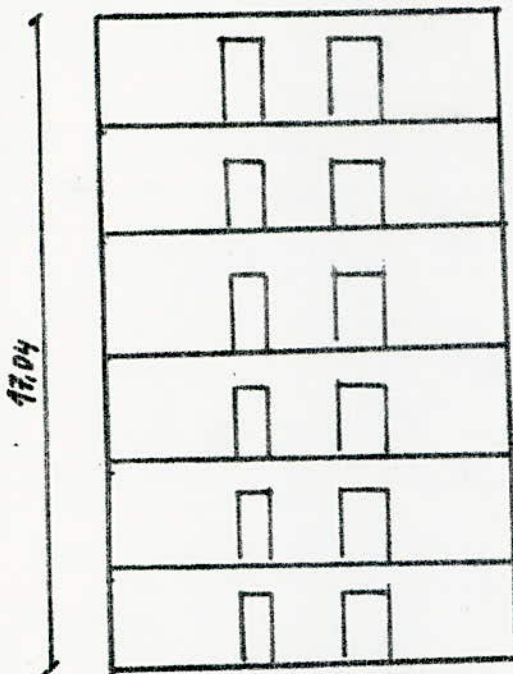
$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{(I_1+I_2)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$\psi_0 = 0,5575$ donné par l'abaque B 23. b Divers p.105.

$$I_e = \frac{9,8717}{\frac{16 \cdot 1,5799 \cdot 2,575}{1,7353} \cdot \frac{0,5575}{(8,3)^2} + 1}$$

$$\underline{I_e = 7,57 \text{ m}^4}$$

Refends 3 et 4



Calcul de D

$$D = \frac{\sum_{i=1}^n \Omega_i \sum_{j=1}^{L_i} z_{ij}}{\sum_{i=1}^n \Omega_i}$$

$$D = \frac{\Omega_2 z_2 + \Omega_3 (z_2 + z_3)}{\Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3}$$

$$D = \frac{0,95 \cdot 0,15 \left(\frac{2,15}{2} + 0,9 + \frac{0,95}{2} \right) + 5,55 \times 0,15 \left(10,5 - \frac{5,55}{2} - \frac{2,15}{2} \right)}{(2,15 + 0,95 + 5,55) \cdot 0,15}$$

$$D = 4,524 \text{ m.}$$

Calcul des moments statiques.

$$m_1 = \rho_1 \cdot D = 0,15 \cdot 2,15 \times 4,524 = 1,45 \text{ m}^3$$

$$m_2 = m_1 \cdot \rho_2 (D - \sum \rho_{c_i})$$

$$= 1,45 \cdot 0,95 \cdot 0,15 \times (4,524 - 2,35) = 1,759$$

Calcul de l'inertie totale du système

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^n \rho_{c_i} \cdot m_i$$

$$I_0 = \sum_{i=1}^n I_i$$

$$2c_1 = 2,35 \text{ m} \Rightarrow C_1 = 1,175 \text{ m}$$

$$2c_2 = 4,3 \text{ m} \Rightarrow C_2 = 2,15 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{0,15 \cdot 2,15^3}{12} + \frac{0,15 \cdot 0,95^3}{12} + \frac{0,15 \cdot 5,55^3}{12}$$

$$I_0 = 2,27 \text{ m}^4$$

Calcul de I.

$$I = 2,27 + \left(\frac{2,15}{2} \cdot 0,8 + \frac{0,95}{2} \right) \cdot 1,45 + \left(\frac{0,95}{2} + 1,05 + \frac{5,55}{2} \right) \cdot 1,759$$

$$I = 13,24 \text{ m}^4$$

Calcul du degré monolithique.

$$\omega^2 = \frac{6E' \sum \rho_{c_i} a_i}{Eh \sum I_i a_i^3}$$

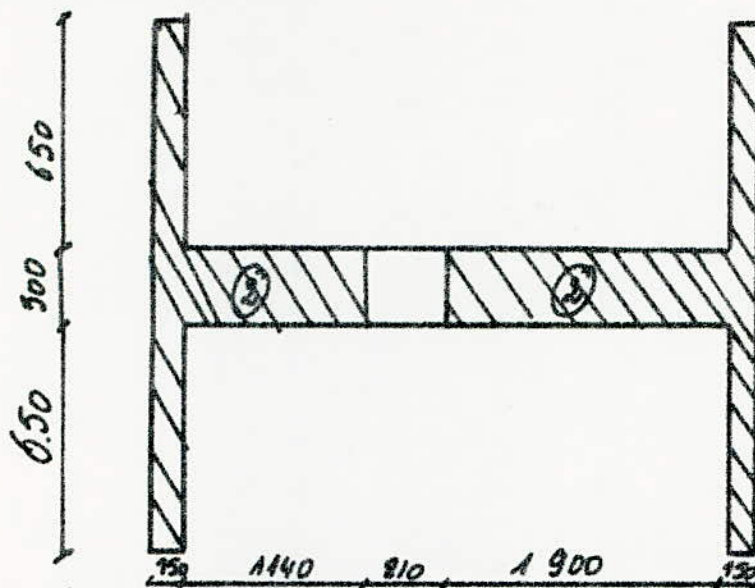
$$i_1 = \frac{0,73^3 \cdot 0,15}{12} = 4,96 \cdot 10^{-3}$$

$$i_2 = \frac{0,73^3 \cdot 0,15}{12} = 4,96 \cdot 10^{-3}$$

$$\omega^2 = \frac{6}{2,9 \times 2,27} \cdot \frac{4,96 \times 10^{-3} \times 1,175^2}{0,4^3} + \frac{4,96 \cdot 10^{-3} \times 2,15^2}{0,525^3}$$

$$\omega^2 = 0,237 \text{ donc } \omega = 0,487$$

$$\text{D'où } \alpha = \sum \omega = 7,06$$

Refend longitudinal.

Dessin n'est
pas à l'échelle.

Détermination du C.G.

Element I:

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= 0,15 \cdot 1,6 = 0,24 \text{ m}^2 \\ S_2 &= 1,14 \cdot 0,3 = 0,342 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} S_I = 0,582 \text{ m}^2$$

$$x_1 = 0,075 \text{ m}$$

$$x_2 = 0,72 \text{ m}$$

$$x_{G_1} = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i}$$

$$x_{G_1} = \frac{0,24 \times 0,075 + 0,342 \times 0,72}{0,342 + 0,24} = 0,454 \text{ m}$$

Element II:

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= 0,24 \text{ m}^2 \\ S_2 &= 0,3 \times 1,9 = 0,57 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} S_{II} = 0,81 \text{ m}^2$$

$$x_1 = 4,075 \text{ m}$$

$$x_2 = 3,05 \text{ m}$$

$$x_{GII} = \frac{4,075 \times 0,24 + 3,05 \cdot 0,57}{2} = 3,353 \text{ m}$$

Calcul du moment d'inertie par rapport aux axes propres

$$I_I = \Omega_1 \cdot d_1^2 \cdot I_1 + \Omega_2 \cdot d_2^2 \cdot I_2$$

$$I_1 = 0$$

$$I_2 = \frac{0,3 \times 1,14^3}{12} = 0,037 \text{ m}^4$$

$$d_1 = x_{G1} - x_1 = 0,454 - 0,075 = 0,379 \text{ m} \Rightarrow d_1^2 = 0,1436 \text{ m}^2$$

$$d_2 = x_{G2} - x_2 = 0,454 - 0,72 = -0,266 \Rightarrow d_2^2 = 0,07 \text{ m}^2$$

$$I_I = 0,24 \times 0,1436 \cdot 0 + 0,342 \times 0,07 + 0,037 = 0,0954 \text{ m}^4$$

Element II.

$$I_{II} = I_1 + \Omega_1 \cdot d_1^2 + I_2 + \Omega_2 \cdot d_2^2$$

$$d_1 = x_{GII} - x_1 = 3,353 - 4,075 = -0,722 \Rightarrow d_1^2 = 0,521 \text{ m}^2$$

$$d_2 = x_{GII} - x_2 = 3,353 - 3,05 = 0,303 \Rightarrow d_2^2 = 0,0918 \text{ m}^2$$

$$I_1 = 0$$

$$I_2 = \frac{0,3 \times 1,9^3}{12} = 0,1714 \text{ m}^4$$

Calcul du moment statique

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} \quad \text{avec } 2c = x_{GII} - x_{G1} = 2,899 \text{ m}$$

$$m = \frac{2,899}{0,582 + 0,81} = 0,982$$

$$I = I_0 + 2mc$$

$$I = 0,0954 + 0,3487 + 0,982 \times 2,899 = 3,29 \text{ m}^4$$

calcul du degré monolithique.

$$\omega^2 = \frac{3i}{I_0} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot h}$$

$$i = \frac{0,3 \times 0,735^3}{12} = 9,926 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$a = 0,81 \times 0,5 = 0,405 \Rightarrow a^3 = 0,0664 m^3$$

$$h = 2,9 m$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 9,926 \cdot 10^{-3}}{0,4449} \cdot \frac{3,29}{0,982} \cdot \frac{1,449}{0,064 \times 2,9}$$

$$\omega^2 = 1,69 \Rightarrow \omega = 1,3$$

$$\alpha = Z \cdot \omega = 1,3 \times 14,5 = 18,85 > 10$$

Ce referend sera à petite ouverture donc $\alpha \rightarrow \infty$.

d'où

$$\underline{I_e = 3,24 m^4}$$

ETUDE AU SEISME

Introduction:

Dans un but de simplification, les règles admettent qu'en ce qui concerne les effets des forces horizontales, les calculs soient effectués dans deux directions rectangulaires considérées successivement. En fait, quelle que soit sa situation, une construction est toujours sollicitée simultanément dans les deux directions. Une direction longitudinale et une autre transversale.

Détermination des Coefficients Sismiques. Art. 3112. II P569
des coefficients sismiques applicables à un bâtiment dans les directions Ox et Oy sont successivement σ_x et σ_y .

$$\sigma_x = \alpha \beta_x \cdot f \cdot S$$

$$\sigma_y = \alpha \cdot \beta_y \cdot S \cdot S.$$

- * α : Coefficient d'intensité : Zone faible sismicité $\alpha = 0,5$
- * β : Coefficient de réponse.

Le coefficient dépend :

- de la période T
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- accessoirement, de la nature du sol.

Dans nos calculs, l'amortissement étant moyen

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}}$$

avec $\beta_{\min} = 0,065$

$$\beta_{\max} = 0,13$$

T est la période donnée par la formule forfaitaire dans le cas d'un

bâtiment contreventé par des voiles en béton armé

$$T = \frac{0,08 H}{\sqrt{Lx}} \sqrt{\frac{H}{Lx + H}}$$

$$H = 2,9 \times 5 + 2,54 = 17,04 \text{ m}$$

Calcul de β

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}}$$

Sens transversal $Lx = 10,5 \text{ m}$

Sens longitudinal $Ly = 18,76 \text{ m}$

$$Tx = 0,08 \frac{17,04}{\sqrt{10,5}} \sqrt{\frac{17,04}{10,5 + 17,04}} = 0,33$$

$$Ty = 0,08 \frac{17,04}{18,76} \sqrt{\frac{17,04}{18,76 + 17,04}} = 0,217$$

$$\text{Donc } \beta_x = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,33}} = 0,123$$

$$\beta_y = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,217}} = 0,141 > \beta_{max} \text{ donc } \beta_y = 0,13$$

* β : coefficient de distribution. Il dépend du poids des éléments situés au niveau de chaque étage

$$\beta = \frac{\sum P_i \cdot H_i}{\sum R_i \cdot H_i^2} \cdot H_i = h \cdot \frac{S}{I}$$

Set I étant respectivement le moment statique et le moment d'inertie par rapport à la base de la construction chargée

Masse soumise à l'action sismique

niveau 6. (terrasse)

Charge Permanente:

terrasse	: $720 \times 10,5 \times 18,61$	= 140,7 t
$\frac{1}{2}$ refend	: $75 \times 0,5$	= 37,5 t
Accrotère	: $2(10,5 + 18,61) \cdot 168,75$	= 9,82 t
$\frac{1}{2}$ mur extérieur	: $16,13 \times 0,5$	= 8,065 t
	<u>total</u>	<u>: 196,085</u>

on prendra 196,5 t

Surcharge: $100 \times 10,5 \times 18,51 = 19,51 t$

d'où la masse soumise à l'action sismique:

$$G + P/5 = 196,5 + \frac{19,51}{5} = 200,408 t.$$

on prendra 200,5 t.

niveau type:

Plancher	: $600 \cdot 10,5 \times 18,61$	= 117,25 t
refends	:	= 75 t
Murs extérieurs	:	= 16,13 t
	<u>total</u>	<u>: 208,38 t</u>

Surcharge:

Balcons	: $2 \times 350 \times 3,63 \times 1,265$	= 3,22 t
escalier	: $250 \times 3,2 \times 6,72$	= 5,37 t
Plancher	: $175 [2(4 \times 10,5 + 3,63(10,5 - 1,265))] + 3,2(10,5 - 6,72)$	= 28,549 t
	<u>total</u>	<u>: 37,139 t</u>

$$\text{d'ou } G + P/5 = 215,8 \text{ t}$$

niveau : 1

$$\text{Plancher} : 0,545 \cdot 10,5 \times 18,61 = 106,5 \text{ t}$$

$$\text{refend} : \frac{1}{2} (75 + 143,3) = 109,15 \text{ t}$$

$$\underline{\text{total}} : 215,65 \text{ t}$$

Surcharge:

$$\text{escalier} : 5,37 = 5,37$$

$$\text{Plancher} : 175 (10,5 \cdot 18,61 \cdot 3,2 \cdot 6,72) = 30,43 \text{ t}$$

$$\underline{\text{total}} = 35,8 \text{ t}$$

$$G + P/5 = \underline{222,81 \text{ t}}$$

Calcul de S et I.

$$S = 200,5 \cdot 17,04 + 215,8 (14,14 + 11,24 \cdot 8,34 + 5,44) + 222,81 \cdot 2,54$$

$$S = 12433,18 \text{ m}^3$$

$$I = 200,5 \cdot 17,04^3 + 215,8 (14,14^2 + 11,24^2 \cdot 8,34^2 + 5,44^2) + 222,81 \cdot 2,54^2$$

$$I = 151461,99 \text{ m}^4$$

$$\text{d'ou. } \frac{S}{I} = 0,08208.$$

Donc $\frac{I}{S}$ sera donné en tableau.

h	S
17,04	1,3987
14,14	1,1607
11,24	0,9226
8,34	0,6846
5,44	0,4465
2,54	0,2085
0	0

* S: Art 3112.15

Notre terrain étant de Considération moyenne et ayant adopté des semelles superficielles

$$S = 1,15.$$

Coefficient sismique dans la direction verticale
le coefficient sismique vertical est donné par les règles PS 69

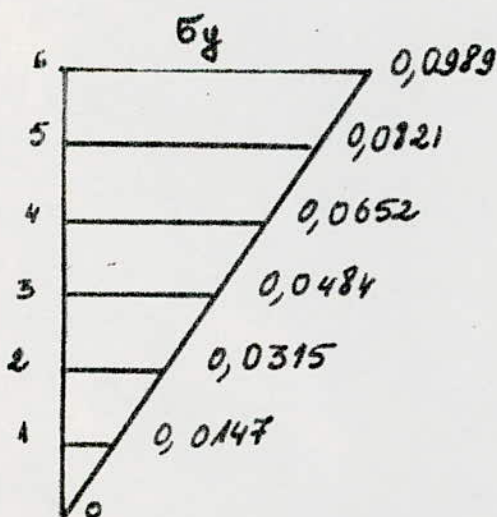
$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H$$

σ_H étant le plus grand des coefficients sismiques trouvés dans les diverses directions et α est le coefficient d'intensité.

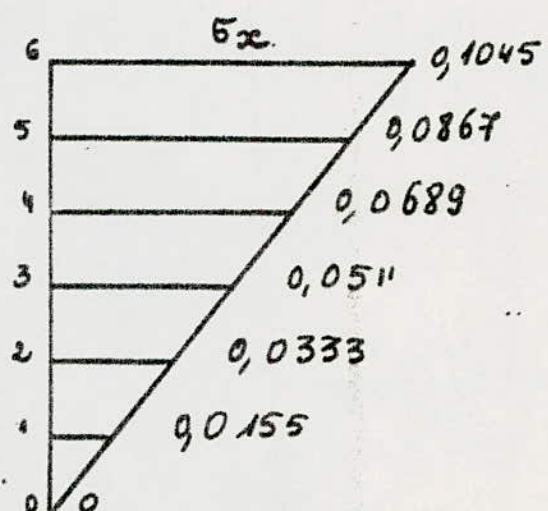
pour $\alpha = 0,5 < 1$ on aura $\sigma_v = \sigma_H$

Donc $\sigma_v = \max(\sigma_x, \sigma_y)$.

Détermination des coefficients sismiques.

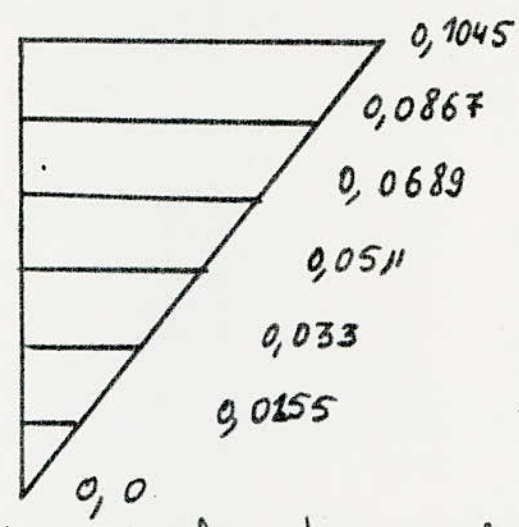


(transversal)

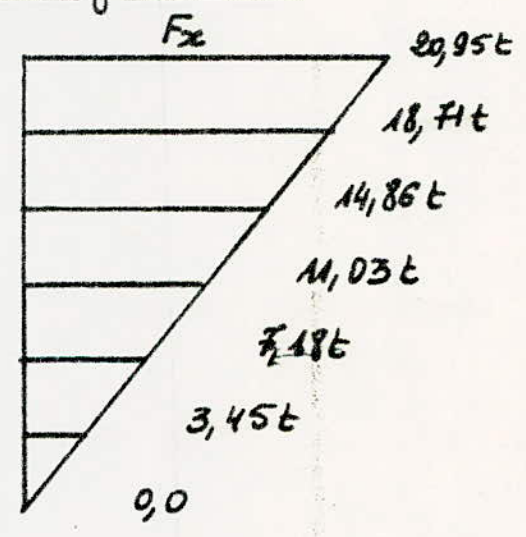
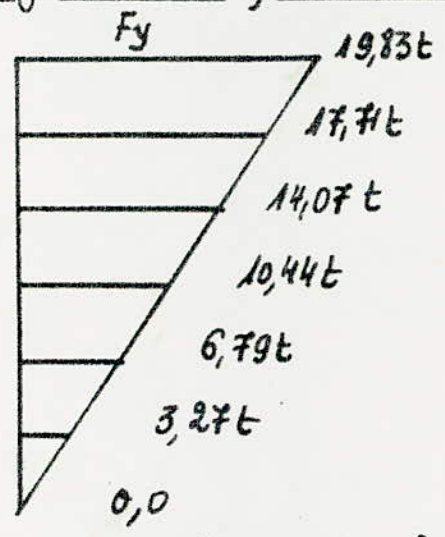


(longitudinal)

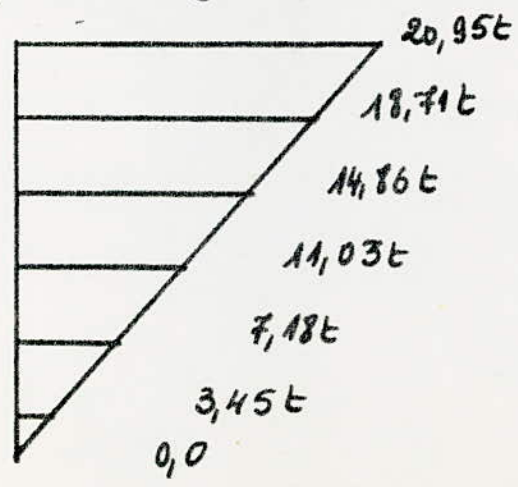
5v. (vertical).



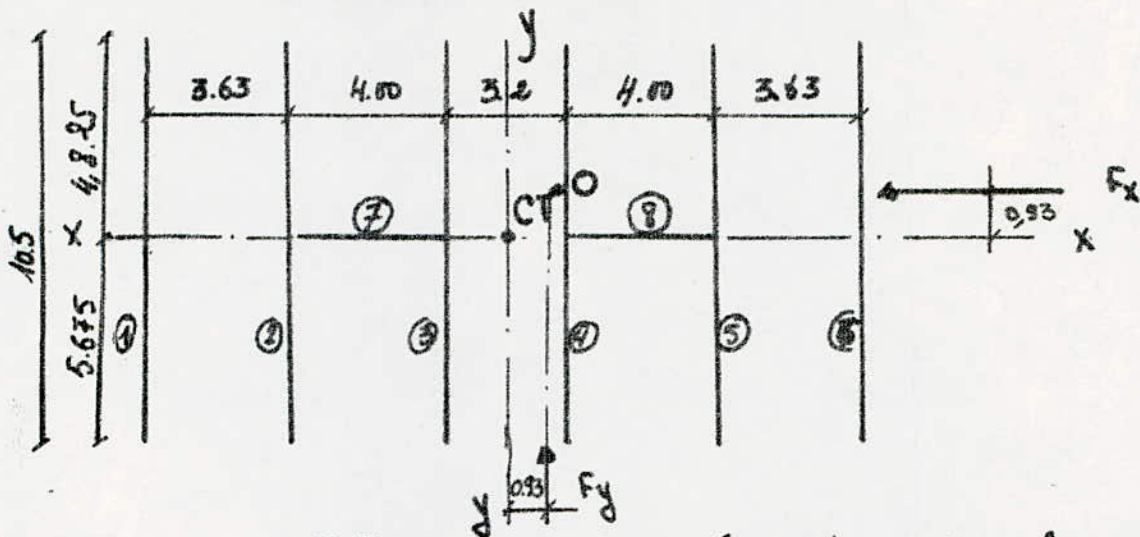
Systèmes de forces transversales et longitudinales



Système de forces verticales



Position du Centre de torsion:



$$x_0 = \frac{\sum I_x \cdot x}{\sum I_x} = 9,23 \quad (\text{synt dans le sens longitudinal.})$$

$$y_0 = \frac{\sum I_y \cdot y}{\sum I_y} = \frac{2 I_e \cdot y_f}{2 I_e} = y_f = 5,675 \text{ m.}$$

D'après des règles CTC Art 3.35.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on suppose que 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 2 valeurs :

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

Dans notre cas.

0 sera à 5% dans le sens longitudinal et transversal de G
donc 0 sera à 0,93 m dans les 2 sens (0: pt d'application des forces)

Repartition des forces transversales H'_y (tonnes)

$$H'_y = \frac{\bar{H}_y \cdot I_x}{\sum I_x}$$

$$\sum I_x = (13,73 + 8,85 + 7,57) \times 2 = 60,3 \text{ m}^4$$

\bar{H}_y sera la force transversale pour chacun des niveaux.

Voies / Niveau	1	2	3	4	5	6
6	4,51	2,49	2,91	2,91	2,49	4,51
5	4,03	2,22	2,60	2,60	2,22	4,03
4	3,20	1,76	2,06	2,06	1,76	3,20
3	2,37	1,31	1,53	1,53	1,31	2,37
2	1,54	0,85	0,99	0,99	0,85	1,54
1	0,74	0,41	0,48	0,48	0,41	0,74

Repartition des forces longitudinales H'_x (tonnes)

l'existence de 2 refends symétriques nous donne

$$H'_x = \frac{\bar{H}_x \cdot I_y}{\sum I_y} = \frac{F}{2}$$

	7	8
6	10,47	10,47
5	9,35	9,35
4	7,43	7,43
3	5,51	5,51
2	3,59	3,59
1	1,72	1,72

Determination des forces dues à la rotation pour chaque niveau.

Formules à utiliser:

Cas où F est dans le sens transversal.

$$H''_x = \frac{M \cdot y \cdot I_y}{J} + \frac{M_y \cdot I_y}{J} = 0$$

(R.T) (R.L)

$$H''_y = \frac{M \cdot x \cdot I_x}{J} + \frac{M_x \cdot I_x}{J} = \frac{M \cdot x \cdot I_x}{J} + 0.$$

(R.T) (R.L)

Cas où F dans le sens longitudinal.

de même raisonnement sera fait et on aura comme résultat.

$$H''_y = \frac{M \cdot x \cdot I_x}{J}$$

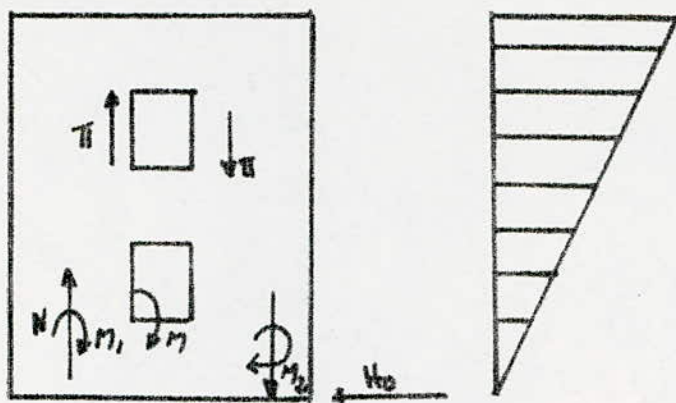
$$J = \sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2$$

$$\sum I_x \cdot x^2 = 13,73 (2 \times 9,23^2) + 7,57 (2 \times 5,6^2) + 8,85 \times 2 (1,6)^2 = 2859,5 \text{ m}^6$$

$$\sum I_y \cdot y^2 = 0 \quad \Rightarrow \quad J = 2859,5 \text{ m}^6.$$

Calcul des moments de rotation pour chaque niveau sens transversal. (t.)

niveau	F	e	M
6	19,83	0,93	18,44
5	17,71	=	16,47
4	14,07	=	13,08
3	10,44	=	9,7
2	6,79	=	6,31
1	3,27	=	3,04



$$H_0 = \frac{q \cdot Z}{2}$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot Z \cdot \left[\frac{2 \cdot 3Z \cdot Z^2}{3} \cdot \frac{2cm^4}{I} \right]$$

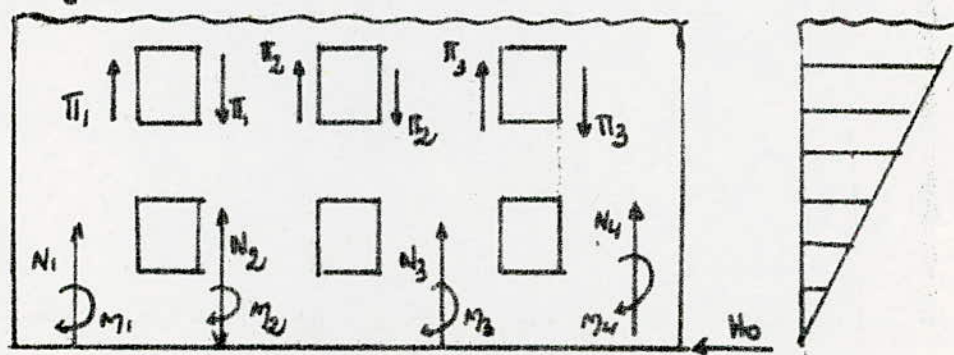
$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot Z \cdot \left[\frac{2 \cdot 3Z \cdot Z^2}{3} \cdot \frac{2cm^4}{I} \right]$$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot \phi}{I}$$

des formules citées ci dessus ne sont pas données par M^a. Diverses des formules données pour des charges rectangulaires ne vérifient pas les moments à la base, dans ce cas on a été obligé de déterminer des formules convenables pour avoir l'équilibre à la base. (démonstration faite plus loin).

Refends à plusieurs files d'ouvertures.

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



On commence par calculer.

$$\pi_1 = H_0 \cdot h \frac{i_1 \cdot G}{2a_1^3 \sum_{i=1}^n \left(\frac{i_i G^2}{a_i^3} \right)} \cdot \phi.$$

ϕ est donné par l'abaque de la page 99. (Divous). On évaluera de la même façon π_2, π_3 .

les moments dans les éléments de refends sont donnés par :

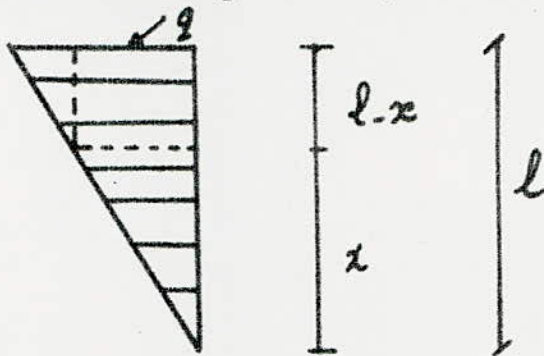
$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots + I_n} H_0 \cdot Z \left(\frac{2 \cdot 3Z - Z^3}{3} - \psi \right)$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + \dots + I_n} H_0 \cdot Z \left(\frac{2 \cdot 3Z - Z^3}{3} - \psi \right)$$

A cause des approximations effectuées (déformation des éléments de refend provoquée par les efforts normaux considérés comme pratiquement nuls) les valeurs des efforts tranchants π deviennent peu précises quand les ouvertures sont assez petites. En effet en appliquant les formules mentionnées pour plusieurs files d'ouvertures, on peut constater que l'on ne retrouve pas à la limite la valeur exacte $\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} (1 - Z^2)$, valable pour le refend monolithique; il est conseillé pour les petites ouvertures d'effectuer deux évaluations de π . Une première avec les formules précédentes et une deuxième avec la relation $\pi_i = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot h}{I} (1 - Z^2)$. Ensuite utiliser dans l'étude une valeur intermédiaire. ^I On peut indiquer que les ouvertures dont la surface ne dépasse pas environ 25% de la surface totale du refend peuvent être considérées comme des petites ouvertures, des surfaces sont prises en élévation et non en coupe transversale, par ailleurs si la surface des ouvertures est plus petite qu'environ 10%, on

peut considérer le refend pratiquement monolithique. Abandonner alors les formules pour plusieurs files d'ouvertures et employer la relation $\pi_l = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot h}{(1 - \xi)}$

Démonstration de la I^e formule pour une charge triangulaire.



La charge agissant à un niveau z est trapézoïdale on la décompose en charge triangulaire et rectangulaire; d'où la charge totale

$$q = q_r + q_t$$

$$q_r = q \cdot \frac{x}{l}$$

$$q_t = q - q_r$$

Donc le moment au niveau x sera :

$$M_x = q_r \frac{(l-x)^2}{2} + \frac{2}{3} \frac{(q - q_r)(l-x)^2}{3}$$

Donc

$$M_x = q \frac{x}{l} \cdot \frac{(l-x)^2}{2} + \frac{q(l-x)}{l} \cdot \frac{(l-x)}{2} \cdot \frac{2}{3} (l-x)$$

$$M_x = \frac{q(l-x)^2}{2l} \left(x + \frac{2}{3} (l-x) \right)$$

$$M_x = q \cdot \frac{(l-x)^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{3} x + \frac{2}{3} l \right)$$

on pose $x = \xi \cdot l$

(44)

$$M = \frac{ql^2(1-\xi)^2}{2l} \left(\frac{1}{3}\xi l + \frac{2}{3}l \right)$$

$$M = \frac{ql^2}{2} \cdot (1+\xi^2-2\xi) \left(\frac{\xi+2}{3} \right)$$

$$M = \frac{ql^2}{6} (\xi + \xi^3 - 2\xi^2 + 2 + 2\xi^2 - 4\xi)$$

$$M = \frac{ql^2}{6} (2 - 3\xi + \xi^3)$$

$$M = \frac{H_0 \cdot l}{3} \cdot (2 - 3\xi + \xi^3) \text{ avec } H_0 = \frac{ql}{2}$$

H_0 : effort tranchant à la base.

$$M = \frac{H_0 \cdot l}{3} \cdot (2 - 3\xi + \xi^3)$$

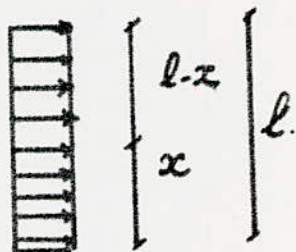
Démonstration pour une charge rectangulaire.

de moment à une section x sera:

$$M = q \cdot \frac{(l-x)^2}{2} \text{ si on pose } \xi = \frac{x}{l}$$

$$M = \frac{ql^2}{2} \cdot (1-\xi)^2$$

$$M = \frac{H_0 \cdot l}{2} \cdot (1-\xi)^2$$



ETUDE AU VENT

la pression du vent étant constante sur toute la hauteur du bâtiment alors on aura.

$$q = (46 + 0,7h) k_r k_s \cdot R. N. V. 65.$$

ou h : hauteur du bâtiment = 15,59 m au dessus du sol.

k_r : coefficient de région sans autre cas Région II

$k_r = 1,4$ Pression normale

$k_r = 2,45$ Pression extrême.

k_s : coefficient de site : site normal

$$k_s = 1.$$

$$\text{donc } q_{\text{norm}} = (46 + 0,7 \cdot h) \times 1,4 \times 1 = 79,6 \text{ dan/m}^2$$

$$q_{\text{ext}} = (46 + 0,7h) \times 2,45 \times 1 = 139,4 \text{ dan/m}^2.$$

Détermination du coefficient de réduction N.V.65 Art. 2.922

des pressions dynamiques doivent être affectées d'un coefficient de réduction S donné par un diagramme (même article) en fonction de la plus grande dimension horizontale ou verticale de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul. pour $H < 30$ m.

$$\left. \begin{aligned} L &= 18,61 \text{ m} \\ H &= 15,59 \end{aligned} \right\}$$

$$S = 0,795 \text{ fig RIII 2 N.V.65}$$

$$\text{donc } \left\{ \begin{aligned} q_n &= 63,5 \text{ dan/m}^2 \\ q_e &= 110,85 \text{ dan/m}^2 \end{aligned} \right.$$

Actions extérieures du vent.

La direction du vent étant supposé normale aux parois verticales de la construction; les coefficients à prendre en compte sont les suivants.

- Actions moyennes
- * Parois verticales.
- au vent $C_e = +0,8$
- sous le vent $C_e = -0,5$.

Actions résultantes sur les parois et les versants

Elles sont déterminées en combinant de la façon la plus défavorable pour chaque élément, les actions extérieures moyennes

Elles sont données par $C_e \cdot q_n$.

Donc Pression du vent normal (Paroi au vent)

$$q_1 = q_n \cdot 0,8$$

$$q_2 = q_n \cdot 0,5 \quad (\text{sous le vent})$$

on aura alors $q_E = q_1 + q_2$

$$q_E = 63,5 \times 0,8 + 63,5 \times 0,5 = 82,55 \text{ daN/m}^2$$

cette pression sera répartie uniformément sur toute la hauteur du bâtiment.

Repartition du vent sur chaque niveau.

a) Détermination des surfaces relevant à chaque niveau.

à) sens longitudinal.

niveau terrasse : $10,5 \times \frac{2,9}{2} = 15,225 \text{ m}^2$

niveau Plancher type : $10,5 \times 2,9 = 30,445 \text{ m}^2$

(47)

niveau RDC: $10,5 \times \left(\frac{2,9}{2} + 1,09 \right) = 26,67 \text{ m}^2$.

niveau	S(m ²)	q(dan/m ²)	F _r (kg)
6	15,225	83	1264
5	30,45	"	2528
4	"	"	"
3	"	"	"
2	"	"	"
1	26,67	"	2214

F_{xe}: Pour avoir F_{extreme} on multiplie ces valeurs par 1,75.

a) Sens transversal.

niveau terrasse: $18,61 \times \frac{2,9}{2} = 26,98 \text{ m}^2$

niveau type: $18,61 \times 2,9 = 53,97 \text{ m}^2$

niveau RDC: $18,61 \times \left(\frac{2,9}{2} + 1,09 \right) = 47,27 \text{ m}^2$

niveau	S(m ²)	q(dan/m ²)	F(kg)
6	26,98	83	2240
5	53,97	"	4479
4	"	"	"
3	"	"	"
2	"	"	"
1	47,27	"	3923

Forces totales agissant sur le bâtiment.

Sens longitudinal.

1264	
→ 2538	1
→ 3752	
→ 2522	3
→ 2320	
→ 2528	2
→ 24	
→ 2528	4
→ 2376	
→ 2274	R.S.C.
→ 2320	
	V.S.

2240	
→ 2472	4
→ 2720	
→ 2172	3
→ 2720	
→ 2472	2
→ 2472	
→ 2472	1
→ 2072	
→ 2072	R.S.C.
→ 2472	
	V.S.

Répartition des forces dans les voiles : (Horizontalement).

des forces vont se répartir proportionnellement aux inertias de chacun des voiles. Pour le calcul des inertias voir étude au lexème.

$I_1 = 13,73 \text{ m}^4 = I_6$

$I_2 = 7,57 \text{ m}^4 = I_5$

$I_3 = 8,85 \text{ m}^4 = I_4$

$\sum I_x = 69,3 \text{ m}^4$

Calcul de F'_y (kg) sens transversal.

	1	2	3	4	5	6
6	510	282	329	329	282	510
5	1020	564	658	658	564	1020
4	1020	564	658	658	564	1020
3	1020	564	658	658	564	1020
2	1020	564	658	658	564	1020
1	894	493	576	576	493	894

Calcul de F'_x (kg) sens longitudinal.

Niveau	7	8
6	632	632
5	1264	1264
4	1264	1264
3	1264	1264
2	1264	1264
1	1107	1107

Pour le Sent le centre de torsion est le même que celui du sis roc

Determination des forces dues à la rotation

$$F_x'' = \bar{M}_y \cdot \frac{I_y}{J}$$

$$F_y'' = \bar{M}_x \cdot \frac{I_x}{J}$$

$$J = 28595 \text{ m}^6$$

des valeurs de I_x et I_y sont définies précédentes.
Calcul des moments . Sens transversal.

Niveaux	F(t)	e(m)	M(t.m)
6	2,24	0,93	2,08
5	4,479	"	4,16
4	"	"	"
3	"	"	"
2	"	"	"
1	3,923	"	3,65

Sens longitudinal

Niveaux	F(t)	e(m)	M(t.m)
6	1,264	0,93	1,17
5	2,528	"	2,35
4	"	"	"
3	"	"	"
2	"	"	"
1	2,214	"	2,05

Calcul des forces dues à la rotation créées par F_y . (tonnes).

F_y / F_y	1	2	3	4	5	6
6	-0,03	-0,03	-0,04	0,04	0,03	0,03
5	-0,185	-0,062	-0,02	0,02	0,062	0,185
4	-0,185	-0,062	-0,02	0,02	0,062	0,185
3	-0,185	-0,062	-0,02	0,02	0,062	0,185
2	-0,185	-0,062	-0,02	0,02	0,062	0,185
1	-0,162	-0,054	-0,018	0,018	0,054	0,162

Effets totaux sur les refends F_y , F_y'' (tonnes)

F_y / F_y	1	2	3	4	5	6
6	0,42	0,252	0,319	0,339	0,312	0,6
5	0,835	0,502	0,638	0,678	0,626	1,205
4	0,835	0,502	0,638	0,678	0,626	1,205
3	0,835	0,502	0,638	0,678	0,626	1,205
2	0,835	0,502	0,638	0,678	0,626	1,205
1	0,732	0,439	0,558	0,594	0,547	1,056
H_0 Σ	4,49	2,699	3,43	3,64	3,36	6,48

C'HARGES'

VERTIC'ALES

Introduction:

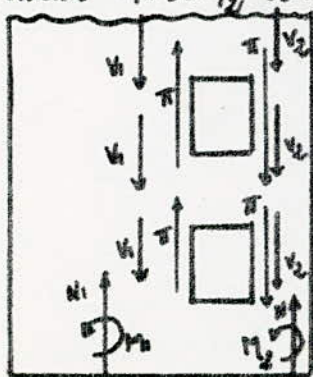
des sollicitations provenant des charges permanentes G et utiles P sont ainsi rétribuées selon les surfaces affectées des planchers correspondant à chaque refend pris en considération.

Remarque:

Il est à noter que si les charges verticales agissant sur chaque refend ne sont pas centrées, elles provoquent des moments et que les déformations résultant de ces moments doivent vérifier les conditions de compatibilité de déformation au niveau de chaque plancher. Si ces conditions ne sont pas vérifiées, il en résulte une transmission de réactions verticales au niveau de chaque plancher et une redistribution des charges entre les divers refends.

Distribution des efforts dus à la sollicitation verticale.

M. V. Dandovici a étudié l'effet des charges verticales sur les refends à une série d'ouvertures. Il s'agit de charges permanentes et utiles excentrées, appliquées sur les refends. Le transport de ces charges de leurs points d'application jusqu'aux fondations s'effectue avec l'intervention des linteaux, soumis, de ce fait aux efforts π . De plus la redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments M_1 et M_2 , ainsi que des efforts axiaux N_1 et N_2 .



Notations

des notations indiquées dans le paragraphe du seismic horizontal sont conservées en outre on utilise :

V_1 : charge verticale due à un étage pour l'élément (1)

V_2 : " " " " " " " (2)

e_1, e_2 : excentricités respectives de V_1 et V_2 , positives quand ces efforts font tourner les sections correspondantes dans le sens des aiguilles d'une montre.

Hypothèses de Calcul :

1) évaluation de w et α

2) Étude des linteaux (calcul effectué pour chaque linteau).

a) calculer la valeur.

$$K = \frac{m}{I} \left[V_2 \left(-e_2 + \frac{I_1 + I_2}{2c} \frac{1}{n_2} \right) - V_1 \left(\frac{I_1 + I_2}{2c} \frac{1}{n_1} + e_1 \right) \right]$$

b) établir : $\frac{I}{\xi} = \frac{I}{\xi}$

c) avec α et ξ trouver la valeur Δ sur une figure dans Diver (B. 29)

d) calculer l'effort tranchant à l'encastrement du linteau $\Pi = K \Delta$

3) Étude des éléments de refend.

a) avec α et ξ trouver la valeur de Γ suivant la figure B 30

b) Calculer les moments dans les éléments de refend (provoqués évidemment, uniquement par les charges verticales)

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots} \cdot \frac{\xi}{h} \cdot [(1-\xi)(V_1 e_1 + V_2 e_2) - 2Kc \Gamma]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\xi}{h} \cdot [(1-\xi)(V_1 e_1 + V_2 e_2) - 2Kc \Gamma]$$

c) Calculer les forces axiales dans les éléments de refend.

$$N_i = \frac{\Sigma}{3} \left[-V_i (1-\Sigma) + K \Gamma \right]$$

4) Vérification :

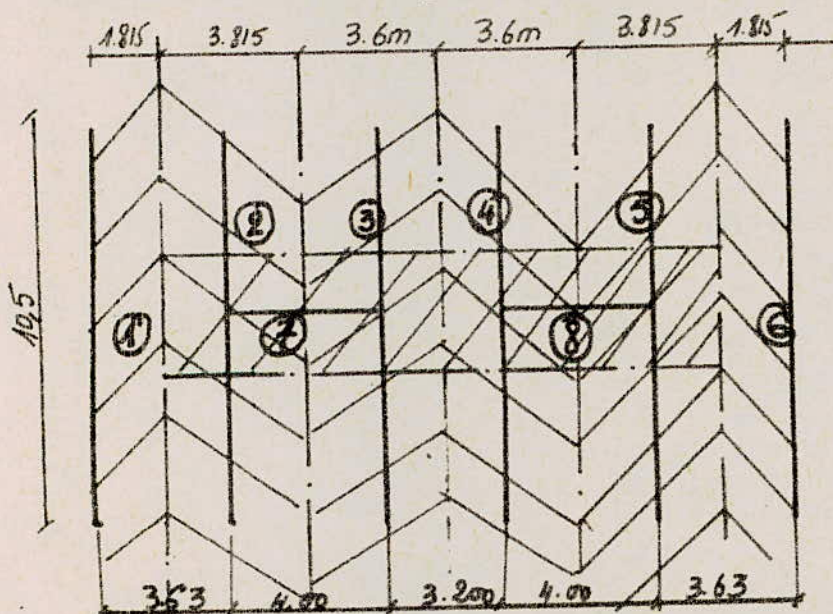
Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur.

$$N_1 + N_2 + \dots = \Sigma V_1 + \Sigma V_2 + \dots$$

ou N_1 et N_2, \dots ont les valeurs calculées à la base du refend.

ΣV_i est la somme des charges verticales extérieures appliquées au refend.

Détermination des surfaces revenant à chaque refend.



Refends	1	2	3	4	5	6	7-8
S (m ²)	19,0575	49,05	37,8	37,8	49,05	19,05	11,864

$$\Sigma S = 195,39 \text{ m}^2$$

Répartition des forces verticales d'années (tonnes)

Voies niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
6	2,12	4,29	4,04	4,04	4,29	2,12	1,27	1,27
5	1,9	3,85	3,61	3,61	3,83	1,9	1,14	1,14
4	1,51	3,04	2,86	2,86	3,04	1,51	0,9	0,9
3	1,12	2,25	2,12	2,12	2,25	1,12	0,67	0,67
2	0,729	1,46	1,38	1,38	1,46	0,729	0,44	0,44
1	0,35	0,7	0,66	0,66	0,7	0,35	0,21	0,21

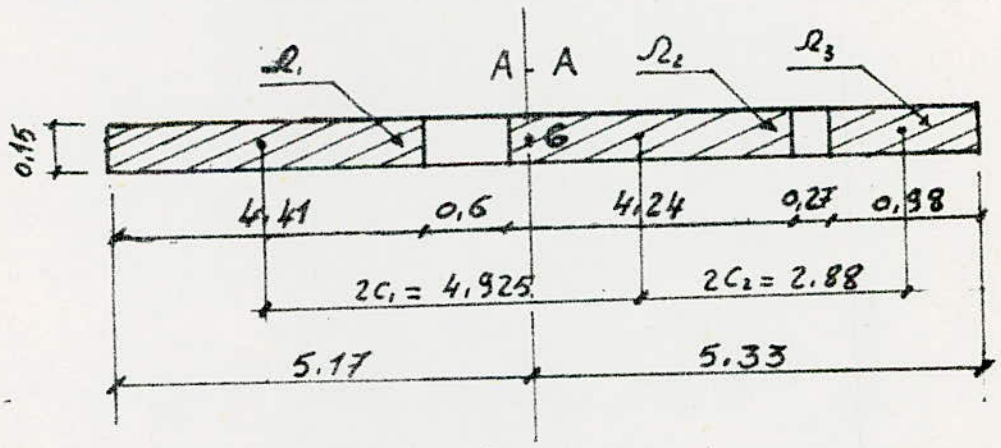
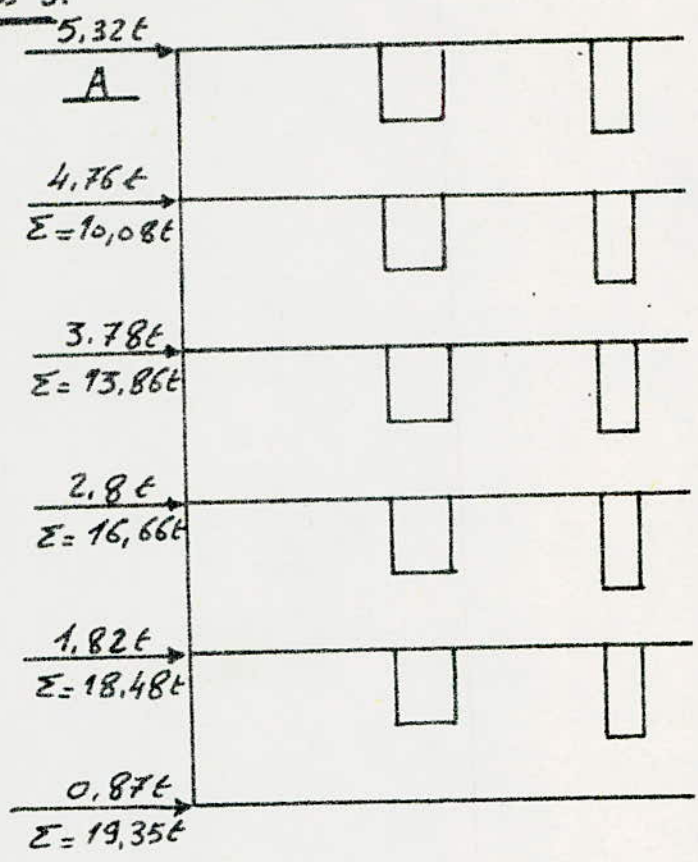
ETUDE DES REFENDS

Referat 1 et 6 étude sous SI

$d = 82,6$
 $m_1 = 1,959 m^3$
 $m_2 = 0,7117 m^3$
 $I = 13,738 m^4$
 $2c_1 = 4,925 m$
 $2c_2 = 2,88 m$

Coefficient d'ouverture
 $\alpha\% = 3,3\%$

$H_0 = 19,35 t$
 $2a_1 = 0,60 m$
 $2a_2 = 0,27 m$



$\Omega_1 = 0,15 \times 4,41 = 0,6615 m^3$
 $\Omega_2 = 0,15 \times 4,24 = 0,636 m^3$
 $\Omega_3 = 0,15 \times 0,98 = 0,147 m^3$

Détermination des efforts sous l'effet du SI

Effort tranchant dans les linteaux et moment d'encastrement.

$$\pi_i = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot h_i}{I} \cdot (1 - \xi^2) \quad ; \quad M_i = \pi_i \cdot a_i$$

niveaux	f	$1-f^2$	π_1 (t)	π_2 (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_{ext} (t.m)
6	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,80	0,36	2,88	1,04	0,86	0,14	15,43
4	0,60	0,64	5,12	1,86	1,53	0,25	44,66
3	0,40	0,84	6,72	2,44	2,01	0,33	84,85
2	0,20	0,96	7,68	2,79	2,30	0,38	133,17
1	0,00	1,00	8,00	2,90	2,40	0,39	186,76

Efforts normaux dans les trumeaux

niveaux	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)
6	0,00	0,00	0,00
5	2,88	-1,84	-1,04
4	8,00	-5,10	-2,90
3	14,82	-9,38	-5,34
2	22,40	-14,27	-8,13
1	30,40	-19,37	-11,03

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = - \sum \pi_2$$

Vérification

$$\begin{aligned} M_{ext} &= N_1 (2C_1 + 2C_2) + N_2 (2C_2) \\ &= 30,40 (4,925 + 2,88) + 2,88 \cdot (-19,37) \\ &= 182 \text{ t.m} \end{aligned}$$

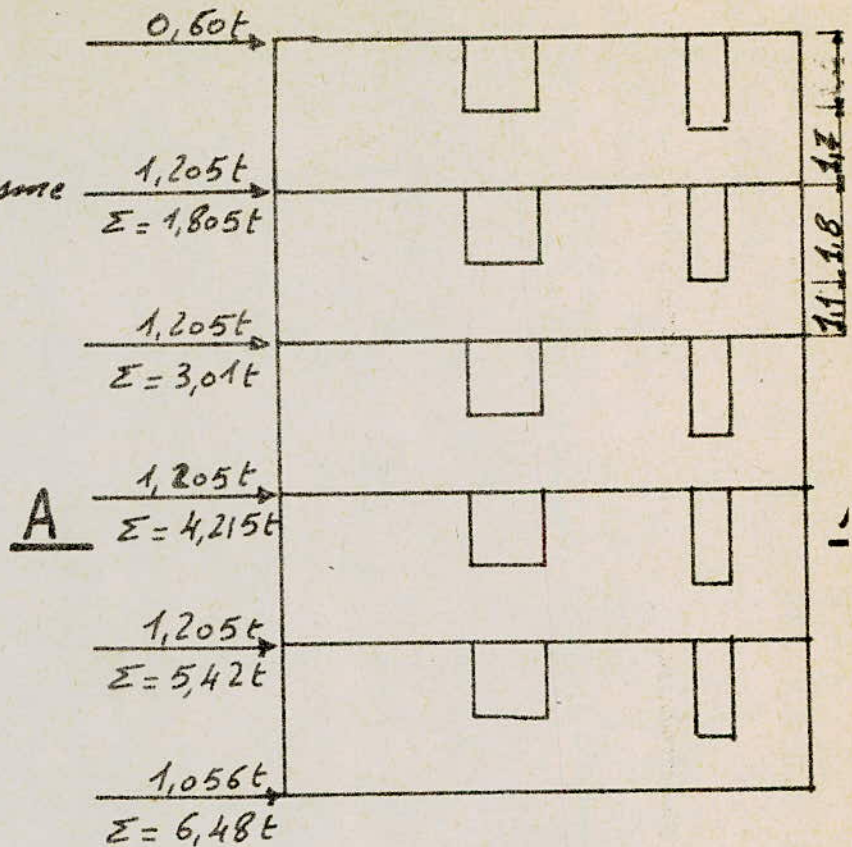
$$M_{ext} = 186,76 \text{ t.m}$$

$S = 2,5\%$ erreur acceptable.

Etude au Vent Refond 1 et 6

Coupe A-A

Pour étude de séisme



Détermination des efforts sous l'effet du V

Efforts tranchants et moments d'encastrement des linteaux

$$\pi_i = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot h}{I} (1 - \xi)$$

mi	ξ	$1 - \xi$	π_1 (t)	π_2 (t)	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_{ext} (t.m)
6	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,80	0,20	0,53	0,19	0,159	0,026	1,740
4	0,60	0,40	1,07	0,39	0,321	0,053	6,970
3	0,40	0,60	1,60	0,58	0,480	0,078	15,700
2	0,20	0,80	2,15	0,78	0,645	0,105	27,927
1	0,00	1,00	2,68	0,98	0,804	0,108	43,645

Efforts normaux dans les trumeaux

niveau	N_1 (t)	N_2 (t)	N_3 (t)
6	0,00	0,00	0,00
5	0,53	-0,34	-0,19
4	1,60	-1,02	-0,58
3	3,20	-2,04	-1,16
2	5,35	-3,41	-1,94
1	8,03	-5,11	-2,92

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = - \sum \pi_2$$

Vérification

$$M_{ext} = N_1 \cdot (2C_1 + 2C_2) + N_2 \cdot (2C_2)$$

$$M_{ext} = 46,98 \text{ t.m}$$

$$= 8,03 \times (4,925 + 2,88) - 5,11 \times 2,88 = 47,95 \text{ t.m}$$

$$\delta = \frac{47,95 - 46,98}{47,95} = 2\% \quad \text{Vérifié}$$

Etude sous le séisme vertical $\uparrow \downarrow$

Les forces dues au séisme vertical sont calculées plus haut, rappelons que F (la force agissant à chaque niveau)

niveau	6	5	4	3	2	1
F_i (t)	2,12	1,90	1,51	1,12	0,73	0,35

Repartition des forces et calcul des efforts normaux dans les trumeaux

* Les efforts normaux seront à chaque niveau le cumul des F situées au dessus du niveau considéré

$$F_i = F_n \frac{l_i}{l} \quad \text{avec } l_i = \text{longueur de l'élément } i$$

$$l = \text{longueur du refend sans ouvertures}$$

niveau	Elément ①		Elément ②		Elément ③	
	F _i	N _i	F _i	N _i	F _i	N _i
5	0,97	0,97	0,93	0,93	0,22	0,22
4	0,87	1,84	0,84	1,77	0,20	0,42
3	0,70	2,54	0,66	2,43	0,16	0,58
2	0,51	3,05	0,50	2,93	0,12	0,72
1	0,33	3,38	0,32	3,25	0,07	0,77
0	0,16	3,54	0,16	3,41	0,04	0,81

Etude sous la charge permanente G

nous rappelons que le poids propre du refend = 10,96t
 et la surface du plancher relevant sur ce refend = 19,0575 m²

poids du plancher

niveau terrasse : 0,72 t/m²

niveau type : 0,60 t/m²

d'où la charge par niveau

niveau terrasse:

poids du refend = 10,96t
 plancher = 19,0575 × 0,72 = 13,73t
 murs = 1,69t

total = 26,38t

niveau type :

poids du refend : 10,96t
 plancher : 19,0575 × 0,60 = 11,44t
 murs : 1,69t

total = 24,09t

le calcul se fait de la même manière que le séisme vertical
 d'où le tableau ci-dessous

Repartition des forces et calcul des efforts normaux:

niveau	Element ①		Element ②		Element ③	
	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)
5	12,02	12,02	11,56	11,56	2,67	2,67
4	10,98	23,00	10,56	22,12	2,45	5,12
3	10,98	33,98	10,56	32,68	2,45	7,57
2	10,98	44,96	10,56	43,24	2,45	10,02
1	10,98	55,94	10,56	53,80	2,45	12,47
0	10,98	66,92	10,56	64,36	2,45	14,92

Etude sous la surcharge d'exploitation P

niveau terrasse : $0,1 \times 19,0575 = 1,91t$

niveau type : $0,175 \times 19,0575 = 3,34t$

Repartition des forces et calcul des efforts normaux

niveau	Element ①		Element ②		Element ③	
	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)
5	0,88	0,88	0,84	0,84	0,20	0,20
4	1,53	2,41	1,47	2,31	0,34	0,54
3	1,53	3,94	1,47	3,78	0,34	0,88
2	1,53	5,47	1,47	5,25	0,34	1,22
1	1,53	7,00	1,47	6,72	0,34	1,56
0	1,53	8,53	1,47	8,19	0,34	1,90

Calcul des contraintes

sous l'effet de seisme horizontal la contrainte est donnée par l'expression $\sigma_1 = \frac{M}{W_1}$

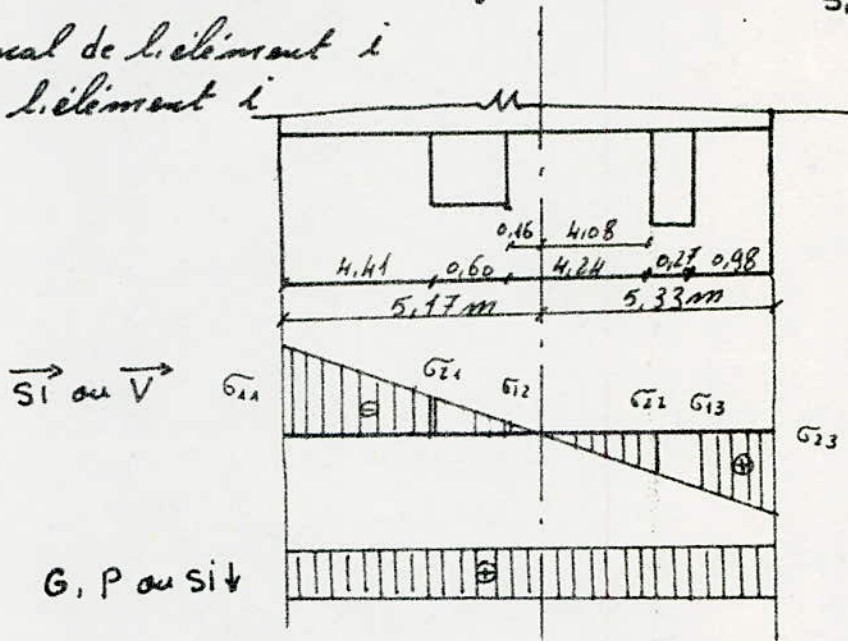
$\sigma_2 = \frac{M}{W_2}$ avec M: moment extérieur à chaque niveau

$W_i = \frac{I}{V_i}$

sous G, P et si ↓ la contrainte est rectangulaire $\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N_i}{S_i}$

N_i : effort normal de l'élément i

S_i : surface de l'élément i



en considérant les triangles semblables on aura:

$\frac{\sigma_{21}}{\sigma_{11}} = \frac{5.17 - 4.41}{5.17} = 0.147$

$\sigma_{12} = \frac{0.16}{5.17} \sigma_{11} = 0.031 \sigma_{11}$

$\sigma_{22} = \frac{4.108}{5.33} \sigma_{23} = 0.766 \sigma_{23}$

$\sigma_{13} = \frac{5.33 - 0.98}{5.33} \sigma_{23} = 0.816 \sigma_{23}$

$\sigma_{23} = \frac{M_{ext.}}{W}$

sous \overleftrightarrow{SI} et \overleftrightarrow{V}

d'où les tableaux ci-dessous:

Niveau	ST			V						G	P	SIV		
	Element 1		Element 2		Element 3		Element 4		Element 5					
	G ₁₁	G ₁₂	G ₂₂	G ₁₃	G ₂₃	G ₁₁	G ₂₁	G ₁₂	G ₂₂				G ₁₃	G ₂₃
5	5,80	-0,86	4,60	4,88	6,00	-0,66	-0,10	-0,02	0,51	0,55	0,67	18,17	1,33	1,47
4	-15,79	-2,47	13,26	14,12	17,31	-2,62	-0,39	-0,08	2,07	2,20	2,70	34,77	3,65	2,78
3	-31,90	-4,69	25,20	26,84	32,89	-5,90	-0,87	-0,18	4,67	5,00	6,09	51,37	5,96	3,82
2	-50,10	-7,36	39,50	42,12	51,62	-10,50	-1,55	-0,33	8,29	8,85	10,83	67,97	8,27	4,59
1	-70,21	-10,32	55,45	59,10	72,40	-16,4	-2,40	-0,50	12,96	13,80	16,92	84,57	10,58	5,10
0	-88,69	-13,04	70,10	74,70	91,5	-22,40	-3,33	-0,70	17,85	19,00	23,30	104,20	12,9	5,36

en plus des combinaisons citées en C.C.B.A.68 on fait la combinaison sous la charge minimale $G + P/5 + SIV + \overleftarrow{SIV}$

donc les trois tableaux des contraintes de ces trois éléments. Voir après la

combinaisons à chaque niveau de tous les cas possibles

1^{er} genre $\begin{cases} G + 1,2P \\ G + P + \overrightarrow{V} \\ G + P + \overrightarrow{V} \end{cases}$ second genre $\begin{cases} G + P + SIV + \overrightarrow{SIV} \\ G + P + SIV + \overrightarrow{SIV} \\ G + 1,5P + 1,5\overrightarrow{V} \\ G + 1,5P + 1,5\overrightarrow{V} \end{cases}$ et $\begin{cases} G + P/5 + SIV + \overrightarrow{SIV} \\ G + P/5 + SIV + \overleftarrow{SIV} \end{cases}$

		Element 1									
		premier genre					second genre				
niveau		G+2P		G+P+V		G+P+V		G+P+V		G+P+V	
		G ₁	G ₂	G ₁	G ₂	G ₁	G ₂	G ₁	G ₂	G ₁	G ₂
0		116,70	97,30	77,90	58,53	39,15	19,77	19,77	19,77	19,77	19,77
1		116,70	97,30	77,90	58,53	39,15	19,77	19,77	19,77	19,77	19,77
2		110,8	92,75	74,70	56,50	38,03	19,40	19,40	19,40	19,40	19,40
3		91,5	78,75	65,74	51,43	35,80	18,84	18,84	18,84	18,84	18,84
4		85,40	71,3	57,67	44,00	30,25	16,40	16,40	16,40	16,40	16,40
5		208,2	170,50	130,93	93,05	58,00	26,77	26,77	26,77	26,77	26,77
		137,50	110,60	88,19	65,84	43,67	21,83	21,83	21,83	21,83	21,83
		187,11	151,80	115,20	80,65	49,51	22,77	22,77	22,77	22,77	22,77
		111,46	91,9	72,39	53,44	35,19	17,82	17,82	17,82	17,82	17,82
		86,65	75,84	64,63	51,46	36,30	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
		115,56	96,84	78,05	59,00	39,66	20,01	20,01	20,01	20,01	20,01
		154,45	125,04	96,13	69,16	44,18	21,45	21,45	21,45	21,45	21,45
		125,55	104,04	82,70	61,62	40,83	20,30	20,30	20,30	20,30	20,30

niveau	Premier genre		Second genre															
	$G+1,2 P$	$G+P+V$	$G+P+V$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$	$G+P+sib$				
0	116,70	133,10	137,40	159,35	172,65	194,16	210,96	44,76	27,96	173,12	189,92	23,72	6,92	149,05	155,50	92,05	85,6	
1	97,30	108,95	112,07	122,95	132,45	159,35	172,65	41,15	27,85	140,68	153,98	22,48	9,18	121,14	125,82	79,74	75,04	
2	77,90	85,09	87,07	87,99	94,04	87,99	94,04	38,71	29,21	107,17	116,67	22,93	13,43	94,26	97,23	67,70	64,74	
3	58,53	62,33	63,42	67,99	74,04	67,99	74,04	34,31	28,26	75,54	81,59	21,86	15,81	67,81	69,15	52,81	51,18	
4	39,15	40,62	41,12	55,32	58,51	55,32	58,51	27,08	24,08	46,84	50,03	18,60	15,41	43,53	44,28	36,93	36,18	
5	19,77	20,05	20,17	25,82	26,97	25,82	26,97	16,09	14,97	21,85	22,97	12,09	10,97	20,99	21,16	19,84	19,16	
	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2	G_1	G_2

Element ③

Second genre

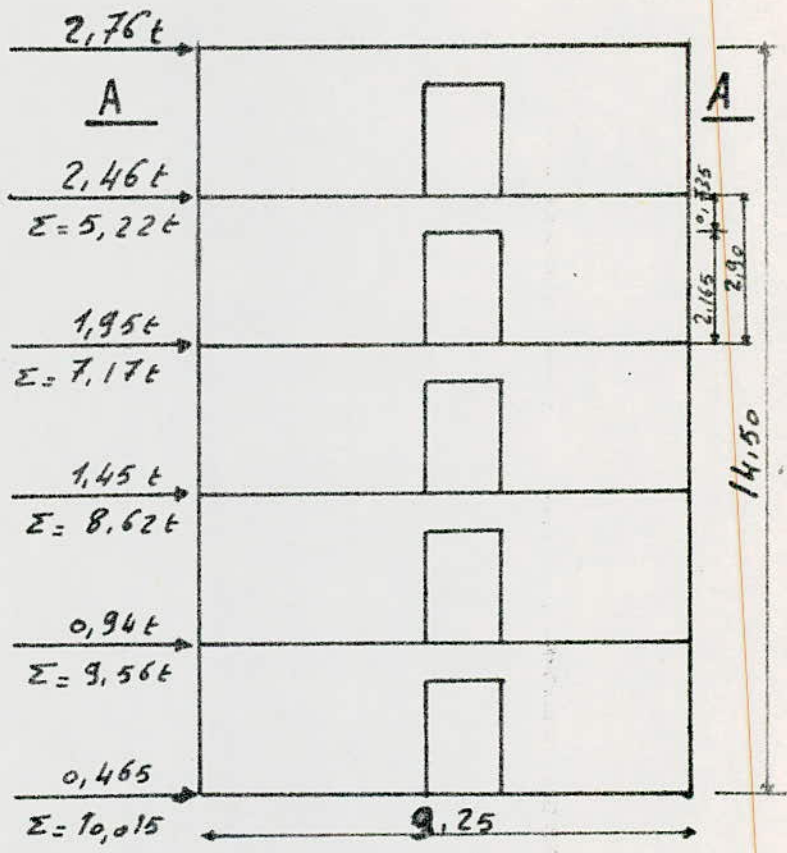
Premier genre

Refend 2 et 5

Cas de \vec{S}_I

$\alpha = 8,3$
 le refend est considéré
 comme à moyenne file
 d'ouverture

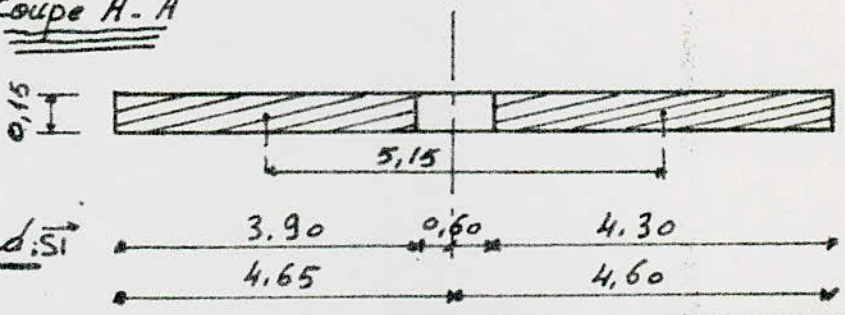
- $m = 1,5799 \text{ m}^3$
- $I_1 = 0,7415 \text{ m}^4$
- $I_2 = 0,9938 \text{ m}^4$
- $I = 9,877 \text{ m}^4$
- $2C = 5,15 \text{ m}$
- $Z = 14,5 \text{ m}$
- $H_0 = 10,015 \text{ t}$
- $\Omega_1 = 0,585 \text{ m}^2$
- $\Omega_2 = 0,645 \text{ m}^2$
- $W_1 = 0,38025 \text{ m}^3$
- $W_2 = 0,46625 \text{ m}^3$



Coupe A-A

$M_{\text{base}} = 96,65 + 10,015 \cdot 2,54 = 122,08 \text{ t.m}$

$M_{\text{base}} = 122,08 \text{ t.m}$



Effort dans le Refend: \vec{S}_I

N°	f	ϕ	ψ	$\frac{2-3f+f^3}{3}$	$\frac{2m.c \psi}{I}$	$\frac{2-3f+f^3}{3} \frac{2m.c \psi}{I}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	Π (t)
6	1	0,225	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	1,0458
5	0,80	0,375	0,060	0,0373	0,0494	-0,0121	-0,750	-1,006	1,7430
4	0,60	0,625	0,155	0,1386	0,1277	0,0109	0,676	0,906	2,905
3	0,40	0,762	0,285	0,2880	0,2349	0,0531	3,295	4,416	3,542
2	0,20	0,725	0,415	0,4693	0,3420	0,1273	7,900	10,587	3,370
1	0,00	0,000	0,550	0,6600	0,4533	0,2133	13,235	17,740	0,000

Effort normal dans le tronc et moments dans les linteaux

$N_i = \sum \pi_i$; $M_i = \pi_i \cdot a$

niveaux	π_i	N_i	M_i
6	1,045	1,045	0,55
5	1,743	2,788	0,91
4	2,905	5,693	1,52
3	3,542	9,235	1,86
2	3,370	12,60	1,77
1	0,000	12,60	0,00

Vérification

$M_{ex} = M_1 + M_2 + 2NC$

$M_{ex} = \sum F_i \cdot z_i = 2,76 \times 14,15 + 2,46 \times 11,6 + 1,95 \times 8,7 + 1,45 \times 5,8 + 0,94 \times 2,9 = 96,65$

moment de calcul:

$M_1 + M_2 + 2NC = 13,235 + 17,74 + 12,60 \times 58 \times 5,15 = 95,89 \text{ t.m}$

$\delta = \frac{96,65 - 95,89}{96,65} = 1,2\% \text{ vérifié}$

Etude au Vent:

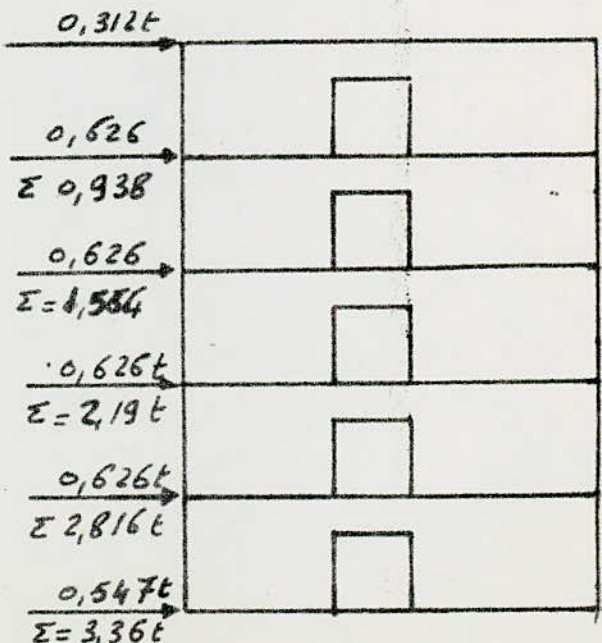
on applique la méthode du M^E DIVER

$\Rightarrow \pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot h \cdot \phi}{I}$

$M_i = \frac{I_i}{I_0} H_0 Z \left(\frac{(1-\phi)^2}{2} - \frac{2mc \psi}{I} \right)$

avec $I_0 = \sum I_i$

$H_0 = 3,36 \text{ t}$



Efforts dans le referend: \vec{V}

N°	f	ϕ	ψ	$\frac{(1-f)^2}{2}$	$2Cm\psi$	$\frac{(1-f)^2 - 2Cm\psi}{I}$	$M_2 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$\pi (t)$
6	1,0	0,225	0,000	0,00	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,351
5	0,8	0,375	0,060	0,02	0,0494	-0,0294	-0,612	-0,820	0,585
4	0,60	0,625	0,155	0,08	0,1277	-0,0477	-0,993	-1,311	0,975
3	0,40	0,762	0,285	0,18	0,2349	-0,0549	-1,140	-1,532	1,189
2	0,20	0,725	0,415	0,32	0,3420	-0,0220	-0,450	-0,610	1,130
1	0,0	0,000	0,550	0,50	0,4533	0,0467	0,970	1,303	0,000

Efforts normaux dans les trumeaux et moments dans les linteaux

N°	$\pi_i (t)$	$N_i (t)$	$M_i (t.m)$
6	0,351	0,351	0,184
5	0,585	0,936	0,307
4	0,975	1,911	0,512
3	1,189	3,100	0,624
2	1,130	4,230	0,590
1	0,000	4,230	0,000

$N_i = \sum \pi_i$
 $M_i = \pi_i \times a_i$

Vérification

$M_1 + M_2 + 2NC = 0,97 + 1,303 + 4,23 \cdot 5,15 = 24,05 t.m$

$M_{ex} = 24,36 t.m$

$\delta = 1\%$ Vérifié

Etude sous le seisme vertical s11

Les forces dues au seisme vertical sont calculées avant: nous rappelons

niveaux	6	5	4	3	2	1
$F_{i(s1t)}$	4,29	3,83	3,04	2,25	1,46	0,70

Repartition des forces et calcul des efforts normaux des trumeaux

$$F_i = F \cdot \frac{l_i}{l} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} l_1 = 3,90 \text{ m} \\ l_2 = 4,30 \text{ m} \\ l_3 = 0,45 \text{ m} \\ l = \sum l_i = 8,65 \text{ m} \end{array} \quad \begin{array}{l} \Omega_1 = 0,585 \text{ m}^2 \\ \Omega_2 = 0,645 \text{ m}^2 \\ \Omega_3 = 0,0675 \text{ m}^2 \end{array}$$

$$N_i = \sum F_j \quad \text{du niveau considéré}$$

niveaux	Element ①		Element ②		Element ③	
	$F_i (t)$	$N_i (t)$	$F_i (t)$	$N_i (t)$	$F_i (t)$	$N_i (t)$
5	1,94	1,94	2,13	2,13	0,220	0,220
4	1,73	3,68	1,90	4,02	0,200	0,420
3	1,37	5,05	1,51	5,53	0,160	0,580
2	1,02	6,07	1,12	6,65	0,117	0,697
1	0,66	6,73	0,73	7,38	0,076	0,773
0	0,32	7,05	0,35	7,73	0,036	0,809

Etude sous la charge permanente G

Le poids propre du refend = 10,96t et la surface du glacis refendant sur ce refend = 40,05 m²

Poids pour chaque niveau: - niveau terrasse: refend = 10,96t
glacis = 28,83t
mur = 1,69t
total = 41,48t

niveau type: Refend = 10,96t
 plancher = 24,03t
 murs = 1,69t
 total = 36,68t

Le calcul se fait de la même façon que le sisme vertical.

niveaux	Element ①		Element ②		Element ③	
	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)
5	18,70	18,70	20,60	20,60	2,15	2,15
4	16,53	35,23	18,23	38,83	1,90	4,05
3	16,53	51,76	18,23	57,06	1,90	5,95
2	16,53	68,29	18,23	75,29	1,90	7,85
1	16,53	84,82	18,23	93,52	1,90	9,75
0	16,53	101,35	18,23	111,75	1,90	11,65

Etude sous la surcharge d'exploitation P

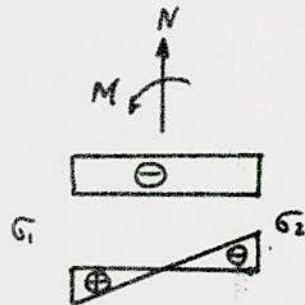
niveaux	Element ①		Element ②		Element ③	
	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)	F_i (t)	N_i (t)
5	1,80	1,80	1,98	1,98	0,20	0,20
4	3,15	4,95	3,47	5,45	0,36	0,56
3	3,15	8,10	3,47	8,92	0,36	0,92
2	3,15	11,25	3,47	12,39	0,36	1,28
1	3,15	14,40	3,47	15,86	0,36	1,64
0	3,15	17,55	3,47	19,33	0,36	2,00

(72)

Determination des contraintes sous \vec{S}_1 et \vec{V}

si $N =$ effort de traction $\rightarrow N < 0$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= -\frac{N}{S} + \frac{M}{W} \\ \sigma_2 &= -\frac{N}{S} - \frac{M}{W} \end{aligned} \right\} \text{si } M < 0$$



$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= -\frac{N}{S} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 &= -\frac{N}{S} + \frac{M}{W} \end{aligned} \right\} M > 0$$



si $N =$ effort de compression

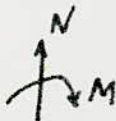
$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W}$$



$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W}$$



on rappelle :

$$\Omega_1 = 0,585 \text{ m}^2$$

$$W_1 = 0,38025 \text{ m}^3$$

$$\Omega_2 = 0,645 \text{ m}^2$$

$$W_2 = 0,46625 \text{ m}^3$$

$$\Omega_3 = 0,0675 \text{ m}^2$$

* sous l'effet de charge permanente, surcharge d'exploitation et séisme vertical $\sigma_1 = \sigma_2$ (diagramme rectangulaire)

d'où le tableau de contraintes (voir plus loin).

niveau	\vec{S}		\vec{V}				G	P	sit		
	Element ①		Element ②		Element ③					Element ④	
	σ_{11}	σ_{21}	σ_{12}	σ_{22}	σ_{11}	σ_{21}				σ_{12}	σ_{22}
5	-1,78	-1,78	1,62	1,62	0,60	0,60	0,54	0,54	31,96	3,07	3,31
4	-6,72	-2,7	2,15	6,46	9,4.10 ⁻³	3,20	3,2	-0,3	60,22	8,46	6,29
3	-11,50	-7,94	6,878	10,76	-0,66	5,60	5,77	0,15	88,47	13,80	8,63
2	-24,44	-7,11	4,838	23,78	-2,30	8,29	8,09	1,52	116,70	19,23	10,37
1	-42,3	-0,76	-3,17	42,24	-6,04	8,41	7,86	5,24	144,90	24,60	11,50
0	-56,34	13,26	-18,50	57,58	-9,78	-4,6	3,76	9,35	173,20	29,90	12,05

tous les elements

voir tableaux de combinaisons ci dessous.

Element A

niveau	premier genre				second genre			
	$G+12P$	$G+P+\bar{V}$	$G+P+\bar{V}$	$G+P+\bar{V}$	$G+\frac{P}{5}+s\bar{V}$	$G+\frac{P}{5}+s\bar{V}$	$G+\frac{P}{5}+s\bar{V}$	$G+\frac{P}{5}+s\bar{V}$
0	209,08	174,42	139,80	105,03	70,37	35,64	209,08	174,42
1	193,30	163,46	133,63	101,60	68,68	35,63	203,30	172,70
2	207,70	177,90	144,20	108,07	71,88	35,63	203,30	172,70
3	212,80	175,50	138,20	102,90	68,67	34,49	183,8	139,0
4	207,7	161,0	127,6	99,07	65,48	34,49	223,4	180,60
5	158,8	138,7	121,90	99,40	68,25	36,56	180,30	137,50
6	194,20	180,20	139,92	102,90	72,20	36,56	160,30	137,50
7	221,49	223,20	170,20	122,40	81,69	40,12	110,70	96,02
8	201,8	181,76	152,9	118,84	77,6	40,12	110,70	96,02
9	110,70	96,02	85,70	71,0	48,90	27,84	180,30	137,50
10	180,30	137,50	103,06	74,6	52,9	27,84	160,60	134,50
11	223,4	180,60	134,50	94,10	62,30	31,04	223,4	180,60
12	183,8	139,0	117,28	90,54	58,32	31,04	183,8	139,0
13	203,30	172,70	137,10	108,40	72,90	37,4	203,30	172,70
14	211,10	194,40	153,05	117,8	77,10	37,4	211,10	194,40
15	232,7	190,80	144,00	110,10	72,80	35,60	232,7	190,80
16	224,9	169,1	128,10	100,40	68,11	35,6	224,9	169,1

Element 3

et element ne travaille que sous l'effet de:
- Poids propre (charge permanente)
- surcharge
- seisme Vertical.

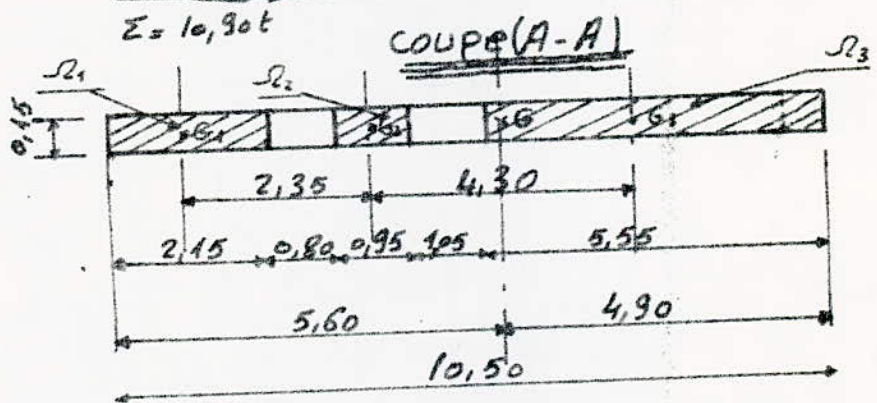
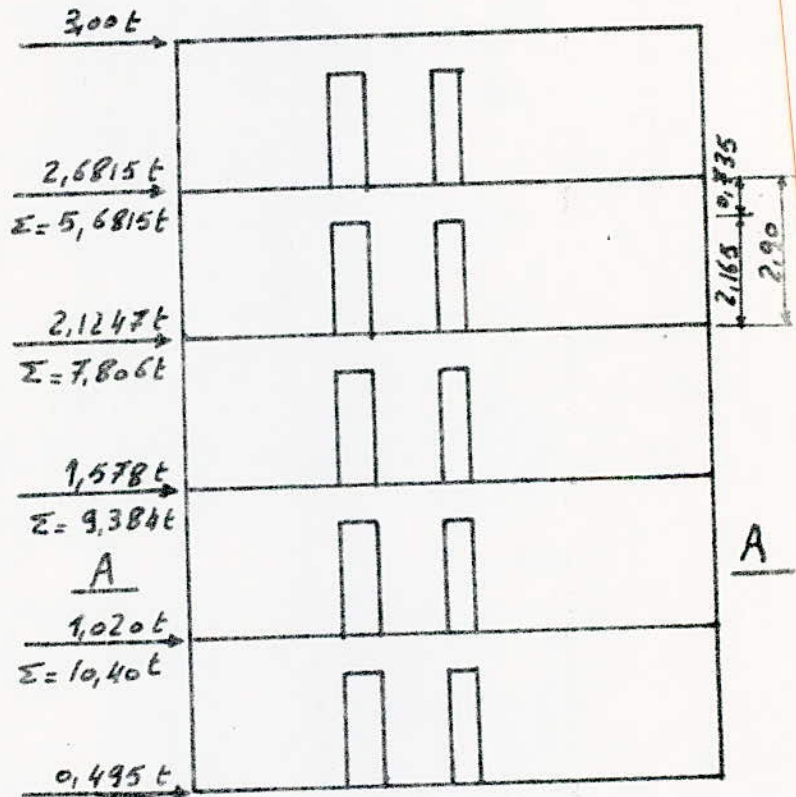
Element 3

N°	G + 1,2P		G + P + Si ↓		G + P/5 + Si ↑	
	G ₁	G ₂	G ₁	G ₂	G ₁	G ₂ t/m
5	35,64	35,64	38,34	38,34	29,20	29,20
4	70,37	70,37	74,90	74,90	55,60	55,60
3	105,03	105,03	110,90	110,90	82,60	82,60
2	139,80	139,80	146,3	146,3	110,10	110,10
1	174,42	174,42	181,00	181,00	138,30	138,30
0	209,08	209,08	<u>215,50</u>	<u>215,50</u>	167,10	167,10

Refond 3 et 4

Etude sous \vec{S}_1

- $d = 7,06$
- Coefficient d'ouvertures $\alpha\% = 13\%$ donc
- C'est un refond à petites files d'ouvertures
- $m_1 = 1,45 \text{ m}^3$
- $m_2 = 1,759 \text{ m}^3$
- $2C_1 = 2,35 \text{ m}$
- $2C_2 = 4,30 \text{ m}$
- $I_1 = 0,124 \text{ m}^4$
- $I_2 = 0,0907 \text{ m}^4$
- $I_3 = 2,137 \text{ m}^4$
- $I_0 = \Sigma I = 2,27 \text{ m}^4$
- $I = 13,24 \text{ m}^4$
- $i_1 = i_2 = 4,96 \cdot 10^{-3}$
- $a_1 = 0,4 \text{ m}$
- $a_2 = 0,525 \text{ m}$
- $\Rightarrow a_1^3 = 0,064 \text{ m}^3$
- $a_2^3 = 0,1447 \text{ m}^3$
- $l_1 = 2,15 \text{ m}$
- $l_2 = 0,95 \text{ m}$
- $l_3 = 5,55 \text{ m}$
- $\Omega_1 = 0,3225 \text{ m}^2$
- $\Omega_2 = 0,1425 \text{ m}^2$
- $\Omega_3 = 0,8325 \text{ m}^2$
- $H_0 = 10,90 \text{ t}$



Détermination des efforts dans les trumeaux; linteaux

La valeur de l'effort tranchant Π est la valeur moyenne donnée par les deux méthodes (voir la partie théorique)

$$\Pi'_i = H_0 \cdot \frac{h_i \cdot C_i}{2a_i^3 \Sigma \frac{h_i \cdot C_i^2}{a_i^3}} \quad \text{et} \quad \Pi''_i = H_0 \cdot \frac{m_i \cdot h_i}{I} (1 - \xi^2) \Rightarrow \Pi = \frac{\Pi'_i + \Pi''_i}{2}$$

Determination de π_i' et π_i''

niveaux	f	ϕ	ψ	$(1-f^2)$	π_1'	π_2'	π_1''	π_2''
6	1,0	0,25	0,00	0,00	1,36	1,09	0,00	0,00
5	0,80	0,375	0,065	0,36	2,03	1,64	1,246	1,521
4	0,60	0,625	0,16	0,64	3,39	2,74	2,215	2,690
3	0,40	0,743	0,30	0,84	4,03	3,26	2,907	3,530
2	0,20	0,725	0,44	0,16	3,93	3,18	3,323	4,033
1	0,00	0,000	0,53	0,00	0,00	0,00	3,461	4,199

tableau des efforts tranchants et moments dans les trumeaux

niveaux	$\frac{2-3f+f^3}{3}$	$\frac{2-3f+f^3}{3} \cdot \psi$	M_1	M_2	M_3	π_1	π_2
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,680	0,545
5	0,0373	-0,0308	-0,266	-0,023	-4,582	1,638	1,570
4	0,1386	-0,0214	-0,180	-0,016	-3,180	2,800	2,715
3	0,2880	-0,0120	-0,103	-0,009	-1,78	3,470	3,395
2	0,4693	0,0293	-0,250	0,022	4,360	3,626	3,600
1	0,660	0,1300	1,12	0,096	19,34	1,740	2,099

Verification

$$M_1 + M_2 + M_3 + N_1(2C_1 + 2C_2) + N_2 \cdot 2C_2 = M_{ext}$$

$$M_{ext} = 10,9 \cdot \frac{2}{3} \cdot 14,5 = 105,2 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment de calcul: } 1,12 + 0,096 + 19,34 + (-0,026 \cdot 4,3) + 13,95(2,35 + 4,3) = 113,2 \text{ t.m}$$

$$S = \frac{113,2 - 105,2}{113,2} = 7\% \text{ erreur acceptable dans le sens de securite.}$$

Efforts normaux dans les trumeaux et moments de les linteaux

Niveaux	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2
6	0,680	0,545	0,680	-0,130	-0,545	0,270	0,286
5	1,640	1,570	2,320	-0,20	-2,115	0,650	0,824
4	2,800	2,715	5,120	-0,29	-4,830	1,120	1,425
3	3,470	3,3915	8,590	-0,36	-8,230	1,390	1,780
2	3,620	3,600	12,210	-0,38	-11,820	1,450	1,890
1	1,740	2,100	13,950	-0,026	-13,920	0,690	1,100

Etude au vent \vec{V}

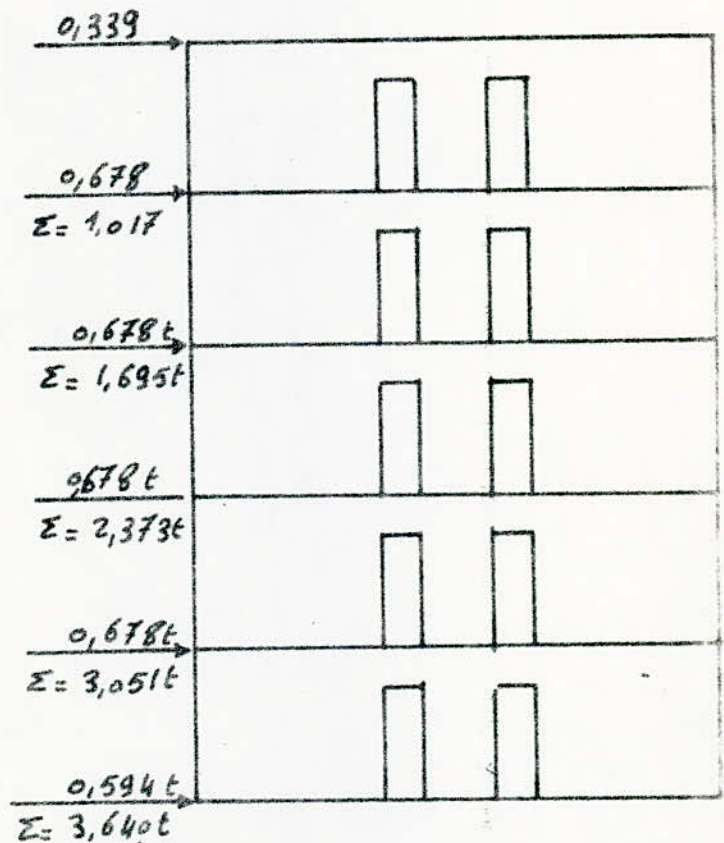
Voir les caractéristiques
lors de l'étude sismique.

$$H_0 = 3,64 \text{ t}$$

Le vent agit uniformément
sur le bâtiment, donc
on utilise les formules
données par M^{rs} DIVER:

$$\pi_i = H_0 \cdot \frac{h_i \cdot C_i}{2 a_i^3 \sum \frac{C_i \cdot C_i^2}{a_i^3}} \cdot \phi$$

$$\pi_i'' = H_0 \frac{m_i \cdot h_i}{I} \left(1 - \frac{z}{H}\right)$$



Détermination de π_i' et π_i''

niveau	f	ϕ	ψ	$1-f$	π_1'	π_2'	π_1''	π_2''
6	1,0	0,250	0,000	0,0	0,00	0,00	0,455	0,06
5	0,8	0,375	0,065	0,2	0,23	0,28	0,680	0,55
4	0,6	0,625	0,160	0,4	0,46	0,56	1,120	0,91
3	0,4	0,743	0,300	0,6	0,69	0,84	1,340	1,08
2	0,2	0,723	0,440	0,8	0,224	1,12	1,310	1,06
1	0,0	0,000	0,530	1,0	1,15	1,40	0,00	0,00

Efforts tranchants dans les linteaux et moments d'encastrement

niveau	$\frac{(1-f)^2}{2}$	$\frac{(1-f)^2}{2} - \psi$	π_1	π_2	M_1	M_2
6	0,00	0,00	0,228	0,18	0,091	0,095
5	0,02	-0,045	0,460	0,42	0,182	0,220
4	0,08	-0,08	0,790	0,735	0,318	0,386
3	0,18	-0,12	1,015	0,96	0,406	0,506
2	0,32	-0,12	1,120	1,09	0,446	0,575
1	0,50	-0,03	0,580	0,70	0,231	0,3675

Efforts normaux et moments dans les traveaux

niveaux	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
6	0,00	0,00	0,00	0,228	-0,0455	-0,18
5	-0,13	-0,011	-2,23	0,688	-0,08	-0,60
4	-0,23	-0,019	-3,98	1,478	-0,14	-1,34
3	-0,35	-0,029	-5,96	2,493	-0,1925	-2,30
2	-0,35	-0,029	-5,96	3,61	-0,217	-3,40
1	-0,08	-0,007	-1,46	4,19	-0,094	-4,09

Vérification

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2(C_2) = M_{ex} = \sum F_i \delta_i$$

$$\Rightarrow -0,08 - 0,007 - 1,46 + 4,19(2,35 + 4,3) - 0,094(4,3) = 25,88 \text{ t.m}$$

$$M_{ex} = 14,5 \cdot 0,339 + 0,678 \cdot 29 = 24,57 \text{ t.m}$$

$$\delta = \frac{25,88 - 24,57}{25,88} = 5\% \text{ Vérifié}$$

Etude sous le séisme vertical. Si ↓

les forces dues au séisme vertical sont calculées plus haut
 F_i (la force agissant à chaque niveau)

niveaux	6	5	4	3	2	1
F_i	4,04	3,61	2,86	2,12	1,38	0,66

en appliquant le même principe de calcul que les refends précédents on aura $F_i = \frac{F \cdot l_i}{l}$ avec $\begin{cases} l_1 = 2,15 \text{ m} \\ l_2 = 0,95 \text{ m} \\ l_3 = 5,55 \text{ m} \end{cases}$ et $l = \sum l_i = 8,65$

82

Efforts normaux dans les trameaux

niveau	element ①		element ②		element ③	
	F _i	N _i	F _i	N _i	F _i	N _i
6	1,00	1,00	0,45	0,45	2,60	2,60
5	0,90	1,90	0,40	0,85	2,32	4,92
4	0,71	2,61	0,32	1,17	1,84	6,76
3	0,53	3,14	0,24	1,14	1,36	8,12
2	0,35	3,49	0,15	1,56	0,89	9,01
1	0,17	3,66	0,07	1,63	0,42	9,43

Etude sous la charge permanente G

niveau terrasse:

poids du refend : = 9,918 t
 poids du plancher : = 27,216 t
 murs : = 4,2 t
 total : 41,334 t

niveau type:

poids du refend : = 9,918 t
 poids du plancher : = 22,68 t
 murs : = 4,2 t
 total : 36,798 t

niveau	element ①		element ②		element ③	
	F _i	N _i	F _i	N _i	F _i	N _i
6	10,28	10,28	4,55	4,55	26,55	26,55
5	9,15	19,43	4,05	8,60	23,65	50,20
4	9,15	28,58	4,05	12,65	23,65	73,85
3	9,15	37,73	4,05	16,70	23,65	97,50
2	9,15	46,88	4,05	20,75	23,65	121,15
1	9,15	56,03	4,05	24,80	23,65	144,80

Etude sous la surcharge d'exploitation P

$$\text{niveau terrasse} = 0,1 \times 37,8 = 3,78 \text{ t}$$

$$\text{niveau type} = 0,175 \times 37,8 = 6,615 \text{ t}$$

Efforts normaux dans les trumeaux

niveau	Element ①		Element ②		Element ③	
	F_i	N_i	F_i	N_i	F_i	N_i
6	0,93	0,93	0,42	0,42	2,42	2,42
5	1,88	2,81	0,83	1,25	4,85	7,27
4	1,88	4,69	0,83	2,08	4,85	12,12
3	1,88	6,57	0,83	2,91	4,85	16,97
2	1,88	8,45	0,83	3,74	4,85	21,82
1	1,88	10,33	0,83	4,57	4,85	26,67

Calcul des contraintes

sous l'effet de \vec{S}_i et \vec{V} la contrainte $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$

si N est un effort de traction $N < 0$

si N est un effort de compression $N > 0$

nous rappelons :

$$S_1 = 0,3225 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,1425 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0,8325 \text{ m}^2$$

$$W_1 = 0,1155 \text{ m}^3$$

$$W_2 = 0,0225 \text{ m}^3$$

$$W_3 = 0,77 \text{ m}^3$$

d. où les tableaux de contraintes et la combinaison dans chaque niveau.

Element ②

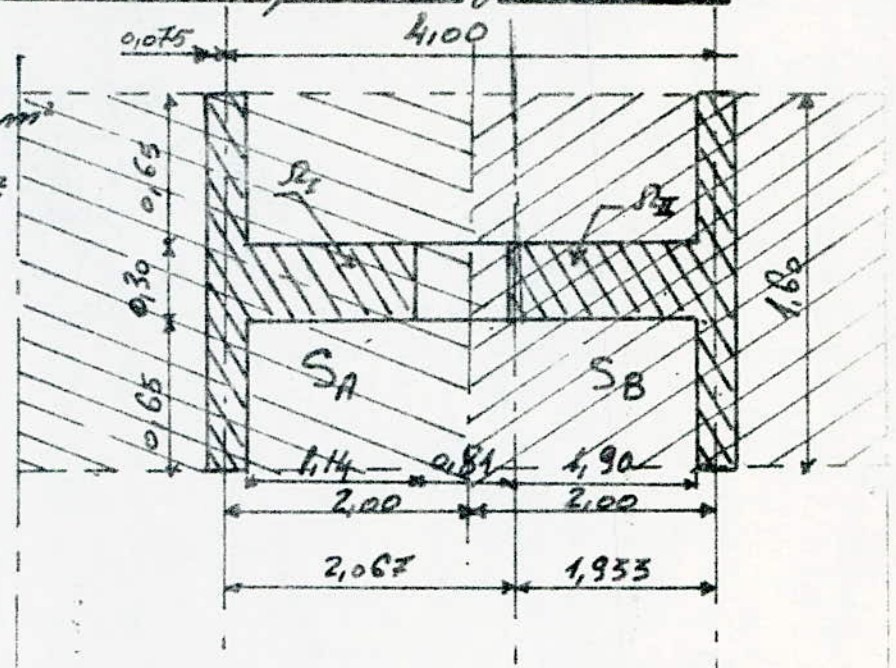
Second genre

premier genre

m. Vers	premier genre				Second genre												
	$G+1,2P$	$G+P+V$	$G+P+V$	$G+P+V$	$G+P+5S_1+5S_2$	$G+P+5S_1+5S_2$	$G+P+5S_1+5S_2$	$G+P+5S_1+5S_2$	$G+P+5S_1+5S_2$	$G+P+5S_1+5S_2$	$G+1,5(P+V)$	$G+1,5(P+V)$					
0	212,25	206,75	206,12	204,81	205,44	213,02	221,57	221,22	212,67	164,85	173,20	172,85	164,3	223,26	222,31	220,35	221,30
1	177,10	206,75	172,06	109,08	171,58	184,34	186,30	180,96	179,00	141,90	143,65	138,31	136,35	189,16	185,30	180,73	181,58
2	141,70	140,24	137,66	134,96	137,54	150,33	149,53	144,50	145,30	114,38	113,58	108,52	109,32	151,71	147,81	143,79	147,66
3	106,18	105,09	103,40	101,43	103,12	120,61	112,80	102,31	110,13	92,53	84,71	74,23	82,05	113,25	110,71	107,76	110,30
4	70,84	70,17	69,19	68,07	69,05	86,53	75,28	63,27	74,52	68,13	56,88	44,87	56,12	75,10	73,62	71,94	73,40
5	35,40	35,14	35,14	34,50	34,50	38,84	38,84	37,00	37,00	30,35	30,35	28,51	28,51	36,75	36,75	35,79	35,79

Vérification de stabilité du référent longitudinal:

$S_A = 3,815 \cdot 1,6 = 6,104 \text{ m}^2$
 $S_B = 3,6 \cdot 1,6 = 5,76 \text{ m}^2$
 $\Omega_I = 0,582 \text{ m}^2$
 $\Omega_{II} = 0,81 \text{ m}^2$



Les surfaces SA et SB sont définies par les axes de symétrie du référent longitudinal et les deux axes de référent 1 et 3

Détermination de charges maximales et minimales

niveau 5

$g = 0,72 \text{ t/m}^2$ (poids du plancher terrasse)
 $G_A = 0,72 \cdot 6,104 = 4,395 \text{ t}$
 $P = 0,1 \cdot 6,104 = 0,6104 \text{ t} \Rightarrow 0,2 P = 0,122 \text{ t}$
 Coefficient sismique: 0,1045
 $G_R = (0,582 + 0,81) \cdot 2,9 \cdot 2,5 = 10,092 \text{ t}$
 $\text{max } G_R = 10,092 (1 + 0,1045) = 11,15 \text{ t}$
 $\text{min } G_R = 10,092 (1 - 0,1045) = 9,037 \text{ t}$
 $\text{max } P_s^A = 4,395 + 0,81 + (4,395 + 0,122) \cdot 0,1045 =$
 $= 5,005 + 0,472 = 5,477 \text{ t}$
 $\text{min } P_s^A = 4,395 + 0,122 - 0,472 = 4,045 \text{ t}$

$$G_B = 0,72 \cdot 5,76 = 4,1472 t$$

$$P = 0,1 \cdot 5,76 = 0,576 t \Rightarrow 0,2 P = 0,1152 t$$

$$\begin{aligned} \underline{\text{max } P_6^B} &= 4,1472 + 0,576 + (4,1472 + 0,1152) \cdot 0,1045 \\ &= 4,7232 + 0,4454 = \underline{5,1686 t} \end{aligned}$$

$$\underline{\text{min } P_6^B} = 4,1472 + 0,1152 - 0,4454 = \underline{3,8169 t}$$

niveau 4, 3, 2, 1

$$g = 0,8 t/m^2 \quad (\text{charge permanente})$$

$$P = 0,172 t/m^2 \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$G_A = 0,6 \cdot 6,104 = 3,6624 t$$

$$P_A = 1,068 \Rightarrow 0,2 P_A = 0,2136 t$$

$$\Sigma \text{ coefficient mixtique} = (0,0887 + 0,0689 + 0,0511 + 0,0333 +$$

$$\begin{aligned} \underline{\text{max } P_A} &= 5(3,6624 + 1,068)^{0,0155} + (3,6624 + 0,2136) \cdot 0,2555 = \\ &= 23,652 + 0,9903 = \underline{24,642 t} \end{aligned}$$

$$\underline{\text{min } P_A} = 5(3,6624 + 0,2136) - 0,9903 = \underline{18,389 t}$$

pour calculer G_{Rmax} et G_{Rmin} , on fait intervenir la somme de coefficient de 4 niveaux = 0,24

$$\underline{\text{max } G_R} = 10,092 \cdot 4 \cdot 1,24 = \underline{50,06 t}$$

$$\underline{\text{min } G_R} = 10,092 \cdot 4 \cdot (1 - 0,24) = \underline{30,68 t}$$

$$G_B = 0,6 \cdot 5,76 = 3,456 t$$

$$P_B = 0,175 \cdot 5,76 = 1,008 t \Rightarrow 0,2 P_B = 0,2016 t$$

$$\begin{aligned} \underline{\text{max } P_B} &= 5(3,456 + 1,008) + (3,456 + 0,2016) \cdot 0,2555 \\ &= \underline{23,25 t} \end{aligned}$$

$$\underline{\text{min } P_B} = 5(3,456 + 0,2016) - 0,9345 = \underline{17,35 t}$$

Forces Crées par les Refonds Transversaux

niveau 5

$S_c = 0,72 \cdot 2,784 = 2,004 t$

$P_c = 0,1 \cdot 2,784 = 0,2784 t \Rightarrow 0,2 P_c = 0,0556 t$

$G_R = 0,15 \cdot 1,6 \cdot 2,5 \cdot 2,9 = 1,74 t$

$\Sigma G = 2,004 + 1,74 = 3,744 t$

$\underline{\text{max } P_s^c} = 3,744 + 0,2784 + (3,744 + 0,0556) \cdot 0,1045 =$
 $= 4,0312 + 0,397 = \underline{4,419 t}$

$\underline{\text{min } P_s^c} = 3,744 + 0,0556 - 0,397 = \underline{3,402 t}$

niveau 4.3.2.1:

$G_c = 0,6 \cdot 2,784 = 1,67 t$

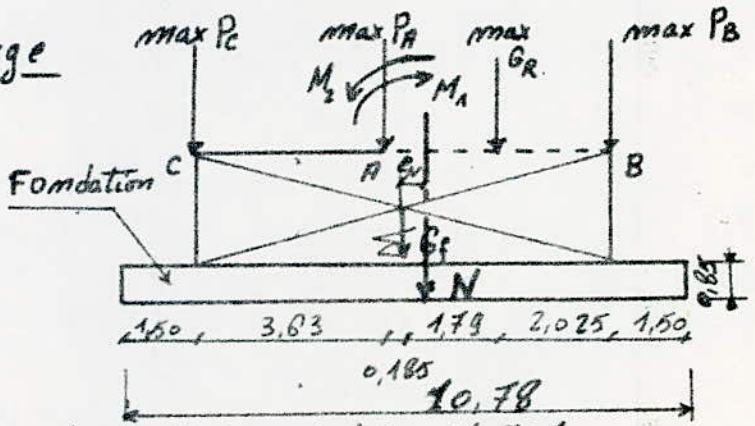
$P_c = 0,175 \cdot 2,784 = 0,4872 t \Rightarrow 0,2 P_c = 0,097 t$

$G_R = 1,74 t \Rightarrow \Sigma G = 1,67 + 1,74 = 3,41 t$

$\underline{\text{max } P_c} = 5 (3,41 + 0,4872) + (3,41 + 0,097) \cdot 0,2555 =$
 $= 5 \cdot 3,8972 + 0,896 = \underline{20,68 t}$

$\underline{\text{min } P_c} = 5 (3,41 + 0,097) - 0,896 = \underline{16,63 t}$

* Cas de max de charge



$G_f = 7,78 \cdot 2,54 \cdot 2,5 \cdot 0,4 + (0,15 \cdot 1,6 \cdot 2,54 \cdot 2,5) 3 = 24,50 t$

$G_{\text{fon}} = 3,5 \cdot 0,75 \cdot 10,78 \cdot 2,5 + 3,5 \cdot 1,8 \cdot 0,1 \cdot 10,78 = 77,6 t$

$$\Sigma \max P_A = \max P_5^A + \max P_{4,3,2,1}^A = 30,19t$$

$$\Sigma \max P_B = 28,418t$$

$$\Sigma \max G_R = 61,213t$$

$$\Sigma \max P_c = 25,1t$$

$$\Sigma G_f = 102,1t$$

Somme de moments par rapport à G_f nous donne:

$$e_N = \frac{25,1 \cdot 3,815 + 30,119 \cdot 0,185 - 61,21 \cdot 1,79 - 28,418 \cdot 3,815}{25,1 + 30,119 + 61,21 + 28,418 + 102,1} =$$

$$e_N = \frac{-116,65}{247,00} = -0,47m$$

d'où le moment créé par l'excentricité d'effort normal

$$M = N \cdot e_N = 116,65 t \cdot m.$$

$$\text{moment extérieur } M_1 = M_2 = 368,1 + 38,08 \cdot 2,54 = 464,08$$

(le moment extérieur = moment au niveau (1-1) plus le produit de H_0 (effort tranchant au niveau 1-1) par la hauteur du vide sanitaire $h = 2,54m$)

le moment total au niveau 0-0 est la somme de M et

M_{ex} . d'où

$$M_{t_1} = 464,08 + 116,65 = 580,73 t \cdot m. \text{ (cas de } \vec{S} \text{)}$$

$$M_{t_2} = 464,08 - 116,65 = 347,43 t \cdot m \text{ (cas de } \overleftarrow{S} \text{)}$$

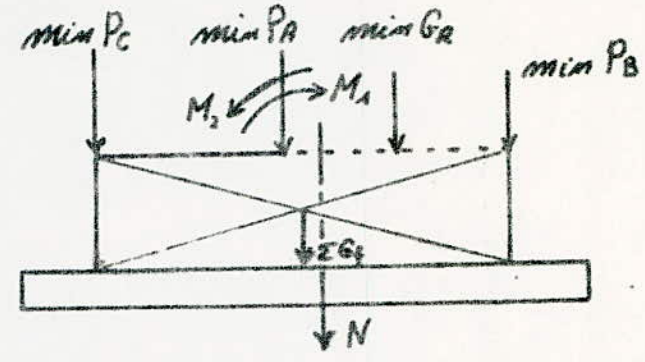
$$\Rightarrow e_1 = \frac{580,73}{247,00} = 2,35m < \frac{L}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,695m$$

$$e_2 = \frac{347,43}{247,00} = 1,4m < \frac{L}{4}$$

Vérfifié.

Cas de min de charge

$\Sigma \text{min } P_c = 20,041 \text{ t}$
 $\Sigma \text{min } P_A = 22,434 \text{ t}$
 $\Sigma \text{min } G_R = 39,71 \text{ t}$
 $\Sigma \text{min } P_B = 21,166 \text{ t}$
 $\Sigma G_f = 102,1 \text{ t}$



$\Sigma M_{G_f} = 0$

$$e_N = \frac{20,041 \cdot 3,815 + 22,434 \cdot 0,185 - 39,71 \cdot 1,79 - 21,166 \cdot 3,815}{20,041 + 22,434 + 39,71 + 21,166 + 102,1} =$$

$$e_N = \frac{-71,22}{205,42} = -0,34 \text{ m}$$

$\Rightarrow M_{t_1} = 464,08 + 71,22 = 535,3 \text{ t.m} \quad (\text{Cas de } \vec{S}_1)$

$M_{t_2} = 464,08 - 71,22 = 392,86 \text{ t.m} \quad (\text{Cas de } \overleftarrow{S}_1)$

donc $e_1 = \frac{535,3}{205,42} = 2,6 \text{ m} < \frac{L}{4}$

$e_2 = \frac{392,86}{205,42} = 1,9 \text{ m} < \frac{L}{4}$

Vérifié

Vérification de contrainte au niveau du sol:

cas de max de charge \vec{S}_1

$e = 2,35 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{10,78}{6} = 1,79 \text{ m}$

donc la répartition de contrainte est rectangulaire
la méthode utilisée est donnée par M^e FUENTES.

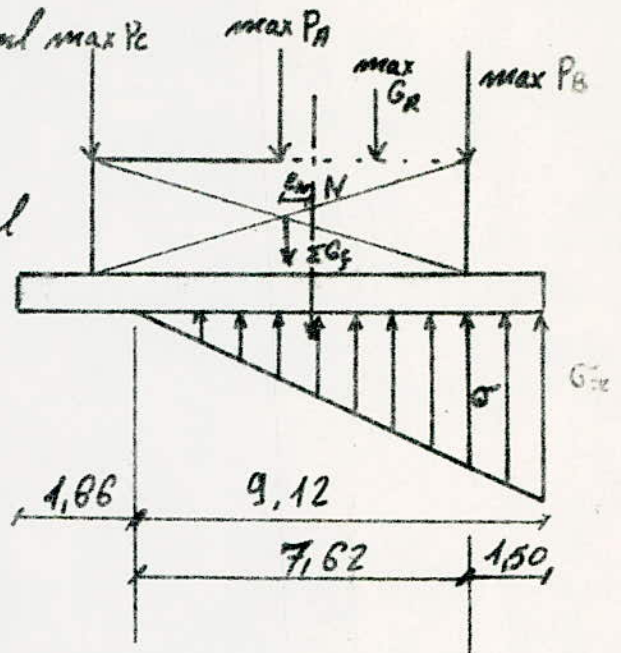
$a = \frac{10,78}{2} - 2,35 = 3,04 \text{ m} \Rightarrow 3a = 3 \cdot 3,04 = 9,12 \text{ m}$

$G_x = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot a \cdot b} = \frac{2 \cdot 247,00}{9,12 \cdot 3,5} = 15,50 \text{ t/m}^2 < 1,33 \overline{65}$

$$q_x = G_x \cdot b = 15,50 \cdot 3,5 = 54,25 \text{ t/ml max } P_c$$

$$G = \frac{15,50 \cdot 7,62}{9,12} = 12,95 \text{ t/m}^2$$

$$q = G \cdot b = 12,95 \cdot 3,5 = 45,4 \text{ t/ml}$$



Cas de max de charge Si

$$e = 1,4 < \frac{L}{6} = 1,79 \text{ m}$$

repartition trapezoidale

$$G_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W}$$

$$G_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W}$$

$$N = 247,00 \text{ t}$$

$$M = 347,43 \text{ t.m}$$

$$W = 67,79 \text{ m}^3$$

$$S = 37,73 \text{ m}^2$$

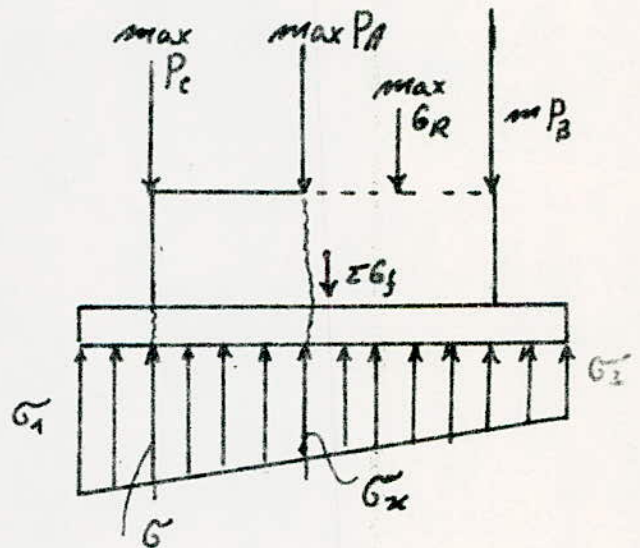
$$G_1 = \frac{247,0}{37,73} + \frac{347,43}{67,79} = 11,66 \text{ t/m}^2$$

$$G_2 = 1,44 \text{ t/m}^2$$

donc: $q_1 = G_1 \cdot b = 11,66 \cdot 3,5 = 41 \text{ t/ml}$

$$q_2 = G_2 \cdot b = 1,44 \cdot 3,5 = 5,05 \text{ t/ml}$$

$$G_x = G_2 + \frac{(G_1 - G_2) \cdot 5,5}{10,78} = 1,44 + \frac{(11,66 - 1,44) \cdot 5,5}{10,78} = 6,65 \text{ t/m}^2$$



$$q_x = \sigma_x \cdot b = 6,65 \times 3,5 = 23,3 \text{ t/ml}$$

σ : la contrainte à 9,13 du bord droite de la semelle

$$\sigma = 1,44 + \frac{(11,66 - 1,44) \cdot 9,13}{10,78} = 10,1 \text{ t/m}^2$$

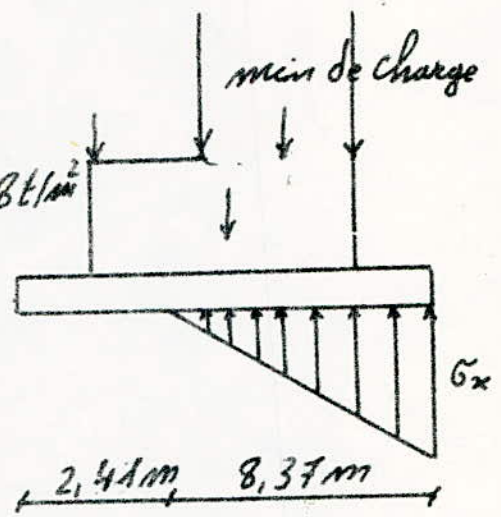
donc $q = 10,1 \cdot 3,5 = 35,35 \text{ t/ml}$

Cas de min de charge $\overrightarrow{S1}$

$$e = 2,8 > \frac{L}{6} = 1,79 \text{ m}$$

$$a = \frac{L}{2} - e = \frac{10,78}{2} - 2,8 = 2,79 \text{ m}$$

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot a \cdot b} = \frac{2 \times 205,42}{3 \times 2,79 \times 3,5} = 14,08 \text{ t/m}^2$$



Cas de min de charge et $\overleftarrow{S1}$

$$e = 1,9 \text{ m} > \frac{L}{6} = 1,79 \text{ m}$$

$$a = \frac{L}{2} - e = \frac{10,78}{2} - 1,9 = 3,49 \text{ m}$$

$$3a = 10,47 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N}{3a \cdot b} = \frac{2 \times 205,42}{10,47 \times 3,5} = 11,3 \text{ t/m}^2$$

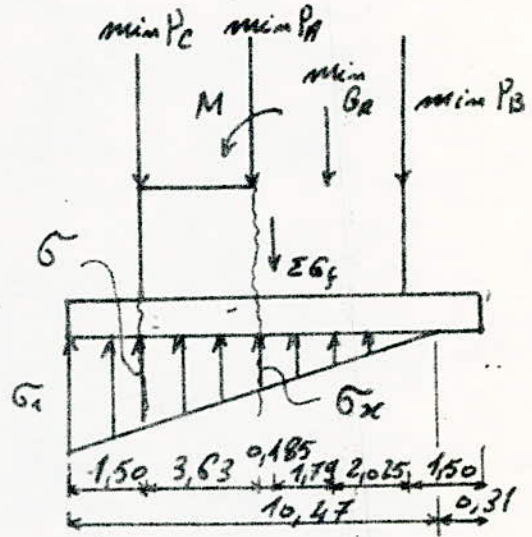
$$q_1 = 11,3 \times 3,5 = 39,55 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_x = \frac{11,3}{10,47} \cdot 5,65 = 6,1 \text{ t/m}^2$$

$$q_x = 21,35 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \frac{11,3}{10,47} \cdot 9,28 = 10,01 \text{ t/m}^2$$

$$q = \sigma_x \cdot b = 10,01 \times 3,5 = 35,05 \text{ t/ml}$$

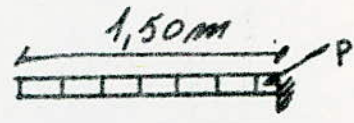


Determination des moments d'encastrement de la semelle et du refend au niveau de point d'application de PA.

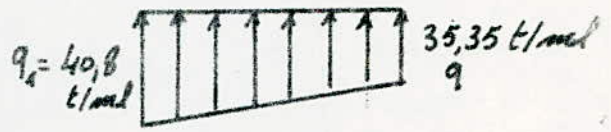
Cas de max de charge 51

la semelle est soumise à une charge répartie trapézoïdale
schéma statique

$q_1 - q = 5,46 \text{ t/ml}$



on décompose la charge à une charge q et une autre $(q_1 - q)$



$M_p = 3,5 \times \frac{1,5^2}{2} (0,75 \cdot 2,5 + 0,1 \cdot 1,8) = 8,1 \text{ t.m}$

$M_{te} = - \frac{(q_1 - q) l^2}{3} = - \frac{5,46 \cdot 1,5^2}{3} = - 4,095 \text{ t.m}$

$M_{rect} = - \frac{q l^2}{2} = \frac{35,35 \cdot 1,5^2}{2} = - 39,77 \text{ t.m}$

$M_e = M_{te} + M_{rect} + M_{pp} = - 39,77 - 4,095 + 8,1 = 35,76 \text{ t.m}$

Effort tranchant

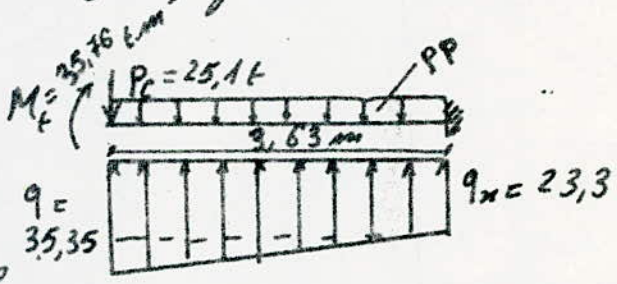
$T = 35,35 \cdot 1,5 + \frac{5,46 \cdot 1,5}{2} - (0,1 \cdot 1,8 \cdot 3,5 + 0,75 \cdot 2,5 \cdot 3,5) \cdot 1,5 =$

$T = 46,34 \text{ t}$

moment d'encastrement du refend:

le refend est soumis à une charge trapézoïdale et au moment d'encastrement de la semelle.

$M_{ref} = M_e + M_{te} + M_{rect} + M_{pe} + M_{pp}$



$M_{te} = - \frac{(q - q_x) l^2}{3} = - 52,93 \text{ t.m}$

$M_{rect} = - \frac{q_x \cdot l^2}{2} = - \frac{23,3 \cdot 3,63^2}{2} = - 153,51 \text{ t.m}$

$M_{pe} = 25,1 \cdot 3,5 = 91,12 \text{ t.m} ; M_{pp} = 59,2 \text{ t.m}$

$$M_{en} = -153,51 - 52,93 - 35,76 + 91,12 + 59,2 = 91,88 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$T = T_x + T_h + T_s - T_{pc} - T_{pp}$$

$$T_x + T_h = \frac{12,05 \cdot 3,63}{2} + 23,3 \times 3,63 = 106,45 \text{ t}$$

$$T_{pp} = (0,1 \cdot 1,8 \cdot 3,5 + 2,5 \cdot 3,5 \cdot 0,75) \cdot 3,63 + 2,5 \cdot 0,4 \cdot 179 \cdot 3,63 = 32,6 \text{ t}$$

$$T = 106,45 + 57,12 - 25,1 - 32,6 = 95,09 \text{ t}$$

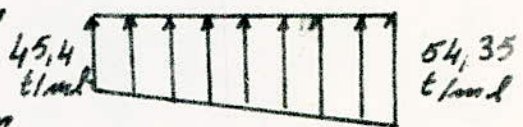
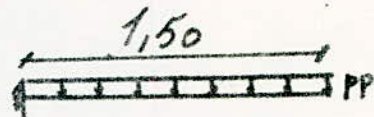
Cas de max de charge; $\overrightarrow{S_i}$

$$M_{xe} = -\frac{45,4 \cdot 1,5^2}{2} = -51,08 \text{ t.m}$$

$$M_{hx} = -\frac{(54,35 - 45,4) \cdot 1,5^2}{3} = -6,72 \text{ t.m}$$

$$M_e = -51,08 - 6,72 + 8,1 = 49,7 \text{ t.m}$$

$$T = 45,35 \cdot 1,5 + \frac{8,95 \cdot 1,5}{2} - 10,78 = 64,04 \text{ t}$$



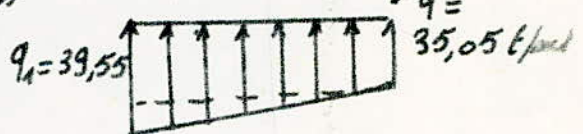
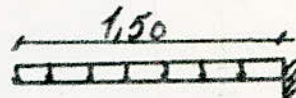
Cas de min de charge; $\overleftarrow{S_i}$

$$M_{xe} = -\frac{q \cdot l^2}{2} = -\frac{35,05 \cdot 1,5^2}{2} = -39,43 \text{ t.m}$$

$$M_{hx} = -\frac{(q_1 - q) \cdot l^2}{3} = -\frac{(39,55 - 35,05) \cdot 1,5^2}{3} = -3,38 \text{ t.m}$$

$$M_e = -39,43 - 3,38 + 8,1 = 34,71 \text{ t.m}$$

$$T = 35,05 \cdot 1,5 + \frac{4,5 \cdot 1,5}{2} - 10,78 = 45,17 \text{ t}$$



moment d'encastrement du refend et effort tranchant

$$q_x = 21,35 \text{ t/ml}; \quad q = 35,05 \text{ t/ml}$$

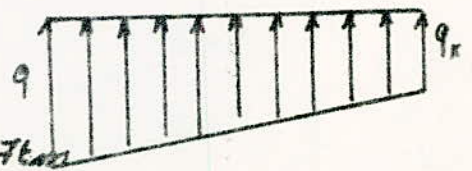
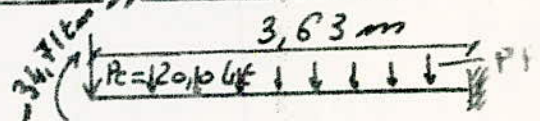
$$M_{rec} = -\frac{21,35 \cdot 3,63^2}{2} = -140,67 \text{ t.m}$$

$$M_{hx} = -\frac{13,7 \cdot 3,63^2}{3} = -60,2 \text{ t.m}$$

$$M_{pc} = 20,04 \cdot 3,63 = 72,75 \text{ t.m}$$

$$M_e = -34,71 - 60,2 - 140,67 + 72,75 + 59,2 = 103,76 \text{ t.m}$$

$$T = 45,17 + 102,37 - 20,04 - 32,6 = 94,9 \text{ t}$$



Refend 7 et 8 (Longitudinal).

Caractéristique du refend

$\alpha = 18,85 > 10$ donc

C'est un refend monolithique

$\Omega_1 = 0,582 \text{ m}^2$

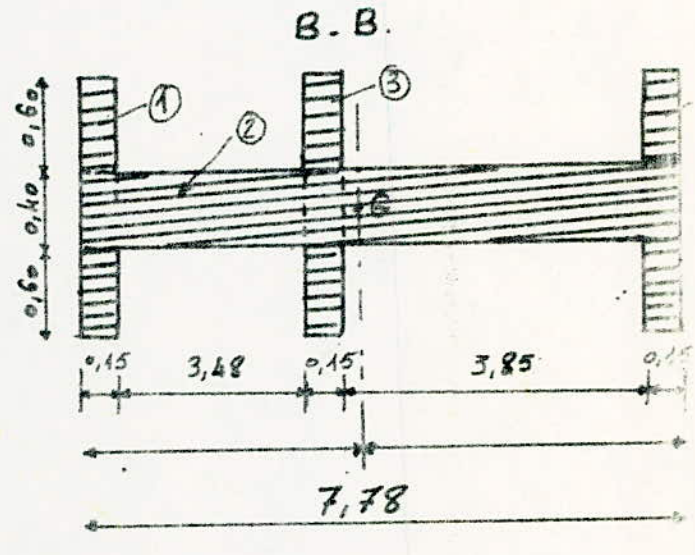
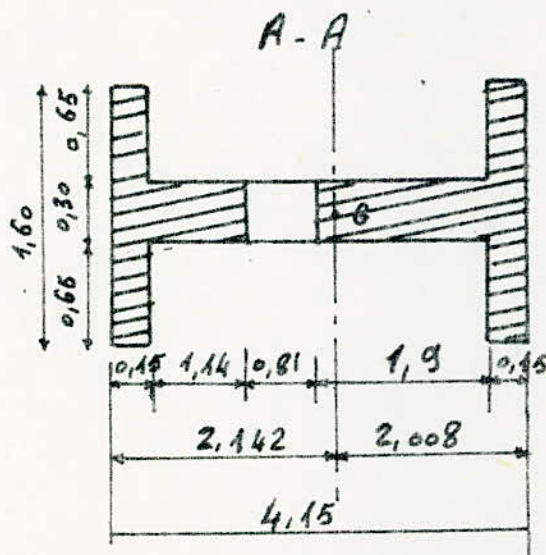
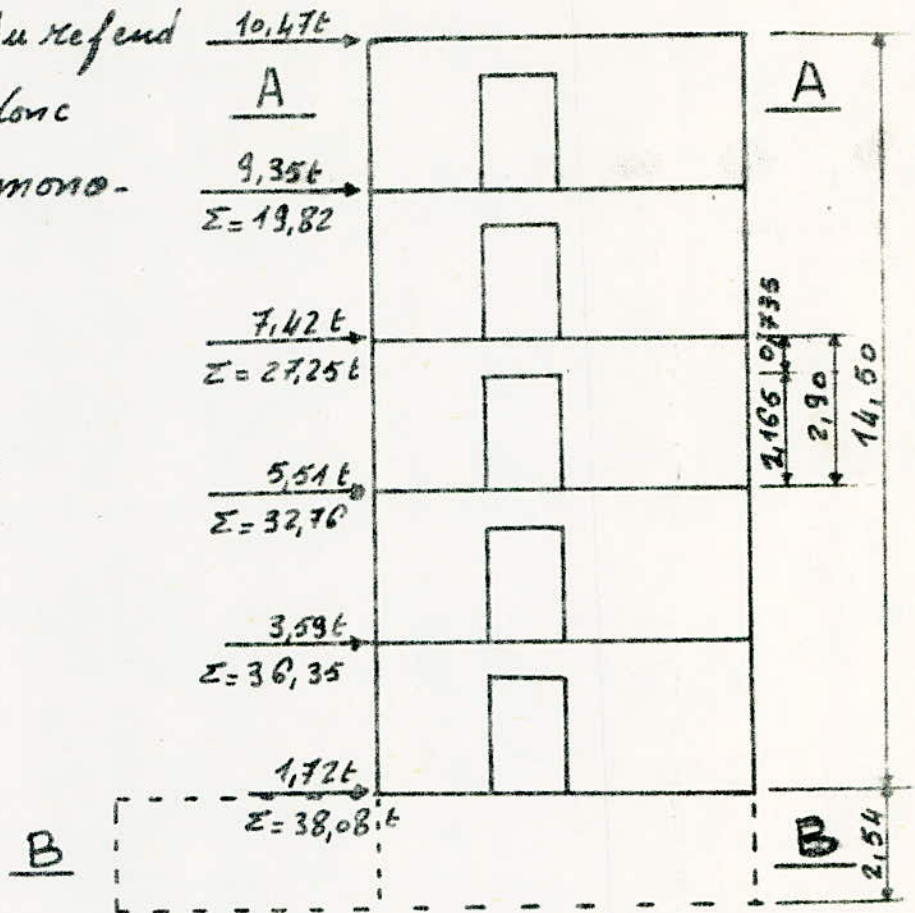
$\Omega_2 = 0,81 \text{ m}^2$

$M = 0,982 \text{ m}^3$

$I = 3,29 \text{ m}^4$

$2C = 2,899 \text{ m}$

$H_0 = 38,08 \text{ t}$



Position de Centres de gravité B - B

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i}$$

$$A_1 = 1,2 \cdot 0,15 = 0,18 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 7,78 \cdot 0,40 = 3,112 \text{ m}^2$$

$$A_3 = A_4 = 1,2 \cdot 0,15 = 0,18 \text{ m}^2$$

$$x_1 = 0,075 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{7,78}{2} = 3,89 \text{ m}$$

$$x_3 = 4,075 \text{ m}$$

$$x_4 = 7,705 \text{ m}$$

$$x_G = \frac{0,18(0,075 + 4,075 + 7,705) + 3,89 \cdot 3,112}{3 \cdot 0,18 + 3,112} = 3,90 \text{ m}$$

on remarque que ($x_G = 3,9 \text{ m}$) se trouve à 0,01 du milieu du refend

on peut négliger l'élément ③ \Rightarrow on aura $x_G = 3,89 \text{ m}$

$$I = \frac{0,4 \cdot 7,78^3}{12} + 0,18(3,89^2 + 3,89^2) = 21,15 \text{ m}^4$$

$$V_1 = V_2 = 3,89 \text{ m}$$

$$W_1 = W_2 = 5,44 \text{ m}^3$$

Etude sous le seisme horizontal \vec{S}_1

Efforts dans les tronçons

niveau	ξ	$1 - \xi^2$	$\frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I}$	π (t)	N (t)	M_{ex} (t.m)
6	1,0	0,0	32,96	0,00	0,00	0,00
5	0,8	0,36	32,96	11,87	11,87	30,38
4	0,6	0,64	32,96	21,09	32,96	87,87
3	0,4	0,84	32,96	27,69	60,65	166,9
2	0,2	0,96	32,96	31,64	92,29	261,93
1	0,0	1,00	32,96	32,96	125,25	368,1

Efforts tranchant et moment dans les linteaux ST

niveau	π (t)	$M = \pi \cdot a$ t.m
6	0,00	0,00
5	11,87	4,80
4	21,09	8,55
3	27,69	11,22
2	31,84	12,82
1	32,96	13,35

Vérification :

$$M_{ex} = 2 N.C \Rightarrow 125,25 \cdot 2,899 = 363,1 \approx 368,1 \text{ t.m}$$

$$\delta \% = \frac{368,1 - 363,1}{368,1} = 1,1\% \text{ vérifié}$$

la formule de DIVERS $\pi = \frac{H_0 m h \cdot (1-f)}{I}$ nous donne

niveau	f	1-f	π (t)
6	1,0	0,0	0,00
5	0,8	0,2	6,25
4	0,6	0,4	12,5
3	0,4	0,6	18,76
2	0,2	0,8	25,01
1	0,0	1,0	31,27

Vérification

$$M_{ex} = 368,1 \text{ t.m}$$

$$N.C = 293,83 \text{ t.m}$$

$$\delta \% = 21\%$$

erreur trop grande.

if

Calcul des contraintes sous $\overrightarrow{S1}$

$$\sigma_{11} = \frac{M_{ex}}{W_1}$$

$$\sigma_{22} = \frac{M_{ex}}{W_2}$$

$$W_1 = \frac{I}{V_1} = \frac{3,29}{2,142} = 1,536 \text{ m}^3$$

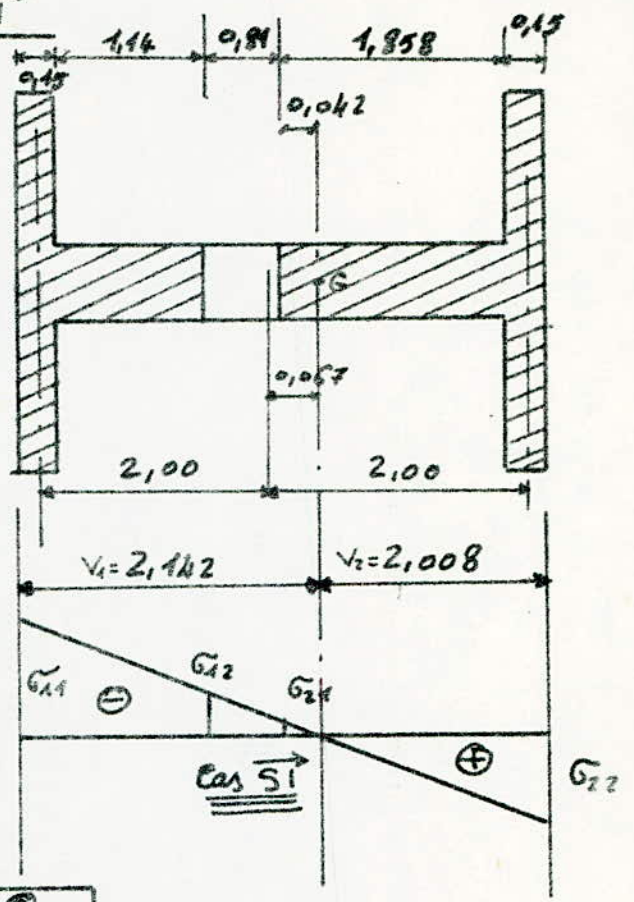
$$W_2 = \frac{I}{V_2} = \frac{3,29}{2,008} = 1,638 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{12} = \frac{0,852}{2,142} \sigma_{11} = 0,393 \sigma_{11}$$

$$\sigma_{21} = \frac{0,042}{2,142} \sigma_{11} = 0,0196 \sigma_{11}$$

$M_{ex \text{ base}} = 464,08 \text{ t.m.}$

$M_{ex(0-0)} = 436,27 \text{ t.m.}$



niveau	Element ①		Element ②	
	σ_{11} (t/cm ²)	σ_{12} (t/cm ²)	σ_{21} (t/cm ²)	σ_{22} (t/cm ²)
6	0,00	0,00	0,00	0,00
5	-19,78	-7,78	-0,39	18,55
4	-57,20	-22,48	-1,12	53,55
3	-108,66	-42,70	-2,13	101,90
2	-170,53	-67,02	-3,35	159,91
1	-239,17	-94,0	-4,69	224,28
0	-80,4		80,4	

dans le cas du seisme $\overrightarrow{S1}$ il suffit de changer les signes des valeurs trouvées (cas de $\overrightarrow{S1^*}$)

Etude au Vent ∇

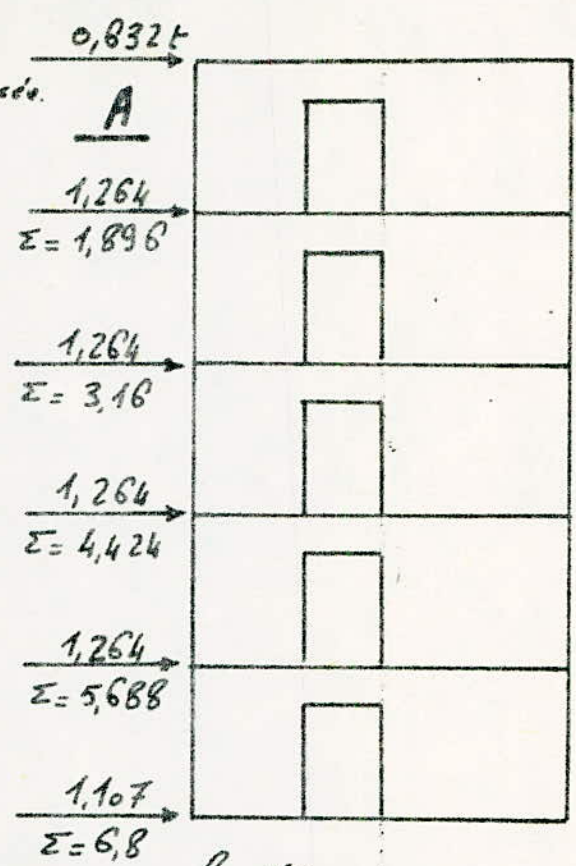
les caractéristiques sont données avant (voir séisme)

Coupe (A-A) et (B-B)
voir étude sous \vec{S}

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} (1 - f)$$

$$M_{ex} = \sum F_i z_i$$

$$M_{ex(0-0)} = 58,0 \text{ t.m}$$



A

Calcul des efforts dans les trameaux, linteaux

niveau	f	1-f	$\frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I}$	π (t)	$N = \sum \pi$ (t)	$M = \pi \cdot a$ (t.m)	M_{ex} (t.m)
6	1,0	0,0	5,89	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,8	0,2	5,89	1,178	1,178	0,477	1,83
4	0,6	0,4	5,89	2,356	3,534	0,954	7,33
3	0,4	0,6	5,89	3,534	7,068	1,432	16,49
2	0,2	0,8	5,89	4,712	11,78	1,91	29,32
1	0,0	1,0	5,89	5,890	17,67	2,385	45,81

Vérification:

$$M_{ex} = 45,81 \text{ t.m}$$

$$N_{.2C} = 17,67 \cdot 2,899 = 51,2 \text{ t.m}$$

$\delta = 10\%$ vérifié ds le sens de sécurité!

Calcul des contraintes sous \vec{V}

Les caractéristiques ont été déterminées précédemment

niveau	Element ①		Element ②	
	σ_{11}	σ_{12}	σ_{21}	σ_{22}
5	-1,20	-0,48	-0,24	1,12
4	-4,77	-1,87	-0,094	4,48
3	-10,74	-4,22	-0,21	10,07
2	-19,09	-7,50	-0,375	17,90
1	-29,83	-11,72	-0,585	27,97
0	-10,66		10,66	

Etude la charge permanente G

niveau 5 :

$$\text{pois du refend} = (0,582 + 0,81) \cdot 2,9 \cdot 2,5 = 10,092 \text{ t}$$

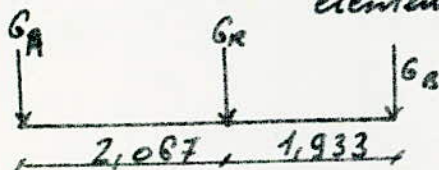
pois du glissement :

$$\text{element ① : } S_A = 6,104 \text{ m}^2$$

$$G_A = 6,104 \cdot 0,72 = 4,395 \text{ t}$$

$$\text{element ② : } S_B = 5,76 \text{ m}^2$$

$$G_B = 5,76 \cdot 0,72 = 4,1472 \text{ t}$$



$$\sum M/G_R = 0 \Rightarrow e_1 = \frac{4,395 \cdot 2,067 - 4,1472 \cdot 1,933}{4,395 + 10,092 + 4,1472} = \frac{1,0679}{18,6342}$$

$$\Rightarrow M = 1,0679 \text{ t m}$$

$$N = 18,6342 \text{ t}$$

$$\sigma_{11} = \frac{18,6342}{1,392} + \frac{1,0679}{1,536} = 14,08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = \frac{18,6342}{1,392} - \frac{1,0679}{1,536} = 12,73 \text{ t/m}^2$$

niveau 4.

$$G_R = 10,092 t$$

$$G_A = 0,6 \cdot 6,104 = 3,6624 t$$

$$G_B = 0,6 \cdot 5,76 = 3,456 t$$

} poids propre par niveau type

$$e_1 = \frac{8,057 \cdot 2,067 - 7,6032 \cdot 1,933}{8,057 + 20,184 + 7,6032} = \frac{1,9568}{35,844} = 0,055 m$$

$$G_{11} = \frac{35,844}{1,392} + \frac{1,9568}{1,536} = 27,03 t/m^2$$

$$G_{22} = \frac{35,844}{1,392} - \frac{1,9568}{1,536} = 24,56 t/m^2$$

$$G_{12} = 24,56 + \frac{(27,03 - 24,56)}{4,15} \cdot 2,86 = 26,26 t/m^2$$

$$G_{21} = 24,56 + \frac{(27,03 - 24,56)}{4,15} \cdot 2,05 = 25,78 t/m^2$$

niveau 3

$$e_1 = \frac{11,72 \cdot 2,067 - 11,06 \cdot 1,933}{11,72 + 30,276 + 11,06} = \frac{2,848}{53,056} = 0,053 m$$

$$G_{11} = 40,0 t/m^2$$

$$G_{22} = 36,38 t/m^2$$

$$G_{12} = 38,88 t/m^2$$

$$G_{21} = 38,17 t/m^2$$

} on applique le même principe de calcul (du niveau 4)

niveau 2

$$e_1 = \frac{15,383 \cdot 2,067 - 14,518 \cdot 1,933}{15,383 + 40,368 + 14,518} = \frac{3,738}{70,267} = 0,053 m$$

$$G_{11} = 52,92 t/m^2$$

$$G_{22} = 48,2 t/m^2$$

$$G_{12} = 51,45 t/m^2$$

$$G_{21} = 50,54 t/m^2$$

Niveau 1

$$e = \frac{19,046 \cdot 2,067 - 17,972 \cdot 1,933}{19,046 + 50,46 + 17,972} = \frac{4,629}{87,478} = 0,053$$

$$\sigma_{11} = \frac{87,478}{1,392} + \frac{4,629}{1,536} = 65,86 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = \frac{87,478}{1,392} - \frac{4,629}{1,536} = 60,02 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 64,05 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = 62,9 \text{ t/m}^2$$

Niveau 0

$$G_A = 22,709 \text{ t}$$

$$G_B = 21,428 \text{ t}$$

$$G_R = 50,46 \text{ t}$$

$$G_C = 3,744 + 4 \cdot 3,41 = 17,384 \text{ t}$$

$$G_f = 24,5 \text{ t}$$

$$e_1 = \frac{17,384 \cdot 3,815 + 22,709 \cdot 0,185 - 50,46 \cdot 1,79 - 21,428 \cdot 3,815}{17,384 + 22,709 + 50,46 + 21,428 + 24,5} =$$

$$e_1 = \frac{-101,55}{136,12} = -0,755 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W_1} \quad \text{avec } S = 7,78 \cdot 0,4 + 3 \cdot 1,2 \cdot 0,15 = 3,652 \text{ m}^2$$

$$W_2 = W_1 = 5,44 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{136,12}{3,652} - \frac{101,55}{5,44} = 18,60 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{136,12}{3,652} + \frac{101,55}{5,44} = 55,93 \text{ t/m}^2$$

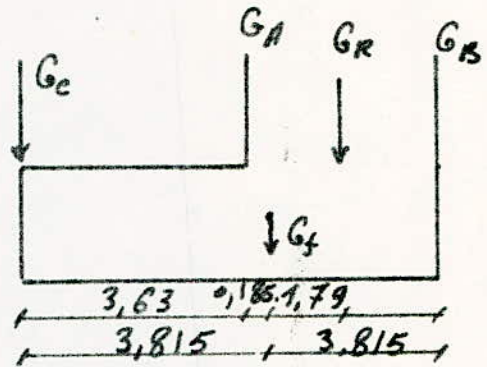
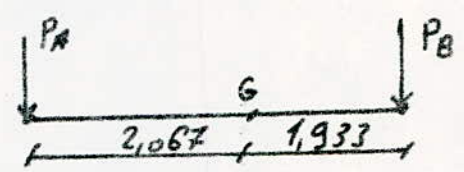


tableau récapitulatif des contraintes sous G

niveau	σ_{11}	σ_{12}	σ_{21}	σ_{22}
5	14,08	13,68	13,40	12,73
4	27,03	26,26	25,78	24,56
3	40,00	38,88	38,17	36,38
2	52,92	51,45	50,54	48,20
1	65,86	64,05	62,9	60,02
0	18,60		55,93	

calcul de contraintes sous P

niveau 5



$$\left. \begin{aligned} S &= 1,392 \text{ m}^2 \\ W_1 &= 1,536 \text{ m}^3 \\ W_2 &= 1,638 \text{ m}^3 \end{aligned} \right\} \text{ voir calcul précédent}$$

$\Sigma M_G = 0$

$$e = \frac{P_A \cdot 2,067 - P_B \cdot 1,933}{P_A + P_B} = \frac{0,612 \cdot 2,067 - 0,576 \cdot 1,933}{0,612 + 0,576} = \frac{0,15}{1,18}$$

$$e = 0,12 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M = 0,15 \text{ t}\cdot\text{m} \\ N = 1,18 \text{ t} \end{cases}$$

en appliquant le même principe de calcul que dans G on aura

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{11} &= \frac{1,18}{1,392} + \frac{0,15}{1,536} = 0,94 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{22} &= \frac{1,18}{1,392} - \frac{0,15}{1,638} = 0,75 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} \sigma_{12} &= 0,88 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{21} &= 0,84 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Niveau 4

$$e = \frac{1,68 \cdot 2,067 - 1,584 \cdot 1,933}{1,68 + 1,584} = \frac{0,41}{3,264} = 0,12 \text{ m}$$

$$M = 0,41 \text{ t m}$$

$$N = 3,264 \text{ t}$$

$$\sigma_{11} = 2,61 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = 2,09 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 2,44 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = 2,34 \text{ t/m}^2$$

Niveau 3

$$M = 0,66 = 2,74 \times 2,067 - 2,592 \times 1,933$$

$$N = 5,33 = 2,74 + 2,592$$

$$\sigma_{11} = \frac{5,33}{1,392} + \frac{0,66}{1,536} = 4,26 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = \frac{5,33}{1,392} - \frac{0,66}{1,638} = 3,43 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 4,002 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = 3,84 \text{ t/m}^2$$

Niveau 2

$$M = 3,808 \times 2,067 - 3,6 \times 1,933 = 0,89 \text{ t m}$$

$$N = 3,808 + 3,6 = 7,408 \text{ t}$$

$$\sigma_{11} = \frac{7,408}{1,392} + \frac{0,89}{1,536} = 5,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = \frac{7,408}{1,392} - \frac{0,89}{1,638} = 4,78 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 5,55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = 5,33 \text{ t/m}^2$$

niveau 1

$$M = 4,876 \times 2,067 - 4,608 \times 1,933 = 1,2 \text{ tms}$$

$$N = 4,876 + 4,608 = 9,484 \text{ t}$$

$$\sigma_{11} = \frac{9,484}{1,392} + \frac{1,2}{1,536} = 7,59 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = \frac{9,484}{1,392} - \frac{1,2}{1,638} = 6,08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 7,09 \text{ t/m}^2$$

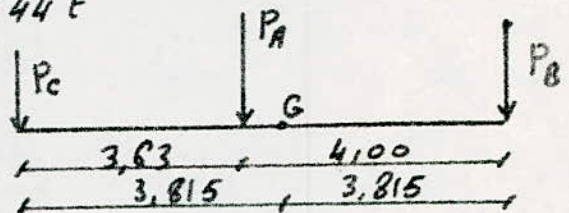
$$\sigma_{21} = 6,82 \text{ t/m}^2$$

niveau 0

$$P_c = 0,2784 + 5 \cdot 0,4872 = 2,7144 \text{ t}$$

$$P_A = 5,944 \text{ t}$$

$$P_B = 5,616 \text{ t}$$



$$e = \frac{2,7144 \cdot 3,815 + 5,944 \cdot 0,185 - 5,616 \cdot 3,815}{2,7144 + 5,944 + 5,616} = \frac{-9,96}{14,27} = -0,69 \text{ m}$$

$$S = 3,652 \text{ m}^2$$

$$W_1 = W_2 = 5,44 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{14,27}{3,652} - \frac{9,96}{5,44} = 2,08 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{14,27}{3,652} + \frac{9,96}{5,44} = 5,74 \text{ t/m}^2$$

tableau récapitulatif des contraintes sous P

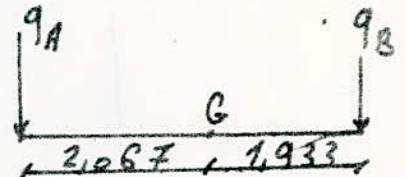
niveau	σ_{11}	σ_{12}	σ_{21}	σ_{22}
5	0,94	0,88	0,84	0,75
4	2,61	2,44	2,34	2,09
3	4,26	4,002	3,84	3,43
2	5,9	5,55	5,33	4,78
1	7,59	7,09	6,82	6,08
0	2,08		5,74	

Étude sous le séisme vertical $s_{i \downarrow \uparrow}$ (contraintes)

Les forces dues au séisme vertical sont calculées plus haut nous rappelons ces valeurs

niveau	F_i (t)	F_i/s t/m ²
6	1,27	0,107
5	1,14	0,0981
4	0,90	0,0758
3	0,67	0,0565
2	0,44	0,0371
1	0,21	0,0177

$$S = S_A + S_B = 11,864 \text{ m}^2$$



niveau 5

$$S_A = 6,104 \text{ m}^2$$

$$q_A = 0,654 \text{ t}$$

$$S_B = 5,76 \text{ m}^2$$

$$q_B = 0,617 \text{ t}$$

$$e = \frac{0,654 \times 2,067 - 0,617 \times 1,933}{0,654 + 0,617} = \frac{0,1592}{1,271} = 0,125 \text{ m}$$

$$\sigma_{11} = \frac{1,271}{1,392} + \frac{0,1592}{1,536} = 1,017 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = \frac{1,271}{1,392} - \frac{0,1592}{1,536} = 0,81 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 0,81 + \frac{(1,017 - 0,81)}{4,15} \cdot 2,86 = 0,96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = 0,81 + \frac{(1,017 - 0,81)}{4,15} \cdot 2,05 = 0,92 \text{ t/m}^2$$

niveau 4.

$$q_A = 0,654 + 0,587 = 1,241 \text{ t}$$

$$q_B = 0,617 + 0,554 = 1,171 \text{ t}$$

$$M = 1,241 \cdot 2,067 - 1,171 \cdot 1,933 = 0,301 \text{ tm}$$

$$N = 2,412 \text{ t}$$

$$\sigma_{11} = 1,93 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{22} = 1,55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{12} = 1,81 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{21} = 1,74 \text{ t/m}^2$$

niveau 3

$$q_A = 1,241 + 0,587 = 1,72 \text{ t}$$

$$q_B = 1,171 + 0,0758 \cdot 5,76 = 1,61 \text{ t}$$

$$M = 0,423 \text{ tm}$$

$$N = 3,33 \text{ tm}$$

$$\sigma_{11} = 2,66 = \frac{3,33}{1,392} + \frac{0,423}{1,536}$$

$$\sigma_{22} = \frac{3,33}{1,392} - \frac{0,423}{1,536} = 2,11 \text{ t/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{12} = 2,49 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{21} = 2,38 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\}$$

(110)

niveau 2

$$q_A = 1,71 + 0,0565 \cdot 6,104 = 2,06 \text{ t}$$

$$q_B = 1,61 + 0,0565 \cdot 5,76 = 1,94 \text{ t}$$

$$N = 2,06 + 1,94 = 4,0 \text{ t}$$

$$M = 2,06 \times 2,067 - 1,94 \times 1,933 = 0,508 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_{11} = \frac{4,0}{1,392} + \frac{0,508}{1,536} = 3,21 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{22} = \frac{4,0}{1,392} - \frac{0,508}{1,638} = 2,57 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{12} = 3,01 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{21} = 2,89 \text{ t/m}^2$$

niveau 1

$$q_A = 2,06 + 0,0371 \cdot 6,104 = 2,29 \text{ t}$$

$$q_B = 1,94 + 0,0371 \cdot 5,76 = 2,16 \text{ t}$$

$$N = 4,45 \text{ t}$$

$$M = 0,558 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{11} = \frac{4,45}{1,392} + \frac{0,558}{1,538} = 3,56 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{22} = \frac{4,45}{1,392} - \frac{0,558}{1,638} = 2,86 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{12} = 3,34 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{21} = 3,20 \text{ t/m}^2$$

niveau 0.

$$q_A = 2,29 + 0,0177 \cdot 6,104 = 2,40 \text{ t}$$

$$q_B = 2,16 + 0,0177 \cdot 5,76 = 2,262 \text{ t}$$

$$q_C = 1,087 \text{ t} = S_c \cdot \frac{\Sigma F_i}{S}$$

(111)

$$e = \frac{1,087 \cdot 3,815 + 2,4 \cdot 0,185 - 2,262 \cdot 3,815}{1,087 + 2,4 + 2,262} = \frac{-4,04}{5,749} = -0,7$$

$$\sigma_1 = \frac{5,749}{3,652} - \frac{4,04}{5,44} = 0,84 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{5,749}{3,652} + \frac{4,04}{5,44} = 2,32 \text{ t/m}^2$$

Tableau récapitulatif des contraintes sous Si ↓

niveau	σ_{11}	σ_{12}	σ_{21}	σ_{22}
5	1,017	0,96	0,92	0,81
4	1,93	1,81	1,74	1,55
3	2,66	2,49	2,38	2,11
2	3,21	3,01	2,89	2,57
1	3,56	3,34	3,2	2,86
0	0,84		2,32	

(112)

diagramme des contraintes niveau (1-1) en $[t/mm^2]$

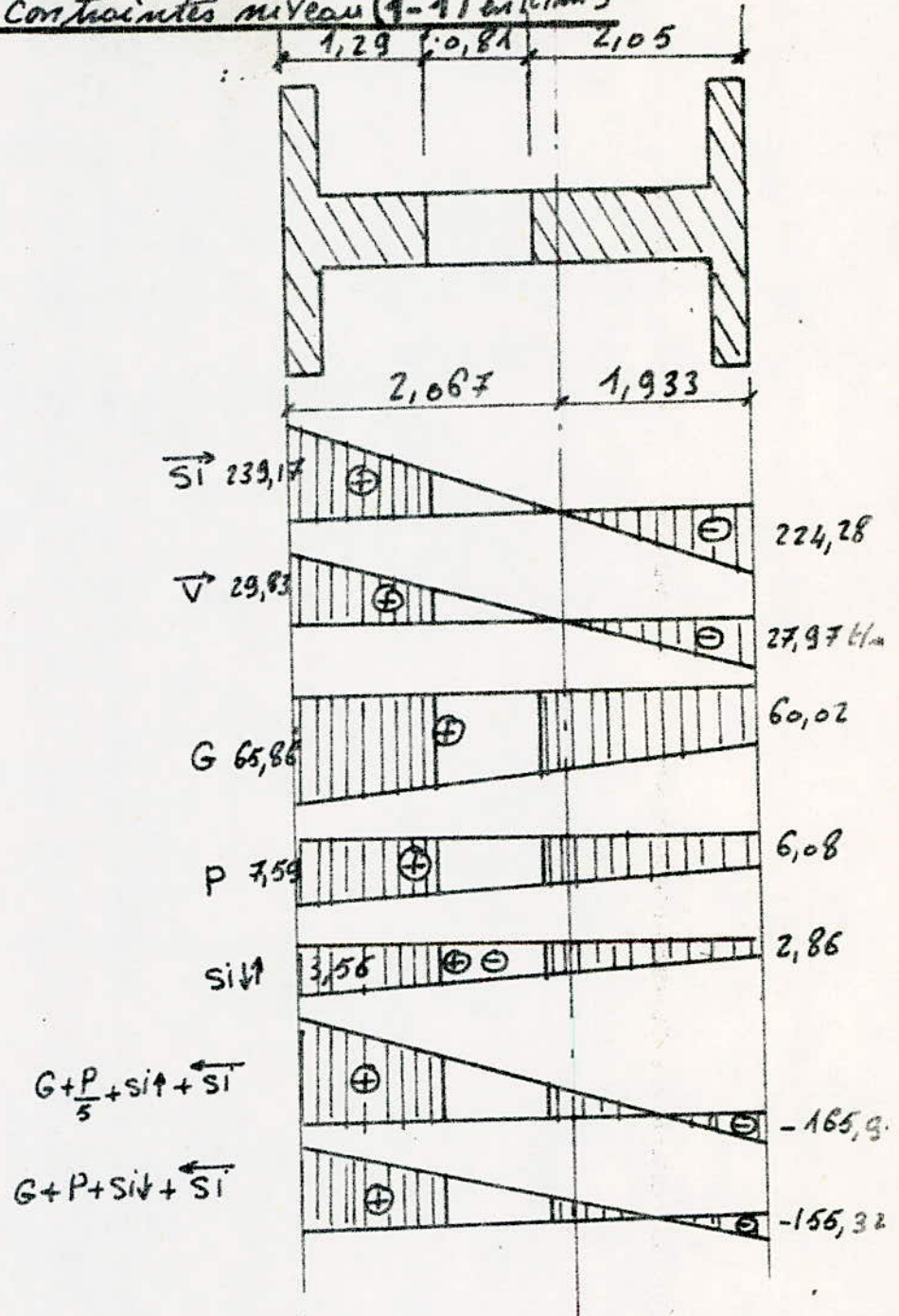
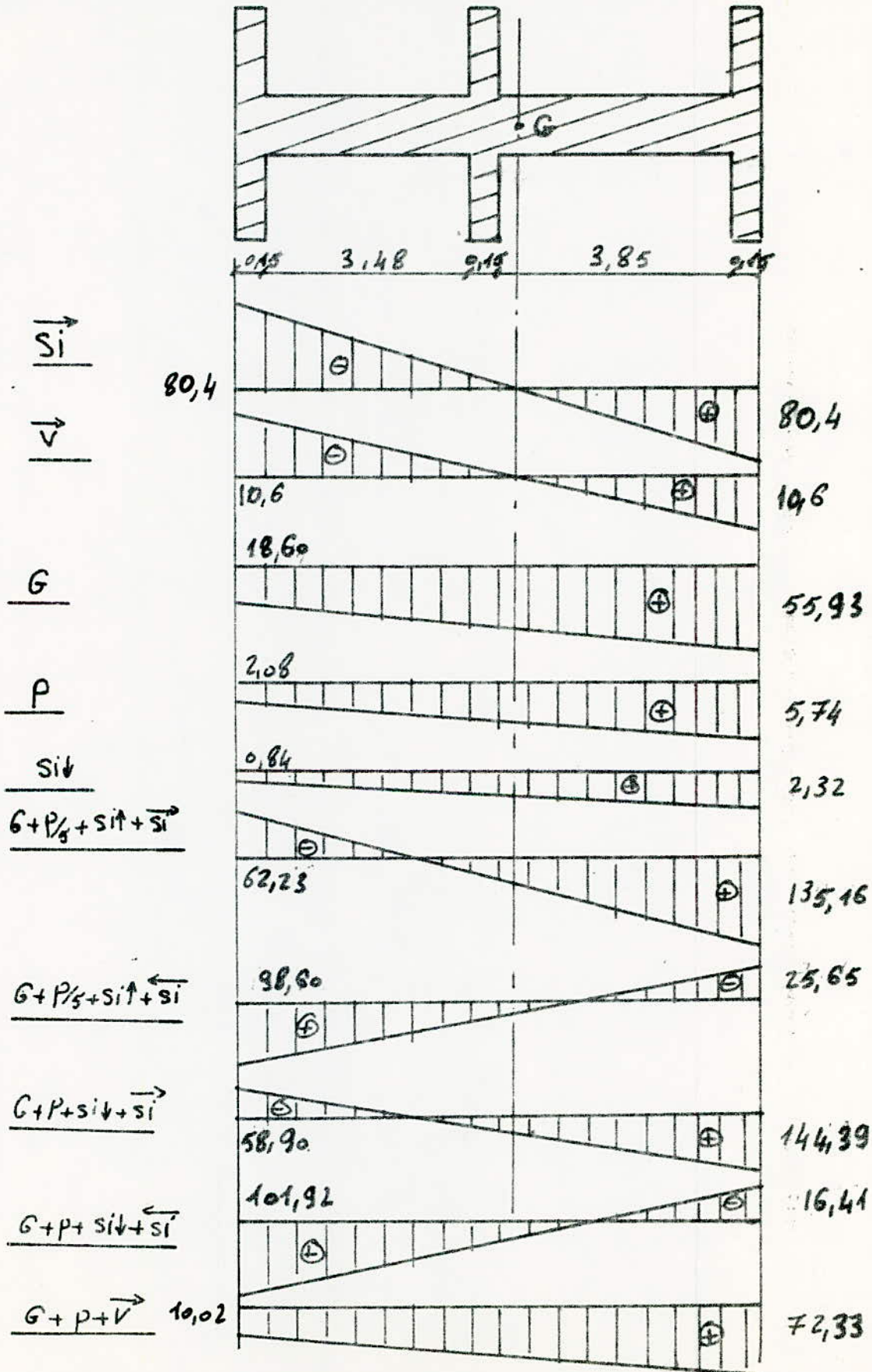


Diagramme des contraintes au niveau 0-0 [t/m²]



if

Determination d'effort normal et du moment niveau 0
 suivant les diagrammes des contraintes au niveau 0-0 on
 peut calculer N et M

tout calcul fait

dans le cas de: $G + P + S_i \downarrow + \overrightarrow{S_i}$ $\left\{ \begin{array}{l} N = 247,00 \text{ t} \\ M = 580,73 \text{ t.m} \end{array} \right.$

dans le cas de: $G + P + S_i \downarrow + \overleftarrow{S_i}$ $\left\{ \begin{array}{l} N = 247,00 \text{ t} \\ M = 347,43 \text{ t.m} \end{array} \right.$

cas de $G + P/5 + S_i \uparrow + \overrightarrow{S_i}$ $\left\{ \begin{array}{l} N = 205,42 \text{ t} \\ M = 535,3 \text{ t.m} \end{array} \right.$

dans le cas de $G + P + \overrightarrow{V}$ $\left\{ \begin{array}{l} N = 150,36 \text{ t} \\ M = 169,6 \text{ t.m} \end{array} \right.$

sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bords latéraux qui limitent les ouvertures et présenter avec les armatures horizontales de la face opposée un recouvrement suffisant la distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être égal à 1 cm

Les armatures sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures. La section minimale de ces armatures rapportée au volume total du mur ou de l'élément considéré doit être au moins égale à $w'_b = \frac{2}{3} w_v$

sans toutefois pouvoir prendre des valeurs inférieures à 0,001.

Armatures transversales perpendiculaires aux faces

Les dispositions et les sections des armatures transversales peuvent être variable d'une bande verticale de mur à l'autre suivant la contrainte effective σ'_b subie par chacune de bande

1) cas où σ'_b de la bande verticale considérée est inférieure aux $\frac{3}{4}$ de la contrainte admissible. dans ce cas les armatures sont disposées pour assurer la fixité des armatures pendant l'opération de bétonnage

2) cas où $\sigma'_b > \frac{3}{4} \bar{\sigma}'_b$

a) si la bande considérée est située au bordure du mur soit à son extrémité soit le long d'une ouvertures, la disposition des

Ferraillage.

Pourcentage minimal des armatures verticales DTU 23.1

La densité des armatures verticales peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre suivant l'intensité de la contrainte moyenne de cette bande.

Le pourcentage minimal W_v' d'une bande verticale donnée rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande de deux valeurs

$$W_v' = \frac{A_{vm}}{a \cdot d} \geq \begin{cases} 0,001 \\ \frac{2,1}{\sigma_{en} \text{ (bars)}} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \left(3 \frac{\sigma_{vm}'}{\sigma_{bc}'} - 1 \right) \end{cases}$$

A_{vm} = est la section des armatures dans la section horizontale vérifiée

a = l'épaisseur du mur

d : est la largeur de la bande considérée

σ_{vm}' : est la contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée (contrainte du béton seul)

θ_1 : est un coefficient qui est pris = $\begin{cases} 1 & \text{pour un mur interne} \\ & \text{d'axe} \\ 1,4 & \text{de rive} \end{cases}$

$$\theta_2 = 1 + \frac{1}{20}$$

la section d'armatures correspondant au pourcentage minimal doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considérée en respectant l'intervalle défini plus haut

Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur

sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. elles doivent être retournées aux extrémités du mur et au bords latéraux qui limitent les ouvertures et présenter avec les armatures horizontales de la face opposée un recouvrement suffisant la distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être égal à 1 cm

Les armatures sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures. la section minimale de ces armatures rapportée au volume total du mur ou de l'élément considéré doit être au moins égale à $w_{li} = \frac{2}{3} w_v$

sans toutefois pouvoir prendre des valeurs inférieures à 0,001.

Armatures transversales perpendiculaires aux faces

Les dispositions et les sections des armatures transversales peuvent être variable d'une bande verticale de mur à l'autre suivant la contrainte effective σ_b subie par chacune de bande

1) cas où σ_b de la bande verticale considérée est inférieure aux $\frac{3}{4}$ de la contrainte admissible, dans ce cas les armatures sont disposées pour assurer la fixité des armatures pendant l'opération de bétonnage

2) cas où $\sigma_b > \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b$

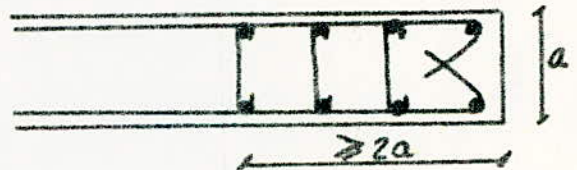
a) si la bande considérée est située au bordure du mur soit à son extrémité soit le long d'une ouvertures, la disposition des

armatures transversales doit être prévue d'une façon à constituer avec les armatures verticales et horizontales un ferrailage analogue à celui d'un poteau.

le diamètre est au moins égal à ϕ_t défini dans le tableau en fonction du diamètre ϕ .

ϕ (mm)	ϕ_t (mm)
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10
40	12

l'espacement des armatures ne doit pas dépasser $15\phi_v$; où ϕ_v est le diamètre des armatures verticales.



Chainage de plancher D.T.U 23.1

La section d'acier de chainage est fixée à $1,5 \text{ cm}^2$ au minimum dans les cas suivants :

- * chainage entre un plancher et un mur de pignon
- * chainage entre un plancher et un mur contre terre
- * chainage entre un plancher et une façade maçonnée
- * chainage entre un plancher et une façade coulée sur place

dans les autres cas la section d'acier est fonction de la largeur de plancher qui reporte ses charges verticales sur le mur

si L est cette largeur exprimée en mètre et si A est la section en

centimètres carrés (cm^2) des aciers de chaînage $A \geq 0,28L$

Armatures de mur intérieur

- * Renforcement vertical au voisinage d'angle d'ouverture (porte, baie) $\geq 0,85 \text{ cm}^2$ et qu'ils doivent border l'ouverture sur au moins 40 cm avec ancrage ou recouvrement
- * un renforcement horizontal $\geq 1,5 \text{ cm}^2$ doivent être placés dans la partie du mur au dessus des ouvertures et à 50 cm au plus sous le plancher
- * un chaînage vertical $\geq 1,5 \text{ cm}^2$ situés aux extrémités des murs ces aciers partent du plancher bas du dernier plancher et sont ancrés par retour dans le plancher terrasse

Armatures des murs extérieurs

Ces murs doivent comporter une armature constituée par des aciers de peau enrobés de 3 cm vis à vis de l'extérieur

- * un chaînage vertical $\geq 1,5 \text{ cm}^2$ ces aciers partent du plancher bas de l'étage sous terrasse et sont ancrés par retour d'équerre dans le plancher terrasse
- * un renforcement horizontal sous terrasse $\geq 2,35 \text{ cm}^2$ ces aciers situés au dessus des ouvertures à 50 cm au plus sous le plancher
- * un renforcement horizontal au voisinage des angles des ouvertures
- * un renforcement vertical au voisinage des angles $\geq 0,85 \text{ cm}^2$

Contrainte de compression admissible pour les voiles en B.A

la contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}_c$ est une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge σ_{28}

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma_{b0}$$

la valeur de la fraction ρ_b dépend du défaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité éventuelle du mur au flambement de l'efficacité du contrôle, de la qualité du béton, et de l'exécution ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (rétrait différentiel ---)

$$\rho_b \leq \begin{cases} 0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \end{cases}$$

coefficient α : $\alpha = \frac{a - 10e/3}{a}$ a : épaisseur du voile
 $e = \max \{ 1, l_f/300 \}$

$l_f = 0,7l$ (mur armé verticalement)

$l_f = 0,7 \cdot 275 = 192,5 \text{ cm}$

$l_f/300 < 1 \Rightarrow e = 1 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{15 - 10 \cdot 1/3}{15} = 0,77$

coefficient β : $\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{l}{100} \right)^2}$

$\lambda = \frac{l_f}{a} \sqrt{12} = \frac{192,5 \sqrt{12}}{15} = 44,48$

$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{44,48}{100} \right)^2} = 0,71$

coefficient γ : $\gamma = 1$ béton contrôlé strict

$\gamma = 0,83$ béton peu contrôlé

ici le contrôle est atteint $\gamma = 0,83$

coefficient δ :

$\delta = 1$ lorsque les vérifications seront effectuées pour les actions ou combinaisons d'actions courantes.

$\delta = 1,1$ lorsque les vérifications de contraintes admissibles seront effectuées pour les actions ou combinaisons d'actions faisant intervenir entre autres les effets climatiques

ici on tient compte du séisme et du vent $\delta = 1,1$

$$\rho'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \times 0,77 \times 0,83 \times 1,1 = 0,3163 \\ 0,5 \times 0,77 \times 0,83 \times 0,71 \times 1,1 = 0,2495 \end{array} \right.$$

donc $\bar{\sigma}'_{b0} = 0,2495 \cdot 270 = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

Ferraillage par C.T.C

Art 4.3.3.2 : les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappes dont le pourcentage minimum est donné ci-dessous

- * $\rho_b \leq 0,025 \sigma_{cs} \Rightarrow 0,15\%$
 - * $\rho_b \geq 0,025 \sigma_{cs} \Rightarrow 0,25\%$
- } dans chaque direction.

Art 4.3.3.4 : l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes.

$$s \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Art 4.3.3.5 : les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Art 4.3.3.6 le diamètre de barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/40$ de l'épaisseur du voile

Art 4.3.3.7 A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/40$ de la largeur du voile

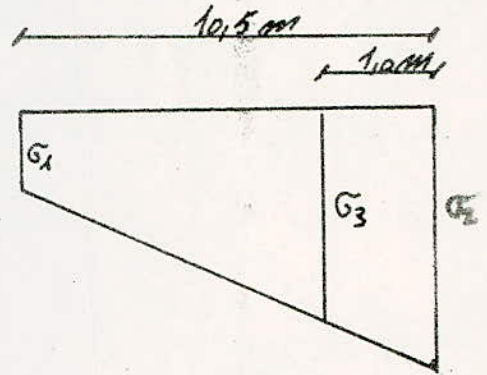


Refend 1 et 6

Compte tenu des résultats trouvés aux paragraphes précédents (contrainte du voile) et pourcentage minimal des armatures les voiles 1 et 6 n'auront pas besoin des armatures comprimées, on a trouvé:

$$\sigma_2 = \frac{N'}{S} + \frac{M}{W} = 21,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N'}{S} - \frac{M}{W} = 3,077 \text{ Kg/cm}^2$$



D.T. U 23.1 nous impose

$$W_V' = \frac{A_{\text{arm}}}{a \cdot d} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ \frac{2,1}{\sigma_{\text{lim}}} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \left(3 \frac{\sigma_{\text{lim}}}{\sigma_{b0}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$$a = 15 \text{ cm}$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = 1,4$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{1}{20} = 1 + \frac{44,46}{20} = 3,223$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{\sigma_3 + \sigma_2}{2} = \left(\left[\sigma_1 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{10,5} \cdot 9,5 \right] + \sigma_2 \right) / 2 = \frac{19,37 + 21,09}{2} =$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 20,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_V' = \frac{A_{\text{arm}}}{a \cdot d} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ \frac{2,1}{4200} \cdot 1,4 \cdot 3,223 \cdot \left(3 \cdot \frac{20,23}{87,15} - 1 \right) < 0 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow W_V' = \frac{A_{\text{arm}}}{a \cdot d} \geq 0,001 \Rightarrow A_{\text{arm}} = 0,001 \cdot 15 \cdot 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

C.T.C. 4.3.3.2

$$\ell_b = 1,5 \cdot \frac{T}{b \cdot \beta} \quad \text{ou } T: \text{ effort tranchant à la base du refend}$$

$$T = 19350 \text{ Kg}$$

$$\beta = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 1050 = 918,75 \text{ cm.}$$

$$C_b = 1,5 \cdot \frac{19350}{15 \cdot 918,75} = 2,1 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \cdot 270 = 6,75 \text{ Kg/cm}^2$$

donc $A_{\text{min}} = 0,0015 \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2$

Cette section d'armatures correspondant au pourcentage minimal de C.T.C doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande considérée

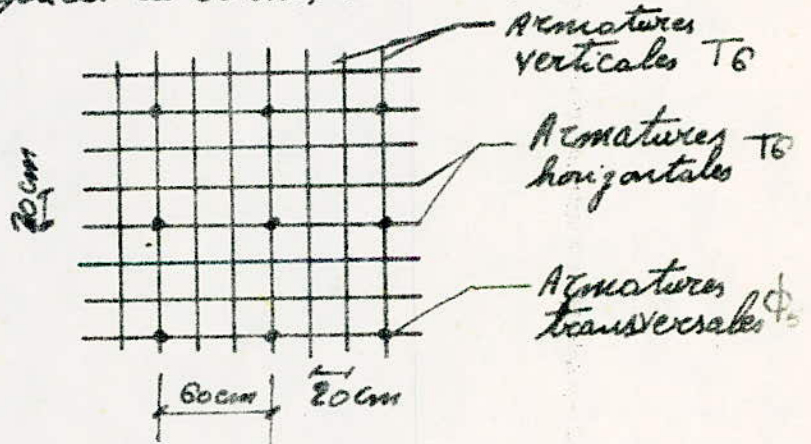
en respectant l'espacement entre les barres $\Delta \leq \begin{cases} 1,5a = 22,52 \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
on prendra 5 T6 par face $A = 1,41 \text{ cm}^2$ espacé de 20 cm

Armatures horizontales:

C.T.C 4.3.3.2 nous impose la même section 5 T6

Armatures transversales

on adoptera ϕ_8 espacé de 60 cm, donc un maillage sur deux sera fixé



Ferraillage des linteaux

le linteau sera considéré comme une poutre encastée aux extrémités

Détermination du moment max et effort tranchant

sous le poids propre : $q_1 = 0,15 \cdot 0,735 \cdot 2,5 = 0,28 \text{ k/ml}$

sous la charge provenant du plancher : $q_2 = 0,72 \cdot \frac{3,63}{2} = 1,3 \text{ k/ml}$

sous la surcharge d'exploitation : $q_3 = 0,175 \cdot \frac{3,63}{2} = 0,32 \text{ k/ml}$

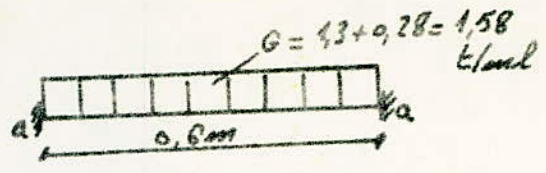
sous SIV

$$q_4 = \frac{2,12 \cdot 3,63}{19,0375} = 0,2 \text{ k/ml}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q l^2}{24} = \frac{1,58 \cdot 0,8^2}{24} = 0,0237 \text{ km}$$

$$M_a = \frac{9l^2}{72} = 0,474 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = \frac{1,58 \cdot 0,6}{2} = 0,474 \text{ t}$$



sous P $M_{max} = \frac{0,32 \cdot 0,6^2}{24} = 0,0048 \text{ t.m}$

$$M_a = 0,0096 \text{ t.m}$$

$$T = 0,096 \text{ t}$$

sous S₁↑ $M_{max} = \frac{0,2 \cdot 0,6^2}{24} = 0,003 \text{ t.m}$

$$M_a = 0,006 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = \frac{0,2 \cdot 0,6}{2} = 0,06 \text{ t}$$

sous S₁→ $M_a = \pi \cdot a = 2,4 \text{ t.m}$

$$T = \pi = 8 \text{ t}$$

sous V $M_a = 0,804 \text{ t.m}$

$$T = 2,68 \text{ t}$$

Combinaisons des efforts

$$T = T_0 + 1,2 T_p = 0,474 + 1,2 \cdot 0,096 = 0,59 \text{ t}$$

$$T = T_0 + T_p + T_v = 0,474 + 0,096 + 2,68 = 3,25 \text{ t}$$

La sollicitation du second genre l'emporte sur le premier genre donc notre ferrailage se fera sous les efforts du second genre

$$T_{\text{second genre}} > 1,25 T_{\text{premier genre}}$$

$$M = M_0 + M_p + M_{S_1 \rightarrow} + M_{S_1 \uparrow} = 0,474 + 0,0096 + 0,006 + 2,4 = 2,463 \text{ t.m}$$

calcul des armatures par la méthode de pierre charon.

$$h_t = 73,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 2,483 \text{ t.m}$$

$$d = 3,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,483 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot 70^2} = 0,0119$$

$$\bar{\sigma}_{i8} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

tableau 5 p. charon $\mu = 0,0119$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9512 \\ K = 87,5 \end{array} \right.$

$$\text{donc } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{2,483 \cdot 10^3}{4200 \cdot 0,9512 \cdot 70} = 0,88 \text{ cm}^2$$

Calcul par C.T.C Article 43.13

$$A_i \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_i \geq 0,0015 \cdot 15 \cdot 73,5 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{on se fixe } 2T12 \Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,0015 \cdot b \cdot h = 1,65 \rightarrow A = 2,26 \text{ pour } 2T12$$

$$A_x = 0,002 \cdot b \cdot h = 2,205 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on se fixe } 6T8$$

$$\text{pour } A = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_i + A_s + A_x = 7,53 \text{ cm}^2$$

section d'armatures transversales

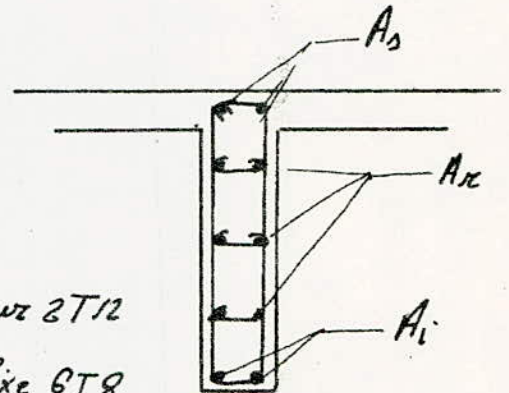
$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot l \quad \text{avec } l = \text{le carterement} = 18 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T5 \rightarrow A = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{on vérifie que } \sigma_b = \frac{1,5 \cdot T}{b \cdot g} = \frac{1,5 \cdot 8,63 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70} = 14,08 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b < 0,06 \bar{\sigma}_{i8} = 16,52 \text{ cm}^2$$

on aura pas besoin d'armatures supplémentaires.



Refend 2 et 5

Element 1

nous rappellerons que le refend travaille à la compression avec

$$\sigma_1 = 21,28 \text{ Kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 20,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{3,9} \cdot 2,9$$

$$\sigma_3 = 20,77 + \frac{(21,28 - 20,77)}{3,9} \cdot 2,9 = 21,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = 21,215 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_v = \frac{A_m}{a \cdot d} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,001 \\ \frac{2,1}{4200} \cdot 1 \cdot 3,223 \cdot \left(3 \cdot \frac{21,215 \cdot 11}{87,45} - 1 \right) < 0 \end{array} \right.$$

donc $W_v = 1,5 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire

C.T.C

$$\tau_b = 1,5 \cdot \frac{10,015 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{\pi}{8} \cdot 330} = 2,934 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{t8} = 6,75$$

$\Rightarrow A_m = 2,25 \text{ cm}^2$ on fixera T6 espacé de 20 cm

dans chaque direction $\Rightarrow W_b = 2,25 \text{ cm}^2$ p. m

Armature transversales: un nœud sur trois sera fixé

Element 2 et 3: vu les contraintes à la base on adoptera le même ferrailage que l'element 1

Ferrailage des linteaux

ils sont calculés comme une poutre encastée à ses extrémités
charge et surcharge:

$$\text{poids propre} = 0,15 \cdot 0,735 \cdot 2,5 = 0,28 \text{ t/ml}$$

$$\text{poids plancher} = 0,72 \cdot \frac{3,6 + 4}{2} = 2,74 \text{ t/ml}$$

$$\text{total} = 3,02 \text{ t/ml}$$

$$M_a = \frac{3,02 \cdot 1,05^2}{12} = 0,27 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = \frac{3,02 \cdot 1,05}{2} = 1,58 \text{ t}$$

sous P:

$$q = 0,175 \cdot \frac{3,63+4}{2} = 0,66 \text{ t/ml}$$

$$M_a = \frac{0,66 \cdot 1,05^2}{12} = 0,0606 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 0,0303 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 0,66 \cdot \frac{1,05}{2} = 0,3485 \text{ t}$$

sous S11

$$q = \frac{4,29 \cdot (3,63+4)}{40,05} = 0,46 \text{ t/ml}$$

$$M_a = \frac{0,46 \cdot 1,05^2}{12} = 0,0422 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 0,24 \text{ t}$$

Combinaisons:

1er genre $\left\{ \begin{aligned} T &= 1,58 + 1,2 \cdot 0,34 = 1,988 \text{ t} \\ T &= 1,58 + 0,34 + 0,35 = 2,277 \text{ t} \end{aligned} \right.$

second genre $\left\{ \begin{aligned} T &= 1,58 + 0,34 + 0,24 + 3,542 = 5,702 \text{ t} \\ M &= 0,27 + 0,06 + 0,04 + 1,86 = 2,23 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

vu le calcul d'armature dans le refend 1 et 6 (linteau)
 $M_{2.5} < M_{1.6}$ donc la section d'acier minimale est
 imposée par C.T.C voir linteau du voile 1 et 6
 on n'aura pas besoin d'armatures supplémentaires

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 5,7 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 70} = 9,3 < 0,08 \cdot 270 = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

Refend 3 et 4

Element 1

$$\sigma_3 = 19,34 + \frac{21,96 - 19,34}{2,15} \cdot 1,15 = 20,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_m' = \frac{20,6 + 21,96}{2} = 21,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_v' = \frac{A_m}{a.d} \geq \begin{cases} 0,001 \\ \frac{2,1}{4200} \cdot 1,3,223 \cdot \left(3 \cdot \frac{21,25}{87,15} - 1 \right) < 0 \end{cases}$$

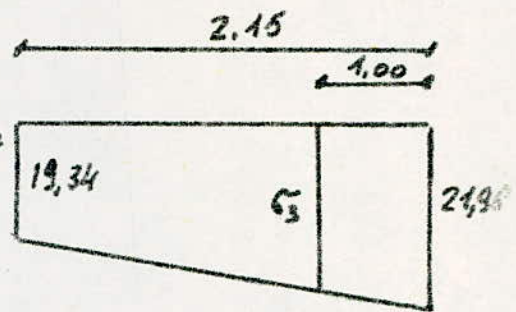
$$\Rightarrow A_m = 1,5 \text{ cm}^2$$

Suivant C.T.C on aura $\tau_b = 1,5 \cdot \frac{10900}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 215} = 5,7 < 0,025 \sigma_{28}'$

même ferrailage que voile 1 et 6

ferrailage des linteaux

Le même ferrailage sera adopté que le refend 1 et 6 pour les deux linteaux



Voile longitudinal

Element 1 niveau 1-1

le cas le plus defavorable sera-
nt les diagrammes de contraintes
et celui de $G + P/5 + S_{it} + \vec{S}_i$.

$G_{11} = -175,54 \text{ t/m}^2$
 $G_{12} = -31,8 \text{ t/m}^2$

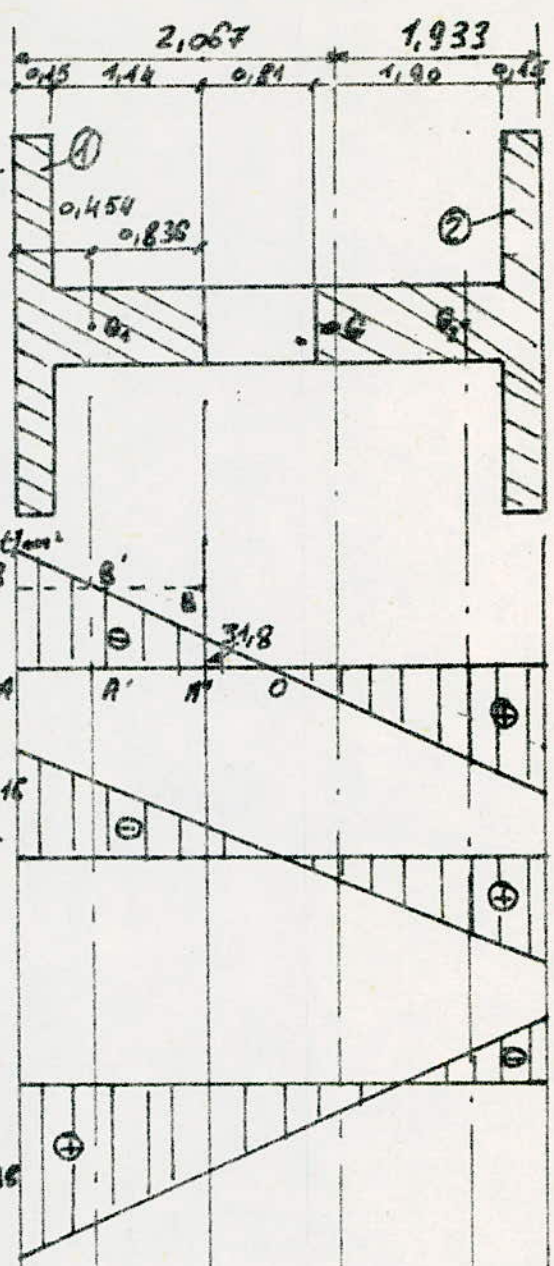
on calcule l'effort normal $175,54 \text{ t/m}^2$
et le moment fléchissant $G + P/5 + S_{it} + \vec{S}_i$

nous rappelons:
 $I_1 = 0,0954 \text{ m}^4$

$\Omega_1 = 0,582$

$V_{11} = 0,454 \text{ m}$
 $V_{12} = 0,836 \text{ m}$

$W_{12} = \frac{I_1}{V_{12}}$



les deux triangles OAB et $OA''B''$

étant semblable $\Rightarrow \frac{OA}{OA''} = \frac{AB}{A''B''}$

$\Rightarrow 1 + \frac{AA''}{OA''} = \frac{AB}{A''B''} \Rightarrow \frac{AA''}{OA''} = \frac{AB}{A''B''} - 1 \Rightarrow OA'' = \frac{AA''}{\left(\frac{AB}{A''B''} - 1\right)}$

$\Rightarrow OA'' = \frac{1,29}{\left(\frac{175,54}{31,8} - 1\right)} = 0,285 \text{ m}$

$OA = OA'' + A''A = 0,2854 + 1,29 = 1,5754 \text{ m}$

$OA' = 1,5754 - 0,454 = 1,1214 \text{ m}$

les 2 triangles $OA'B'$ et $OAB \Rightarrow A'B' = \frac{OA'}{OA} \cdot AB = -124,96 \text{ t/m}^2$

donc $N = \dots \cdot \Omega_1$

$N = 124,96 \cdot 0,582 = 72,73 \text{ t}$ effet de traction

$G = \frac{M}{W} ; W_{111} = \frac{I_1}{V_{111}} = \frac{0,0994}{0,454} = 0,21 \text{ m}^3$

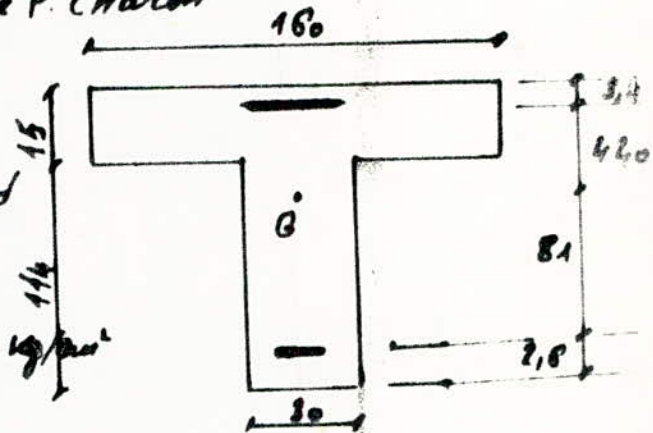
$M = (175,54 - 124,96) \cdot 0,21 = 10,626 \text{ t.m} \approx 10,63 \text{ t.m}$

étant donné que l'effet normal est un effet de traction passant par le centre de gravité donc la section est activement tendue

Ferraillage par la méthode de P. Charon

$A_1 = \frac{N \cdot l_1}{\sigma \cdot \bar{\sigma}_a} ; A_2 = \frac{N \cdot l_2}{\sigma \cdot \bar{\sigma}_a}$

Comme la sollicitation du second genre l'emporte sur celle du premier genre $\Rightarrow \bar{\sigma}_0 = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$



$l_1 = 81,0 \text{ cm}$

$l_2 = 43,0 \text{ cm}$

$g = l_1 + l_2 = 124,0 \text{ cm}$

$A_1 = \frac{72,73 \cdot 10^3 \cdot 81}{124 \cdot 4200} = 11,32 \text{ cm}^2 ; A_2 = 6,055 \text{ cm}^2$

$A = A_1 + A_2 = 11,32 + 6,055 = 17,37 \text{ cm}^2$

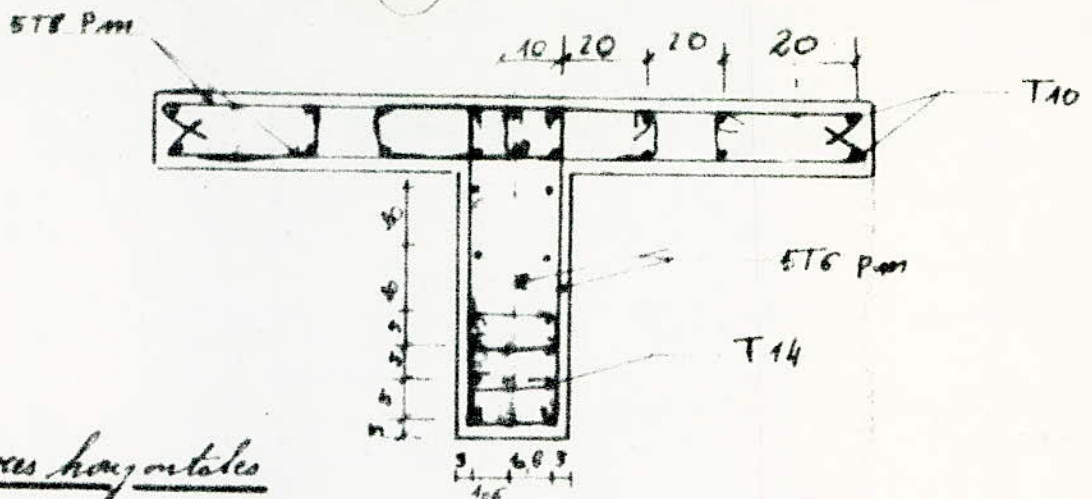
C.T.C. Article 4.8.3.3

le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5% de la section horizontale du béton tendu

$\Omega_1 = 0,582 \text{ m}^2 \Rightarrow A = \frac{0,582 \cdot 10^4 \cdot 0,5}{100} = 29,1 \text{ cm}^2$

on fixe ca $\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ T14 a l'extrémité du repend} \\ 2 \text{ T10 sur la table} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 = 18,7 \text{ cm}^2$

$A_2 = 10,90 \text{ cm}^2$



Armatures horizontales

$$W_h = \frac{b}{3} \quad W_v = \frac{h}{3} \quad 38,81 = 29,34 \text{ cm}^2$$

on fixera $\left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ T8 pour laule} \rightarrow A = 15,06 \text{ cm}^2 \\ 18 \text{ T8 de la voûte} \rightarrow A = 9,03 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Armatures transversales

$$C_b = 1,5 \frac{38,08}{0,3 \cdot 1,23} = 17,7 < \bar{C}_b \text{ donc un nœud sur trois sera fixe } \phi_s$$

Vérification de la fissuration

$$\sigma_{tr} = \frac{k \cdot \pi}{\phi} \frac{w_f}{1 + k \cdot w_f} \quad \text{avec } \phi = 14 \text{ mm} \quad w_f = \frac{13,85}{330} = 0,042$$

pc table $\sigma_{tr} = 2113 \cdot 1,5 \cdot 1,6 = 5074 \text{ bars} > \sigma_{en} = 4600 \text{ kg/cm}^2$

Élément 2

tout calcul fait $\left. \begin{array}{l} N = 61,45 \text{ t} \\ M = 39,41 \text{ t.m} \end{array} \right\} \text{ cas de } G + P/5 + S1 \uparrow + \bar{S1}$

section partiellement tendue on peut donner le même ferrailage que de l'élément 1

ferrailage du linteau

il est considéré comme une poutre encastree a ses extrémités

poisds propre: $0,30 \cdot 0,735 \cdot 2,5 = 0,552 \text{ t/m.l}$

charge venant du plancher: $0,72 \cdot 1,6 = 1,152 \text{ t/m}$

donc la charge permanente totale: $q = 1,152 + 0,552 = 1,704 \text{ t/m}$

$$M_a = \frac{1,704 \cdot 0,81^2}{12} = 0,094 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = \frac{1,704 \cdot 0,81}{2} = 0,7 \text{ t}$$

sous la surcharge d'exploitation $q = 0,175 \cdot 1,6 = 0,28 \text{ t/m}$

$$M_a = \frac{0,28 \cdot 0,81^2}{12} = 0,0153 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = \frac{0,28 \cdot 0,81}{2} = 0,1134 \text{ t}$$

sous S_{IV} $q = 0,107 \cdot 1,6 = 0,172 \text{ t/m}$

$$M_a = \frac{0,172 \cdot 0,81^2}{12} = 0,01 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 0,07 \text{ t}$$

sous \vec{S}_I $M_a = 13,35 \text{ t.m}$

$$T = 32,96 \text{ t}$$

sous \vec{V} $M_a = 2,385 \text{ t.m}$

$$T = 5,89 \text{ t}$$

combinaisons des efforts: la sollicitation du second genre
s'empote sur le premier genre

$$T_{max} = T_G + T_p + T_{S_{IV}} + T_{\vec{S}_I} = 33,85 \text{ t}$$

$$M_a = M_G + M_p + M_{S_{IV}} + M_{\vec{S}_I} = 13,47 \text{ t}$$

calcul des armatures par la méthode de P. Charon

$$h_e = 73,5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$G_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^3$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 13,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 70^2} = 0,0327 \quad \begin{matrix} \epsilon = 0,9221 \\ \kappa = 49,2 \end{matrix}$$

$$G'_b = \frac{4200}{49,2} = 89,30 < \overline{G'_b} = 0,75 \cdot G'_s$$

$$A = \frac{13,47 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9221 \cdot f_0} = 4,97 \text{ cm}^2$$

calcul pour C.T.C

$$A_i \geq 0,0015 \cdot 30 \cdot 73,5 = 3,307 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 30 \cdot 73,5 = 3,3 \text{ soit } 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 0,002 \cdot b \cdot h = 4,41 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ecartement } s = 16 \text{ cm} = \frac{73,5 - (3 + 3,5 + 3 + 1,6)}{4} = 15,6 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$A_t = 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,0025 \cdot 30 \cdot 15,6 = 1,17 \text{ cm}^2$$

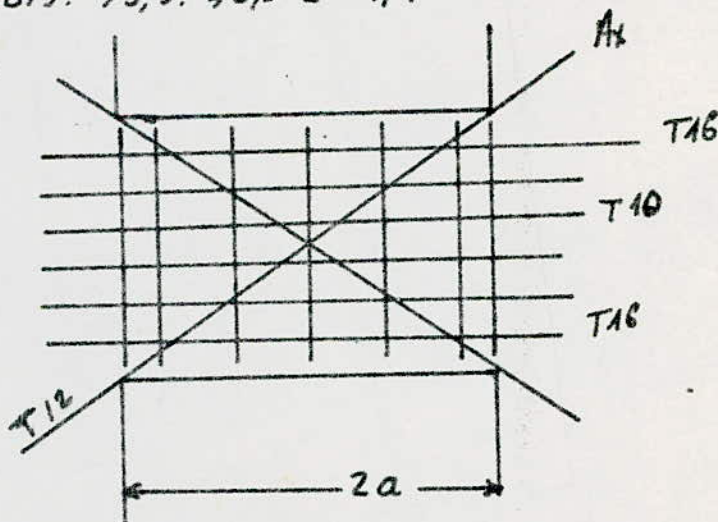
on prendra de Φ_6 ; 5 cadres par mètre linéaire.

$$C_b = 1,5 \cdot \frac{33,85 \cdot 10^3}{30 \times \frac{7}{8} \cdot f_0} = 26,9 \text{ Kg/cm}^2 > 0,06 \cdot G'_s = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

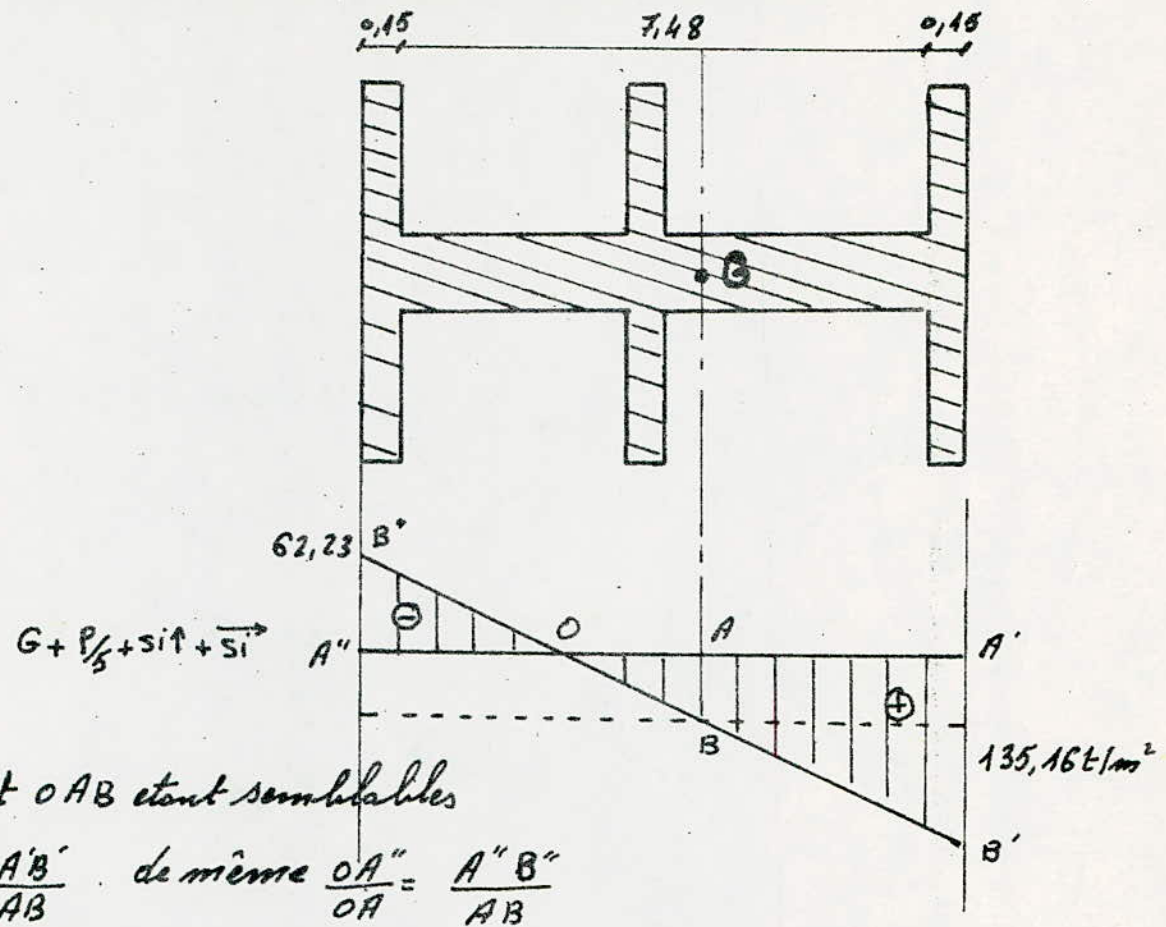
donc on aura besoin des armatures supplémentaires

$$A_x \geq 0,0015 \cdot h \cdot a = 0,0015 \cdot 73,5 \cdot 40,5 = 4,46 \text{ cm}^2$$

on fixe 4T12 = 4,52 cm²



niveau (0-0) Ferrailage du voile longitudinal



OA'B' et OAB étant semblables

$$\frac{OA'}{OA} = \frac{A'B'}{AB} \quad \text{de même} \quad \frac{OA''}{OA} = \frac{A''B''}{AB}$$

de ces deux relations on tire: $OA = \frac{A'B' \cdot AA'' - A''B'' \cdot AA'}{A'B' + A''B''}$

$$\Rightarrow OA = \frac{135,16 \cdot 3,89 - 62,23 \cdot 3,89}{135,16 + 62,23} = 1,44 \text{ m}$$

$$\text{d'où } AB = \frac{A'B'}{1 + \frac{AA'}{OA}} = \frac{135,16}{1 + \frac{3,89}{1,44}} = 36,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donc } N = 36,5 \times 3,652 = 133,3 \text{ t}$$

$$M = (135,16 - 36,5) \cdot 5,44 = 536,7 \text{ t.m}$$

la section étant quelconque on la calcule par la méthode de p. Charon: $M = M + N \cdot f$ = moment fictif.

$$M = 536,7 + 133,3 \cdot 3,815 = 1045,24 \text{ t.m}$$

F_b : face de compression du béton

F : force de traction

la somme de projection des forces = 0

$$F_b' - F = 0 \Rightarrow F_b' = F = A_1 \bar{\sigma}_a$$

donc $A_1 = \frac{F_b'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{M}{f_b \cdot \bar{\sigma}_a}$ avec $f_b = \frac{2}{3} \cdot 5,24 + 2,465 = 5,96$

$$A_1 = \frac{1045,24 \times 10^5}{596 \cdot 4200} = 41,75 \text{ cm}^2$$

$$A = 41,75 - \frac{133,3 \cdot 10^3}{4200} = 10,02 \text{ cm}^2$$

Calcul par C.T.C

la section tendue = $0,15 \cdot 1,6 + 2,3 \cdot 0,4 = 1,16 \text{ m}^2$

donc la section d'acier = $\frac{0,5 \cdot 1,16}{100} = 0,0058 \text{ m}^2 = 58 \text{ cm}^2$

⇒ le ferrailage à prendre sera fixé par C.T.C

on prendra 22 T 14 → $A = 33,86 \text{ cm}^2$ au talon

24 T 12 → $A = 27,12 \text{ cm}^2$ sur la nervure

Armatures horizontales

$$W_{fh}' = W_v' \cdot \frac{1}{4} = 15,25 \text{ cm}^2$$

au talon on aura $A = 8,96 \text{ cm}^2$ soit 32 T 6 espace de 18 cm

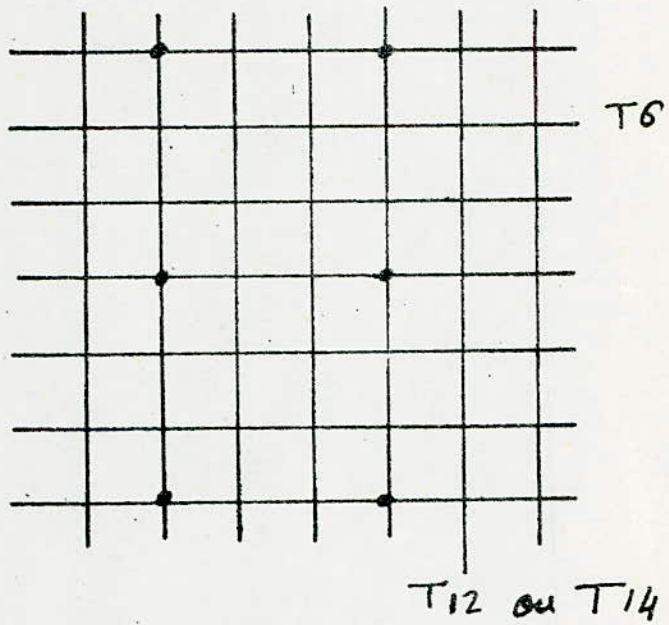
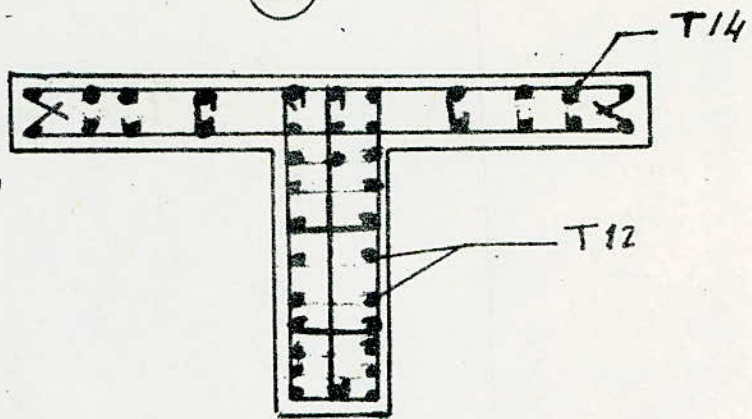
dans la nervure : $A = 8,46$ soit 30 T 6 espace de 20 cm

Armatures transversales

$\bar{\sigma}_b < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$ donc un nœud sur trois sera fixé

Quand le seisme sera de droite vers la gauche on donnera le même ferrailage

(139)



Renforcement des ferraillasses du xefend longitudinal.
ferraillage superieur

calcul de moment

1) cas de min de charge

$$G_x = \frac{14,08(8,37 - 5,5)}{8,37} = 4,82 \text{ t/m}^2$$

$$q_x = 4,82 \cdot 3,5 = 16,87 \text{ t/ml}$$

$$M_x = \frac{16,87 \cdot (2,87)^2}{6} = 23,16 \text{ tm}$$

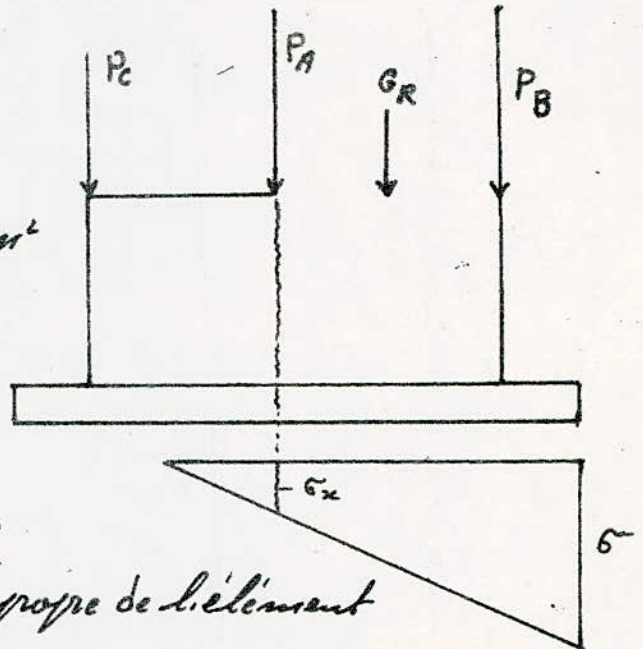
$$M_{pc} = 20,04 \cdot 3,63 = 72,75 \text{ tm}$$

M_{pp} : moment dû au poids propre de l'élément

$$M_{pp} = 86,36 + 15,6 = 101,96 \text{ tm} \text{ déjà calculé}$$

donc le moment à l'encastrement $M =$

$$M = 103,96 + 72,75 - 23,16 = 153,55 \text{ tm}$$



2) cas de max de charge

$$G_x = \frac{15,50 \cdot 3,62}{9,12} = 6,17 \text{ t/m}^2 \text{ (voir calcul de la stabilité)}$$

$$q_x = 6,17 \cdot 3,5 = 21,6 \text{ t/ml}$$

$$M_x = \frac{21,6 \cdot (3,62)^2}{2 \times 3} = 47,18 \text{ tm}$$

$$M_{pc} = 25,1 \cdot 3,63 = 91,12 \text{ tm}$$

$$M_{pp} = 101,96 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow M = 101,96 + 91,12 - 47,18 = 145,9 \text{ tm}$$

donc le ferraillage sera calculé avec un moment $M = 153,5$
 par la méthode de p. choron.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_c \cdot b \cdot h^2}$$

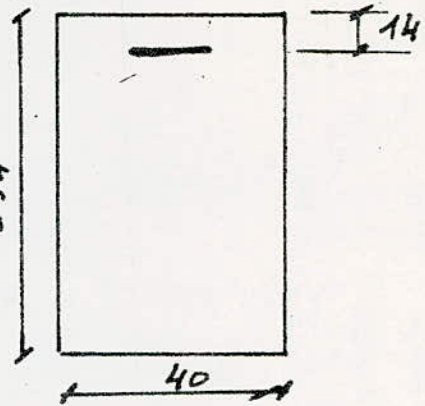
$$\mu = \frac{15 \cdot 153,55 \cdot 10^5}{4200 \cdot 40 \cdot (240)^2} = 0,0238$$

tableau 5 P.C $\rightarrow \mu = 0,0238$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9328 \\ \kappa = 59,4 \end{array} \right.$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{59,4} = 70,7 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_c \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{153,55 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9328 \cdot 240} = 16,34 \text{ cm}^2$$

on adoptera 6T20 $\Rightarrow A = 18,84 \text{ cm}^2$



ferraillage inferieur

le moment maximal a été calculé précédemment (voir la stabilité du refend) $M_{max} = 103,71 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_c \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 103,71 \cdot 10^5}{4200 \cdot 40 \cdot (240)^2} = 0,0160 \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9440 \\ \kappa = 74,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{74,5} = 56,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{103,71 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,977 \cdot 240} = 10,9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T16 \Rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant

$$T_{max} = 95,09 \text{ t}$$

$$\tau_b = 1,5 \cdot \frac{95,09}{0,4 \cdot \frac{7}{8} \cdot 2,4} = 169,8 \text{ t/m}^2 = 16,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \sigma'_b = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

donc on adoptera $0,25 \cdot 2,54 \cdot 0,4 = 25,4 \text{ cm}^2$

on prendra 24T12 $\Rightarrow A = 27,15 \text{ cm}^2$ répartie en 3 nappes

Verification de fissuration

p. Charon nous donne pour σ_{20} } $\sigma_s = 2042 \text{ Kg/cm}^2$
 et $K = 10^6 \cdot 1,5$

\Rightarrow on refait le calcul de A superieur

$$\mu = \frac{153,55 \cdot 10^5 \cdot 15}{2042 \cdot 40 \cdot (240)^2} = 0,0489 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9071 \\ K = 38,8 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{2042}{38,8} = 52,6 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{153,55 \cdot 10^5}{2042 \cdot 0,9071 \cdot 240} = 34,54 \text{ cm}^2$$

on adoptera 12 T 20 $\Rightarrow A = 37,68 \text{ cm}^2$

de même la verification de ferrailage inferieur

Φ_{16} et $K = 10^6 \Rightarrow \sigma_s = 1868 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{donc } \mu = \frac{15 \cdot 103,71 \cdot 10^5}{1868 \cdot 40 \cdot (240)^2} = 0,0361 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9187 \\ K = 46,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{1868}{46,5} = 40,17 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{103,71 \cdot 10^5}{1868 \cdot 0,9187 \cdot 240} = 25,18 \text{ cm}^2$$

on adoptera 14 T 16 $\Rightarrow A = 28,14 \text{ cm}^2$

ferrailage de la console de la semelle

$$M_{\max} = 49,58 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 49,58 \cdot 10^5}{4200 \cdot 350 \cdot 70^2} = 0,0103 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9545 \\ K = 95 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{49,58 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9545 \cdot 70} = 17,66 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } 10 \text{ T } 16$$

$$\text{pour T16 : } \bar{\sigma}_s = 1868 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 49,58 \cdot 10^5}{1868 \cdot 350 \cdot (70)^2} = 0,0232$$

(111)

$$\mu = 0,0232 \Rightarrow \epsilon = 0,9334 \text{ et } k = 60,0$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{1868}{60} = 31,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{49,58 \cdot 10^5}{1858 \cdot 0,9334 \cdot 70} = 40,6 \text{ cm}^2$$

on adoptera 22 T 16 = 44,22 cm²

quand le seisme change la direction on adopte le même ferrailage.

Effort tranchant

$$T = 64,04 \text{ t}$$

$$\tau_b = 1,5 \cdot \frac{64,04}{3,5 \cdot \frac{7}{8} \cdot 0,70} = 44,8 \text{ t/m}^2 = 4,48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

on aura pas besoin des armatures transversales; on adoptera le minimum de ferrailage 4 cadres par m².

ferrailage superieur

$$M_{\text{max}} = 8,1 \text{ t m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 8,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 350 \cdot (70)^2} = 0,0025 \begin{cases} \epsilon = 0,977 \\ k = 202 \end{cases}$$

$$A = \frac{8,1 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,977 \cdot 70} = 4,23 \text{ cm}^2$$

on fixera 11 T 8 $\Rightarrow A = 5,52 \text{ cm}^2$.

Verification de la fissuration: $\phi_8 \Rightarrow G_1 = 2635 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 8,1 \cdot 10^5}{2635 \cdot 350 \cdot (70)^2} = 0,00268 \begin{cases} \epsilon = 0,9763 \\ k = 196 \end{cases} \quad G_1 = 260 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{8,1 \cdot 10^5}{2635 \cdot 0,9763 \cdot 70} = 4,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow 11 \text{ T } 8 = 5,52 \text{ cm}^2$$

FOR NATION

FONDATION

Reprend 1 et 6

le calcul des contraintes a été fait précédemment d. ou les diagrammes à la base

du reprend (0-0)

$I = 13,738 m^4$

$V_2 = 5,33 m$

$V_4 = 5,17 m$

$\Omega_1 = 0,6615 m^2$

$\Omega_2 = 0,636 m^2$

$\Omega_3 = 0,147 m^2$

$\Sigma \Omega = 1,447 m^2$

on considère le cas le plus défavorable

$(G + P + Si \downarrow + \vec{S}_i)$ et on calcule

l'effort normal et le moment

on considère les deux triangles

$\frac{OA}{OA'} = \frac{AB}{A'B'} \quad (1)$

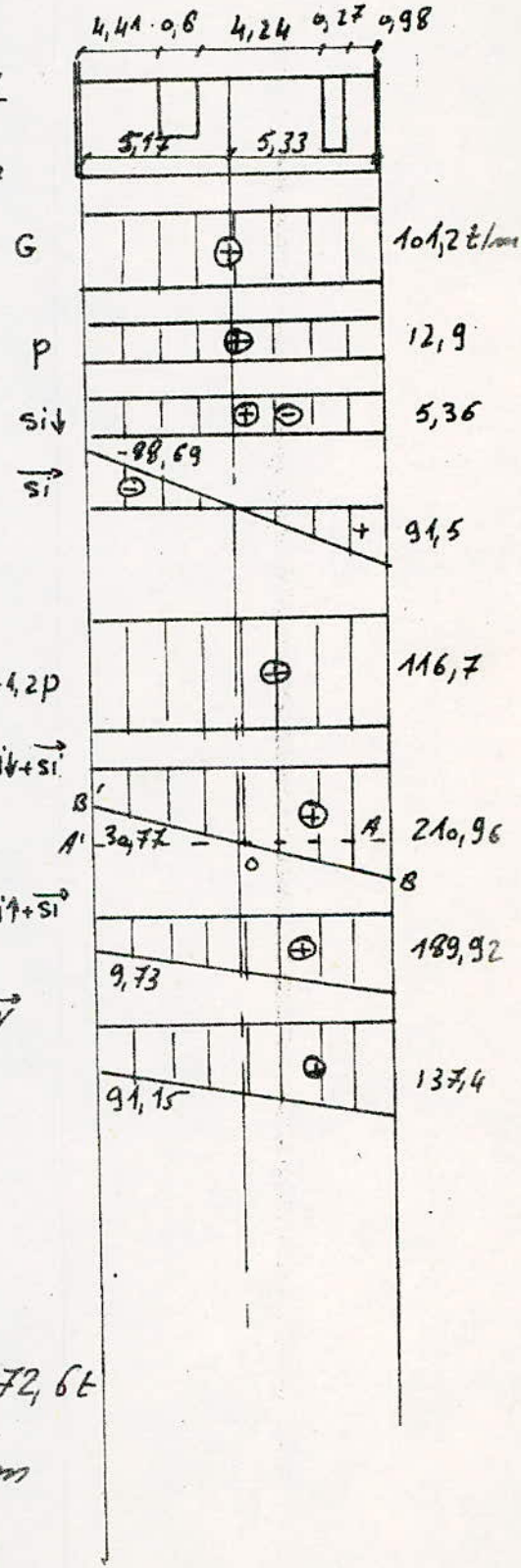
$AB = 210,96 - 30,77 - A'B' \quad (2)$

$\Rightarrow AB = \frac{210,96 - 30,77}{1,97} = 91,47 \text{ t/m}^2$

donc $N = (210,96 - 91,47) \cdot 1,4445 = 172,6 \text{ t}$

$M = \frac{91,47 \cdot 13,738}{5,33} = 235,76 \text{ t.m}$

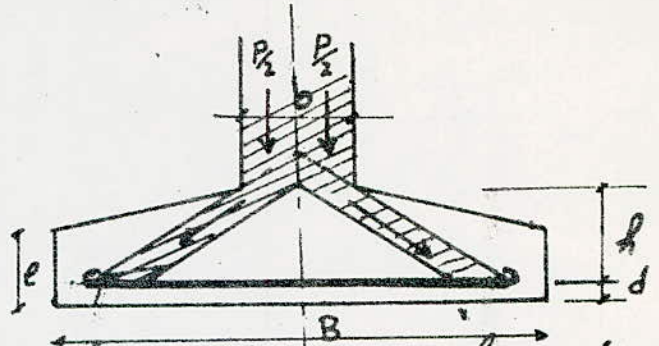
Dimensionnement de la semelle



$$L = 10,5 \text{ m}$$

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm}$$

on prendra $e = 20 \text{ cm}$



pour que la contrainte au sol soit inférieure à la contrainte admissible du sol on devra avoir

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

sous $(G + P + \vec{V})$ tout calcul fait on aura $N = 164,56 \text{ t}$

$$M = 60,52 \text{ t.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6M}{BL^2} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \frac{164,56 \cdot 10^3}{1050} + \frac{6 \cdot 60,52 \cdot 10^5}{(1050)^2}$$

$B \geq 95 \text{ cm}$ on prendra $B = 100 \text{ cm}$

dans ce cas la contrainte due à la sollicitation du second

$$\text{genre } \sigma = \frac{172,6 \cdot 10^3}{100 \cdot 1050} + \frac{6 \cdot 235,76 \cdot 10^5}{100 \cdot (1050)^2} = 2,9 > 1,33 \bar{\sigma}_s$$

donc la largeur sera calculée par le séisme

$$B \geq \left[\frac{172,6 \cdot 10^3}{1050} + \frac{6 \cdot 235,76 \cdot 10^5}{(1050)^2} \right] \cdot \frac{1}{1,33 \cdot 2} = 110,03 \text{ cm}$$

on prendra $B = 120 \text{ cm}$

$h_e = h + d$ avec $d = 3 \div 5 \text{ cm}$ soit $d = 5 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{B - b}{4} = \frac{120 - 15}{4} = 26,25 \text{ on fixe } h = 35 \text{ cm}$$

$$h_e = 40 \text{ cm}$$

Ferraillage par la méthode des Brelles

la charge est supposée transmise au sol par l'intermédiaire de bûches inclinées dans la hauteur de la semelle, en appelant P la charge par unité de longueur de mur, le moment par rapport à 0 est (voir la figure précédente)

$$\frac{P}{2} \cdot \frac{B}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{b}{4} = \frac{P(B-b)}{8}$$

l'effort dans les armatures est égal à:

$$F = \frac{P(B-b)}{8(h_c-d)} \Rightarrow A = \frac{P(B-d)}{8\sigma_a \cdot (h_c-d)}$$

la charge par mètre linéaire P sera calculée par:

$P = \sigma \cdot B + \text{pois de la semelle par mètre linéaire}$

$$\text{avec } \sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \frac{172,6}{10,50 \cdot 1,2} + \frac{235,76 \cdot 10^3 \cdot 6}{1,2 \cdot (10,5)^2} = 24,39 \text{ t/m}^2$$

$$P = 30,32 \text{ t/ml}$$

$$A = \frac{30,32 \cdot 10^3 (120-15)}{8 \cdot 4200 (40-5)} = 2,71 \text{ cm}^2$$

soit de T8 espacé de 15 cm $A = 3,51 \text{ cm}^2$ pour T8

et $K = 10^6 \Rightarrow \sigma_s = 2583 \text{ bars} = 2634 \text{ Kg/cm}^2$

$$A = \frac{30,32 \cdot 10^3 (120-15)}{8 \cdot 2634 (40-5)} = 4,3 \text{ cm}^2$$

soit 10 T8 p.m espacé de 10 cm $A = 5,02 \text{ cm}^2$

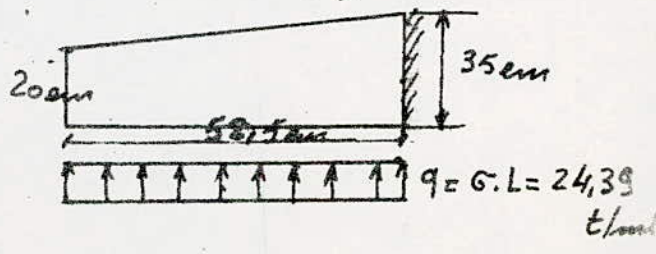
Armatures de répartition

$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow$ soit 3 T8 p.m espacé de 33 cm

calcul des consoles

pour $L = 1 \text{ m} \Rightarrow q = 24,39 \text{ t/ml}$

$$M_q = \frac{24,39 \cdot (0,525)^2}{2} = 3,36 \text{ tm}$$



(145)

$$M_p = \frac{(0,20 \cdot 1,25) \cdot (0,525)^2}{2} + \frac{(0,20 \cdot 1,25) \cdot (0,525)^2}{6} = 0,092 \text{ t.m}$$

$$M_a = 3,36 - 0,092 = 3,268 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,268 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,0095 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9565 \\ k = 100 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{3,268 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9565 \cdot 35} = 2,33 \text{ cm}^2$$

soit de T8 espacé de 20 cm $A = 2,51 \text{ cm}^2$

pour T8 et $k = 100 \Rightarrow \sigma_s = 2634 \text{ Kg/cm}^2 < 4200$

$$\Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 3,268 \cdot 10^5}{2634 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,0152 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9454 \\ k = 76,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{2634}{76,5} = 34,5 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{3,268 \cdot 10^5}{2634 \cdot 0,9454 \cdot 35} = 3,75 \text{ cm}^2$$

soit de T8 espacé de 11 cm $\Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$

donc la section adoptée est celle calculée par la bielle

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,02}{4} = 1,255 \text{ cm}^2 \text{ soit T8 espacé de 25 cm}$$

$$\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant

$$T_{\max} = 24,39 \cdot 0,525 - (0,2 \cdot 1,25) \cdot 0,525 - \frac{0,2 \cdot 2,5}{2}$$

$$T_{\max} = 12,41 \text{ t}$$

$$\sigma_b = 1,5 \cdot \frac{12,41 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 35} = 4,05 < \bar{\sigma}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

on n'a pas besoin des armatures transversales.

Reprend 2 et 5

suivant les contraintes qui sont calculées plus haut on peut tirer l'effort normal et le moment fléchissant

OA et OA'B' étant semblables ($G+p+siv+\vec{v}$)

$$\frac{OA}{OA'} = \frac{AB}{A'B'} \Rightarrow AB = \frac{4,65}{4,6} \cdot A'B'$$

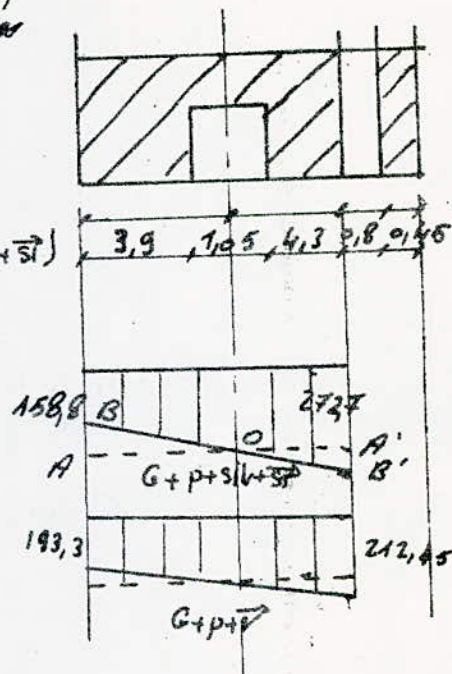
$$A'B' = 272,7 - 158,8 - AB$$

$$\Rightarrow A'B' = \frac{272,7 - 158,8}{2,01} = 56,65 \text{ t/m}^2$$

$$N = (272,7 - 56,65)(0,585 + 0,545)$$

$$N = 265,75 \text{ t}$$

$$M = 56,65 \cdot \frac{9,8717}{4,6} = 122 \text{ t.m}$$



sous $G+p+\vec{v}$: tout calcul fait $N = 249,6 \text{ t}$

$$M = 20,45 \text{ t.m}$$

Dimensionnement de la semelle

$$B \geq \frac{\frac{249,6}{10,5} + \frac{6 \cdot 20,45}{(10,5)^2}}{20} = 1,24 \text{ m}$$

on prendra $B = 130 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{B - b}{4} = \frac{130 - 15}{4} = 28,75 \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

donc la contrainte due à la sollicitation du second genre

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{265,75}{1,3 \cdot 10,5} + \frac{6 \cdot 122}{1,3(10,5)^2} = 2,45 \text{ kg/cm}^2 < 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = (0,40 + 0,20) \cdot 1,3 \cdot 2,5 + 24,6 \cdot 1,3 = 33,76 \text{ t}$$

$$A = \frac{33760(130 - 15)}{8 \cdot 4200 \cdot 35} = 3,30 \text{ cm}^2$$

soit de T10 espacés de 20 cm $A = 3,92 \text{ cm}^2$

pour le T40 et $K = 10^5 \Rightarrow G_2 = 2772 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Rightarrow A = \frac{33760 (130 - 15)}{8 \cdot 2772 \cdot 35} = 5,83 \text{ cm}^2$$

soit de T10 espacés de 20 cm $A = 7,85 \text{ cm}^2$

Armatures de repartition:

$$A_2 = \frac{A}{4} = \frac{7,85}{4} = 1,96 \text{ soit } 3T10 \Rightarrow A_2 = 2,35 \text{ cm}^2$$

ferroillage sous $G + 1,2 P$

$$N = 209,08 \cdot 1,23 = 170 \text{ t}$$

$$P = \frac{170}{10,5} = 16,19 \text{ t/ml}$$

A sera inférieure à la section trouvée précédemment

Calcul des Consolés

$$M_q = \frac{24,5 \cdot (0,575)^2}{2} = 4,05 \text{ tm}$$

$$M_p = \frac{(0,20 \times 25)}{2} (0,575)^2 + \frac{(0,20 \times 25)}{6} (0,575)^2$$

$$= 0,10$$

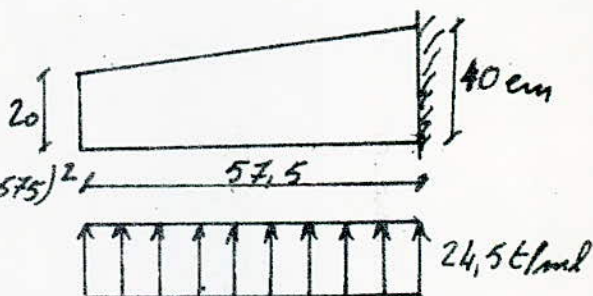
$$M_a = 4,05 - 0,10 = 3,95 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,95 \cdot 10^5}{2772 \cdot 100 \cdot (35)^2} = 0,0237 \quad \begin{cases} \epsilon = 0,9329 \\ k = 59,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{3,95 \cdot 10^5}{2772 \cdot 0,9329 \cdot 35} = 5,09 \text{ cm}^2 \text{ donc on fixe}$$

la section calculée par la méthode de Bielles.

Reprend 3 et 4 ; Etant donné que les valeurs des contraintes sont inférieures on peut adopter la même section d'acier que le Reprend (2 et 5)



Reprend longitudinal

La semelle est déjà dimensionnée par le calcul de la stabilité

B = 3,50 m

L = 10,78 m

h_e = 0,75 m

d = 0,05 m

calcul de contrainte sous (G + P + V)

σ_{max} = $\frac{150,56}{37,73} + \frac{169,5}{67,79} = 6,5 \text{ t/m}^2$

la contrainte maximale a été obtenue sous G + P + si ↓ + S1 →

σ_{max} = 15,5 t/m²

P = $\frac{S \cdot S}{L}$ + poids de la semelle

P = 15,5 × 3,5 = 54,25 t/ml

A = $\frac{54250 (350 - 40)}{8 \cdot 4200 (75 - 5)}$ = 7,15 cm²

soit T12 espacés de 15 cm ⇒ A = 7,92 cm²

pour le T12 et K = 10⁵ ⇒ σ_s = 2152 kg/cm² < 4200

⇒ A = $\frac{54250 (350 - 40)}{8 \cdot 2152 \cdot 70}$ = 13,95 cm²

soit de T12 espacés de 8 cm ⇒ A = 14,7 cm²

Armatures de répartition A_r = $\frac{A}{4}$ soit de T12 espacés de

25 cm ⇒ A_r = 4,52 cm²

Mur périphérique

Le mur périphérique sera soumis à son poids propre

C.T.C. impose un ferrailage tel que

$$A_L = \frac{0,2 \times 2,54 \cdot 0,2 \cdot 10^5}{100} = 10,16 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera}$$

$$8T10 \text{ par face} \Rightarrow A = 6,28 \text{ cm}^2$$

Armature verticales: 3 T5 p.m. espacé de 30 cm

Armatures transversales: un nœud sur trois sera fixé

semelle sous mur périphérique

Poids propre du mur:

$$G_2 = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 2,54 = 1,27 \text{ t/ml}$$

Poids de la semelle:

$$G_1 = 2,5 \cdot 0,2 \cdot 0,3 = 0,15 \text{ t/ml}$$

$$\text{total} = 1,42 \text{ t/ml}$$

$$\text{ferrailage} \Rightarrow G_1 = \frac{P}{S} = \frac{1420}{0,3 \cdot 1} = 4733 \text{ Kg/ml} \lll G_2$$

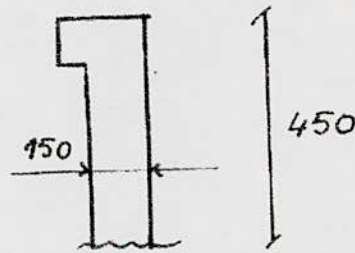
$$A = \frac{1420 (0,3 - 0,2) \cdot 10^2}{8 \cdot 2800 \cdot 15} = 0,04 \text{ cm}^2$$

on adoptera une section minimale 4T5 p.m.

ACROTERE

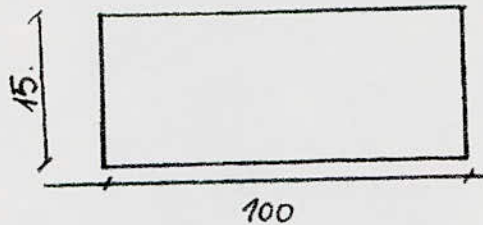
Introduction:

Elle sera calculée comme une console encastree au plancher.
 Elle sera soumise à son poids propre et à une surcharge de main
 courante de 100 kgF/ml. le calcul se fera pour une bande de
 1 m.



$$\text{Poids propre : } G = 2500 \times 0,45 \times 0,15 \times 1 = 168,75 \text{ kg}$$

schema statique:



Determination du Centre de Pression:

$$e = \frac{M}{N}$$

$$M = 1,2 \times \frac{N}{100} \times 0,45 \times 1 = 54 \text{ kgF.m.}$$

$$\text{d'ou } e = \frac{54}{168,75} = 0,32 \text{ m.}$$

$$\text{verification: } e_0 = \frac{h_b}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm.}$$

donc $e_0 < e$, alors notre section est partiellement comprimée. d'étude se
 fera par la méthode du moment fictif.

$$M_{fp} = 54 + 168,75 \times 0,045 \times 1 = 61,6 \text{ kg.m.}$$

Détermination des armatures en flexion simple. Méthode M^R. Pierre Charon

$$u = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$u = \frac{15 \times 61,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,00229$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9778 \\ k = 210 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\epsilon \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h}$$

$$A = \frac{61,6 \cdot 10^2}{0,9778 \cdot 2800 \cdot 12} = 0,187 \text{ cm}^2 = A_1$$

Vérification de la contrainte

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{210} = 13,33 < \bar{\sigma}_b \quad \text{OK. Vérifié.}$$

on n'aura pas besoin d'armatures comprimées.

Section d'armatures tendues sera:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,187 - \frac{168,75}{2800} = 0,12 \text{ cm}^2$$

On remarque que cette section est très faible. Nous adopterons celle donnée par la condition de non fragilité. (Aide Mémoire Béton).

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{sv}} \cdot b \cdot h$$

$$A_2 = 0,69 \cdot \frac{5,8}{41,20} \cdot 100 \times 12 = 1,16 \text{ cm}^2$$

On adoptera donc 6 \emptyset 5 p.m. espacé de 15 cm pour $A = 1,17 \text{ cm}^2$.

Vérification de fissuration.

$$\bar{\sigma}_2 = 2984 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \quad \text{Vérifié.}$$

PLANCHERS

Introduction:

On aura 3 types de planchers.

- * Plancher terrasse : dalle pleine de 16 cm
 $G = 720 \text{ kg/m}^2$
 $P = 120 \text{ kg/m}^2$
- * Plancher type : dalle pleine de 16 cm
 $G = 600 \text{ kg/m}^2$
 $P = 210 \text{ kg/m}^2$
- * Plancher Sur Vide Sanitaire: Corps creux de 16 + 6 cm
 $G = 545 \text{ kg/m}^2$
 $P = 210 \text{ kg/m}^2$

Remarque:

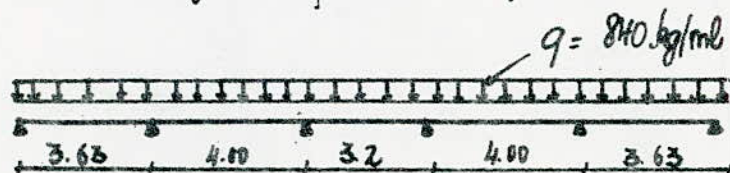
Au niveau terrasse on a : $G + 1,2P = 720 + 1.20 = 840 \text{ kg/m}^2$

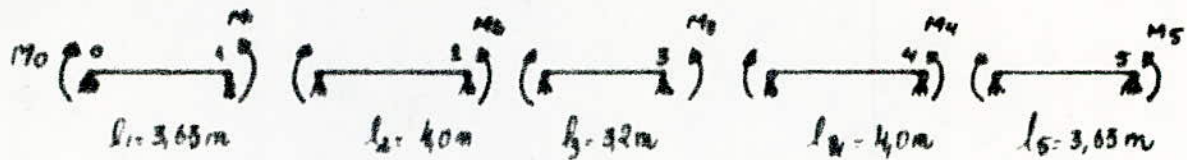
Au niveau type on a : $G + 1,2P = 600 + 210 = 810 \text{ kg/m}^2$

des 2 planchers étant du même type et la différence de charge n'étant pas grande on adoptera le même ferrailage pour les deux planchers.

Le plancher sera étudié sous $G + 1,2P = 840 \text{ kg/m}^2$.

des efforts seront déterminés par la méthode des 3 moments d'une poutre à 6 appuis. chargée uniformément : $q = (G + 1,2P) \times 1 \text{ m} = 840 \text{ kg/ml}$.

Exposé de la méthode:



de blanche étant appuyé appuyé simplement sur le plafond de rive on aura: $M_0 = M_5 = 0$

d'équation générale des 3 moments donne

$$M_{n-1} l_n + 2M_n (l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} l_{n+1} = -6EJ (\theta_n^g + \theta_n^d)$$

Pour $n=1$:

$$M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6EJ (\theta_1^g + \theta_1^d)$$

on aura: $\theta_1^g = \frac{ql^3}{24EJ}$

$$\theta_1^d = \frac{ql^3}{24EJ}$$

$$\underline{2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{6q}{24} (l_1^3 + l_2^3)}$$

Pour $n=2$:

$$M_1 l_2 + 2M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6EJ (\theta_2^g + \theta_2^d)$$

on aura: $\theta_2^g = \frac{ql^3}{24EJ}$

$$\theta_2^d = \frac{ql^3}{24EJ}$$

$$\underline{M_1 l_2 + 2M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -\frac{6q}{24} (l_2^3 + l_3^3)}$$

Pour $n=3$:

$$\underline{M_2 l_3 + 2M_3 (l_3 + l_4) + M_4 l_4 = -\frac{6q}{24} (l_3^3 + l_4^3)}$$

Pour $n=4$:

$$\underline{M_3 l_4 + 2M_4 (l_4 + l_5) + M_5 l_5 = -\frac{6q}{24} (l_4^3 + l_5^3)}$$

Caractéristiques de la poutre.

$$\left[\begin{array}{l} l_1 = l_5 = 3,63 \text{ m} \rightarrow l_1^3 = l_5^3 = 47,8 \text{ m}^3 \\ l_2 = l_4 = 4,00 \text{ m} \rightarrow l_2^3 = l_4^3 = 64 \text{ m}^3 \\ l_3 = 3,2 \text{ m} \rightarrow l_3^3 = 32,8 \text{ m}^3 \\ \rho = 0,84 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

On regroupe les 4 formules obtenues sous forme de système:

$$\left\{ \begin{array}{l} 15,26 \eta_1 + 4 \eta_2 = -23,48 \\ 4 \eta_1 + 14,4 \eta_2 + 3,2 \eta_3 = -20,33 \\ 3,2 \eta_2 + 14,4 \eta_3 + 4 \eta_4 = -20,33 \\ 4 \eta_3 + 15,26 \eta_4 = -23,48 \end{array} \right.$$

Etant donné que la poutre est chargée d'une façon uniforme et présente une symétrie on aura alors

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_1 = \eta_4 \\ \eta_2 = \eta_3 \\ \eta_0 = \eta_5 = 0 \end{array} \right.$$

Le système se réduit donc à 2 équations

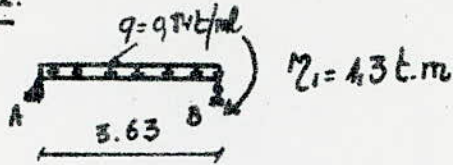
$$4 \cdot \left\{ \begin{array}{l} 15,26 \eta_1 + 4 \eta_2 = -23,48 \\ 4 \eta_1 + 17,6 \eta_2 = -20,33 \end{array} \right.$$

$$\eta_2 = \frac{-216,82}{252,58} = -0,86 \text{ t.m}$$

$$\eta_1 = \frac{-20,33 - 17,6 \cdot 0,86}{4} = -1,3 \text{ t.m}$$

Détermination des moments entravés.

exercice n° 1.



$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 0,84 \cdot \frac{3,63^2}{2} \cdot 1,3 - R_B \cdot 3,63 = 0$$

$$R_B = 1,88 \text{ t}$$

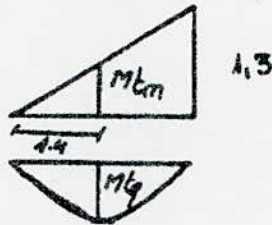
$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 0,84 \cdot \frac{3,63^2}{2} - 1,3 - R_A \cdot 3,63 = 0$$

$$R_A = 1,177 \text{ t}$$

Détermination de la position du moment maximum

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q} = 1,4 \text{ m}$$

Par la méthode de superposition on aura.



$$M_t = M_{tm} + M_{tq}$$

$$M_{tm} = - \frac{1,3 \cdot 1,4}{3,63} = -0,50 \text{ t.m}$$

$$M_{tq} = - \frac{0,84 \cdot 1,4^2}{2} + \frac{0,84 \cdot 3,63 \times 1,4}{2} = 1,31 \text{ t.m}$$

$$M_t = 1,31 - 0,50 = 0,81 \text{ t.m}$$

exercice n° 2.

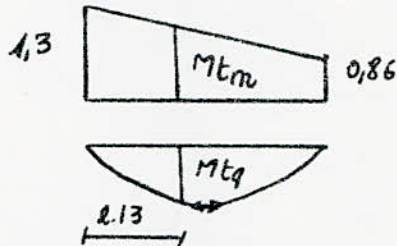
$$\sum M/A = 0 \quad 1,3 - \frac{0,84 \cdot 1,6}{2} - 0,86 + R_B \cdot 1 =$$

$$R_B = 1,57t$$

$$R_A = 1,79t$$

Position du moment maximum.

$$M_{\max} \Rightarrow T=0 \Rightarrow x = \frac{1,79}{0,84} = 2,13m$$



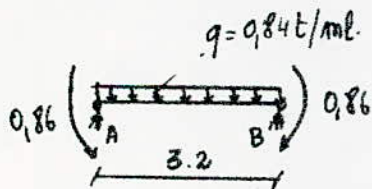
$$\text{donc } M_t = M_{tm} + M_{tq}$$

$$M_{tm} = - \left[0,86 + (1,3 - 0,86) \cdot \frac{1,87}{4} \right] = -1,0657t.m$$

$$M_{tq} = \frac{0,84 \cdot 4 \times 2,13}{2} - \frac{0,84 \cdot 2,13^2}{2} = 1,673t.m$$

$$M_t = 1,673 - 1,0657 = 0,61t.m$$

Exercice n°3.

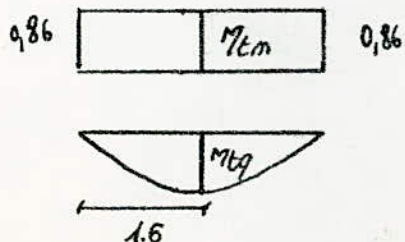


$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 0,86 - \frac{0,84 \cdot 3,2^2}{2} - 0,86 + R_B \cdot 3,2 = 0$$

$$R_B = R_A = 1,344t$$

Position du moment maximum

$$M_{\max} \Rightarrow T=0 \Rightarrow x = \frac{1,344}{0,84} = 1,6m$$



$$\text{donc } M_t = M_{tm} + M_{tq}$$

on aura alors:

$$M_{tm} = -0,86$$

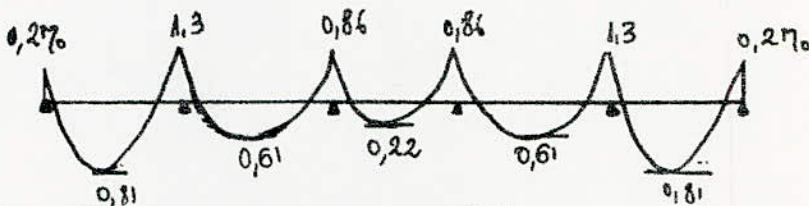
$$M_{tq} = \frac{0,84 \cdot 3,2 \cdot 1,6}{2} - \frac{0,84 \cdot 1,6^2}{2} = 1,0752 \text{ t.m}$$

$$\text{donc } M_t = 0,22 \text{ t.m}$$

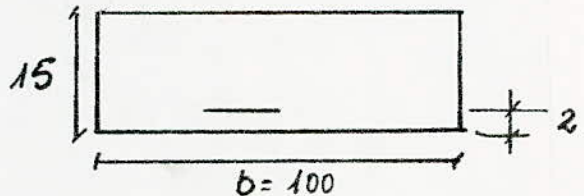
Pour les autres travées on aura:

$$\text{travée 4: } M_t = 0,61 \text{ t.m}$$

$$\text{travée 5: } M_t = 0,81 \text{ t.m}$$



On fera alors notre poutre sous l'effet du moment le plus défavorable en travée dans notre cas on aura $M_t = 0,81 \text{ t.m}$. elle sera étudiée en flexion simple.



Calcul du ferrillage. (Méthode Pierre Charon)

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

Caractéristiques:

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,81 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 132} = 0,0221$$

$$\varepsilon = 0,9351$$

$$k = 62$$

Donc $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{62} = 45,16 < \bar{\sigma}_b$. On aura pas besoin d'armatures comprimées.

$$\text{d'où: } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$$

$$A = \frac{0,81 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9351 \cdot 13} = 2,21 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors 3T10 P.m $\Rightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2$.

d'écartement sera de 30 cm.

Vérification de l'écartement:

$$t \leq \min \begin{cases} 3h = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$$

OK. Vérifié.

Vérification de fissuration:

Dans notre cas fissuration préjudiciable: $k = 10^6$.

$$\bar{\sigma}_s = 2583 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800. \text{ Donc la section d'acier}$$

va changer.

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,81 \cdot 10^5}{2583 \cdot 100 \cdot 13} = 0,0240$$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,9324 \\ k = 59,0 \end{cases}$$

donc $\bar{\sigma}'_b = \frac{2583}{590} = 43,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$. On n'aura pas besoin d'armatures comprimées.

$$\text{donc } A = \frac{0,81 \cdot 10^5}{2583 \cdot 13 \cdot 0,9324} = 2,4 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors 6 T8 p.m espacés de 15 cm pour $A = 3,01 \text{ cm}^2$
Armatures de répartition:

$$A_R = \frac{A_L}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$$

on adoptera HT6 pour $A = 1,13 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité

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

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{5,8 \cdot 100 \cdot 13}{4200} = 1,334 \text{ cm}^2 \text{ Vérifié OK.}$$

Armatures de chapeau. (aux Appuis).

on prendra comme moment à l'appui: $\eta = 0,2 \eta_0$.

$$\eta_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{9,84 \cdot 3,63^2}{8} = 1,38 \text{ t.m}$$

$$\text{donc } \eta = 0,2 \eta_0 = 0,2 \cdot 1,38 = 0,276 \text{ t.m}$$

calcul du ferrailage:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,276 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0075$$

$$\text{donc } \xi = 0,9609$$

$$k = 113$$

alors $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{113} = 24,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$. On n'aura pas besoin d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{0,276 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9609 \cdot 13} = 0,73 \text{ cm}^2$$

on prendra alors 6T5 p.m $\rightarrow A = 1,17 \text{ cm}^2$
d'écartement est vérifié.

Condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_2 = 2984 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a.$$

Armatures aux appuis:

On ferraillera les appuis sous le moment le plus défavorable, dans notre cas on a: $M = 1,3 \text{ t.m}$

Calcul du ferrailage:

On se fixe des $\phi 10$ donc $\bar{\sigma}_a = \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \}$

pour des $\phi 10 \Rightarrow \bar{\sigma}_2 = 2310$ donc $\bar{\sigma}_a = 2310 \text{ kg/cm}^2$.

$$\mu = \frac{15^2}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,3 \cdot 10^5}{2310 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,043.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9122 \\ k = 41,9 \end{array} \right.$$

Donc $\sigma_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2310}{41,9} = 55,14 \text{ kg/cm}^2$. On n'aura pas besoin d'aciers comprimés.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1,3 \cdot 10^5}{2310 \cdot 0,9122 \cdot 13} = 4,4 \text{ cm}^2.$$

On adoptera alors 6T10 p.m espacés de 15 cm pour $A = 4,71 \text{ cm}^2$
Armatures de répartition.

$$A_R = \frac{A}{4}$$

$$A_r = \frac{A_c}{k} = \frac{4,71}{k} = 1,18 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors GT6 p.m.

Calcul des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= R_B (\text{travée 1}) + R_B (\text{travée 2}) \\ &= 1,79 + 1,88 = 3,67 \text{ t} \end{aligned}$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{3,67 \cdot 10^3 \cdot 8}{100 \times 13 \times 7} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

Si $\bar{\sigma}_b < 1,15 \bar{\sigma}_b$ on n'aura pas besoin d'armatures transversales.

$$1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,8 = 6,67 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\bar{\sigma}_b < 6,67 \text{ kg/cm}^2$. On fixera alors nos barres par des $\phi 5$

Déterminons l'écartement:

$$A_t = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \bar{\sigma}_{cu}$$

$$f_{at} = \max \left(\frac{e}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{95b} \right)$$

$$1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{95b} = 0,94$$

$$\frac{1}{95b} \text{ donc } f_{at} = 0,94$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,94 \times 2400 = 2262 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,17 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13 \cdot 2262}{3,67 \cdot 10^3} = 9 \text{ cm}$$

Détermination de l'arrêt des barres (Armatures inférieures)

$$l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_{ad}}$$

$$\bar{G}_d = 1,25 \gamma_d^2 \bar{G}_0$$

$$\gamma_d = 1,5 \Rightarrow \bar{G}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{8}{5} \cdot \frac{2583}{16,31} = 252 \text{ cm}$$

Par 7^e Pierre charon

des armatures inférieures seront divisées en 2 groupes d'égale section, d'un des groupes filera au dessus de l'appui et l'autre sera arrêté à une distance

$$x = \frac{M_a}{G}$$

M_a : moment à l'appui

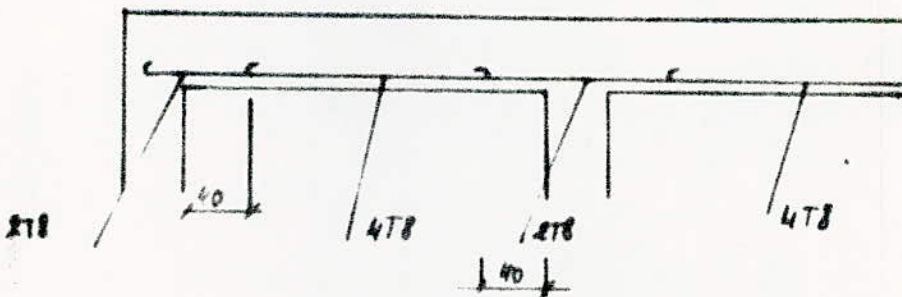
G : charge permanente totale.

Exemple n°1.

$$M_a = 1,3 \text{ t.m}$$

$$G = 0,84 \times 3,63 = 3,05 \text{ t}$$

donc $x = \frac{1,3}{3,05} = 0,43 \text{ m}$. On arrêtera les barres à 40 cm de l'appui



Pour les armatures des chapeaux, elles seront également divisées en deux groupes d'égale section, arrêtées à des distances du nez de l'appui respectivement égale :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_a}{G} \cdot \frac{z}{2} \\ \frac{2M_a}{G} \cdot \frac{z}{2} \end{array} \right\} \text{ à condition que } \frac{M_a}{G} \cdot \frac{z}{2} > l_d$$

Donc on aura pour appui de cive.

$$\frac{M_{a1}}{G} \cdot \frac{z}{2} = \frac{1,31,92}{0,84,363} \cdot \frac{0,1225}{2} = 0,03 \text{ m}$$

l'un des groupes de barres sera arrêté à une longueur plus grande que l_d .

$$l_d = \frac{6}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_s}$$

$$l_d = \frac{0,5}{4} \cdot \frac{2800}{16,31} = 21,45 \text{ cm on prendra } 26 \text{ cm.}$$

l'autre groupe de barres sera arrêté à une longueur plus grande ou égale

$$\text{à } \left\{ \left(2 \frac{M_{a2}}{G} \cdot \frac{z}{2} \right), l_d \right\}$$

$$\frac{2M_{a2}}{G} \cdot \frac{z}{2} = \frac{2 \cdot 1,31,92}{0,84,363} \cdot \frac{0,1225}{2} = 0,25 \text{ m.}$$

Appuis intermédiaires (même principe de calcul)

Appui 1 $\frac{M_{a1}}{G} \cdot \frac{z}{2} = \frac{1,3}{0,84,363} \cdot \frac{0,1225}{2} = 36 \text{ cm}$ barres arrêtées à 60 cm

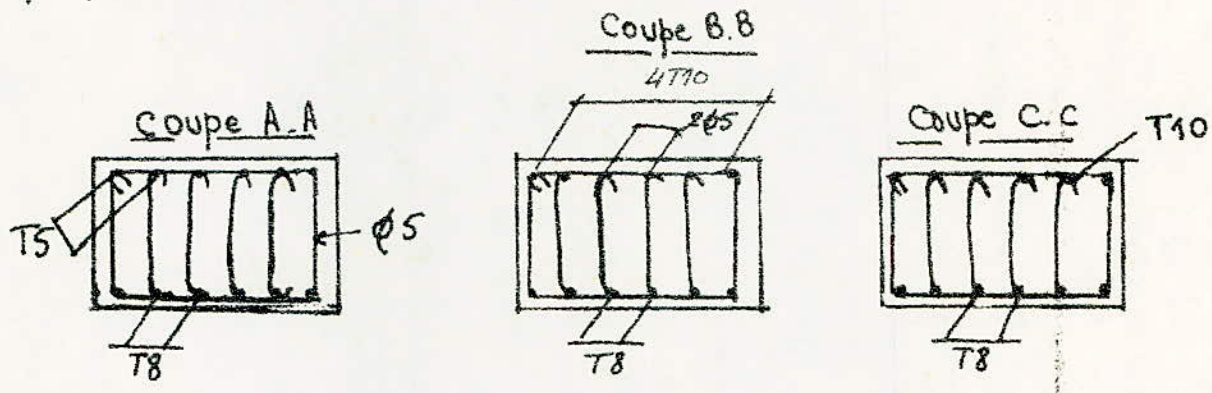
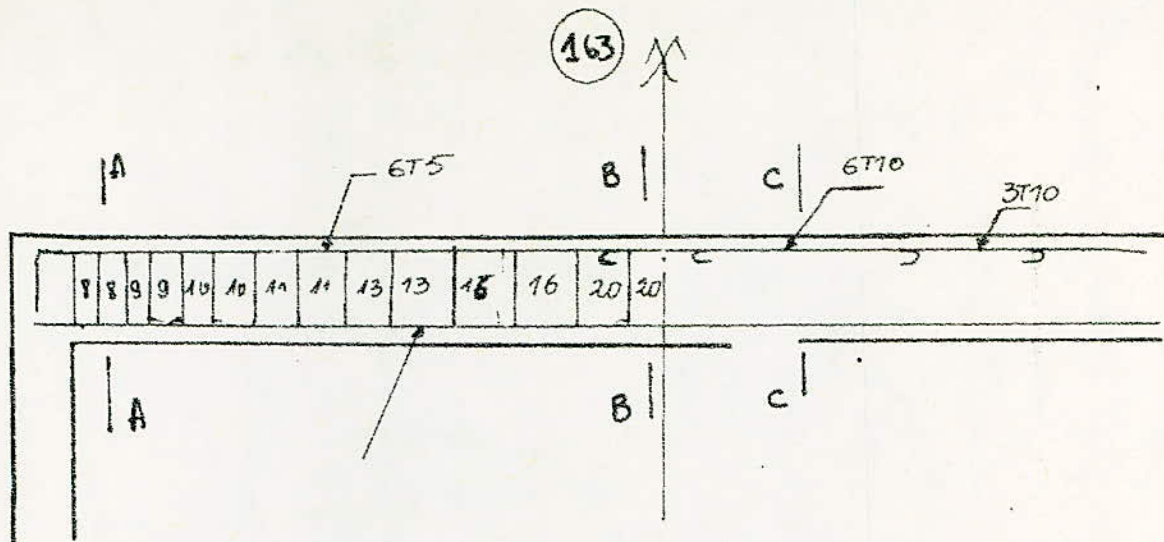
$\frac{2M_{a2}}{G} \cdot \frac{z}{2} = \frac{2 \cdot 1,3}{0,84,363} \cdot \frac{0,1225}{2} = 92 \text{ cm}$ barres arrêtées à 100 cm

Appui 2:

$$\frac{M_{a1}}{G} \cdot \frac{z}{2} < l_d \text{ car } M_{a2} < M_{a1}$$

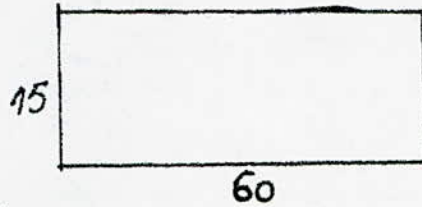
$$\frac{2M_{a2}}{G} \cdot \frac{z}{2} = 0,57 \text{ m}$$

} les 2 groupes de barres seront arrêtés à une distance du MW = 60 cm

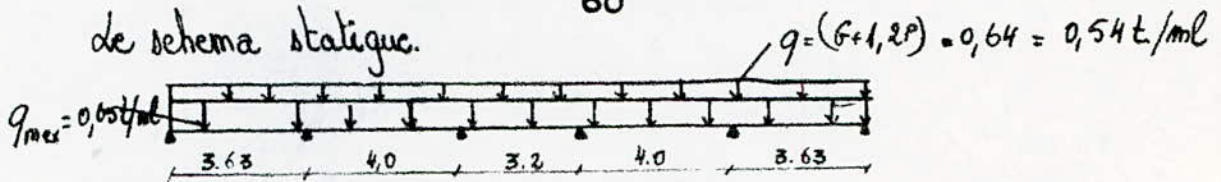


Armatures Supplémentaires Sous le mur extérieur

Dans ce cas on considère une poutre moyée de section $b \times h$ avec $b = h$ soumise à son poids propre et à la charge revenant au mur extérieur.



de schéma statique.



$$q_t = q_{\text{mex}} + q = 0,54 + 0,65 \text{ t/ml} = 1,19 \text{ t/ml.}$$

Calcul fait par méthode des 3 moments:

$$\begin{cases} M_1 \times 15,26 + 4M_2 = -33,26 \\ M_1 \times 4 + 17,6M_2 = -28,8. \end{cases}$$

$$M_2 = \frac{133,04 - 439,49}{252,58} = -1,21 \text{ t.m.}$$

$$M_1 = \frac{28,8 + 17,6 \cdot 1,21}{4} = -1,88 \text{ t.m.}$$

On pourra avoir un facteur de correction $\eta = \frac{1,19}{0,84} = 1,42$.

0,84 étant la charge las de l'étude du plancher.

on aura alors:

Beauvé n°1:

$$\begin{cases} R_B = \eta \cdot R_B(0,84) = 2,67 \text{ t} \\ R_A = 1,66 \text{ t} \end{cases}$$

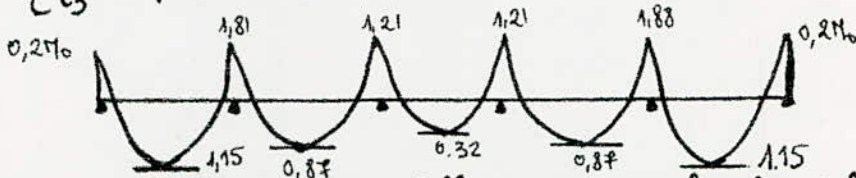
la position du moment maximum est toujours $x = 1,4 \text{ m}$.

Travée n°2:

$$M_{t2} = 0,87 \text{ t.m}$$

Travée n°3

$$M_{t3} = 0,32 \text{ t.m}$$



On ferraillera notre poutre sous l'effet du moment le plus défavorable en travée. Dans notre cas on aura $M_t = 1,15 \text{ t.m}$. Elle sera étudiée en flexion simple.

Calcul du ferrailage.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} =$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,15 \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot 13^2} = 0,049$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9609 \\ k = 38,7 \end{array} \right.$$

Donc $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 72,35 < \bar{\sigma}'_b$ on n'aura pas besoin d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,15 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9069 \cdot 13^2} = 3,23 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors 3T12 espacé de 30 cm.

Vérification à la fissuration

$$k = 10^6 \text{ et } \bar{\sigma}_s = 210 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ on changera alors notre}$$

section d'acier.

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,15 \cdot 10^5}{2110 \cdot 60 \cdot 132} = 0,0651$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,8947 \\ \eta = 32,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2110}{32,5} = 65 \text{ kg/cm}^2 \text{ Pas besoin d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_e \cdot \xi \cdot \eta} = \frac{1,15 \cdot 10^5}{2110 \cdot 0,8947 \cdot 13} = 4,35 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors HT12 p.m. espacé de 20 cm pour $A = 4,52 \text{ cm}^2$.

on prendra comme armatures de construction HT5 pour fixer nos armatures principales.

Armatures transversales:

$$T = 5,21 \text{ t}$$

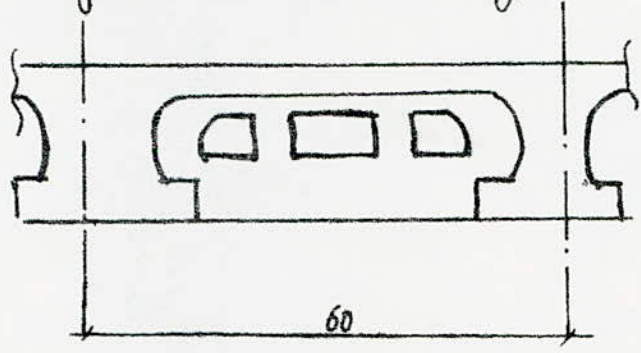
$$\bar{\sigma}_b = \frac{5,21 \cdot 10^3 \cdot 8}{7 \cdot 14 \cdot 60} = 6,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 6,64 = 7,64 \text{ kg/cm}^2$$

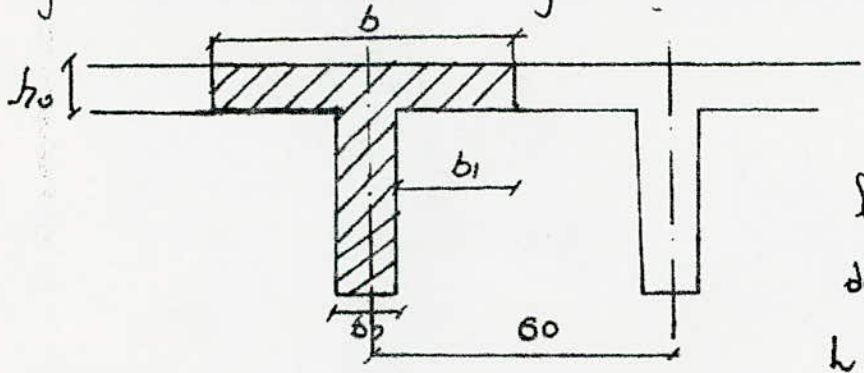
$\bar{\sigma}_b < 1,15 \bar{\sigma}_b$. On prendra quand même un cadre et deux épingles écartés de 30 cm.

Plancher à Corps Creux.

de plancher étant situé au dessus du vide sanitaire sera soumis à une charge $Q = G + 1,2P = 755 \text{ kg/m}^2$.



des poutrelles seront étudiées comme une poutre en Té isostatique soumise à son poids propre (charge uniformément répartie). des dimensions des poutrelles seront déterminées par la méthode de M^r. Pierre charon.



- l : distance entre mu des 2 marches
- L : portée de la travée
- h_0 : épaisseur de l'hourdi

$b_0 = 12 \text{ cm}$

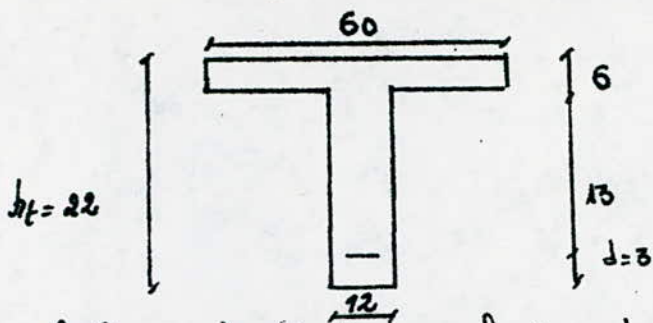
$h_0 = 6 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{2} = 24 \\ \frac{L}{10} = 34,8 \\ 6h_0 < b_1 < 8h_0 = 36 < b < 48 \end{array} \right.$$

Donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

Alors notre table de compression aura pour dimension

$$b = 2b_f + 12 = 60 \text{ cm.}$$



on calculera notre poutre sous le moment le plus défavorable.

$$l = 4 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{q l^2}{8}$$

$$q = 0,755 \times 0,6 = 0,453 \text{ t/ml.}$$

$$\eta = \frac{0,453 \times 16}{8} = 0,906 \text{ t. m}$$

Calcul du ferrillage par η^R . Pierre Charon.

$$\mu = \frac{15 \text{ M}}{b_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,906 \times 10^5}{2800 \times 60 \times 19^2} = 0,0224$$

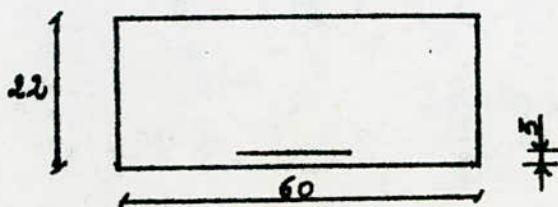
$$\xi = 0,9320$$

$$k = 0,2041$$

$$\alpha = 58,5.$$

$$\text{donc } y = \alpha \cdot h = 0,2041 \times 19 = 3,9 < h_0 = 6 \text{ cm}$$

dans ce cas l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T se calculera comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .



Notre étude se fera en flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{58,5} = 47,8 < \bar{\sigma}'_b \text{ on n'aura pas besoin d'aciers}$$

Comprimés.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{0,906 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9320 \cdot 19} = 1,827 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors 3T10 $\rightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2$.

Condition de fissuration :

$$\bar{\sigma}_2 = 2310 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tableau 4.17}^{\text{e}} \text{ P. Charon)}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot M \cdot \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{8f} = \frac{2,35}{6 \times 12} = 0,0326 \text{ (tableau 3 17}^{\text{e}} \text{ P. Charon)}$$

Pour $\bar{w}_f = 0,0326 \rightarrow \bar{\sigma}_1 = 3932 \text{ bars} > 2670 \text{ bars}$ Vérifié.

Pas de risque de fissuration.

Condition de non fissuration :

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$A_2 = 0,69 \cdot 60 \cdot 19 \times \frac{5,8}{11200} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$A > A_2$ OK. Vérifié.

Vérification à la flèche: Art. 58,4 BA 68.

la vérification à la flèche n'est pas nécessaire si certaines conditions sont vérifiées:

* $\frac{h_t}{l}$ est au moins égal à $\frac{1}{22,5}$

$\frac{h_t}{l} = 0,055 > \frac{1}{22,5} = 0,044$ OK.

* $\frac{h_t}{l}$ est au moins égal à $\frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$

M_t : moment maximum en travée

$\frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = 0,066$. Cette condition n'est pas vérifiée. On doit faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche: Art. 61 BA 68

$$I = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

a) I_t : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

b) On distingue 2 valeurs de λ suivant la nature de la charge.

* Pour charges permanentes:

$$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \bar{w}}$$

* Pour des charges de faible durée d'application

$$\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{12 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \bar{w}}$$

$$\bar{w} = \frac{2,35}{12 \cdot 19} = 0,01$$

$$\lambda_v = \frac{5,8}{180 \left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60} \right) \cdot 0,01} = 1,24$$

$$d_i = \frac{5,8}{72(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}) \cdot 0,01} = 3,098.$$

$$g) \mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \cdot \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2745 \text{ bars} \\ \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} \end{array} \right.$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \cdot 5,8}{4 \cdot 0,01 \cdot 2745 + 3 \cdot 5,8} = 0,77.$$

Calcul de I_t

$$I_t = \frac{60 \times 6^3}{12} + 60 \times 12 \cdot 0,9^2 + \frac{12 \cdot 16^3}{12} + 12 \times 16 \cdot 10,1^2 + 15 \cdot 2,35 \times 15,1^2 = 33382,47 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc } I_{pV} = \frac{I_t}{1 + d_v \mu} = \frac{33382,47}{1 + 1,24 \cdot 0,77} = 17077,18 \text{ cm}^4.$$

$$I_{pi} = \frac{I_t}{1 + d_i \mu} = \frac{33382,47}{1 + 3,098 \cdot 0,77} = 9860,54 \text{ cm}^4$$

Par Art. 9.6^a BA68. on a :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j}$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j}$$

$$\text{Art. 963 } \sigma'_j = 1,20 \cdot \sigma'_{28}$$

$$\text{avec } \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\sigma'_j = 1,2 \cdot 270 = 324 \text{ bars.}$$

$$\text{donc } E_i = 378.000 \text{ bars}$$

$$E_v = 126.000 \text{ bars}$$

(172)

$$\text{Donc: } f_0 = \frac{M l^2}{10 E_i I_f} = \frac{0,906 \times 10^5 \times 3,15^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 378.000 \cdot 9860,54} = 3,6 \cdot 10^1 < f_{ad}$$

$$f_1 = \frac{M \cdot l^2}{10 E_v I_f} = \frac{0,906 \cdot 10^5 \times 3,15^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 17077,18 \cdot 126000} = 6,24 \cdot 10^{-1} < f_{ad}$$

Conclusion: la flèche est vérifiée.

Détermination des armatures transversales.

$$\sigma_b = \frac{T}{b_0 \cdot z}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{0,453 \cdot 4}{2} = 0,906 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{0,906 \cdot 10^3}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 19} = 4,54 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\bar{\sigma}_b = 3,5 \sigma_b = 3,5 \cdot 4,54 = 15,89 \text{ kg/cm}^2$ Donc:

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ dans ce cas on utilisera des étriers et des cales perpendiculaires à la ligne moyenne.

Détermination de l'espacement.

$$t = \frac{A_k \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$$f_{at} = \text{sup.} \left\{ \frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right\}$$

$$1 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} = 0,913 = f_{at}$$

donc $\bar{\sigma}_{at} = 0,915 \times 2400 = 2191 \text{ kg/cm}^2$.

on se fixe $A_t = 3\phi 5 \Rightarrow A_t = 0,589 \text{ cm}^2$.

donc

$$t = \frac{0,589 \times 7 \times 19 \times 2191}{8 \cdot 0,906 \cdot 10^3} = 23,63 \text{ cm}$$

Vérification de l'écartement

$$t = \bar{t}_{\text{sup.}} \left\{ \begin{array}{l} h \cdot \left(1 - \frac{0,36b}{6b} \right) = 14,5 \\ 0,2h = 3,8. \end{array} \right.$$

donc on prendra $t = 14 \text{ cm}$.

Détermination des armatures de chapeau (en appui)

Comme on a pris $M = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 0,906 = 0,3624 \text{ t.m}$

on pourra se fixer une section d'acier $A = 0,4 A_0 = 0,4 \cdot 2,35 = 0,94 \text{ cm}^2$

on se fixera alors: $\left\{ \begin{array}{l} 2T8 \rightarrow A = 1,00 \text{ cm}^2 \\ 1T8 \text{ de construction} \rightarrow \end{array} \right.$

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

Ferraillage de la table de compression Art. 58 BA. 68.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures perpendiculaires aux nervures } A_{\perp} = \frac{43 h}{6c} \\ \text{Armatures parallèles aux nervures } A_{\parallel} = \frac{1}{2} A_{\perp} \end{array} \right.$$

donc on aura:

$$A_{\perp} = \frac{43 \cdot 60}{4200} = 0,61 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T5 \text{ p.ml} \rightarrow A = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} = \frac{1}{2} 0,61 = 0,305 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T5 \text{ p.ml} \rightarrow A = 0,78 \text{ cm}^2$$

Eentrainement des Armatures Art. 2.9

$$\sigma_d = \bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ pour H.A.}$$

$$\sigma_d = \frac{T}{P \cdot z}$$

$$\sigma_d = \frac{0,906 \cdot 10^3}{3 \cdot 3,14 \times 1 \times 2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 19} = 2,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d < \bar{\sigma}_d \text{ Verifié.}$$

Ancrage des armatures longitudinales aux appuis Art. 30.63 BA 68.

longueur de scellement droit $l_d = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$

on prendra un Crochet à 45°.

Verification de la condition de non écrasement du béton:

$$r = 6\phi \Rightarrow r \geq 0,10 \phi \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right)^2$$

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{0,906 \cdot 10^3}{2,35} = 385,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

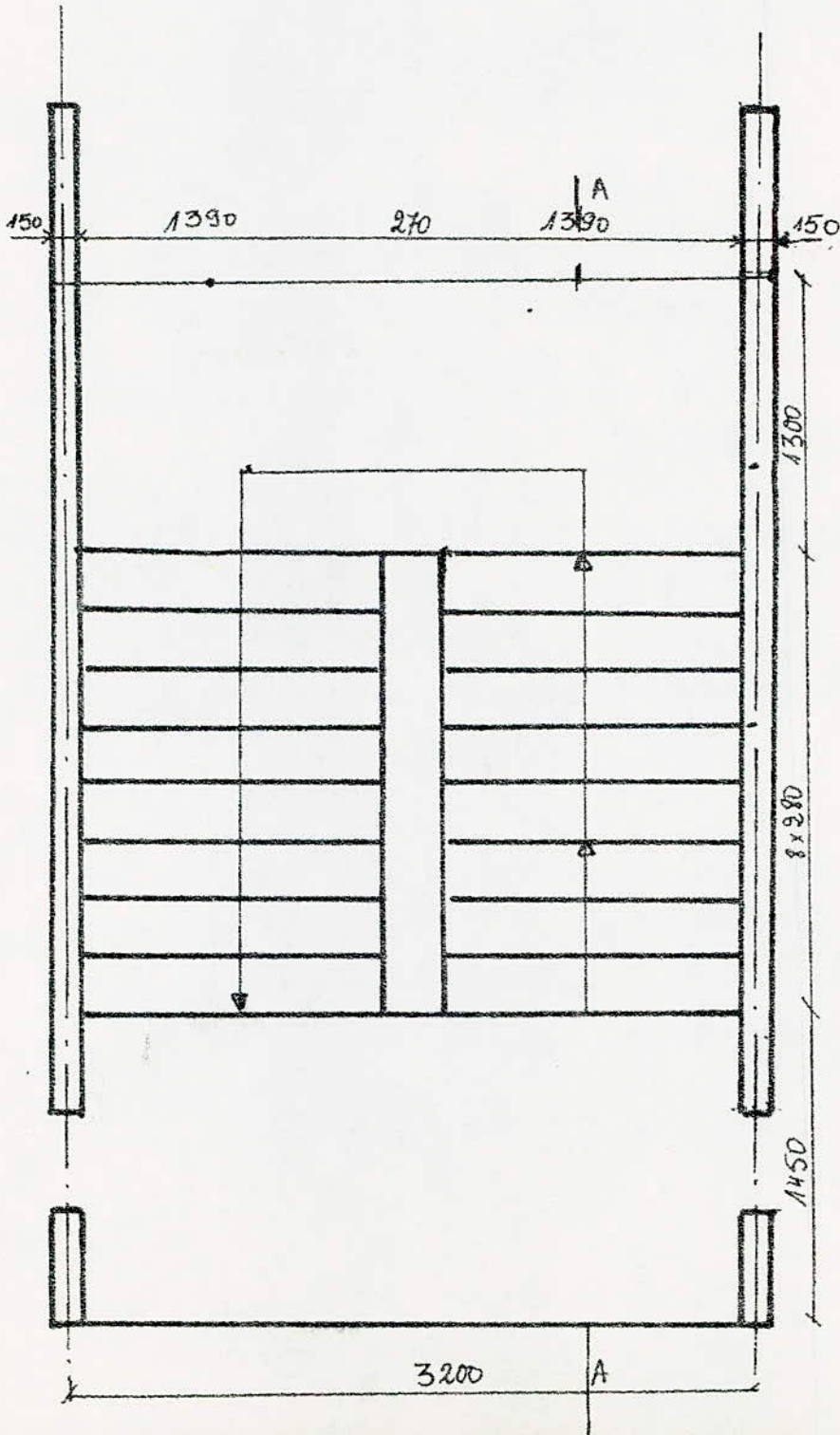
$$\text{donc : } d = 6\phi + 2\text{cm} = 6 \times 1 + 2 = \text{cm}$$

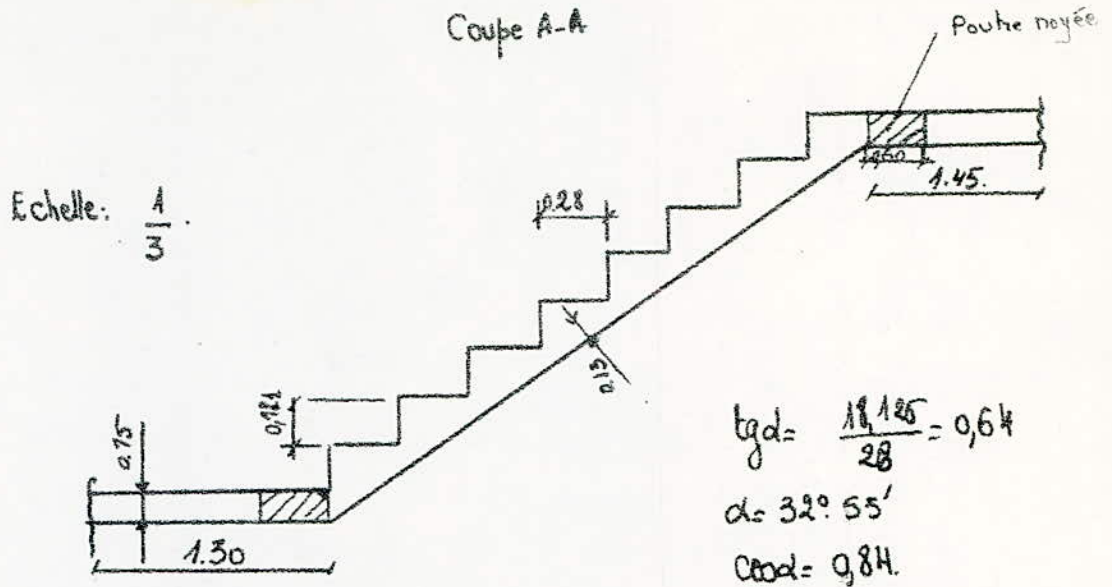
$$r \geq 0,10 \cdot \phi \cdot \frac{385,53}{68,5} \cdot \left(1 + \frac{1}{8}\right) \cdot 1$$

$$r \geq 0,63\phi \quad \text{Vérfie.}$$

ESCALIERS

Vue en Plan de l'escalier:





Détermination du poids propre:

<u>Paillasse:</u>	$\frac{0,13 \cdot 2500}{0,84} = 387$	kg/m^2	$= 387$	kg/m^2
marches :	$0,18125 \cdot \frac{2200}{2} = 200$		$= 200$	kg/m^2
finition :	$0,03 \cdot \frac{2200(0,181+0,28)}{0,28} = 109$		$= 109$	kg/m^2
enduit :	$0,015 \cdot \frac{1800}{0,84} = 32$		$= 32$	kg/m^2
			<hr/>	
			total	$G = 728$

on prend $G = 730 \text{ kg/m}^2$.

Surcharges :

$$1,2P = 250 \times 1,2 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Donc: } G + 1,2P = 1030 \text{ kg/m}^2$$

Palier:

Poids propre :	$2500 \times 0,15 = 375$	375	kg/m^2
finition	$0,03 \times 2200 = 66$	66	kg/m^2
Enduit	$0,015 \times 1800 = 27$	27	kg/m^2
		<hr/>	
		total :	468

on prend $G = 470 \text{ kg/m}^2$.

Surcharge sur Palier:

$$1,2P = 1,2 \cdot 250 = 300 \text{ kg/m}^2$$

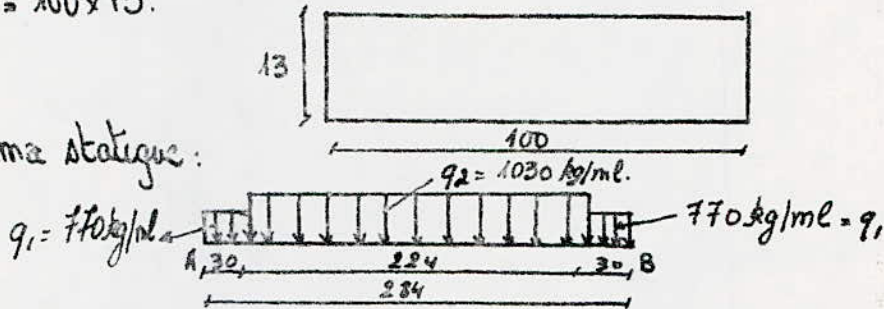
D'où $G + 1,2P = 770 \text{ kg/m}^2$.

Calcul des armatures de la poutre.

Elle sera calculée comme poutre appuyée simplement de section $b \times h$

$$= 100 \times 13.$$

schéma statique:



Détermination du moment maximum.

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow \frac{770}{2} \cdot 0,3^2 + 1030 \cdot 2,24 \cdot 1,42 + 770 \cdot 0,3 \cdot 2,69 - R_B \cdot 2,84$$

$$R_B = 1384,6 \text{ kg.} = R_A.$$

$$0 < x < 0,3.$$

$$M = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2} \begin{cases} x=0 & M=0 \\ x=0,3 & M = 380,73 \text{ kg/m.} \end{cases}$$

$$0,3 < x < 2,54$$

$$M = R_A \cdot x - q_1 \cdot 0,3 \cdot \frac{x-0,3}{2} - q_2 \cdot \frac{(x-0,3)^2}{2} \begin{cases} x=0,3; & M = 380,73 \\ x=2,54; & M = 380,73 \end{cases}$$

$$M_{\text{max}} \text{ pour } x = 1,42 \Rightarrow M_{\text{max}} = 1027 \text{ kg.m.}$$

$$T_{\text{max}} = R_A = 1384,6 \text{ kg.}$$

calcul du ferrillage en travée:

Section rectangulaire en flexion simple:

$$\mu = \frac{15 \cdot 10^2}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1027 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,0454$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,9101 \\ k = 40,6 \end{array} \right.$$

donc $\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{40,6} = 68,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ Pas besoin d'Armatures Complémentaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot k} = \frac{1027 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9101 \cdot 11} = 3,66 \text{ cm}^2. \text{ on adopte } 5 \phi 10 \text{ p.m.} \Rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2.$$

Vérification de fissuration :

$$\bar{\sigma}_2 = 1826 \cdot 1,265 = 2309 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Aide Mémoire Béton).}$$

la fissuration n'est pas vérifiée on prend alors $\bar{\sigma}_a = 2309 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{donc } \mu = \frac{15 \cdot 1027 \cdot 10^2}{2309 \cdot 100 \cdot 11^2} = 0,055$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 36,0 \\ E = 0,9020 \end{array} \right.$$

donc $\bar{\sigma}'_b = \frac{2309}{36} = 64,1 < \bar{\sigma}'_b$ Pas d'A.C.

donc:

$$A = \frac{1027 \cdot 10^2}{2309 \cdot 0,902 \cdot 11} = 4,48 \text{ cm}^2.$$

on adopte alors $5 \phi 10 \text{ p.m.} \Rightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2$ espacement de 15 cm.

Vérification de l'écartement

$$t \leq \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33 \end{array} \right. = 39$$

OK. Vérifié.

Armatures de répartition:

$$A_R = \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3T10 \text{ p.m.} \rightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \text{espacement de } 30 \text{ cm.}$$

Vérification de l'écartement:

$$t \leq \min \begin{cases} 4h_0 = 52 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{ok. Vérifié.}$$

Armatures transversales

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{\eta}{8} \cdot h$$

$$\sigma_b = \frac{1385}{100 \cdot \frac{\eta}{8} \cdot 11} = 1,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 64,1 < \bar{\sigma}_{b0} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 67,8 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{on n'aura pas besoin d'armatures transversales}$$

Armatures de fibre ou de chapeau:

on se fixera un moment forfaitaire $\eta = 0,3\%$.

$$\eta = 0,3 \cdot 1027 = 308 \text{ kg.m}$$

on se fixe alors une section d'acier égale à $0,3 A_{(1027)} = 0,3 \cdot 4,71 = 1,41 \text{ cm}^2$

on adopte alors $3\phi 8 \rightarrow A = 1,50 \text{ cm}^2$.

Conditions de non fragilité:

$$A \geq \min \begin{cases} 1,2 A_{acc} \\ 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 1,06 \end{cases} \quad \text{ok. Vérifié.}$$

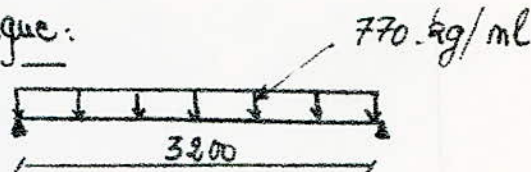
Calcul du ferrailage du Palier:

de palier sera calculé comme dalle pleine.

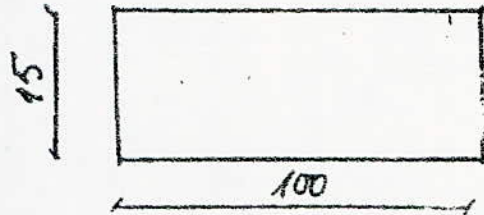
181. 182

Notre dalle sera calculée comme une poutre sur 2 appuis chargée uniformément.

Schema statique:



Section Considérée:



Ferraillage:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad \text{avec } l = 3,2$$
$$q = 770 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{770 \times 3,2^2}{8} = 924 \text{ kg.m}$$

Notre moment n'étant pas très grand on pourra ferrailler notre plancher comme notre plancher.

Ferraillage de la poutre moyée.

Ce sera une poutre de section $b \times h$
avec $b = 14 \text{ cm}$.

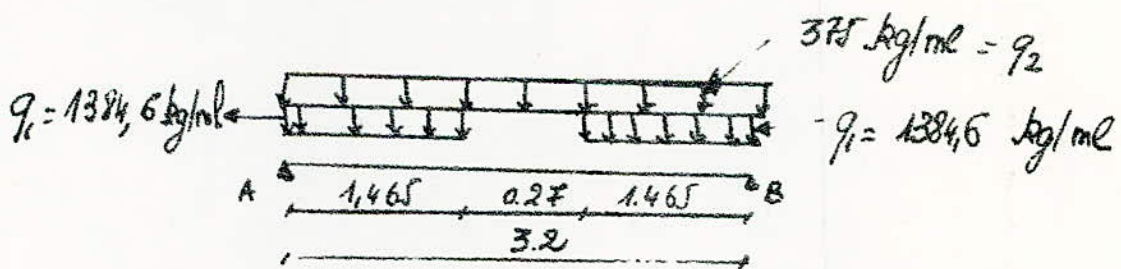
183. 184.



schéma statique:

la poutre sera soumise à son poids propre, la surcharge, les charges venant de la volée.

$$\begin{array}{l} \text{Poids propre: } 9,15 \cdot 2500 \times 0,60 = 225 \text{ kg/ml} \\ \text{Surcharge: } 250 \times 0,6 = 150 \text{ kg/ml} \\ \text{Volée: } 1384 \text{ kg/ml} \\ \hline 375 \text{ kg/ml} \end{array}$$



les Reactions aux appuis sont égales
 $R_A = R_B = 2628,5 \text{ kg}$

(185)

M_{max} sera obtenu pour $x = 1,6m$

$$0 < x < 1,465$$

$$M = R_d \cdot x - (q_1 + q_2) \cdot \frac{x^2}{2} \begin{cases} x=0 & M=0 \\ x=1,465 & M = 1962,41 \text{ kg.m.} \end{cases}$$

Pour $x = 1,6m$.

$$M = R_d \cdot x - (q_1 + q_2) \cdot 1,465 \cdot \left(x - \frac{1,465}{2}\right) - q_2 \cdot 0,135^2$$

Donc

$$x = 1,6 \quad M_{max} = 1965,8 \text{ kg.m}$$

de ferrailage sera fait par la methode de MR. Pierre Charom.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1965,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 13^2} = 0,1038$$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,8723 \\ \eta = 24,15 \end{cases}$$

$$\text{Donc } \bar{\sigma}_s = \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = \frac{2800}{24,15} = 115,9 < \bar{\sigma}_s$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1965,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8723 \cdot 13} = 6,19 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors ST12 espacé de 12cm pour $A = 6,78 \text{ cm}^2$

Verification fissuration

$$\bar{\sigma}_s = 2916 \text{ kg/cm}^2 > 2600 \text{ OK.}$$

Verification de non fragilité.

$$A \geq \mu_{min} \begin{cases} 1,2A = 8,13 \text{ cm}^2 \\ 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_m} \cdot b \cdot h = 0,75 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ Verifié.}$$

Armatures transversales:

$$T_{\max} = 2628,5 \text{ kg.}$$

d'où:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2628,5}{60 \cdot \frac{4}{3} \cdot 13} = 3,86 \text{ kg/cm}^2.$$

ma ici $\bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b < \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b = 16,48. \text{ donc } \bar{\sigma}_b < 16,48. \text{ on aura besoin}$$

d'armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

Vérification de l'écartement.

$$t \leq \bar{t} = \max \begin{cases} h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 10,4 \\ 0,2 h = 26. \end{cases}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

avec $\bar{\sigma}_{at} = \int_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en}$

$$\int_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b}\right)$$

$$1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,93$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,93 \cdot 4200 = 3864 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 6\phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2$$

donc $t = 19,56 \text{ cm}$ on prendra alors $\bar{t} = 10 \text{ cm}$

Armatures de chapeau.

(187)

Moment forfaitaire: $0,3 M_0 = 0,3 \cdot 1965,8 = 590 \text{ kg.m}$

on adoptera une section d'acier égal à $0,3 A_0 (1965,8) = 2,03 \text{ cm}^2$

on prendra alors 6T8 $\rightarrow A = 3,01 \text{ cm}^2$

d'escalier de l'entrée de l'immeuble sera ferrillé de la même façon que l'escalier principal. que ce soit au niveau des paliers ou de la pailasse.

MUR-DE-S'OUTENNEMENT

Introduction:

Chaque terre étant au repos, le coefficient de poussée est compris entre 0,4 et 0,5 pour un sol non compacté. Cette valeur peut monter jusqu'à 0,8 pour un sol compacté.

Donc notre force de poussée sera:

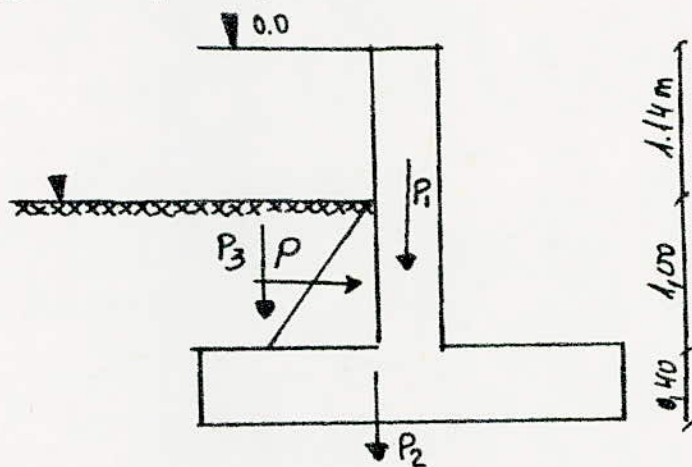
$$P_h = 0,6 \cdot \gamma \cdot h$$

0,6: coefficient de poussée

h: hauteur

γ : Poids volumique: $1,8 \text{ t/m}^3$

φ : angle de frottement interne = 35°



$$P_h = 0,6 \times 1,0 \times 1 \times 1,8 = 1,08 \text{ t/m}$$

$$\text{donc } P = P_h \cdot \frac{h}{2} = 1,08 \cdot \frac{1,0}{2} = 0,54 \text{ t/m}$$

d'où:

$$M = P \cdot \frac{1}{3} \cdot h = 0,54 \times \frac{1}{3} \cdot 1,0 = 0,18 \text{ t.m}$$

Forces stabilisatrices.

$$P_1 = 2,14 \times 0,15 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,8025 \text{ t}$$

$$P_2 = 1,2 \cdot 0,4 \cdot 2,5 \cdot 1 = 1,2 \text{ t}$$

$$P_3 = 1 \cdot 1,8 \cdot 0,5251 = 0,945 \text{ t}$$

D'où:

$$\eta_s = 0,8025 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 0,6 + 0,945 \cdot 0,8625 = 2,076 \text{ t}$$

Vérification au renversement:

$$\eta = \frac{\eta_s}{\eta_R} \geq 2.$$

$$\eta = \frac{2,076}{0,18} = 11,2 > 2 \quad \text{Véifié}$$

Calcul du ferrailage:

$$\eta = 0,18 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{0,18 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 12 \cdot 2800} = 0,672 \text{ cm}^2$$

Du le Calcul du ferrailage des refends on avait abouti à des sections d'aciers plus grandes que $0,672 \text{ cm}^2$. Donc on adoptera la section d'acier calculée précédemment.

SOLUTION N° 2

Introduction:

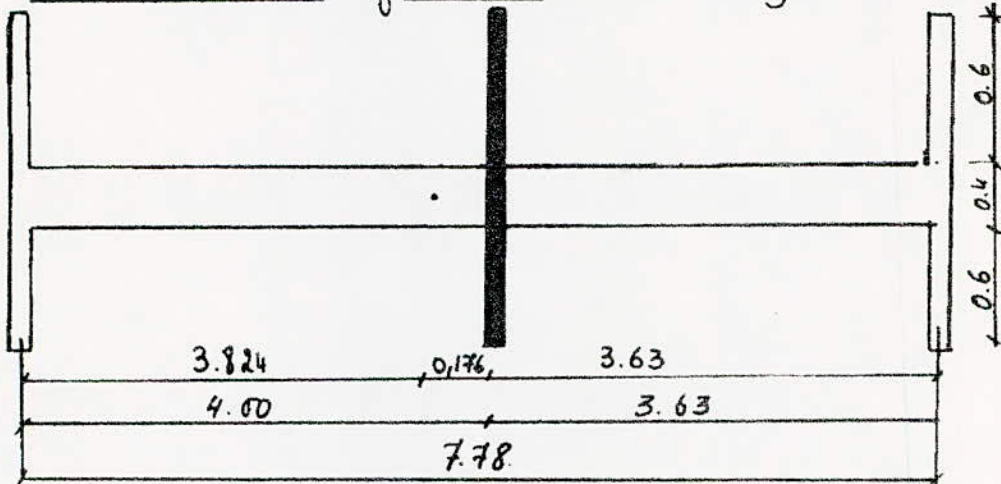
Dans le cas où on introduit le mur périphérique, il y aura une nouvelle répartition de l'effort tranchant. On sera obligé de répartir cet effort tranchant (cas où mur périphérique n'existe pas) proportionnellement aux inerties:

$$H'_0 = \frac{H_0 \cdot I_i}{\sum I_i}$$

Inertie du mur périphérique:

$$I_{y_3} = I_{y_4} = \frac{0,2 \times 18,61^3}{12} = 107,42 \text{ m}^4$$

Inertie du mur longitudinal¹². (Dessin n'est pas à l'échelle).

Détermination du COG.

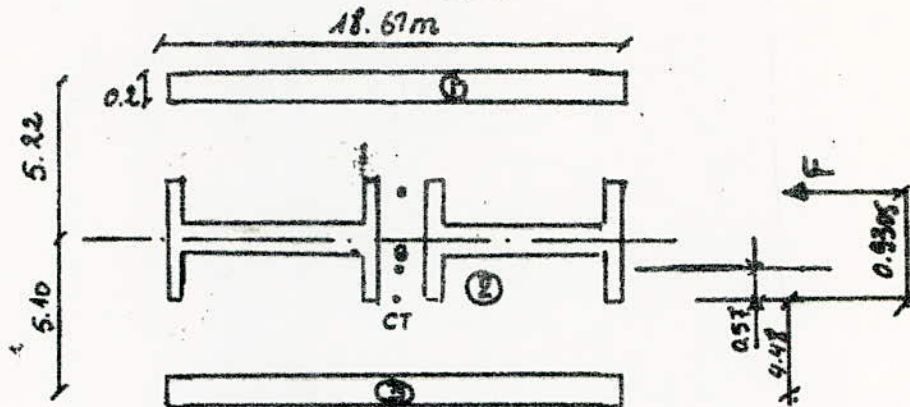
$$x_i = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{0,15 \times 1,2 \times 0,75 + 7,78 \times 0,4 \times 3,89 + 0,15 \times 1,2 \times 4,075 + 0,15 \times 1,2 \times 7,705}{0,15 \times 1,2 + 7,78 \times 0,4 + 0,15 \times 1,2 + 0,15 \times 1,2}$$

$$x_i = 3,899 \text{ m}$$

Calcul de l'inertie

$$I_{y_2} = 21,15 \text{ m}^4 \quad \text{Voir Première partie du R. L.}$$

192



Dessin n'est pas à l'échelle.

$$S_1 = S_3 = 3,722 \text{ m}^2$$

$$I_1 = I_3 = 107,17 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 3,652 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 21,15 \text{ m}^4$$

Détermination du C.G.:

$$x_G = \frac{18,61}{2} = 9,305 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{3,722 \cdot 0,1 + 2 \times 3,652 \cdot 5,2 + 3,722 \cdot 9,7}{14,748} = 5,05 \text{ m}$$

Détermination du Centre de torsion:

$$y_0 = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} = \frac{107,17 \cdot 0,1 + 21,15 \cdot 5,02 + 107,17 \cdot 9,7}{2(107,17 + 21,15)}$$

$$y_0 = 11,48 \text{ m.}$$

Le Centre de torsion se trouve à 0,57 du C.G.:

Par CTC: On considère une torsion d'ensemble: On prend 5% de la plus grande dimension du bâtiment c.a.d. 5% de 18,61 m.

ce qui donne: 0,9305 m. Donc ce sera cette torsion qui sera

considérée.

Répartition des forces:force due à la translation $H_0 = 76,16 t$

$$F_3 = F_1 = \frac{H_0 \cdot I_1}{\sum I_i}$$

$$= \frac{76,16 \cdot 107,17}{256,3} = 31,84 t$$

$$F_2 = \frac{H_0 I_2}{\sum I}$$

$$= \frac{76,16 \cdot 21,04}{256,3} = 6,24 t.$$

Force due à la rotation:

Détermination du Moment

$$M = H \cdot e$$

$$= 76,16 \times 0,93 = 70,86 t$$

Détermination de J

$$J = \sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2$$

$$\sum I_x x^2 = 2859,5 m^4 \quad (\text{voir calcul du Seisme 1er Partie})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = 5,22 \\ y_2 = 0,72 \\ y_3 = -4,38 \end{array} \right. \Rightarrow \sum I_y \cdot y^2 = 107,17 (5,22^2 + 4,38^2) + 20,98 \cdot 0,72^2 \cdot 2 = 4998 m^4$$

$$J = 2859,5 + 4998,5 = 7858 m^4$$

$$\text{Donc } H''_x = \bar{M} \cdot y \cdot \frac{I_y}{J}$$

(19)

$$H''_{x1} = \frac{70,86 \times 5,22 \times 107,17}{7858} = 5,04 \text{ t}$$

$$H''_{x2} = \frac{70,86 \times 0,72 \times 20,97}{7858} = 0,14 \text{ t}$$

$$H''_{x3} = -\frac{70,86 \cdot 4,38 \times 107,17}{7858} = -4,23 \text{ t}$$

Donc $H = H'_{\text{trans}} + H''_{\text{rotation}}$: (Dans le cas du point d'application de la résultante des forces au dessus du centre de torsion).

$$\left[\begin{array}{l} H_1 = 31,43 + 5,04 = 36,47 \text{ t} \\ H_2 = 6,65 + 0,14 = 6,79 \text{ t} \\ H_3 = 31,43 - 4,23 = 27,2 \text{ t} \end{array} \right.$$

Dans le cas où le point d'application est au dessous du centre de torsion on aura:

$$\left[\begin{array}{l} H_1 = 31,43 - 5,04 = 26,39 \text{ t} \\ H_2 = 6,65 - 0,14 = 6,51 \text{ t} \\ H_3 = 31,43 + 4,23 = 35,66 \text{ t} \end{array} \right.$$

Sous ces nouveaux cas de charges vérifions la stabilité au regard longitudinal et périphérique:

1) Stabilité longitudinale.

$$\text{Moment au niveau RDC : } 368,1.$$

$$\text{Moment au niveau 0.0 } \Rightarrow M_1 + H_0 \cdot h = M_{ex}$$

$$= 368,1 + 6,79 \cdot 2,54 = 385,53 \text{ t.m}$$

$$M_{total} = 385,35 + 71,22 = 456,57$$

$$\text{donc } e = \frac{456,57}{190,86} = 2,39 < \frac{L}{4} = 2,44 \text{ m}$$

Sous \vec{SI}

$$M_{total} = 385,35 - 71,22 = 314,13 \text{ t.m}$$

$$\text{donc } e = \frac{314,13}{190,86} = 1,65 \text{ m} < \frac{L}{4}$$

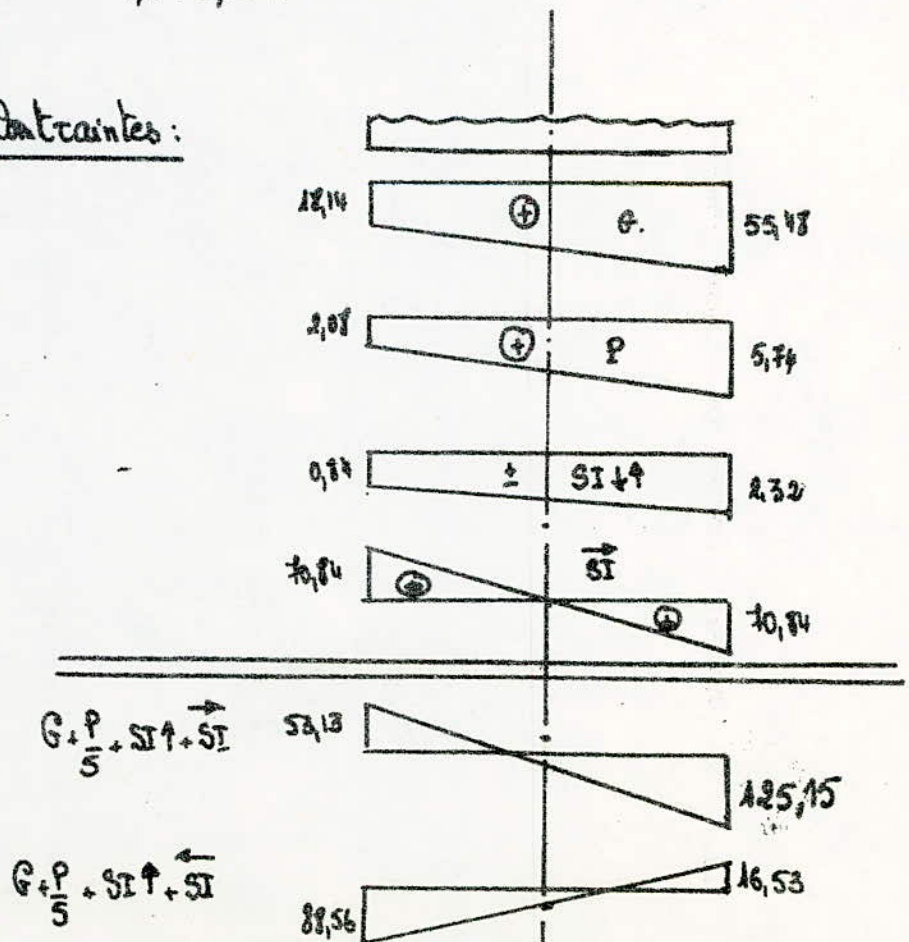
Détermination des Contraintes au niveau 0.0

Sous \vec{SI}

$$\sigma = \pm \frac{M}{W} \quad \text{avec } W = 5,44 \text{ m}^3$$

$$\text{donc } \sigma = \frac{385,35}{5,44} = 70,84 \text{ t/m}^2$$

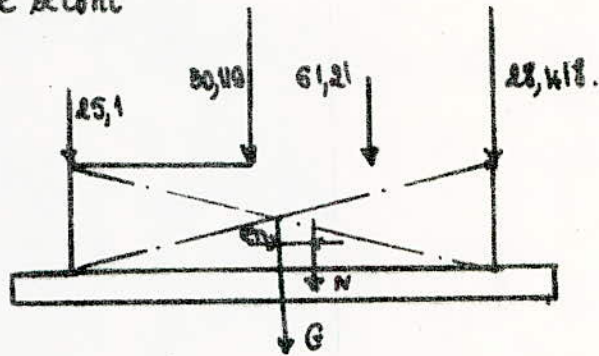
Combinaison des Contraintes :



Sous SI

a) Maximum de charge:
des dimensions de la bannelle seront

$$\begin{cases} B = 9,78 \text{ m} \\ h_t = 0,75 \text{ m.} \end{cases}$$



$$G_g = 3,5 \times 0,75 \times 9,78 \times 2,5 = 64,18 \text{ t}$$

$$\text{donc } N = 25,1 + 30,119 + 61,21 + 28,418 + 64,18 + 22,83 = 232 \text{ t}$$

$$M = -116,65 \text{ (voir etude de stabilité précédente)}$$

$$e_n = \frac{116,65}{232} = 0,5$$

$$M_{\text{total}} = 385,35 + 116,65 = 502 \text{ t.m.}$$

$$\text{donc } e = \frac{M}{N} = \frac{502}{232} = 2,16 \text{ m} < \frac{L}{4} = 2,445 \text{ m.}$$

Sous SI

$$M_{\text{total}} = 385,35 - 116,65 = 268,7 \text{ t.m}$$

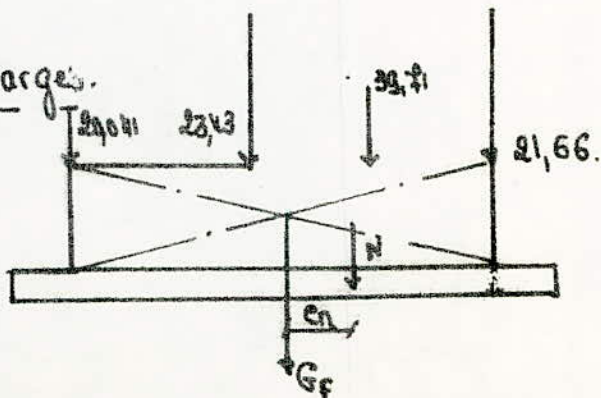
$$e = \frac{268,7}{116,65} = 2,30 \text{ m} < \frac{L}{4} = 2,445 \text{ m.}$$

b) Sous minimum de charges.

$$\text{SI: } N = 190,86 \text{ t}$$

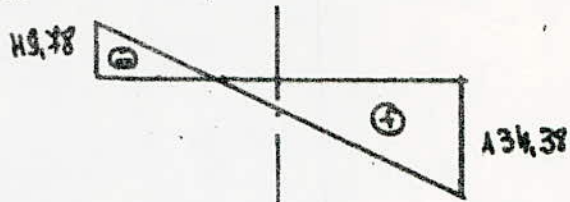
$$M = -71,22 \text{ t.}$$

$$\text{donc: } e_n = \frac{71,22}{190,86} = -0,37 \text{ m}$$



197

G. P. $\vec{SI} + SI \downarrow$



G. P. $\overleftarrow{SI} + SI \downarrow$

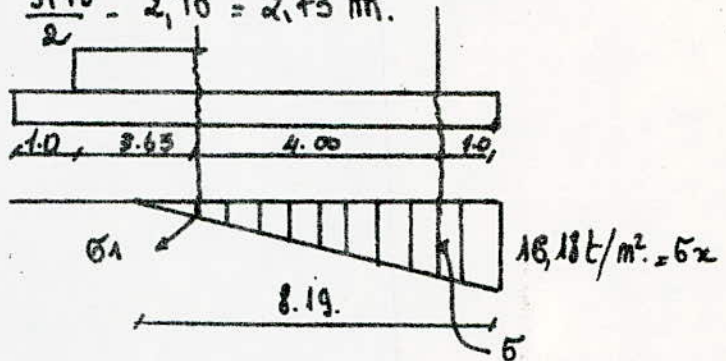


Détermination de la contrainte sous la servelle.

* $e = 2,16 \text{ m}$ (Sous max de charge) \vec{SI}

Donc $a = \frac{l}{2} \cdot e = \frac{9,78}{2} \cdot 2,16 = 2,73 \text{ m}$.

$\sigma_x = \frac{2N}{3a \cdot b}$



$\sigma_x = \frac{2 \cdot 232}{3 \times 2,73 \times 3,5} = 16,18 \text{ t/m}^2$

Donc $q_x = 16,18 \times 3,5 = 56,63 \text{ t/ml}$.

Calcul de σ : $\frac{16,18 (8,19 - 1)}{8,19} = 14,2 \text{ t/m}^2$

$q = 14,2 \times 3,5 = 49,7 \text{ t/ml}$.

Calcul de $\sigma_1 = \frac{16,18 (8,19 - 5)}{8,19} = 6,30 \text{ t/m}^2$.

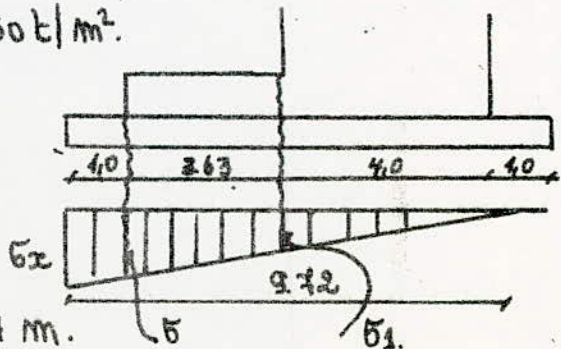
$q_1 = 6,3 \times 3,5 = 22,05 \text{ t/ml}$.

* Sous Minimum de charge:

\overleftarrow{SI} : $e = 1,65 \text{ m}$

Donc $a = \frac{9,78}{2} - 1,65 = 3,24 \text{ m}$.

Donc $\sigma_x = \frac{2 \cdot 190,86}{3 \times 3,24 \times 3,5} = 11,22 \text{ t/m}^2$.



don $q_x = 11,22 \times 3,5 = 39,27 \text{ t/ml.}$

$\sigma = \frac{11,22 (8,72)}{9,72} = 10,06 \text{ t/m}^2$

$q = 10,06 \times 3,5 = 35,23 \text{ t/ml.}$

$\sigma_1 = 11,22 \cdot \frac{9,72 - 4,63}{9,72} = 5,88 \text{ t/m}^2$

$q = 5,88 \times 3,5 = 20,57 \text{ t/ml.}$

$\bar{I} = 20,04 - 5,88 \cdot 4,63 - (39,27 - 5,88) \cdot 4,63 = 147,41 \text{ t}$

donc ad ou.

I Sous Minimum de charge.

$e = 2,39.$

$\therefore \frac{l}{2} - e = \frac{9,78}{2} - 2,39 = 2,5 \text{ m.}$

$\sigma_x = 2 \cdot \frac{190,86}{3 \times 2,5 \times 3,5} = 14,54 \text{ t/m}^2$

$q = 14,54 \times 3,5 = 50,90 \text{ t/ml}$

$\sigma = 1,54 \cdot \frac{6,5}{7,5} = 12,6 \text{ t/m}^2$

$q = 12,6 \times 3,5 = 44,1 \text{ t/ml}$

$\sigma_1 = 1,54 \cdot \frac{2,5}{7,5} = 4,85 \text{ t/m}^2$

$q_1 = 4,85 \times 3,5 = 16,97 \text{ t/ml.}$

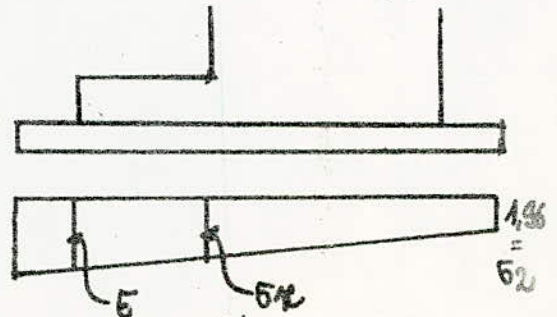
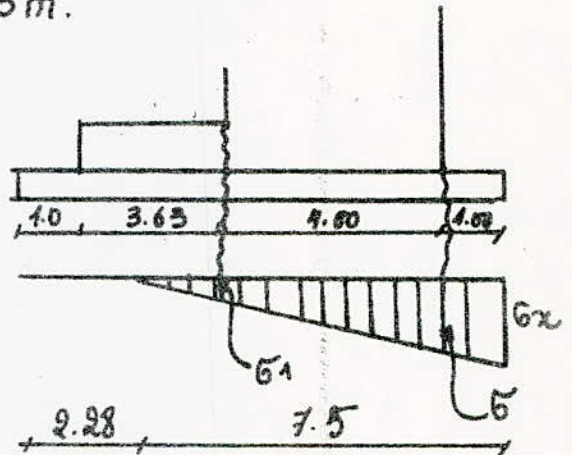
$T_1 = 16,97 \cdot 2,5 - 20,04 = 22,39 \text{ t.}$

II Sous Maximum de charge.

$e = 1,15 \text{ m} < \frac{l}{6} = 1,63 \text{ m.}$

donc $\sigma = \frac{N}{S} = \frac{M}{W}$

$\sigma_1 = 11,6$



$$\sigma_1 = \frac{232}{3,5 \cdot 9,78} + \frac{268,7}{\frac{3,5 \cdot 9,78^2}{6}} = 11,6 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{232}{3,5 \cdot 9,78} - \frac{268,7}{\frac{3,5 \cdot 9,78^2}{6}} = 1,96 \text{ t/m}^2.$$

Calcul de $\bar{\sigma}$:

$$\bar{\sigma} = \sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \cdot 8,78}{9,78}$$

$$\bar{\sigma} = 1,96 + \frac{(11,6 - 1,96) \cdot 8,78}{9,78} = 10,61 \text{ t/m}^2$$

$$q = 10,61 \times 3,5 = 37,15 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_x = 1,96 + \frac{(11,6 - 1,96) \times 5}{9,78} = 6,89 \text{ t/m}^2$$

$$q_x = 6,89 \times 3,5 = 24,1 \text{ t/ml}$$

$$T_x = 24,1 \cdot 4,63 + 16,5 \cdot 4,63 - 25,1 = 162,88 \text{ t.}$$

* Vérification de la stabilité du cefond périphérique:

Calcul du poids propre du mur.

$$G_1 = 0,2 \times 2,5 \times 18,61 \times 2,54 = 23,64 \text{ t}$$

Poids propre de la semelle:

$$G_2 = 0,2 \times 2,5 \times 18,61 \times 0,5 = 4,66 \text{ t.}$$

$$\text{Donc } N = G_1 + G_2 = 28,3 \text{ t}$$

$$M = 36,47 \times 2,54 = 92,6 \text{ t.m.}$$

$$\text{Donc } e = \frac{92,6}{28,3} = 3,27 \leq \frac{t}{4} = \frac{18,61}{4} = 4,65 \text{ m.}$$

Calcul de la contrainte au niveau 0.0

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} = \frac{23,64}{18,61 \cdot 0,2} + \frac{92,6 \times 6}{0,2 \cdot 18,61^2} = 14,87 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{W} = \frac{23,64}{18,61 \times 0,2} - \frac{92,6 \times 6}{0,2 \cdot 18,61^2} = -1,07 \text{ t/m}^2$$

Vérification de la Contrainte au niveau de la semelle:

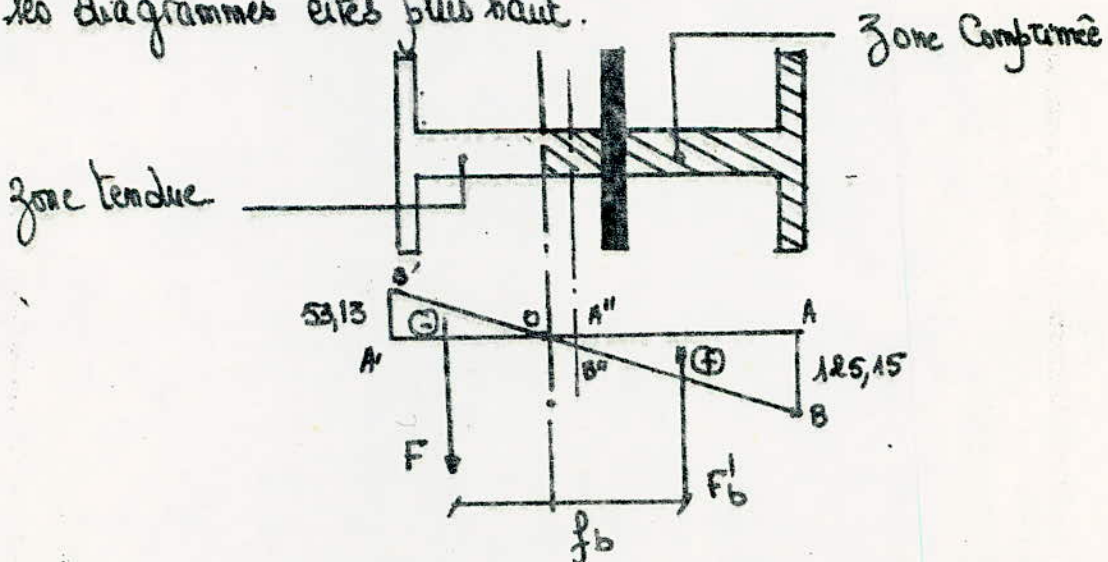
$$a = \frac{l}{2} - e = \frac{18,61}{2} - 3,27 = 6,035 \text{ m}$$

donc

$$\sigma = \frac{2 \cdot 28,3}{3 \times 6,035 \times 0,5} = 6,25 \text{ t/m}^2 \ll \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$$

Ferraillage au refend longitudinal:

La section étudiée est une section quelconque soumise à un effort normal et un moment fléchissant dont les valeurs sont calculées suivant les diagrammes cités plus haut.



Considérons les 2 triangles OAB et OA'B'. Ce sont 2 triangles semblables

$$\text{donc } \frac{OA}{OA'} = \frac{AB}{A'B'} = \frac{125,15}{53,13} = 2,356$$

$$\text{on a aussi } OA + OA' = 7,78 \text{ m}$$

$$\text{Donc } OA' = \frac{7,78}{3,356} = 2,32 \text{ m}$$

$$OA = 5,46 \text{ m}$$

$$\text{Donc } OA'' = 3,19 - 2,32 = 1,57 \text{ m}$$

$$A''B'' = AB \cdot \frac{OA''}{OA} = 125,15 \cdot \frac{1,57}{5,46} = 35,9 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc } N = A''B'' \times S = 35,9 \times 3,652 = 131 \text{ t}$$

$$M = (125,15 - 35,9) \cdot 5,44 = 485,5 \text{ t. m}$$

de moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc } M_f = M + N \cdot f$$

f : distance du centre de gravité du béton au centre de gravité des armatures tendues.

On suppose que le CG des armatures tendues se trouve à 7,5 cm du bord le plus tendu.

$$f = 3,875 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_f = 485,5 + 131 \times 3,875 = 985,3 \text{ t. m}$$

Ferraillage par M_f . Pierre Chaux. (Section quelconque):

$$\text{On sait que: } F'_b - F = 0 \Rightarrow F'_b = F = \bar{\sigma}_a \cdot A_1$$

avec F'_b : force de compression

F : force dans l'acier tendue.

$$A_1 = \frac{F'_b}{\bar{\sigma}_a}$$

la somme des moments des forces par rapport au CG de l'acier tendu

$$Nf - f_b \cdot F_b = 0 \Rightarrow F_b' = \frac{Nf}{f_b}$$

$$\text{donc } A_1 = \frac{Nf}{f_b}$$

$$f_b = \frac{2}{3} \cdot 5,46 + 2,245 = 5,885 \text{ m.}$$

$$\text{donc } A_1 = \frac{985,3 \cdot 10^5}{588,5 \times 4200} = 39,86 \text{ cm}^2.$$

$$\text{la Section réelle sera: } A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$= 39,86 \cdot \frac{131 \cdot 10^3}{4200} = 9,67 \text{ cm}^2$$

on prendra alors 20T8 $\Rightarrow A = 10,04 \text{ cm}^2$

Calcul par CTC.

Section de béton tendu : $0,15 \times 1,6 \Rightarrow 2,47 \cdot 94 = 1,108 \text{ m}^2$.

Avec Section d'armatures : $A = 0,5 \cdot \frac{1,108 \cdot 10^4}{100} = 55,4 \text{ cm}^2$

donc le ferrailage adopté est celui imposé par CTC.

on aura alors: 24T12 = $27,12 \text{ cm}^2$ au balcon

26T12 = $29,38 \text{ cm}^2$ sur la mezzanine

donc $A_{b0} = 56,5 \text{ cm}^2$.

Armatures horizontales:

$$W'_h = \frac{1}{h} W'_v$$

Au balcon: $W'_h = 6,78 \text{ cm}^2$ soit des T6 espacé de 18 cm

sur la mezzanine: $W'_h = 7,35 \text{ cm}^2$ soit des T6 espacé de 20 cm

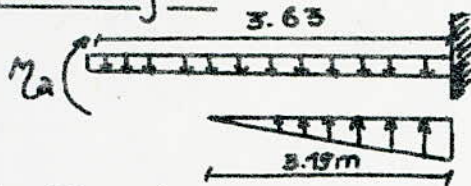
Armatures transversales:

$\bar{\sigma}'_b < 3/4 \cdot \bar{\sigma}_b$ donc un maill sur 3 sera fixé.
de même ferrailage sera adopté quand le séisme agit de l'autre côté.

Renforcement des armatures dans les cas suivants:

* Cas de maximum de charges et $\vec{S}I$

Schema statique:



$$M = M_{Pe} + M_q + M_{pp} + M_a$$

M_{Pe} : due à la charge P_e

M_q : due à la charge triangulaire

M_{pp} : due au poids propre

M_a : moment venant de la console:

$$M_q = \frac{-22,09 \cdot (3,19)^2}{6} = -37,47 \text{ t.m}$$

$$M_{pp} = 3,5 \cdot \frac{6}{2} (0,75 \times 2,5 + 0,1 \times 1,8) = 3,59 \text{ t.m}$$

$$M_{Pe} = 25,1 \cdot 3,63 = 91,12 \text{ t.m}$$

$$M_a = \frac{2,5 \cdot 1^2 \cdot 0,75 \cdot 3,5}{2} = 3,28 \text{ t.m}$$

donc $M = 91,12 - 37,47 + 3,28 + 3,59 = 69,52 \text{ t.m}$

* Cas de minimum de charges:

$$M = 20,04 \cdot 3,63 - \frac{16,97 \cdot (2,5)^2}{6} + 3,28 + 3,59 = 70,97 \text{ t.m}$$

donc notre ferrailage sera calculé par la méthode de M^r Pierre

Charon. sous $M = 70,97 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 70,97 \cdot 10^5}{4200 \cdot 10 \cdot (240)^2} = 0,011$$

$$\begin{cases} k = 91,5 \\ \epsilon = 0,9531 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{91,5} = 45,9 < \bar{\sigma}'_b$$

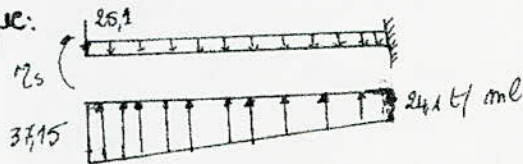
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h} = \frac{70,97 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9351 \cdot 240} = 7,53 \text{ cm}^2$$

On adoptera alors σ 5T14 pour $A = 7,69 \text{ cm}^2$.

* Cas de maximum de charge quand \overleftarrow{SI}

Dans ce cas on ferraille la partie inférieure du refend.

schema statique:



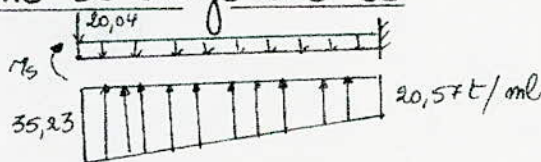
$$M = M_s + M_q + M_{pe} + M_{pp}$$

d'où

$$M = 25,1 \cdot 3,63 - 19,725 - 24,1 \cdot \frac{3,63^2}{2} - \frac{(37,15 - 24,1)}{3} \cdot 3,63 + 3,28 + 3,59$$

$$= 128,85 \text{ t.m.}$$

* Cas de minimum de charge avec \overleftarrow{SI}



$$M = 20,04 \cdot 3,63 - \frac{20,57 \cdot 3,63^2}{2} - \frac{(35,23 - 20,57) \cdot 3,63^2}{3} + 3,28 + 3,59 - \frac{35,23}{2} \cdot 1,2 - \frac{(39,27 - 35,23)}{3}$$

$$M = -130,26 \text{ t.m.}$$

donc le calcul du ferrailage se fera sous $M = -130,26 \text{ t.m.}$

(204)

$$\mu = \frac{15 \cdot 130,26 \cdot 10^5}{4200 \cdot 40 \cdot (240)^2} = 0,0201$$

$$\varepsilon = 0,9379$$

$$k = 65,5$$

$$\text{donc } \sigma'_b = \frac{4200}{65,5} = 64,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{d'où } A_t = \frac{130,26 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9379 \cdot 240} = 13,77 \text{ cm}^2$$

on adoptera 5T20 pour $A_t = 15,70 \text{ cm}^2$.

Détermination de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = 162,88 - 6,57 \cdot 7,19 = 149,12 \text{ t.}$$

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 149,12 \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 240} = 26,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$0,025 \bar{\sigma}_b < \sigma_b < 0,12 \bar{\sigma}_b$ donc CTC nous impose des armatures dans chaque direction.

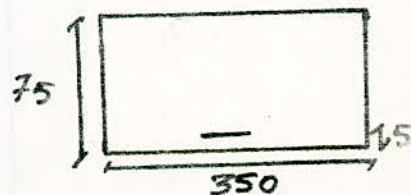
$$0,25 \cdot \frac{240}{100} \cdot 40 = 24 \text{ cm}^2$$

on prendra alors 22T12 horizontalement répartie en 3 nappes espacé de 24 cm.

Ferraillage de la Console de la Semelle.

Armatures inférieures seront déterminées sous l'effet de la contrainte maximum: $\sigma = 14,2 \text{ t/m}^2$.

$$\text{donc: } A_t = A_{\text{rect}} + A_{\text{triangulaire}} + A_{\text{pp.}}$$



$$M_t = \frac{14,2 \cdot 3,5 \cdot l^2}{2} + \frac{10,18 - 14,2}{3} \cdot 3,5 \cdot l^2 - 3,28 - 0,315 = 23,57 \text{ t.m}$$

Détermination du ferrailage:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 23,57 \cdot 10^5}{4200 \cdot 350 \cdot 70^2} = 0,0049$$

$$\begin{cases} \varepsilon = 0,9682 \\ k = 142 \end{cases}$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{142} = 29,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{donc } A = \frac{23,57 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9682 \cdot 70} = 9,28 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors GT14 pour $A = 9,23 \text{ cm}^2$.

le même ferrailage sera adopté si le cisaillement de droite n'est pas

Effort tranchant:

$$T = 49,7 + 3,465 - 6,56 - 0,63 = 45,98 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot \frac{45,98 \cdot 10^3}{3,5 \cdot \frac{1}{8} \cdot 70} = 3,22 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < 0,12 \bar{\sigma}'_b$. on n'aura pas d'armatures transversales.

on donnera un cadre par m² pour fixer les barres:

Ferrailage Supérieure

Il se fera sous l'effet du poids propre:

$$M = 3,6 \text{ t.m}$$

$$\text{donc: } \mu = \frac{15 \cdot 3,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 350 \cdot 70^2} = 0,0011$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \xi = 0,9841 \\ k = 300 \end{cases}$$

$$\text{Donc } A = \frac{3,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9841 \cdot 70} = 1,85 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors 1075 pour $A = 1,96 \text{ cm}^2$.

Ferraillage du mur périphérique:
18,61



Déterminons OA:

$$\frac{A'B'}{AB} = \frac{OA'}{OA} \rightarrow \frac{OA'}{OA} = \frac{14,37}{1,67} = 8,6$$

donc $OA + OA' = 18,61$

donc $OA = \frac{18,61}{9,6} = 1,94 \text{ m}$

Notre section sera partiellement tendue sur 1,94 m. elle sera étudiée en flexion composée sous $N = 23,6 \text{ kT}$

$$\eta = 92,6 \text{ t.}$$

Calcul du ferraillage par η^R . Pierre charom.

$$\sigma_B = \eta \cdot N \cdot e$$

$$= 92,6 \cdot 23,64 \cdot 9,275 = 312 \text{ t. m.}$$

$$\text{donc } \mu = \frac{15 \sigma_B}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 312 \cdot 10^5}{4200 \times 20 \times 1858^2} = 0,0016$$

$$E = 99815$$

$$k = 255.$$

$$\text{donc } A = \frac{\sigma_B}{\bar{\sigma}_a \cdot E k} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$= \frac{312 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,99815 \cdot 1858} - \frac{23,64 \cdot 10^3}{4200} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Section imposée par CTC:

$$0,5\% \text{ de la Section totale due: } 0,5 \times 1,94 \times 0,2 \cdot 10^3 = 19,4 \text{ cm}^2$$

On adopte $\#774$ par face pour $A = 10,77 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_L}{n} = \frac{1}{4} \cdot 10,77 = 2,70 \text{ cm}^2$$

on adoptera 10 T6 par face $\rightarrow A = 2,82 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales

$$T = 36,47 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot \frac{36,47 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 1858} = 1,68 \text{ kg/cm}^2$$

donc $\bar{\sigma}_b < 3,12 \frac{6'28}{8}$ on fixera alors un module sur 3.

ferrailage de la semelle:

le ferrailage se fera par la méthode des spirales.

$$P = \frac{6 \cdot S}{L}$$

$$\text{avec } \sigma = 6,52 \text{ t/m}^2$$

$$\text{donc } P = 6,52 \times 0,5 = 3,26 \text{ t}$$

$$\text{donc } A = \frac{3,26 \cdot 10^3 \cdot (50-20)}{8 \cdot 1200 \times 15} = 0,18 \text{ cm}^2$$

on adoptera alors HT5 p.m espacé à 25 cm pour $A = 0,18 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition:

(209)

HTS p.m. $A_L = \frac{AL}{L} = \frac{0,78}{4} = 0,19 \text{ cm}^2$. On a doptera austin

BIBLIOGRAPHIE

- * Cours de béton III.
- * Cours de RDM I. II. III
- * Règles CEB A 68
- * Règles N. V. 65
- * Règles P. S. 69
- * de Calcul et la vérification des ouvrages en béton armé . P. Charon
- * Exercices de Béton armé : P. Charon
- * Béton en béton armé (tome 1) : Guerrin
- * Calcul pratique des tours en B. Armé : M^{re} Diver
- * Calcul pratique des Ossatures de Bâtiment en béton armé: Fuentes
- * DTU N^o. 23.1.
- * CTC Complément aux Règles P. S
- * Aide memoire Béton armé
- * Aide mémoire RDM.

