

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CENTRALE TÉLÉPHONIQUE



Proposé par :

B E R E G

Etudié par :

N. ABDELSEDEK
M. C. BOUZEGHOUB

Dirigé par :

A. BOUDERBALLAH
O. ZORKANE



PROMOTION :

Juin 1984

GÉNIE CIVIL

CENTRALE TÉLÉPHONIQUE

B E R E G

**M. C. BOUZEGHOUB
N. ABDELSADEK**

**O. ZORKANE
A. BOUDERBALLAH**

JUIN 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَمَا تَشَاءُونَ إِلَّا أَنْ يَشَاءَ اللَّهُ

إِنَّ اللَّهَ كَانَ عَظِيمًا حَكِيمًا

صَدَقَ اللَّهُ الْعَظِيمِ

سورة الانسان الآية 29

REMERCIEMENTS

- Nous tenons à remercier vivement nos promoteurs
A. Bouderballah. et O. Zorkane pour leur précieuse aide
- Nous remercions également
M^m DEHRI
M^r BOU NESSAH
M^r BENGHANEM.
pour leur assistance, qui nous a été bénéfique
- Notre sympathie à tous les membres de
l'atelier. Sud
- Nos remerciements à tous les professeurs qui ont
contribué à notre formation

DEDICACES

- A la memoire de ma grande mere
- A mes parents
- A mes freres et soeurs
- A tous mes amis

Mohamed Cherif BouZEGHOU B

- A la memoire de mon pere
- A la memoire de ma Soeur.
- A ma mere
- A mes freres et Soeurs
- A tous mes amis.

harr. Eddine. Abdelsadek

1^{re} PARTIE I

BLOC II

CARACTÉRISTIQUES. DES. MATÉRIAUX

Béton: Le béton est dosé à 350 kg/m³ de Ciment CPA 325 peu Contrôlé, la grosseur des Granulats : C_g = 5/15 mm

* Résistance nominale de Compression : $\sigma'_{28} = 27 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$

* Résistance nominale de Traction : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

* Dosage pour 1m³ de béton

800 l de Gravier

400 l de Sable

350 l de Ciment CPA325

175 l d'eau

Le Sable doit être propre, il ne doit comporter ni terre ni matières organiques, de même pour le Gravier, l'eau doit être pure sans acide.

Contrainte de Compression admissible: (Art 9.4. CCBA 68)

La Contrainte admissible du béton désigné par $\bar{\sigma}'_b$ est définie comme suit $\bar{\sigma}'_b = f'_b \sigma'_{28}$ avec $f'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$.

α : dépend de la classe du Ciment: CPA325: $\alpha = 1$

β : dépend de l'efficacité du Contrôle: Contrôle atténué $\beta = 5/6$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des Granulats: $C_g = 5/15 \rightarrow \gamma = 1$

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

En Compression Simple: $\delta = 0,3$.

En flexion Simple: $\delta = 0,6$.

En flexion Composée:

* $\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$\delta = \min \left[0,6, 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$ si l'effort est de Compression.

avec e : excentricité des forces extérieures par rapport au Centre de gravité du béton seul

e_1 : limite du noyau Central de la section du béton seul

* Coefficient ε : dépend de la sollicitation et de la forme de la section

- $\varepsilon = 1$ si la sollicitation est une compression simple quelque soit la forme de la section.

- $0,5 \leq \varepsilon \leq 1$ dans les autres cas avec $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{b0}$
 σ_m étant la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène

Soit

* En compression simple.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 275 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$$

* En flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \times 1 \times 0,8 \times 1 \times 275 = 229,2 \varepsilon$$

$$\bar{\sigma}'_b = 229,2 \times 0,6 \times 1 = 137 \text{ kgf/cm}^2$$

- Contrainte de traction de référence (CCBA 68. Art 9.5)

la contrainte de traction de référence est prise égale à une fraction de la résistance nominale à la compression σ'_{28} du béton

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

α, β, γ ont la même signification que précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{275} \right) =$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kgf/cm}^2$$

- Aciers à haute adhérence: Nuance FeE 40

$$\sigma_{eu} = 4120 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{eu} = 3920 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm}$$

Predimensionnement des elements:

le present edifice, est sollicité principalement par les forces sismiques laterales, le dimensionnement a etait fait en calculons en 1^{er} approximation les forces sismiques a chaque niveau, afin de determiner l'ordre de grandeur de la rigidité que les différents planchers doivent avoir, tel que les déplacements relatifs d'etages admissibles ne soient dépassés, comme nous le verrons ci après on obtient alors.

→ Poteaux:

- tous les poteaux du niveau 1, 2, 3 ont une section de 60x60
- " " " " " 4, 5 " " " de 50x50

- Poutres:

- dans le sens transversal toutes poutres ont une section de 35x70 (a tous les niveaux)
- dans le sens longitudinal toutes les poutres ont une section de 35x45 (a tous les niveaux)
- toutes les poutres du porte a faux auront une section de 35x45.

CALCUL. D.E.S. DALLES.

On prendra partout des dalles ayant une épaisseur de 12 cm.

- A - DALLES. DE. LA. TERRASSE

- charges permanentes

- Etanchéité multicouche — 20 kg/m^2
 - gravillons 3 cm — $0,03 \times 1900 = 54 \text{ kg/m}^2$
 - forme de pente 1,5‰ — $0,107 \times 2200 = 235 \text{ ''}$
 - Isolation thermique (Piege) — $0,04 \times 400 = 16$
 - Enduit 1,5 cm — $0,015 \times 1800 = 27$
 - Poids de la dalle — $0,12 \times 2,5 = 300$
- $G = 0,652 \text{ t/m}^2$

la surcharge est de $0,1 \text{ t/m}^2$

Soit $G + 1,2P = 0,652 + 1,2 \times 0,1 = 0,772 \text{ t/m}^2$

- $l_x = 3 - 0,35 = 2,65 \text{ m}$

$l_y = 6 - 0,35 = 5,65 \text{ m}$.

Soit $l_x / l_y = \frac{2,65}{5,65} = 0,47$

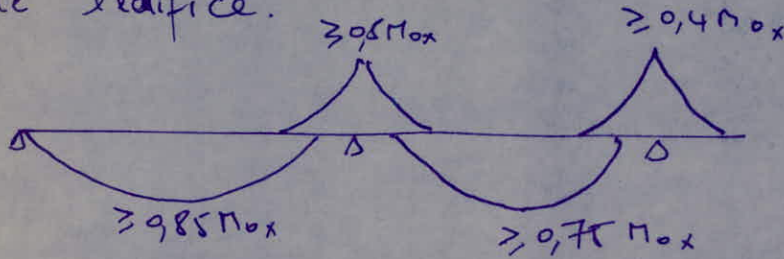
on en déduit $\mu_x = 0,1003$

$\mu_y = 0,35$

Soient $M_x = 0,1003 \times 0,772 \times 2,65^2 = 0,564 \text{ tm}$.

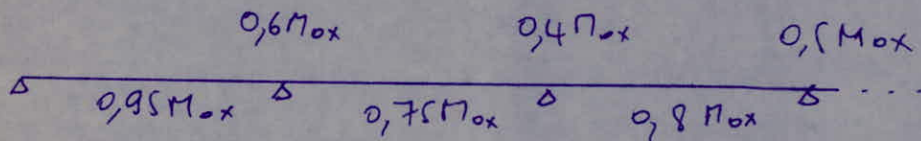
$M_y = 0,35 \cdot 0,564 = 0,197 \text{ tm}$.

- panneaux interieures. selon la grande dimension. de l'edifice.

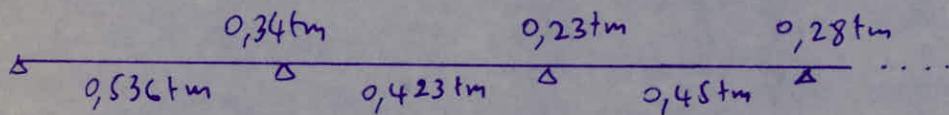


il faudra ensuite avoir $M_t + \frac{M_u + M_c}{2} \geq 1,25 M_{ox}$

on prendra alors.



soit encore.



on prendra comme hauteur utile.

$$h_x = 12 - 1 - 0,5 = 10,5 \text{ cm}$$

$$h_y = 12 - 1 - 0,5 = 9,5 \text{ cm}$$

pour $M = 0,536 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \times 0,536 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (10,5)^2} = 0,026$$

$$\text{soit } \epsilon = 0,9301 \text{ et } k = 56,5$$

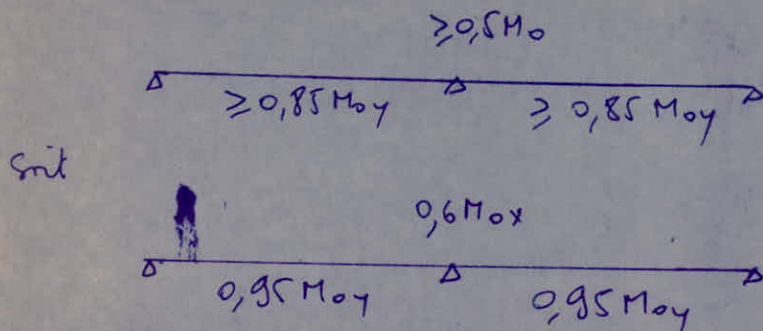
$$\text{soit } \sigma'_b = \frac{2800}{56,5} = 49,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h_x} = \frac{0,536 \cdot 10^5}{2800 \times 0,93 \times 10,5} = 1,9 \text{ cm}^2$$

Comme cette section. Calculee est petite on adoptera partout un ferrailage

$$T8 \text{ e } 20 \text{ cm} \rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- selon la petite dimension du bâtiment



mais comme $M_{0y} < M_{0x}$ on a nécessairement
 $0,95M_{0y} < 0,95M_{0x}$, on disposera dans ce sens
 alors le même ferrailage que précédemment.

$$T 8 \text{ e } 20 \text{ cm} \rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- verification a l'effort tranchant

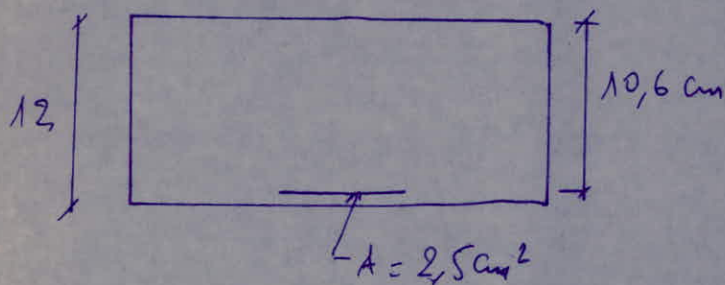
$$T = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{0,772 \times 2,65 \times 5,65}{2 \times 5,65 + 2,65} = 843 \text{ Kg}$$

$$\text{on prenant } z = 7/8 b = 7/8 \cdot 10,5 = 9,18 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{843}{100 \times 9,18} = 0,91 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{donc } \tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kgf/cm}^2$$

- verification de la fleche



* Calcul de l'Inertie de la Section.

$$100 \times 12 = 1200 \times 6 = 7200 \times \frac{2}{3} \times 12 = 57600$$

$$15 \times 2,5 = \frac{37,5 \times 10,6}{1237,5} = \frac{397,5 \times 10,6}{7597,5} = \frac{4213,5}{61813,5}$$

$$v = \frac{H}{5} = \frac{7597,5}{1237,5} = 6,139$$

$$-Hv = -7597,5 \times 6,139 = -46641,053$$

$$\text{Soit } I_t = 15172,45 \text{ cm}^4$$

* Calcul de \bar{w} et μ .

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} = \frac{2,5}{100 \times 10,6} = 0,00236$$

a) pour les Charges de faible durée d'application.

$$d_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \bar{w}} = \frac{5,9}{72 \times 5 \times 0,00236} = 6,94$$

b) pour les charges de longue durée d'application

$$d_v = \frac{d_i}{2,5} = \frac{6,94}{2,5} = 2,77$$

c) pour la charge $g = 0,772 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_a = \frac{r_1}{3A} = \frac{0,536 \cdot 10^5}{9,85 \times 2,5} = 2176,6 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{w} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,00236 \times 2176,6 + 3 \times 5,9}$$

$$\mu = 1 - 0,77 = 0,228$$

d) pour la charge permanente: $q = 0,652 \text{ t/m}^2$

$$r_1 = 0,959 \text{ t/m}^2 \quad \mu x = 0,95 \times 0,652 \times 2,65^2 \times 0,1003 = 0,45 \text{ tm}$$

$$\sigma_a = \frac{r_1}{3A} = \frac{0,45 \cdot 10^5}{9,85 \cdot 2,5} = 1835,5 \text{ Kgf/cm}^2$$

Soit $\mu = 0,157$

* Calcul de $f_{y\infty}$:

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \sqrt{v} \mu} = \frac{15172,45}{1 + 2,77 \times 0,157} = 10573,9 \text{ cm}^4$$

$$f_{y\infty} = \frac{M L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{(0,452 \cdot 10^5) (265)^2}{10 \times 126000 \times 10573,9} = 0,24 \text{ cm}$$

* Calcul de f_{g_0} .

$$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \sqrt{i} \mu} = \frac{15172,45}{1 + 0,97 \times 0,228} = 5859,98 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_0} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{0,536 \times 265^2 \times 10^5}{10 \times 378000 \times 5859,98} = 0,17 \text{ cm}$$

* Calcul de f_{g_1} .

$$f_{g_1} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_f} = \frac{0,452 \cdot 10^5 \cdot 265^2}{10 \times 378000 \times 5859,98} = 0,143 \text{ cm}$$

finalement $\Delta f = 0,247 + 0,170 - 0,143 = 0,274 \text{ cm}$

la fleche admissible est

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{265}{1000} = 0,76 \text{ cm}$$

CALCUL DES DALLES DU PLANCHER COURANT

- Carrelage 15mm - $0,015 \times 2200 = 33 \text{ Kg/m}^2$
- Mortier 10mm - $0,010 \times 2000 = 20 \text{ Kg/m}^2$
- Sable 30mm - $0,03 \times 1800 = 54 \text{ Kg/m}^2$
- Enduit 15mm - $0,015 \times 1800 = 27 \text{ Kg/m}^2$
- dalle - $0,12 \times 2500 = \underline{300 \text{ Kg/m}^2}$

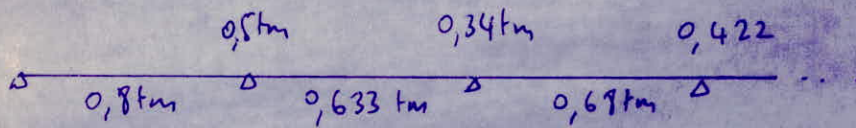
$$G = 434 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Soit } G + 1,2P = 0,434 + 0,6 \times 1,2 = 1,154 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Soient aussi } M_{ox} = 0,1003 \times 1,154 \times 2,65^2 = 0,844 \text{ tm}$$

$$M_{oy} = 0,35 \times 0,844 = 0,29 \text{ tm}$$

* Selon la grande dimension



pour $M = 0,8 \text{ tm}$.

$$\mu = 0,0388, \quad \xi = 0,9161 ; \quad k = 44,6$$

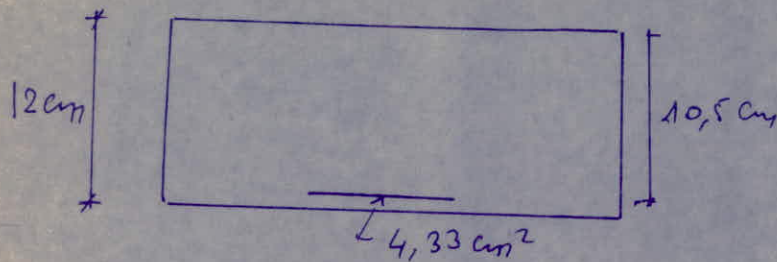
$$A = 2,97 \text{ cm}^2$$

- pour $M = 0,5 \text{ tm}$. on prendra T8. e 20cm. $\rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- pour $M = 0,8 \text{ tm}$. on prendra T10 e 18cm $\rightarrow A = 4,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

et cela pour des raisons de fleche. comme nous le verrons ci dessous. (ci-après

-

- Verification de la fleche

$$100 \times 12 = 1200 \times 6 = 7200 \times \frac{2}{3} = 57600$$

$$15 \times 4,33 = 64,95 \times 10,5 = 681,975 \times 10,5 = 7160,737$$

$$r = \frac{H}{V} = \frac{7881,975}{1264,95} = 6,32$$

$$- Hr = - 49821,99$$

$$I_T = 14938,747 \text{ cm}^4$$

* Calcul de \bar{w} et μ

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} = \frac{4,33}{100 \times 12} = 0,0036$$

- pour les charges de faible durée d'application

$$d_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \times 5 \times \bar{w}} = \frac{5,9}{72 \times 5 \times 0,0036} = 4,55$$

$$\sqrt{r} = \frac{d_i}{2,5} = \frac{4,55}{2,5} = 1,785$$

a) pour la charge $j = 1,154 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_a = \frac{0,8 \cdot 10^5}{9,47 \cdot 4,33} = 1951,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \bar{w} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 0,356$$

- calcul de $f_{y\infty}$

$$I_{fr} = \frac{I_t}{1 + \nu_r \nu} = \frac{14938,747}{1 + 1,795 \times 0,356} = 9134,3 \text{ cm}^4$$

$$f_{y\infty} = \frac{(0,8 \cdot 10^5) \times (265)^2}{10 \times 126000 \times 9134,3} = 0,487 \text{ cm}$$

$$\text{soit } f_{y\infty} = 0,487 \text{ cm} < f_{ad} = 0,76 \text{ cm}$$

donc le choix du ferrailage fait auparavant est adquat.

- selon la petite dimension.

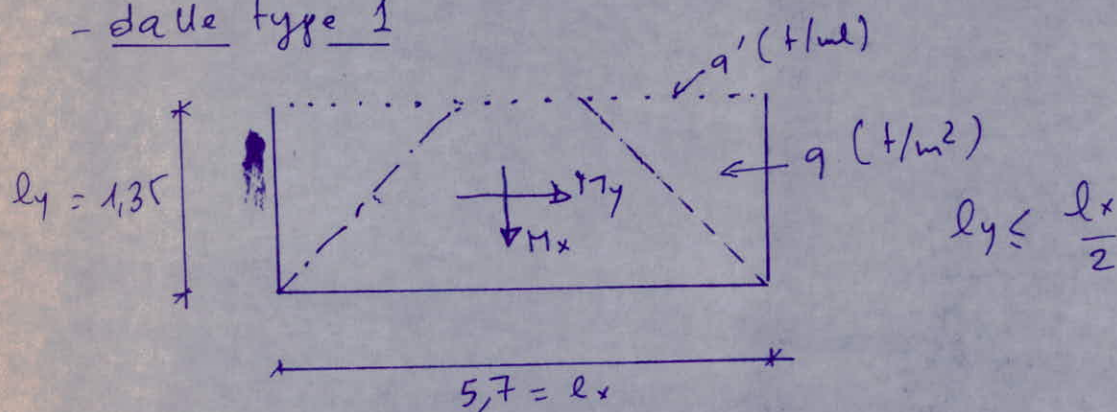
$$M_y = 0,95 M_{0y} = 0,95 \times 0,29 = 0,2755 \text{ tm.}$$

soit pour $M_y = 0,276 \text{ tm} \rightarrow T8 \text{ e } 20 \text{ cm} \rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$
de meme que sur Appui.

- CALCUL DES DALLES DU PORTE A FAUX

on a deux types de dalles car il ont deux modes differents de rupture.

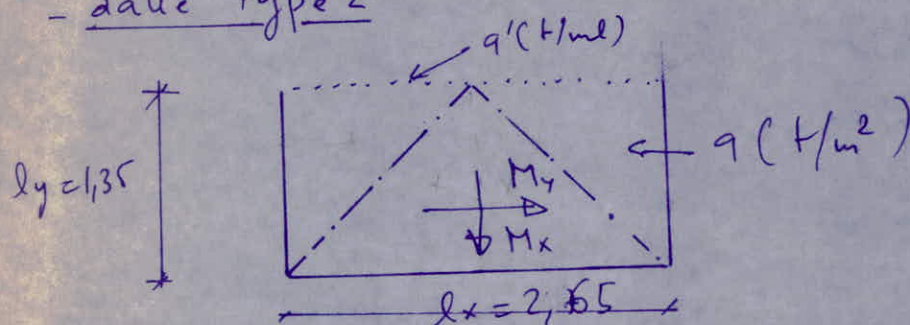
- dalle type 1



$$M_x = q(l_x - 2l_y) \cdot \frac{l_y^2}{2} + \frac{q l_y^3}{3} + q'(l_x - 2l_y) l_y$$

$$M_y = q \frac{l_y^2}{2} \cdot \frac{1}{3} l_y + q' \frac{l_y^2}{2} = \frac{q l_y^3}{6} + q' \frac{l_y^2}{2}$$

- dalle type 2



$$M_x = \frac{q l_y^3}{3}$$

$$M_y = \frac{q l_y^3}{6} + q' \frac{l_y^2}{2}$$

dalles terrasse.

- dalle type 1

$$q' = 0,25 \text{ t/ml} \quad (\text{Acrotère})$$

$$-M_x = 0,772 (5,65 - 2 \times 1,35) \cdot \frac{1,35^2}{2} + 0,772 \cdot \frac{1,35^3}{3} + 1,01 = 3,75 \text{ tm}$$

$$\text{soit } m_x = \frac{M_x}{5,65} = 0,66 \text{ tm/ml}$$

$$-M_y = 0,55 \text{ tm} \quad \text{soit } m_y = \frac{M_y}{1,35} = 0,407 \text{ tm/ml}$$

$$\text{Soient pour } m_x = 0,66 \text{ tm/ml} \rightarrow T8 \text{ e } 20 \text{ cm} \rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$m_y = 0,407 \text{ tm/ml} \rightarrow T8 \text{ e } 20 \text{ cm} \rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- dalle type 2

$$M_x = 0,633 \text{ tm} \rightarrow m_x = 0,111 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,544 \text{ tm} \rightarrow m_y = 0,403 \text{ tm/ml}$$

$$\text{Soient pour } m_x = 0,111 \text{ tm} \rightarrow T8 \text{ e } 20 \text{ cm}$$

$$m_y = 0,403 \text{ tm} \rightarrow T8 \text{ e } 20 \text{ cm}$$

- plancher Courant

• dalle 1

$q' = 1,6 \text{ t/ml}$

* $M_x = 1,154 \times (5,7 - 2,7) \frac{1,35^2}{2} + \frac{1,154 \cdot 1,35^3}{3} + 1,6(5,7 - 2,7)1,35$

$M_x = 10,58 \text{ tm}$

soit $m_x = \frac{10,58}{5,7} = 1,86 \text{ tm/ml}$

* $M_y = \frac{1,154 \times 1,35^3}{6} + 1,6 \times \frac{1,35^2}{2} = 1,93 \text{ tm}$

soit aussi $m_y = \frac{1,93}{1,35} = 1,43 \text{ tm}$

On obtient alors.

- $m_x = 1,86 \text{ tm}$

$\mu = 0,09 \rightarrow \epsilon = 0,8792 ; k = 26,4$

$A = 7,2 \text{ cm}^2$

- $m_y = 1,43 \text{ tm}$

$\mu = 0,07 ; \epsilon = 0,8513 ; k = 31$

$A = 5,46 \text{ cm}^2$

finalement

$m_x = 1,86 \text{ tm} \rightarrow \text{T12 } e = 15 \text{ cm}$

$m_y = 1,43 \text{ tm} \rightarrow \text{T12 } e = 20 \text{ cm}$

• dalle 2

$M_x = \frac{1,154 \times 1,35^3}{3} = 0,966 \text{ tm} \rightarrow m_x = \frac{0,966}{2,7} = 0,35 \text{ tm}$

$M_y = \frac{1,154 \times 1,35^3}{6} + 1,6 \times \frac{1,35^2}{2} = 1,931 \text{ tm} \rightarrow m_y = \frac{1,931}{1,35} = 1,43 \text{ tm}$

* $m_x = 0,35 \text{ tm} \rightarrow \text{T8 } e = 20 \text{ cm}$

* $m_y = 1,43 \text{ tm} \rightarrow \text{T12 } e = 20 \text{ cm}$

ETUDE SISMIQUE

1) Introduction

Les secousses d'origine sismique engendrent dans les constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$). Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque horizontale, oblique ou verticale. Toutefois on se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'1 composante horizontale et l'autre verticale.

On admettra que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions. Dans le cas des constructions comportant des planchers rigides on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

2) Principe de calcul (regle P.S.69 art 3.111)

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictives dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique. Les effets sismiques se composent :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_H)
- d'un système de forces élémentaires verticales (S_V)
- d'un système de couples de torsion d'axe vertical (S_T)

* système des forces horizontales (S_H)

Les systèmes de forces horizontales à considérer sont composés de forces élémentaires qui s'exercent au centre de gravité des éléments de construction. Ces forces sont parallèles et de même sens. L'intensité de la force horizontale agissant au niveau du plancher dans une direction quelconque est égale à :

$$F = \overline{V}_H \cdot W \quad \text{avec } \overline{V}_H = \begin{cases} \overline{V}_{HL} = \alpha \beta_L \gamma \delta & (\text{coeff sismique longitudinal}) \\ \overline{V}_{HT} = \alpha \beta_T \gamma \delta & (\text{coeff sismique transversal}) \end{cases}$$

$$W = G + P/5$$

W: étant le poids des charges permanentes et surcharges soumises à l'action sismique

* Systeme des forces Verticales (Sv)

Les systemes de forces Verticales à considerer sont composés de forces elementaires qui s'exercent au centre de gravité des elements de construction

Les forces sont toutes de même sens et peuvent être dirigées soit vers le haut, soit vers le bas.

L'intensité de la force Verticale est:

$$F = \pm \gamma_v \cdot W \quad \text{avec } \gamma_v: \text{étant le coefficient sismique dans la direction Verticale}$$

$$\gamma_v = \pm \gamma_H \quad \text{ou } \gamma_H = \max(\gamma_{HL}, \gamma_{HT})$$

W: definit precedemment

* Torsion d'ensemble

Conformément aux regles parasismiques C.T.C. on doit supposer que pour toutes les structures comportant des planchers rigides dans leur plan et qui à chaque niveau et dans chaque direction, la resultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs ci-dessous:

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

Les sollicitations à considerer pour le calcul de chaque element de la structure sont les sollicitations les plus defavorables resultant de la combinaison des systemes (SH), (Sv) et (ST)

Le calcul statique equivalent n'est valable que si les conditions ci-dessous sont toutes verifiees (Complement aux regles parasismiques C.T.C.)

1. Le batiment étudié a une hauteur au plus égale à 45 m Zone II
2. La forme du batiment étudié est simple symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ne dépassant pas 25 % des dimensions globales
3. Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions dans les deux directions ne dépasse pas 25% entre deux niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une réduction à hauteur croissante

4. La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée
5. Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de 25% dans chaque direction.
6. Le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. en particulier, dans le cas de structures autostables avec remplissage en maçonnerie les remplissages insérés entre les poteaux d'ossature ont, à tous les niveaux, une densité du même ordre.
7. Les structures faiblement amorties et constituant un oscillateur multiple ont une période au plus égale à 0.5 s.
8. La structure ne doit pas présenter plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal.

Détermination des coefficients sismiques ($\alpha, \beta, \gamma, \delta$)

* Coefficient d'intensité: α

Il dépend de l'intensité nominale i_N pour laquelle a été établi le projet et caractérise l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique.

* Coefficient de reprise: β

Il caractérise l'importance de la reprise de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Ce coefficient dépend:

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée
- degré d'amortissement du bâtiment
- de la nature du sol de fondation

* Coefficient de distribution: γ

Il ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte. Il varie donc en fonction de la hauteur du bâtiment

* Coefficient de fondation: δ

Il tient compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage. Il est en outre indépendant des propriétés dynamiques de la construction.

Calcul des Masses Sismiques

- plancher terrasse: $0,652 \times (27 - 0,2) \times (15 - 0,2) = 258,6 \text{ t}$
 - Acrotère: $0,1 \times 2,5 \times (2 \times 15 \times 0,5 + 27 \times 2 \times 1) = 17,25 \text{ t}$
 - poutres longitudinales: $3 \times (27 - 9 \times 0,5) \times 0,35 \times (0,45 - 0,12) \times 2,5 = 19,49 \text{ t}$
 - poutres transversales: $9 \times (15 - 3 \times 0,5) \times 0,35 \times 0,58 \times 2,5 = 62 \text{ t}$
 - poteaux: $27 \times \frac{4,68}{2} \times 0,5 \times 0,5 \times 2,5 = 39,48 \text{ t}$
- $G = 405,29 \text{ t}$

- Surcharge: $P_1 = 0,1 \times 15 \times 27 = 40 \text{ t}$

$$W_1 = G + 0,2 P = 405,29 + \frac{40}{5} = 413 \text{ t}$$

Niveau IV

- plancher: $0,434 \times (27 \times 15 - 27 \times 0,5 \times 0,5) = 173 \text{ t}$
 - poutres long: _____ = 19,49 t
 - Poutres transv: _____ = 70,47 t
 - poteaux: $2 \times 39,48 = 78,96 \text{ t}$
 - murs: $0,34 \times 4,6 \times (14,74 + 2,5) \times 2 = 53,9$
 $0,34 \times 3 \times (24) \times 2 = 48,96$
- Soit $G = 445 \text{ t}$

- Surcharge:

- Surface chargée par $q = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$1,5 \times 24 + 1,25 \times 14,2 \times 2 + 1,25 \times 24 \times 2 = 132,25 \text{ m}^2$$

- Surface chargée par $q = 0,6 \text{ t/m}^2$

$$14,5 \times 26,5 - 132,25 = 252 \text{ m}^2$$

Soit. $P_1 = 0,250 \times 132,25 = 33,06 \text{ t}$

$$P_2 = 0,6 \times 252 = 151,2 \text{ t}$$

$$W_4 = G + 0,2 P_1 + P_2 = 605 \text{ t}$$

Niveau III

- plancher: — 173 t
- poutres long: — 19,49 t
- poutres trans: — 70,47 t
- poteaux: $39,48 + 56,9 = 96,5 t$
- murs: $48,96 + 53,9 =$

$$G = 462,4 t$$

$$\text{soit } W_3 = G + \frac{P_1}{5} + P_2 = 462,4 + \frac{33,06}{5} + 151,2 = 621 t$$

Niveau II

- plancher: — 173 t
- poutres long: — 19,5 t
- poutres trans: — 70,47 t
- poteaux: $56,9 + 37,42 = 94,32 t$
- murs: $(48,96 + 53,9) \times 0,5 = 51,43 t$
 $+ 0,34 \times 1,9 (24 - 8 \times 0,6) \times 2 = 24,8 t$
 $+ 0,34 \times 3 (12 - 2 \times 0,6) \times 2 = 22,03 t$

$$\text{soit } G = 432,18 t.$$

$$W_2 = G + 0,2 P_1 + P_2 = 590 t.$$

Niveau I

- poutres long: — 16,9 t
- poutres trans: — 54,8 t
- murs: $24,8 + 22,03 = 46,83$
- poteaux: $37,42 + 21,87 = 59,29$

$$\text{soit } W_I = G_I = 177,83 t$$

CALCUL DES COEFFICIENTS SISMQUES

* α : Coefficient d'Intensité
 on prendra $\alpha = 1,4$ car c'est edifice offrant un risque special du fait de l'Importance primordiale pour la vie de la region.

* β : Coefficient de reprise β : Amortissement moyen
 on calculera dans notre cas les periodes fondamentales on utilisera les formules simplifiées du PS. 1969
 Car on a montré dans l'analyse dynamique faite précédemment que dans les deux sens la période du mode fondamentale est de l'ordre de 0,5 sec

avec $H = 17,55 \text{ m}$, $L_u = 24,5 \text{ m}$; $L_r = 12,6 \text{ m}$

$$T_u = 0,09 \cdot \frac{17,55}{(24,5)^{1/2}} = 0,32 \text{ sec}$$

$$T_r = 0,09 \cdot \frac{17,55}{(12,60)^{1/2}} = 0,44 \text{ sec}$$

Soient $\beta_u = \frac{0,085}{(0,32)^{1/3}} = 0,12$; $\beta_r = \frac{0,085}{(0,44)^{1/3}} = 0,11$.

* Coefficient δ : Coefficient de fondation

$\delta = 1,15$ car on a un terrain de Consistance moyenne, avec Semelle Superficielles

- Coefficient de distribution δ :

Nous prenons pour origine des Côtes le niveau des Semelles, car on n'a pas un quadrillage de voiles
l'expression de $\delta(h)$ a un niveau donné situé à une hauteur h de l'ancrage

$$\delta(h) = h \cdot \frac{\sum M(z) \cdot z}{\sum M(z) \cdot z^2}$$

Niveau	V	IV	III	II	I
Z	19,35	14,6	9,8	5	1,80
Z ²	374,42	213,16	96,04	25	3,24
M	413	605	621	590	177,83
ZM	7991,55	8933	6085,8	2450	396
Z ² M	154636,49	128961,8	59640,84	14750	712,8
$\frac{\sum ZM}{\sum Z^2 M}$	0,073198				
δ	1,41	1,066	0,715	0,365	0,131

on obtient alors en érivant que $F = \alpha \beta \delta \gamma w$.

$$F_u = 1,4 \times 0,12 \times 1,15 \delta w = 0,19 \delta w$$

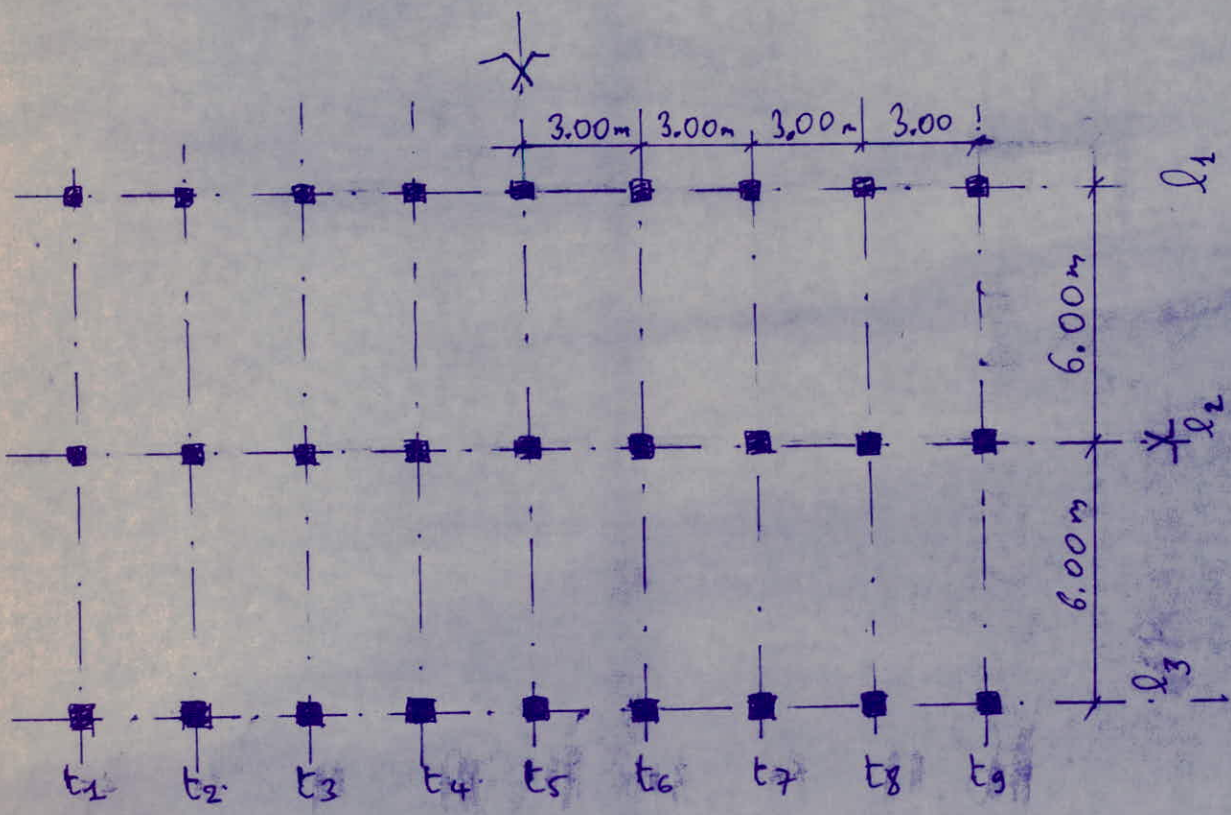
$$F_v = 1,4 \times 0,11 \times 1,15 \delta w = 0,177 \delta w$$

Niveau	V	IV	III	II	I
$F_u(t)$	110,64	122,53	84,36	40,91	4,43
$F_v(t)$	103,07	114,15	78,6	38	4,12

- Sollicitation Verticale

Niveau	V	IV	III	II	I
$F_{vert}(t)$	93,5	103,5	71,3	34,6	3,7

PRESENTATION. DES. PORTIQUES

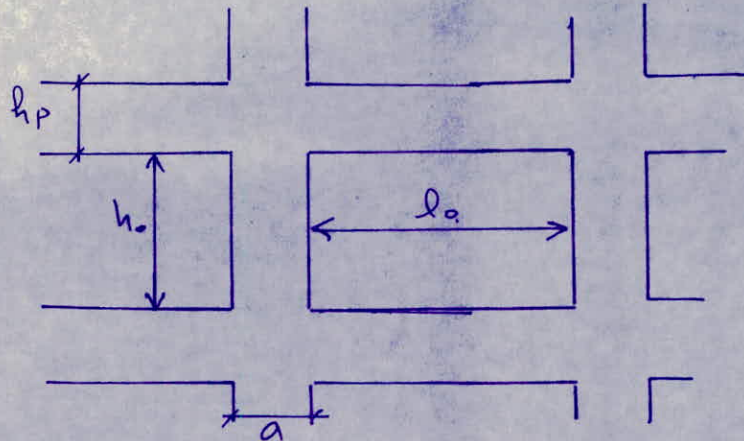


CALCUL DES RIGIDITÉS DES DIFFÉRENTS NIVEAUX

On utilisera la méthode de Muto.

la hauteur des poteaux à considérer est donnée par

$$h = \min \left(h_0 + \frac{2a}{4} ; h_0 + h_p \right)$$



la longueur des poutres à considérer est donnée par

$$l = \min \left[l_0 + \frac{2h_p}{4} ; l_0 + a \right]$$

* Dans le sens longitudinal

Niveau	h_0 cm	l_0 cm	$a; \left(\frac{a}{2}\right)$ cm	$h_p; \left(\frac{h_p}{2}\right)$ cm	$h_0 + \frac{a}{2}$ cm	$h_0 + h_p$ cm
5	435	250	50; (25)	45; (22,5)	460	272,5
4	435	250	50; (25)	45; (22,5)	460	272,5
3	435	240	60; (30)	"	465	262,5
2	275	240	60; (30)	"	305	262,5
1	135	240	60; (30)	"	165	262,5

Dans le sens transversale.

Niveau	h_0	h_1	$a_j(\frac{a_j}{2})$	$h_p(\frac{h_p}{2})$	$h_0 + \frac{a_j}{2}$	$h_0 + \frac{h_p}{2}$
5	410	580	50, (25)	70, (35)	435	585
4	410	550	50, (25)	"	435	585
3	410	540	60, (30)	"	440	575
2	280	540	9	"	280	575
1	110	540	"	"	140	575

la rigidité d'un Niveau k . est donnée par l'expression suivante

$$K_k = \frac{12E}{h_{ij}^2} \sum_{i=1}^m K_j^{(i)} a_j^{(i)}$$

ou h_{ij} : hauteur de l'étage

$K_j^{(i)}$: rigidité du poteau

$a_j^{(i)}$: Coefficient de Correction, résultant de la flexibilité des poutres autrement dit du système poteaux - poutres.

on prendra $E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

Dans le Sens longitudinal

		k_{pot}	k_{pot}	\bar{k}	a_j^i	$\sum a_j^k$	$R_{ix}^{t/m}$	$\sum R_{ix}$
niveau 5 m 4	f1	0,00097	0,0013	0,863	0,3	3,841	8495,5	25486
	f2	"	"	1,726	0,463			
	:							
	f8	0,00097	0,0013	1,726	0,463			
	f9	0,00097	0,0013	0,863	0,3			
niveau 3	f1	0,001	0,0023	0,434	0,178	2,456	10816	32448
	f2	0,001	0,0023	0,869	0,3			
	:							
	f9	0,001	0,0023	0,434	0,178			
niveau 2	f1	"	0,0035	0,285	0,125	1,79	27882	83646
	f2	"	"	0,571	0,22			
	:							
	f9	0,001	0,0035	0,285	0,125			
niveau 1	f1	"	0,0064	0,153	0,3	3,043	302634	307902
	f2	"	0,0064	0,306	0,349			
	:							
	f9	0,001	0,0064	0,153	0,3			

Dans le Sens transversal.

		K_{pout}	K_{pot}	\bar{k}	a_j	Σa_j	R_{jy}^{fin}	ΣR_{jy}
niveau 4	f1	0,0017	0,0012	1,416	0,414	1,413	3712	33408
	f2	0,0017	"	2,83	0,585			
	f3	0,0017	0,0012	1,416	0,414			
niveau 3	f1	0,00173	0,00245	0,705	0,26	0,93	4879	43911
	f2	"	"	1,41	0,41			
	f3	0,00173	0,00245	0,705	0,26			
niveau 2	f1	0,00173	0,00385	0,449	0,183	0,676	13702	123319
	f2	"	"	0,997	0,31			
	f3	0,00173	0,00385	0,448	0,183			
niveau 1	f1	0,00173	0,0077	0,224	0,325	1,037	1,6866 .10 ⁵	1,518.10 ⁶
	f2	"	"	0,441	0,387			
	f3	"	0,0077	0,224	0,325			

CALCUL DES DEPLACEMENTS.

- Dans le sens longitudinale.

le déplacement relatif δ_k à un niveau quelconque est donné par $\delta_k = \frac{T_n}{R_k}$.

avec T_n : effort tranchant au niveau considéré

R_k : rigidité relative du niveau k .

Niveau	V	IV	III	II	I
F_{vk}	110,64	233,17	317,53	358,44	362,87
R_k	25486	25486	32448	83646	907902
$\delta_{k(ann)}$	0,434	0,91	0,98	0,43	0,04
$\Delta_k (cm)$	0,624	0,624	0,624	0,42	0,23
δ_k cumulé (cm)	2,8	2,36	1,45	0,47	0,04

Δ_k : représente le déplacement admissible donné par

$$\Delta_k = \frac{1,3 h_k}{1000} \quad ; \quad h_k: \text{hauteur de l'étage considéré}$$

- Dans le sens transversal

Niveau	V	IV	III	II	I
F_{vk}	103,07	217,22	295,82	333,82	337,94
R_k	33408	33408	43911	123318	$1,518 \cdot 10^6$
$\delta_k (mm)$	0,31	0,65	0,67	0,27	0,022
$\Delta_k (cm)$	0,624	0,624	0,624	0,42	0,23
δ_k cumulé	1,92	1,62	0,96	0,3	0,022

- Verification de la Stabilité

Calculons le Moment de renversement M_R

$$M_R = \sum F_k h_k$$

$$= (110,64 \times 19,35) + (122,53 \times 14,6) + (84,36 \times 9,8) + (40,91 \times 5) + (4,43 \times 1,8)$$

$$M_R = 4969 \text{ tm.}$$

le Moment Stabilisants est égale alors à :

$$M_{St} = \frac{L}{2} \cdot \sum W = \frac{L}{2} \cdot 2406,83$$

dans le sens transversal $L = 12 \text{ m.}$ soit

$$M_{St} = 14440,98 \text{ tm.}$$

soit

$$\frac{M_{St}}{M_R} \approx 3. \quad \text{ce qui est vérifié.}$$

- Détermination du Centre de torsion:

Comme l'édifice présente une Symétrie dans les deux Sens, il est inutile de Calculer les Coordonnées du Centre du Torsion, car il se trouve confondu avec le Centre de masse, On admet alors. Une excentricité accidentelle de 5% de la plus grande dimension.

$$\text{Soit } e = 5 \cdot \frac{24,7}{100} = 1,24 \text{ m}$$

Calcul de la Rigidité à la Torsion R_{j0} de Niveau

elle est donnée par l'Expression suivante.

$$R_{j0} = \sum_{t=1}^{t=l} R_{jy}^{(t)} [X_j^{(t)}]^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} [Y_j^{(l)}]^2$$

Niveau	$R_{jy}^{(t)}$	$R_{jx}^{(l)}$	$\sum X_j^2$	$\sum Y_j^2$	R_{j0} (t.m)
5 ou 4	3712	8495,5	553,8	76,6	$2,706 \cdot 10^6$
3	4879	10816	553,8	76,6	$3,53 \cdot 10^6$
2	113702	27882	553,8	76,6	$9,72 \cdot 10^6$
1	$1,6866 \cdot 10^5$	302634	553,8	76,6	$1,16 \cdot 10^8$

le repère par rapport auquel on fera la répartition des efforts. Sur les différents portiques dans les deux directions sera lié au Centre de Torsion C_j , soit le repère (C_j, x, y)

- Répartition des Efforts Tranchants.

- Dans le sens transversal

Sous l'action de Z_{jy} , il en résulte, sur chaque file (t)

$$\text{l'effort } T_{jy}^{(t)} = Z_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} + Z_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{jx}} X_j X_l$$

On obtient alors les résultats suivants.

partique	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5	t_6	t_7	t_8	t_9	
$X_j X_G$	16,42	12,7	8,97	5,62	1,54	-2,18	-5,9	-9,62	-13,34	
$R_{ij}^{(k)}/R_{j0}$	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	
5	$R_{ij}^{(5)}/R_{j0}$	$1,37 \cdot 10^{-3}$								
	Z_{5j}	103,07								
	$T_{5j}^{(t)}$	13,8	13,23	12,7	12,23	11,7	11,13	10,61	10,08	9,6
4	$R_{ij}^{(4)}/R_{j0}$	$1,37 \cdot 10^{-3}$								
	Z_{4j}	217,22								
	$T_{4j}^{(t)}$	29,08	27,9	26,76	25,77	24,66	23,46	22,36	21,24	20,23
3	$R_{ij}^{(3)}/R_{j0}$	$1,38 \cdot 10^{-3}$								
	Z_{3j}	295,82								
	$T_{3j}^{(t)}$	39,6	37,97	36,45	35,1	33,6	31,94	30,45	28,93	27,55
2	$R_{ij}^{(2)}/R_{j0}$	$1,4 \cdot 10^{-3}$								
	Z_{2j}	333,82								
	$T_{2j}^{(t)}$	44,73	43,23	42,99	42,77	37,9	36,06	34,4	32,65	31,1
1	$R_{ij}^{(1)}/R_{j0}$	$1,45 \cdot 10^{-3}$								
	Z_{1j}	337,94								
	$T_{1j}^{(t)}$	45,56	43,74	41,9	4,03	38,26	36,44	34,62	32,8	31

- Dans le sens longitudinal

de même que précédemment sous l'effet de \mathcal{E}_x il en résulte sur chaque portique longitudinal (l)

$$T_{jx}^{(l)} = \mathcal{E}_x \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{jx}} + \mathcal{E}_{jx} \frac{R_{jx}^{(l)}}{R_{j0}} \gamma_j \gamma_0$$

On obtient alors.

portique	l_1	l_2	l_3
$\gamma_j \gamma_0$	-5,9	1,54	8,97
$R_{jx}^{(l)} / R_{jx}$	0,33	0,33	0,33
5	$R_{jx}^{(l)} / R_{j0}$ $3,14 \cdot 10^{-3}$		
	\mathcal{E}_{jx} 110,64		
	$T_{jx}^{(l)}$	34,8	37,4
4	$R_{jx}^{(l)} / R_{j0}$ $3,14 \cdot 10^{-3}$		
	\mathcal{E}_{jx} 233,17		
	$T_{jx}^{(l)}$	73,34	78,82
3	$R_{jx}^{(l)} / R_{j0}$ $3,06 \cdot 10^{-3}$		
	\mathcal{E}_{jx} 307,53		
	$T_{jx}^{(l)}$	100	107,23
2	$R_{jx}^{(l)} / R_{j0}$ $2,87 \cdot 10^{-3}$		
	\mathcal{E}_{jx} 358,44		
	$T_{jx}^{(l)}$	113,29	120,94
1	$R_{jx}^{(l)} / R_{j0}$ $2,6 \cdot 10^{-3}$		
	\mathcal{E}_{jx} 362,87		
	$T_{jx}^{(l)}$	115,27	122,3

- ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

pour ce calcul on utilisera la méthode de HOLZER transformée, dans cette dernière l'expression donnant la déformée dynamique, correspondante au i^{em} mode de vibration est

$$\phi_k = \phi_{k+1} - \frac{\omega_i^2}{R_{k+1,k}} \sum_{r=k+1}^n m_r \phi_r$$

où ϕ_k représente l'ordonnée principale au niveau k, on peut alors à l'aide de cette relation calculer par des essais successifs, la pulsation ω_i et la forme propre d'un mode quelconque, on considère éventuellement que l'ordonnée $\phi_{0,i}$ à la base de la structure comme nulle, et en prenant pour ordonnée principale la valeur 1,00 pour le dernier niveau n. de la structure considérée, pour cela on utilisera la notation suivante ψ_i appelé "Caractéristique de pulsation"

on pose $\omega_i^2 = \psi_i \frac{R_0}{m_0}$ avec $R_0 = \frac{12EI_0}{l^3}$

I_0 et l_0 étant des valeurs de référence arbitrairement choisies

$I_{jk}^{(s)} = K_{jk}^{(s)} I_0$ - moment d'inertie fictive du poteau (s)

$K_{jk}^{(s)}$ (∞). rigidité relative du poteau (s)

$d_{jk} = \frac{I_{jk}^{(s)}}{l_{jk}}$

$\beta_{jk} = \frac{K_{jk}^{(s)}}{d_{jk}^{(s)}}$

soit $R_{kj}^{(s)}(\infty) = \frac{12EI_0^{(s)}}{d_{jk}^3} = \frac{12E K_{jk}^{(s)} I_0}{d_{jk}^3} = \frac{12EI_0}{d_{jk}^3 l_0^3} K_{jk}^{(s)}$

$R_{kj}^{(s)}(\infty) = R_0 \cdot \frac{K_{jk}^{(s)}}{d_{jk}^3} = \frac{R_0}{d_{jk}^2} \cdot \frac{K_{jk}^{(s)}}{d_{jk}} = \frac{R_0}{d_{jk}^2} \beta_{jk}^{(s)}$

avec $\beta_{jk} = \frac{K_{jk}^{(s)}}{d_{jk}}$

on introduit le facteur de Correction. $A_{kj}^{(s)}$ due a l'influence des la rotation des noeuds (k_i) et (k_j)

$$\text{Soit } R_{kj}^{(s)} = A_{kj}^{(s)} R_{jk}^{(s)}(\infty) = n_{kj}^{(s)} R_0.$$

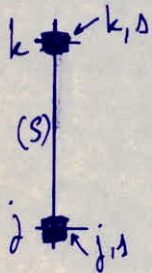
$$\text{Soit } R_{kj}^{(s)} = A_{kj}^{(s)} \cdot \frac{f_{jk}^{(s)}}{d_{jk}^2} R_0$$

$$\text{donc } n_{kj}^{(s)} = \frac{f_{jk}^{(s)}}{d_{jk}^2} \cdot A_{kj}^2$$

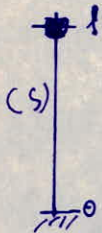
la rigidité totale de niveau, pour tous les poteaux situés entre les niveaux j et k , s'écrit alors en écrivaint

$$R_{jk} = \sum_i R_{kj}^{(s)} = n_{kj} R_0.$$

- Calcul des Coefficients de Correction. $A_{kj}^{(s)}$



$$A_{kj}^{(s)} = 1 - 0,75 [d_{jk}^{(s)} + d_{kj}^{(s)} - d_{jk}^{(s)} d_{kj}^{(s)}]$$



$$A_{1,0}^{(s)} = 1 - 0,75 d_{1,0}^{(s)}$$

les d_{jk} represente les Coefficient de Repartition de Cross.

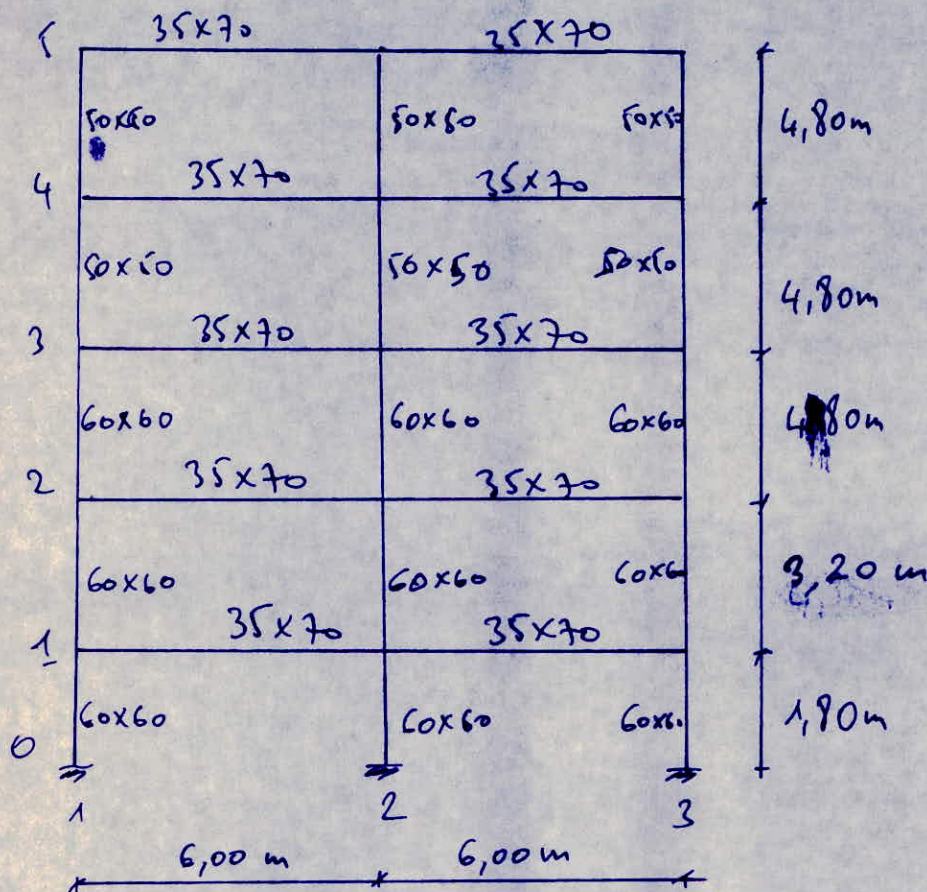
$$d_{kj} = \frac{R_{ki} \text{ de la barre aboutissant au noeud } k}{\sum R_{i2j}}$$

on prendra comme référence

$$I_0 = \frac{0,6 \times 0,6^3}{12} = 0,0108 \text{ m}^4 = 108 \text{ dm}^4$$

et $l_0 = 4,80 \text{ m} = 48 \text{ dm}$.

- recherche de la période dans le sens transversale



soit 50×50 : $R = \frac{l}{l_0} = 1,085$

$h = 4,80$; (6×60) $R = 2,25$

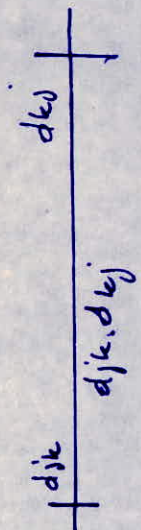
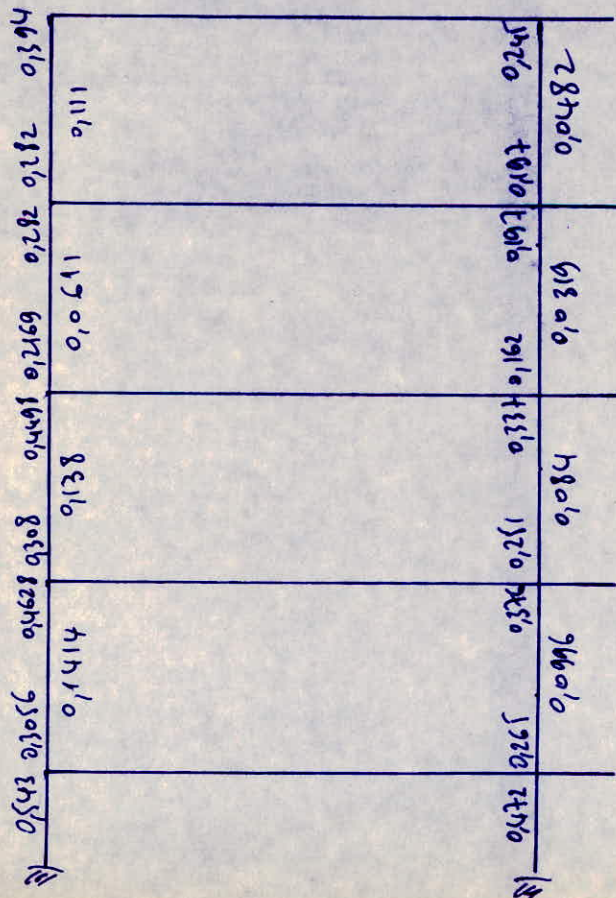
$h = 3,20 \text{ m}$: (6×60) $R = 3,375$

$h = 1,80 \text{ m}$: (6×60) : $R = 6$.

poutre 35×70 : $R = 1,667$

	Barre	I (dm ⁴)	l (dm)	$K = I/I_0$	$L = P/l_0$	$\beta = K/L$
poutres	5-5'	100,04	60	0,92629	1,25	0,741
	4-4'	100,04	60	0,92629	1,25	0,741
	3-3'	100,04	60	0,92629	1,25	0,741
	2-2'	100,04	60	0,92629	1,25	0,741
	1-1'	100,04	60	0,92629	1,25	0,741
poteaux	5-4	52,083	48	0,48225	1,00	0,482
	4-3	52,083	48	0,48225	1,00	0,482
	3-2	108	48	1,00	1,00	1,00
	2-1	108	32	1,00	0,665	1,50
	1-0	108	18	1,00	0,375	2,665

les Coefficients de repartition d_{kj} sont alors égaux à



Soient les Coefficients de Correction. suivant

$$A_{01} = 1 - 0,75 \times 9,543 = 0,5927$$

$$A_{12} = 1 - 0,75 [0,3056 + 94628 - 0,1414] = 0,5297$$

$$A_{23} = 1 - 0,75 [0,308 + 9,4498 - 0,138] = 0,5351$$

$$A_{34} = 1 - 0,75 [0,2169 + 0,282 - 0,0611] = 0,6716$$

$$A_{45} = 1 - 0,75 [0,282 + 0,394 - 0,121] = 0,562$$

$$A'_{01} = 1 - 0,75 [0,472] = 0,646$$

$$A'_{1,2} = 1 - 0,75 [0,265 + 0,376 - 0,0945] = 0,5939$$

$$A'_{2,3} = 1 - 0,75 [0,251 + 0,337 - 0,084] = 0,622$$

$$A'_{3,4} = 1 - 0,75 [0,162 + 0,197 - 0,0319] = 0,746$$

$$A'_{4,5} = 1 - 0,75 [0,197 + 0,245 - 0,0482] = 0,7046$$

Niveau	A	A'	β	λ	n	n'	n_k	$R_k H_k$
5	0,562	0,7046	0,482	1	0,2777	0,3396	0,895	36,184
4	0,6716	0,7546	0,482	1	0,3237	0,3637	1,0111	40,978
3	0,5351	0,622	1,00	1	0,5351	0,642	1,6922	67,415
2	0,5297	0,5939	1,50	0,666	1,79148	2,009	5,59	226,00
1	0,5927	0,646	2,666	0,375	11,2365	12,247	34,72	1403,72

$$n_{kj}^{(S)} = \frac{\sum_{i,k} \beta_{ijk} A_{ej}}{\sum_{i,k} \lambda_{ik}^2}$$

on prendra comme Reference.

$$m_0 = \frac{621 \cdot 10^3}{981} = 633 \frac{kg \cdot s^2}{cm}$$

$$R_0 = \frac{12EI_0}{h_0^3} = \frac{12 \cdot 3,45 \cdot 10^6 (108)(10^{-4})}{(4,80)^3} = 4043 t/m = 40,43 t/cm$$

Après plusieurs iterations, on trouve la valeur de φ correspondante au premier mode de vibration.

pour $\varphi_1 = 0,275$

niveau	$\alpha_k = \frac{W_k}{W_0}$	$\alpha_k \varphi$	ϕ_k	$\alpha \varphi \phi$	$\sum \alpha \varphi \phi$	n	$\frac{1}{n} \sum \alpha \varphi \phi$
5	0,665	0,1828	+1,00	0,1828	0,1828	0,895	0,204
4	0,9742	0,2679	+0,7956	0,213	0,3959	1,011	0,3916
3	1	0,275	+0,4039	0,111	0,5069	1,6922	0,2996
2	0,95	0,2615	+0,1043	0,0272	0,534	5,59	0,0955
1	0,285	0,07865	+0,00874	0,000687	0,53468	34,72	0,01539
0	-		+0,00625				

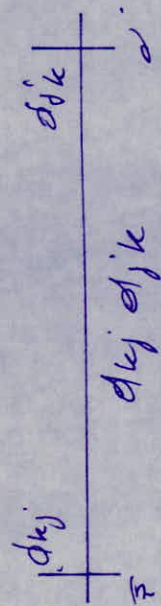
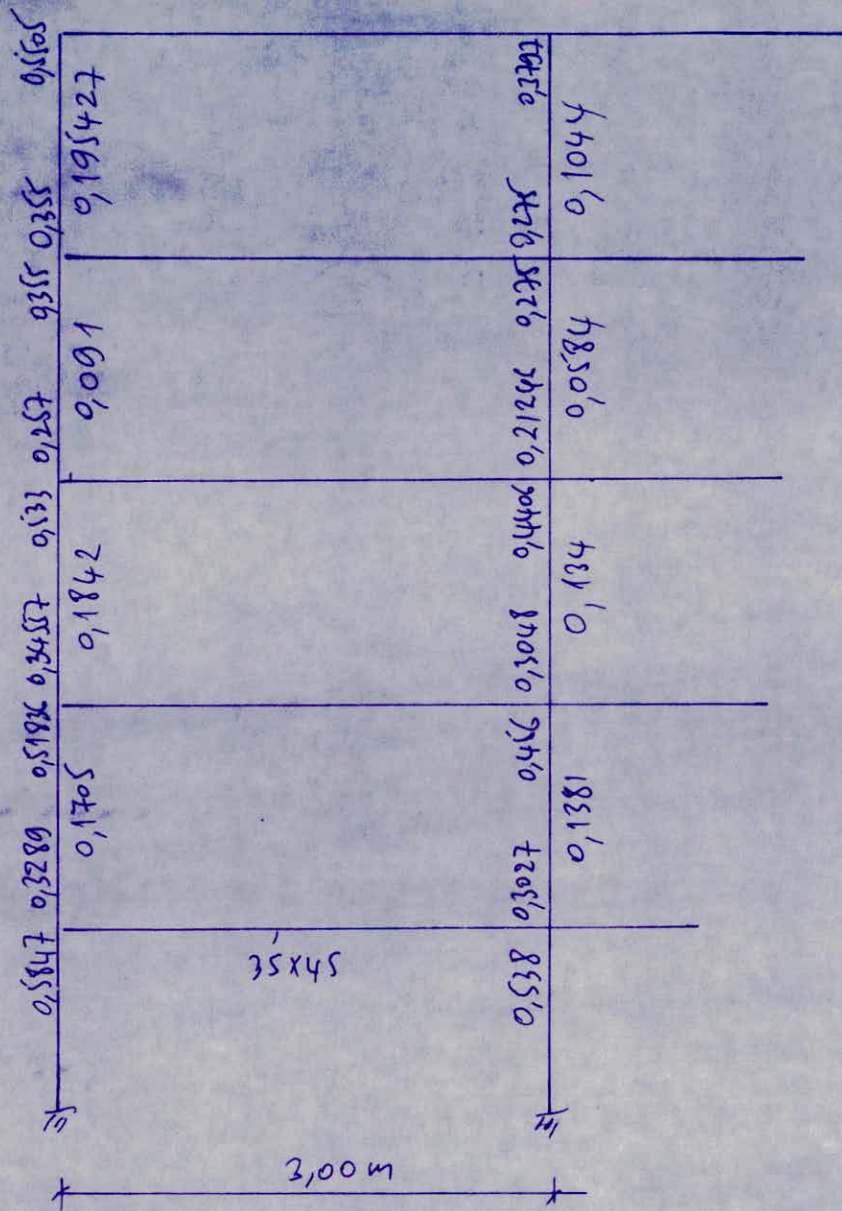
le vecteur propre ϕ_0 est presque nulle car il est égale à +0,00625, donc la valeur de $\varphi_1 = 0,275$.

Correspond au premier mode de vibration au 1/1000. près.

- Dans le Sens longitudinal.

de meme que précédemment, on utilise la Symétrie de la Structure. dans ce sens, on a les résultats suivants.

	J	$I_{(cm^4)}$	$l (cm)$	$K = I/I_0$	$d = l/l_0$	$\beta = K/d$
POUTRES	5-5'	26,578	30	0,246	0,625	0,3936
	4-4'	26,578	30	0,246	0,625	0,3936
	3-3'	26,578	30	0,246	0,625	0,3936
	2-2'	26,578	30	0,246	0,625	0,3936
	1-1'	26,578	30	0,246	0,625	0,3936
POTEAUX	5-4	52,083	48	0,48225	1,00	0,482
	4-3	52,083	48	0,48225	1,00	0,482
	3-2	108	48	1,00	1,00	1,00
	2-1	108	32	1,00	0,666	1,50
	1-0	108	18	1,00	0,375	2,666



On obtient alors les coefficients de correction A_{ki}

$$A_{11} = 1 - 0,75 \times 0,5847 = 0,5614$$

$$A_{12} = 1 - 0,75 \times [0,3289 + 0,51836 - 0,1705] = 0,4924$$

$$A_{23} = 1 - 0,75 \times [0,34557 + 0,533 - 0,1842] = 0,4792$$

$$A_{34} = 1 - 0,75 \times [0,257 + 0,355 - 0,0917] = 0,6092$$

$$A_{45} = 1 - 0,75 \times [0,355 + 0,5505 - 0,1954] = 0,4674$$

$$A'_{01} = 1 - 0,75 \cdot 0,538 = 0,5965$$

$$A'_{12} = 1 - 0,75 \times [0,3027 + 0,456 - 0,138] = 0,5343$$

$$A'_{23} = 1 - 0,75 \times [0,30418 + 0,4406 - 0,134] = 0,5419$$

$$A'_{34} = 1 - 0,75 \times [0,21246 + 0,275 - 0,0584] = 0,6782$$

$$A'_{45} = 1 - 0,75 \times [0,275 + 0,3797 - 0,1044] = 0,5872$$

on obtient alors les valeurs n à différents niveaux

Niveau	A_{ki}		β	δ	n	n'	n_k	K_k €/m
	A_{ki}	A'_{ki}						
5	0,5614	0,5965	0,482	1,00	0,2706	0,2875	2,5537	$1,03 \cdot 10^4$
4	0,4924	0,5343	0,482	1,00	0,2373	0,2575	2,2771	$9,2 \cdot 10^3$
3	0,4792	0,5419	1,00	1,00	0,4792	0,5419	4,7517	$1,92 \cdot 10^4$
2	0,6092	0,6782	1,50	0,666	2,06	2,2935	20,1745	$8,16 \cdot 10^4$
1	0,4674	0,5872	2,666	0,375	8,861	11,132	95,6474	$3,8 \cdot 10^5$

	$\alpha_0 = \frac{w_0}{w_k}$	α_0	ϕ_k	$\Sigma \alpha_0 \phi$	n	$\bar{i} \Sigma \alpha_0 \phi$
5	0,665	0,4788	1,00	0,4788	0,4788	0,18749
4	0,9742	0,7014	0,8125	0,5699	1,0487	0,4605
3	1	0,72	0,35195	0,2534	1,302	0,274
2	0,95	0,684	0,0779	0,05329	1,3553	0,067
1	0,285	0,2059	0,0107	0,0022	1,3575	0,014
0	-	-	-0,0033	-	-	-

de la même façon que précédemment on obtient pour le premier mode de vibration $\phi_1 = 0,72$ car on remarque que $\phi_0 = -0,0033$ ce qui correspond bien au premier mode

finallement la valeur de ω_i est donné par l'expression.

$$\omega_i = \sqrt{\varphi_i} \sqrt{\frac{n R_0}{m_0}}$$

avec n : nombre de portique dans le Sens Considéré

$n=3$ dans le Sens longitudinal

$n=9$ dans le Sens transversal

avec $R_0 = 4043 \text{ t/m}$ et $m_0 = 633 \text{ kg s}^2/\text{cm}$.

Soit pour

$$\varphi_1 = 0,275 \text{ et } n=9. \text{ on trouve } \omega_1 = (0,275)^{1/2} \left(\frac{9 \times 4043 \times 10^3}{633} \right)^{1/2}$$

$$\omega_1 = 12,57$$

$$\text{Soit } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,49 \text{ sec.}$$

de même pour :

$n=3$ et $\varphi_1 = 0,72$. on trouve

$$\omega_1 = 11,75 \text{ et } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,53 \text{ sec}$$

on en conclut que :

dans le Sens transversal ($T_1 = 0,49 \text{ sec}$), et

dans le Sens longitudinal ($T_1 = 0,53 \text{ sec}$) il est

inutile de prévoir l'Incidence du 2^{ème} mode, car

dans les deux Sens la période est de l'ordre de 0,5 sec

de même, ce calcul a été de façon à justifier ce qui n

est obtenu, avec les formules simplifiées du PS 69

auparavant

CALCUL. DES. EFFORTS

nous allons Considerer un portique transversal sous les deux Systemes de Charges, Verticales et horizontales, et cela afin de Comparer les resultats obtenues par l'ordinateur travaillant avec le programme stress.

nous utiliserons pour cela

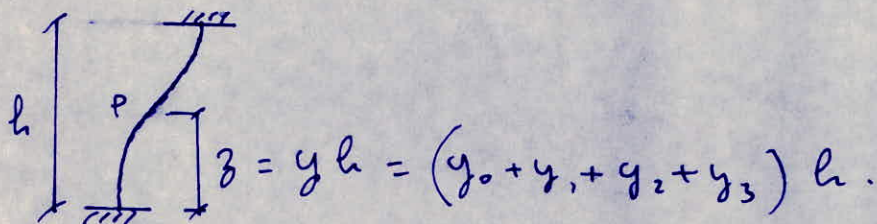
- la methode de Caquot pour les charge Verticales
- la methode de Muto pour les charges horizontales

I CHARGES. HORIZONTALES

en premier lieu nous allons distribuer a chaque niveau l'effort tranchant T_j aux differents poteaux composant l'etage, selon l'expression suivante

$$t_j = \frac{a_j^{(u)} k_j^{(u)}}{\sum a_j^{(u)} k_j^{(u)}} T_j = \frac{a_j^{(u)}}{\sum a_j^{(u)}} \cdot T_j$$

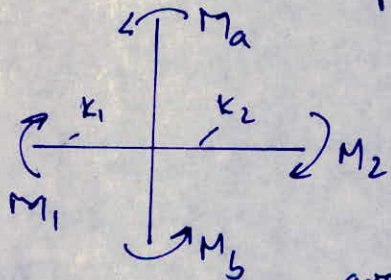
- en Calculons ensuite le Coefficient $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$ pour chaque poteau, le Coefficient caracterise le point d'inflexion du poteau



les Coefficients y_0, y_1, y_2, y_3 sont donnees par des tables dans le bulletin n°5 du C.T.C.

les moments aux extremités du poteau sont obtenus alors par $M_{sup} = t_j (h - z)$ et $M_{inf} = t_j z$.

- une fois, les valeurs M_{sup} et M_{inf} calculees sont Calculees on calcul les effets M et T dans les poutres on utilisons les expressions suivantes.



$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

avec k_1 : rigidite lineaire de la poutre (1)

k_2 : " " " " " (2)

- on determine ensuite l'effort tranchant dans les poutres en écrivant

$$T = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

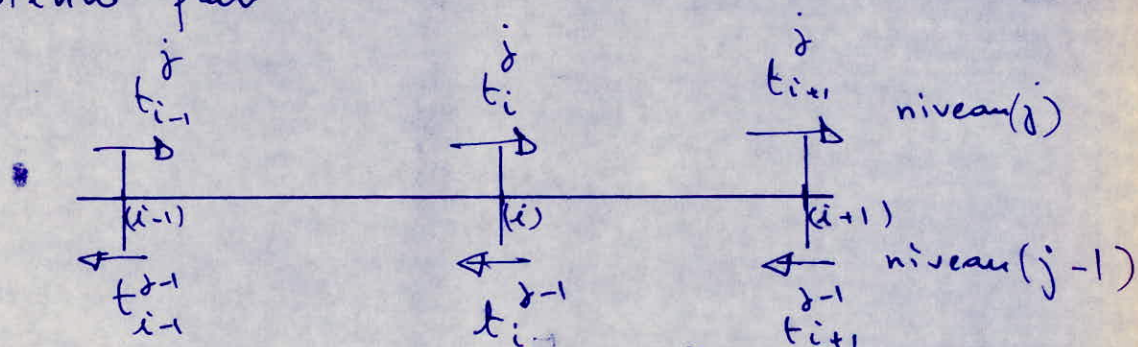
- l'effort normal dans les poteaux est obtenu alors par

$$N_i = - (T_{i,e} - T_{i,w})$$

avec $N > 0 \rightarrow$ Compression

$N < 0 \rightarrow$ Traction.

- de même l'effort normal dans les poutres est obtenu par



$$N_{i-1,i} = \sum_{k_d=1}^{(i)} t_{k_d}^{j-1} - \sum_{k_d=1}^{(i)} t_{k_d}^j$$

appui k_d = appui k situé à droite de i
dans notre cas on a

$$N_{T_{1,2}} = (t_2^{j-1} + t_3^{j-1}) - (t_2^j + t_3^j)$$

$$N_{T_{2,3}} = t_3^{j-1} - t_3^j$$

a Efforts dans les poteaux :

Niv	pot	a_j	T_j	ω_j	\bar{k}	y_0	y_1	y_2	y_3	$z=yh$	M_{sup}	M_{inf}
5	1	0,414	13,8	4,04	1,416	0,3708	0	0	0	1,8	12,12	7,27
	2	0,585		5,71	2,83	0,4415	"	"	"	2,12	15,3	12,1
4	1	0,414	29,08	8,52	1,416	0,45	"	"	"	2,16	22,5	18,4
	2	0,585		12,04	2,83	0,4915	"	"	0	2,36	29,4	28,4
3	1	0,26	39,6	11,08	0,705	0,45	"	"	0,025	2,28	27,92	25,26
	2	0,41		17,5	1,41	0,4705	"	0	0	2,26	44,45	39,55
2	1	0,183	44,73	12,109	0,448	0,526	"	0,05	0,05	2,0032	14,5	24,26
	2	0,31		20,51	0,897	0,5	"	0,05	0,05	1,92	26,25	39,38
1	1	0,325	45,56	14,3	0,224	0,9964	"	0,138	0	2,04	-3,46	29,2
	2	0,387		17	0,448	0,776	0	0,094	0	1,566	3,98	26,62

- effort. normal dans les poteaux

Niv Niveau	5	4	3	2	1
1	3,3	11,72	25,52	37,72	44,8
2	0	0	0	0	0
3	-3,3	-11,72	-25,52	-37,72	-44,8

. Seisme a gauche
(effort normal.)

- Efforts dans les poutres

Niv	Nœud	M_a	M_b	M_{1c}	M_{2w}	T_{1c}	T_{2w}
5	1	0	12,12	12,12	7,65	-3,3	-3,3
	2	0	15,3				
4	1	7,27	22,5	29,77	20,75	-8,42	-8,42
	2	12,1	29,4				
3	1	18,4	27,92	46,32	36,5	-13,8	-13,8
	2	28,4	44,45				
2	1	25,26	14,5	39,8	32,9	-12,2	-12,2
	2	39,55	26,25				
1	1	24,26	-3,46	20,8	21,68	-7,08	-7,08
	2	39,38	3,98				

Niv	$t_2^>$	$t_3^>$	$t_2^{<}$	$t_3^{<}$	$N_{T_{1,2}}$	$N_{T_{2,3}}$
5	0	0	5,71	4,04	9,75	4,04
4	5,71	4,04	12,04	8,52	10,80	4,48
3	12,04	8,52	17,5	11,08	8,02	2,56
2	17,5	11,08	20,51	12,109	4,04	1,03
1	20,51	12,109	17	14,3	1,32	2,21

II. CHARGES. VERTICALES

Le Calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de M^{re} CAQUOT exposé en Annexe A du CCBA 68.

Exposé de la méthode :

La méthode suppose que les moments d'Inertie des poteaux sont constants, le principe consiste à choisir un nœud et à déterminer les moments agissant à gauche et à droite, ainsi qu'en et en bas

- on détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par (l') et portant en indice la travée considérée

- $l'_w = 0,8 l_w$
- $l'_e = 0,8 l_e$ } → pour des travées Intermediaires

- $h'_n = 0,9 h_n$ → si le nœud considéré appartient à l'avant dernier étage

- $h'_n = 0,8 h_n$
- $h'_s = 0,8 h_s$ } → dans les autres cas

avec l_w, l_e : portées libres des travées respectivement gauche et droite

h_n : hauteur libre du poteau de l'étage Supérieur

h_s : " " " " " " " Inférieur

q_w, q_e : charge uniformément répartie respectivement sur la travée gauche et droite

Q_w : charge Concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui, et de même pour Q_e

on pose : $M'_w = q_w \frac{l_w^2}{8,5} + l'_w \sum k_w Q_w$

$M'_e = q_e \frac{l_e^2}{8,5} + l'_e \sum k_e Q_e$

Les valeurs de k_w et k_e sont données en fonction de $\frac{a_w}{l_w}$ et $\frac{a_e}{l_e}$ par une échelle fonctionnelle

- on pose $k_w = I_w / l_w^3$; $k_e = I_e / l_e^3$; $k_n = \frac{I_n}{l_n^3}$; $k_s = \frac{I_s}{l_s^3}$

• les moments dans les sections dangereuses (us d'appuis) sont en valeurs absolues.

- au us de l'appui de la travée gauche : $M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$

- " " " " " " droite : $M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$

- au us supérieure du poteau : $M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$

- " " inférieure du poteau : $M_n = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$

les moments M_w et M_e sont négatifs, tandis que pour les

poteaux, la face tendue du tronçon supérieure est du côté

correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e et M'_w

• Travée de rive :

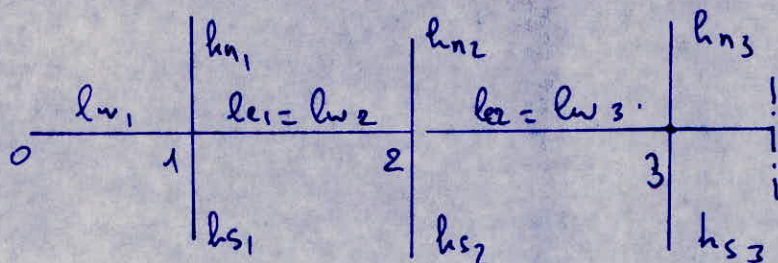
le noeud de rive est étudié en faisant $k_w = 0$ dans la formule ci dessus.

dans le cas d'un noeud de rive avec console, on introduit la valeur algébrique M_w , du moment réel sur la console

on obtient alors $M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{k_{e1}}{D_1}\right) + M_{w1} \frac{k_{e1}}{D_1}$

$M_{s1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{k_{s1}}{D_1}$

$M_{n1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{k_{n1}}{D_1}$



• Noeud de rive

la longueur $l'w$ de la travée fictive de rive est prise égale à $X_1 l w_2$, X_1 étant compris entre 0,8 et 1

avec $X_1 = 0,8$ pour $K_{s1} + K_{n1} \geq K_{e1}$

$$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} \leq 1,5 K_{e1}$$

la longueur $l'e_2$ de la travée fictive à droite de l'appui 2, si elle n'est pas une travée de rive, est prise égale à $0,8 l e_2$. Dans le cas contraire, le noeud 3 est un noeud de rive, et la longueur $l'e_2$ de la travée fictive de droite est prise égale à $X_3 l e_2$

avec

$$X_3 = 0,8 \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w2}$$

$$X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w2}} \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w2}$$

on remplace ensuite $M'w$ par :

$$M'w_2 = \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1}}{D_1} M w_1$$

avec $M'w_2 = \left(\frac{q w l'w_2}{8,5} \right) \text{ noeud 2} + (l'w k w \varphi_w) \text{ noeud 2}$

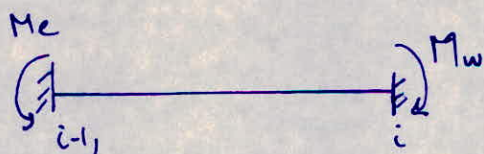
• Effets normaux dans les poteaux

Ils sont engendrés par les effets tranchants dans les poutres dans un noeud quelconque., on a

$$N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

$T_{i,e}$ et $T_{i,w}$ ont en valeurs algébriques

• Effets tranchants dans les poutres



$$T_{i-1,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

$$T_{i,w} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

Características Geométricas.

Niv	Novel	Rw	Re	Rn	Rs	I_{10}^{1st}	I_{10}^{2nd}	T_{10}^{1st}	I_{10}^{2nd}	R_w	R_e	R_n	R_s	K_{w3}	K_{e3}	K_{n3}	K_{s3}	D. 10^3	
5	1	-	6	-	4,8	-	10	-	5,2	-	4,8	-	3,84	-	2,08	-	1,35	2,433	
	2	6	6	-	"	10	10	-	"	5,48	-	"	"	1,82	-	-	"	4,99	
	3	6	-	-	"	10	-	-	"	4,8	-	"	"	2,08	-	-	"	3,433	
4	1	-	6	"	"	-	10	"	10,8	-	4,8	-	"	-	2,08	-	1,2	2,8	6,08
	2	6	6	"	"	10	10	"	"	4,8	5,02	"	"	2,08	1,99	"	"	6,62	
	3	6	-	"	"	10	-	"	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	"	4,63	
3	1	-	6	"	3,2	-	10	10,8	"	-	4,8	"	2,51	-	2,08	2,8	4,8	9,68	
	2	6	6	"	"	10	10	10,8	"	4,8	4,8	"	"	2,08	2,08	"	"	11,76	
	3	6	-	"	"	10	-	10,8	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	"	9,68	
2	1	-	6	3,2	1,8	-	10	"	"	-	4,8	2,82	1,44	-	2,08	4,8	7,5	14,38	
	2	6	6	"	"	10	10	10,8	"	4,8	4,8	"	"	2,08	2,08	"	"	16,46	
	3	6	-	"	"	10	-	10,8	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	"	14,38	
1	1	-	6	3,2	1,8	-	10	"	"	-	4,8	2,82	1,44	-	2,08	4,8	7,5	14,38	
	2	6	6	3,2	"	10	10	"	"	4,8	4,8	"	"	2,08	2,08	"	"	16,46	
	3	6	-	"	"	10	-	"	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	"	14,38	

Niv	Nœd	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
5	1	-	2,56	3,36	6,94	3,36	4,8	-	1,407
	2	2,56	//	8,086	8,086	8,086	8,086	-	0,26
4	1	-	3,3	8,74	8,95	8,74	8,86	0,06	0,054
	2	3,3	//	7,1	7,1	7,1	7,1	0,55	0,5
3	1	-	3,3	8,74	8,95	8,74	8,88	0	0
	2	3,3	//	7,54	7,54	7,54	7,54	0,207	0,5
2	1	-	3,3	8,74	8,95	8,74	8,9	0	0
	2	3,3	//	8,07	8,07	8,07	8,07	0,21	0,58
1	1	-	1,53	-	4,15	-	3,55	1,4	2,16
	2	1,53	//	4,15	4,15	4,15	4,15	-	-

Sous G

Niv	Nœud	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
5	1	-	0,29	0,24	0,76	0,24	0,44	-	0,08
	2	0,29	//	0,93	0,93	0,93	0,93	-	0
4	1	-	1,65	1,44	4,47	1,44	3,1	0,48	0,43
	2	1,65	//	4,25	4,25	4,25	4,25	0,05	0,045
3	1	-	//	1,44	4,47	1,44	3,43	0,4	0,92
	2	1,65	//	4,24	4,24	4,24	4,24	0,016	0,04
2	1	-	//	1,44	4,47	1,44	3,82	0,7	1,18
	2	1,65	//	4,32	4,32	4,32	4,32	0,02	0,04
1	1	-	-	-	-	-	-	-	-
	2	-	-	-	-	-	-	-	-

Sous P

$$T_w = \frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Niv	travée	l	q _T	M _w	M _e	T _w	T _e
5	1-2	6	2,2	4,8	8,98	6,05	-7,18
4	1-2	6	3,08	8,86	7,1	9,53	-8,93
3	1-2	6	"	8,86	7,54	9,46	-8,93
2	1-2	6	"	8,9	8,07	9,37	-9,10
1	1-2	6	1,53	3,55	4,15	4,15	-4,7

Sous G

Niv	travée	l	q _T	M _w	M _e	T _w	T _e
5	1-2	6	9,22	0,44	0,93	0,58	-0,74
4	1-2	6	1,35	3,1	4,25	2,51	-2,9
3	1-2	6	"	3,43	4,24	2,56	-2,83
2	1-2	6	"	3,82	4,32	2,62	-2,8
1	1-2	6	0	0	0	0	0

Sous P

~ Effort normal dans les poteaux

Sous G

Sous P

Niv	poteau rive			poteau Central		
	T _w	T _e	N	T _w	T _e	N
5	3,29	6,05	9,34	7,18	7,18	14,36
4	6,67	9,53	25,54	8,93	8,93	32,22
3	"	9,46	41,7	8,93	8,93	50,08
2	"	9,37	57,72	9,10	9,10	68,28
1	0	4,15	62,2	4,7	4,7	77,68

Niv	poteau rive			poteau Central		
	T _w	T _e	N	T _w	T _e	N
5	0,25	0,58	0,835	0,74	0,74	1,48
4	1,53	2,51	4,875	2,9	2,9	7,28
3	"	2,56	8,965	2,83	2,83	12,94
2	"	2,62	13,115	2,8	2,8	18,54
1	0	0	13,115	0	0	18,54

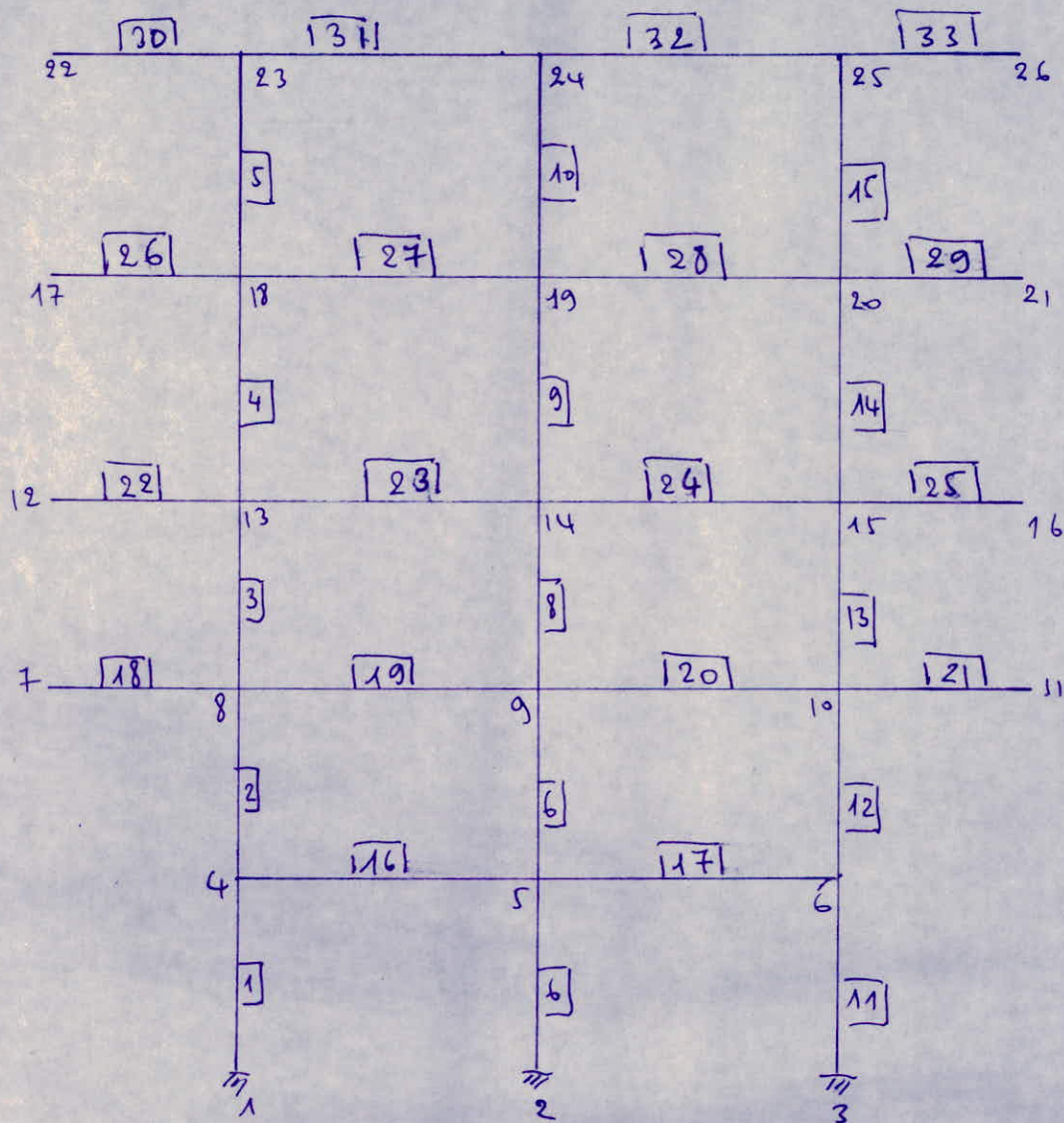
Comparaison:

poteau Central

poteau rive

$$\begin{cases} N_{G+1,2P}^1 = 99,36 \text{ t} \rightarrow \text{methode de Caquot} \\ N_{G+1,2P}^1 = 99,66 \text{ t} \rightarrow \text{programme stress.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{G+1,2P}^1 = 77,94 \text{ t} \rightarrow \text{methode de Caquot} \\ N_{G+1,2P}^1 = 77,57 \text{ t} \rightarrow \text{programme stress.} \end{cases}$$

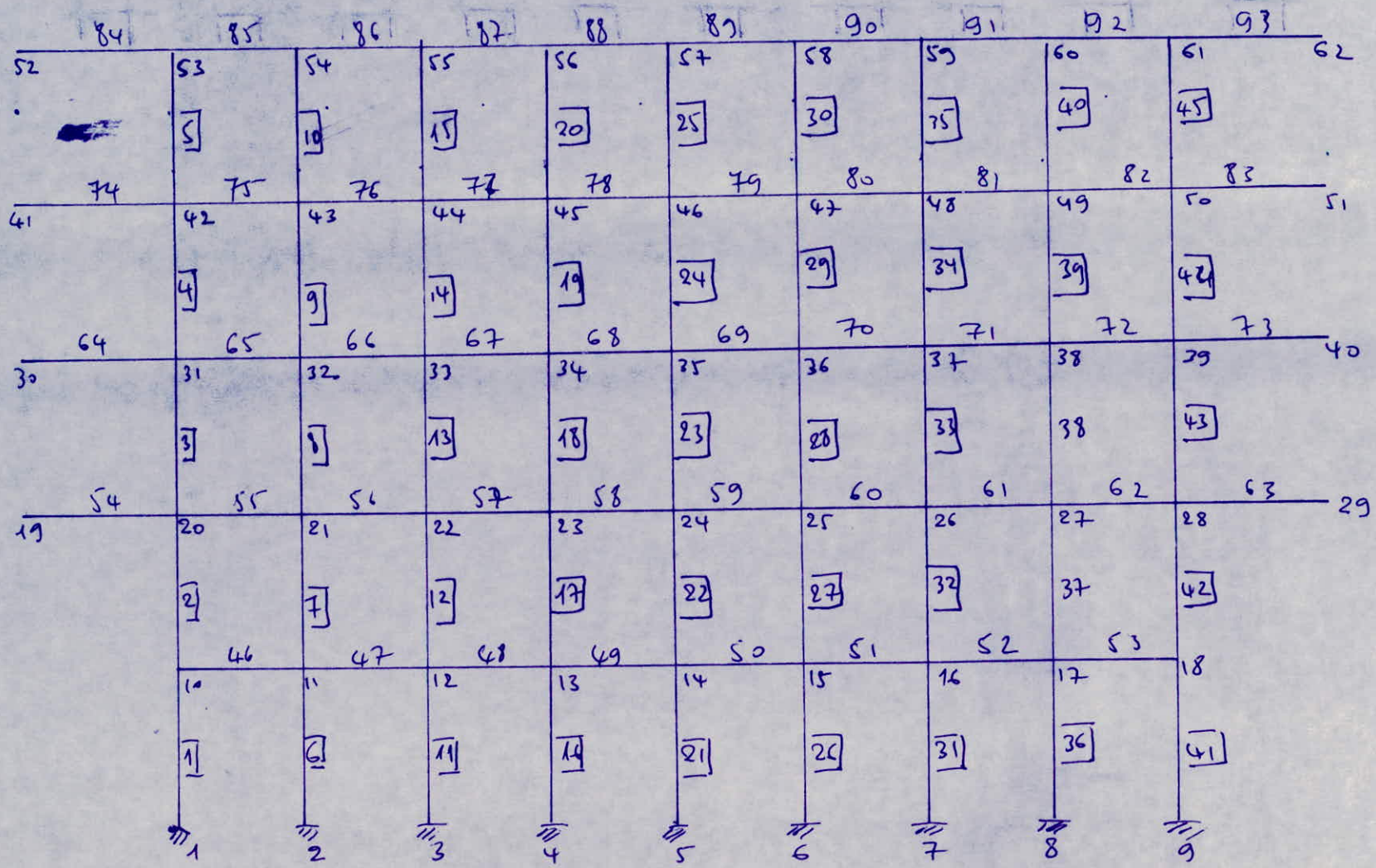


PORTIQUE. TRANSVERSAL

Programme. Stress.

Membres	Noend	\vec{SI}^D			$G + P + \vec{S}$			$G + 1,2P$		
		N	T	M	N	T	M	N	T	M
1	4	-48,02	13,66	27,82	25,96	11,85	26,84	77,57	1,79	-0,99
	4	"	"	3,23	"	"	5,51	"	"	-2,24
2	4	-40,195	12,74	27,39	29,1	11,57	25,4	72,87	1,27	-2,06
	8	"	"	13,38	"	"	11,63	"	"	2,01
3	8	-26,8	11,32	28,61	22,88	10,66	27,21	52,12	0,8	1,72
	13	26,8	"	25,72	"	"	23,95	"	"	2,12
4	13	-12,75	8,832	19,53	17,36	8,36	18,43	31,3	0,56	1,32
	18	"	"	22,87	"	"	21,72	"	"	1,41
5	18	-3,55	4,03	7,40	6,94	3,12	5,58	10,7	0,98	2,05
	23	"	"	11,95	"	"	9,42	"	"	2,67
6	2	0,115	21,36	32,38	94,29	21,36	32,38	99,66	0	0
	5	"	"	6,07	"	"	6,07	"	0	0
7	5	0,078	21,79	39,54	84,38	27,79	39,54	89,81	0	0
	9	"	"	30,21	"	"	30,21	"	0	0
8	9	0,037	19,47	46,45	61,54	19,47	46,45	65,27	0	0
	14	"	"	47,03	"	"	47,03	"	0	0
9	14	0,003	13,49	30,99	38,6	13,49	30,99	40,63	0	0
	19	"	"	33,78	"	"	33,78	"	0	0
10	19	-0,006	7,25	16,03	15,79	7,25	16,03	16,05	0	0
	24	"	"	18,77	"	"	18,77	"	0	0
11	3	47,91	13,48	27,52	121,9	15,29	28,5	77,58	1,79	0,99
	6	"	"	3,26	"	"	0,98	"	"	2,24
12	6	40,11	12,67	27,26	109,4	13,84	29,25	72,88	1,27	2,06
	10	"	"	13,28	"	"	15,04	"	"	2,01
13	10	26,76	11,28	28,54	76,44	11,94	29,94	52,13	0,8	1,72
	15	"	"	25,63	"	"	27,4	"	"	2,12
14	15	12,75	8,805	19,48	42,86	9,27	20,57	31,43	0,56	1,32
	20	"	"	22,78	"	"	23,93	"	"	1,41
15	20	3,56	4,04	7,46	14,06	4,95	9,28	10,7	0,98	2,05
	25	"	"	11,97	"	"	14,5	"	"	2,67
16	4	0,369	7,83	+24,16	1,012	3,14	+10,9	0,52	4,7	-4,3
	5	"	"	-22,84	"	12,77	-27,84	"	4,92	-4,97

Membre	Noeud	SI ^D			G + P + S ^D			G + 1, 2 P		
		N	T	M	N	T	M	N	T	M
17	5	0,808	7,79	+22,77	1,45	2,86	+17,76	0,52	4,92	-4,97
	6	"	"	-24,01	"	12,48	-28,27	"	4,7	-4,3
18	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
19	8	3,7	13,39	+46,99	4,21	1,98	+28,66	0,47	12,23	-14,2
	9	"	"	-38,37	"	24,79	-51,66	"	12,27	-14,3
20	9	1,38	13,35	+38,29	1,39	1,95	+24,99	"	"	-14,3
	10	"	"	-41,83	"	24,76	-55,16	"	12,23	-14,2
21	10	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
	11	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
22	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	13	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
23	13	8,46	14,04	+45,25	8,65	2,68	+32,2	0,23	12,18	-13,91
	14	"	"	-39,04	"	25,5	-52,35	"	12,32	-14,31
24	14	2,48	14,015	+38,98	2,67	2,56	+25,67	"	"	-14,3
	15	"	"	-45,11	"	25,38	-58,15	"	12,18	-13,91
25	15	0	0	0	0	8,21	-10,18	0	8,52	-10,47
	16	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
26	17	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
	18	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
27	18	11,001	9,19	+30,27	10,56	2,21	+17,12	0,417	12,21	-13,92
	19	"	9,19	-24,91	"	20,59	-38,03	"	12,29	-14,15
28	19	4,76	9,18	+24,9	4,31	2,21	+11,78	"	"	"
	20	"	"	-30,23	"	20,6	-43,39	"	12,21	-13,92
29	20	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
	21	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
30	22	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
	23	0	0	0	0	3,55	-3,6	0	3,6	-3,65
31	23	11,29	3,55	+11,95	12,2	3,4	+5,8	0,98	7,1	-6,32
	24	"	"	-9,38	"	11,45	-18,36	"	8,02	-9,08
32	24	4,04	3,56	+9,39	4,95	4,34	+0,42	"	"	-9,08
	25	"	"	-11,97	"	10,5	-18,10	"	7,1	-6,32
33	25	0	0	0	0	3,55	-3,6	0	3,6	-3,65
	26	0	0	0	0	0	-0	0	0	0



PORTIQUE LONGITUDINAL

programme stress

-59-

Mem br	Nou ed	G+1,2P			G+P+S ^b			Mem br	Nou ed	G+1,2P			G+P+S ^b		
		N	T	M	N	T	M			N	T	M	N	T	M
1	4	38,78	0,04	0,27	-29,3	10,55	38,2	16	0	27,22	0,113	0,14	26	16,6	41
	10	"	"	1,06	"	"	19,2		13	"	"	0,07	"	"	11,1
2	10	36,86	1,05	0,33	-21,76	12,1	32,8	17	13	23,4	0,004	0,03	21,7	16,5	38,9
	20	"	"	3,04	"	"	5,9		23	"	"	0,02	"	"	13,9
3	20	26,18	1,65	3,87	-14,08	10,24	27,9	18	23	17,09	0,012	0,03	15,9	14,9	37,6
	31	"	"	4,08	"	"	21,22		34	"	"	"	"	"	33,8
4	31	15,53	1,33	2,86	-4,27	8,26	16,2	19	34	10,77	0,003	0,01	10,1	10,87	23
	42	"	"	3,54	"	"	23,4		45	"	"	0	"	"	29,1
5	42	4,66	0,92	2,87	-1,15	3	3,8	20	45	4,45	0,004	0,01	4,34	5,64	9,85
	53	"	"	1,57	"	"	10,7		56	"	"	"	"	"	17,2
6	2	27,29	0,216	0,66	-26,86	16,86	41,7	21	5	27,62	0	0	25,97	16,44	40,6
	11	"	"	0,45	"	"	11,4		14	"	0	"	"	"	11,05
7	11	22,95	0,07	0,18	22,43	16,9	39,7	22	14	23,4	0	"	21,97	"	38,6
	21	"	"	0,04	"	"	14,3		24	"	0	"	"	"	13,7
8	21	16,79	0,03	0,1	16,48	15	37,8	23	24	17,08	0	"	15,9	14,8	37,5
	32	"	"	0,07	"	"	34,3		35	"	0	"	"	"	33,6
9	32	10,6	0,02	0,02	10,12	10,93	23,2	24	35	10,77	"	"	10,1	10,8	23
	43	"	"	0,11	"	"	29,3		46	"	"	"	"	"	29
10	43	4,67	0,015	0,06	4,46	5,5	9,5	25	46	4,44	"	"	4,3	5,66	9,9
	54	"	"	0,13	"	"	16,9		57	"	"	"	"	"	17,2
11	3	27,58	0,26	0,31	26,18	16,74	41,3	26	6	27,62	0,113	0,14	25,9	16,23	40,27
	12	"	"	0,16	"	"	11,21		15	"	"	0,02	"	"	11,06
12	12	23,31	0,018	0,09	21,9	16,7	39,25	27	15	23,4	0,004	0,03	21,6	"	38,4
	22	"	"	0,03	"	"	14,17		25	"	"	0,02	"	"	13,6
13	22	17,05	0,027	0,06	16	14,9	37,3	28	25	17,09	0,012	0,03	15,16	14,8	37,4
	33	"	"	"	"	"	33,9		36	"	"	"	"	"	33,5
14	33	10,37	0,009	0,02	10,2	10,9	23,15	29	26	10,77	0,003	0,01	10,1	10,8	23
	44	"	"	"	"	"	29,3		47	"	"	0	4,35	"	29
15	44	4,4	0,016	0,03	4,4	5,64	9,8	30	47	4,45	0,004	0,01	"	5,7	9,97
	55	"	"	0,05	"	"	17,23		58	"	"	"	"	"	17,3

Mem bre	Nou ed	G+1,2P			G+P+S			Mem bre	Nou ed	G+1,2P			G+P+S		
		N	T	M	N	T	M			N	T	M	N	T	M
31	7	27,57	0,26	0,31	25,7	15,9	39,85	46	10	1,5	1,92	-0,73	1,66	7,52	+13,6
	16	"	"	0,16	"	"	11,15		11	"	2,28	-1,27	"	11,72	-15,28
32	16	23,36	0,018	0,09	21,4	16,2	38,37	47	11	0,806	2,07	-1	1,7	7,3	+13,06
	26	"	"	0,03	"	"	13,5		12	"	2,13	-1,09	"	11,5	-15,11
33	26	17,05	0,027	0,06	15,7	14,77	37,4	48	12	0,52	2,08	-1,02	1,64	7,2	+12,93
	37	"	"	"	"	"	33,5		13	"	2,12	-1,08	"	11,4	-14,9
34	37	10,74	0,009	0,02	9,9	10,76	22,9	49	13	0,406	2,09	-1,04	1,53	7,12	+12,8
	49	"	"	"	"	"	28,8		14	"	2,1	-1,06	"	11,32	-14,9
35	48	4,4	0,016	0,03	4,2	5,73	10,08	50	14	"	"	-1,06	1,45	7,06	+12,7
	59	"	"	0,05	"	"	17,4		15	"	2,09	-1,04	"	11,26	-14,77
36	8	22,3	0,614	0,66	24,5	15,34	39,2	51	15	0,52	2,12	-1,08	1,47	6,99	+12,6
	17	27,3	"	0,45	"	"	11,7		16	"	2,08	-1,02	"	11,2	-14,7
37	17	22,95	0,07	0,18	20,09	16,18	38,38	52	16	0,806	2,13	-1,09	1,73	6,95	+12,5
	27	"	"	0,04	"	"	13,4		17	"	2,07	-1	"	11,15	-14,6
38	27	16,7	0,037	0,1	14,7	14,8	37,4	53	17	1,5	2,27	-1,27	2,54	6,8	+12,2
	38	"	"	0,07	"	"	33,6		18	"	1,92	-0,73	"	10,98	-14,43
39	38	10,6	0,027	0,02	9,7	10,7	22,8	54	19	0	0	-0	0	0	0
	49	"	"	0,11	"	"	28,8		20	0	7,33	-9,21	0	-7,03	-8,93
40	49	4,67	0,015	0,06	4,6	5,6	9,91	55	20	0,601	3,35	-2,3	13,3	14,72	24,99
	60	"	"	0,13	"	"	16,84		21	"	2,97	-1,75	"	20,45	+27,76
41	9	38,78	0,44	0,27	101,44	11,63	36,5	56	21	0,63	3,17	-1,9	11,5	14,5	-24,4
	18	"	"	1,06	"	"	15,6		22	"	3,15	-1,85	"	20,23	+27,7
42	18	36,86	1,05	0,33	90,46	9,09	30,05	57	22	0,63	3,17	-1,88	9,7	14,35	-24,16
	28	"	"	3,04	"	"	0,95		23	"	3,15	-1,86	"	20,08	+27,5
43	28	26,18	1,65	3,87	63,3	6,84	20,18	58	23	0,617	3,17	-1,88	8,08	14,24	+23,99
	39	"	"	4,08	"	"	12,7		24	"	3,16	-1,87	"	19,9	-27,33
44	39	15,53	1,33	2,86	33,9	5,42	10,33	59	24	"	3,16	-1,87	6,5	14,16	+23,8
	50	"	"	3,54	"	"	15,7		25	"	3,16	-1,88	"	19,9	+27,2
45	50	4,66	0,92	2,97	10,36	1,32	1,4	60	25	0,626	3,15	-1,86	5,07	14,1	+23,7
	61	"	"	1,57	"	"	7,73		26	"	3,17	-1,88	"	19,9	-27,13

Mem bre	Nou ed	G+1,2P			G+P+S			Mem bre	Nou ed	G+1,2P			G+P+S		
		N	T	M	N	T	M			N	T	M	N	T	M
61	26	0,634	3,15	-1,85	3,64	14,01	+23,7	76	43	0,36	3,14	-1,8	35,12	10,22	+17,96
	27	"	3,17	-1,9	"	19,8	-27,11		44	"	3,18	-1,9	"	15,95	-21,28
62	27	0,6	2,97	-1,75	2,25	14,4	+23,7	77	44	0,39	3,17	"	29,8	10,14	+17,82
	28	"	3,34	-2,3	"	20,14	-28,15		45	"	3,15	"	"	15,87	-21,2
63	28	0	7,33	-2,21	0	7,035	-8,92	78	45	0,39	3,16	"	24,61	10,11	+17,78
	29	0	0	-0	0	0	0		46	"	"	"	"	15,84	-21,16
64	30	"	"	-0	"	"	0	79	46	"	"	"	19,43	10,09	+17,75
	31	"	7,33	-9,21	"	7,03	-8,93		47	"	"	"	"	15,82	-21,13
65	31	0,32	3,31	-2,28	29,52	16,85	+28,57	80	47	"	"	"	14,31	10,09	+17,74
	32	"	3	-1,82	"	22,57	-30,57		48	"	3,17	"	"	15,82	-21,12
66	32	0,313	3,18	-1,91	25,4	16,21	+26,95	81	48	0,36	"	"	9,28	10,08	+17,73
	33	"	3,14	-1,84	"	21,95	-30,3		49	"	3,15	"	"	15,8	-21,1
67	33	0,27	3,17	-1,9	21,4	16,13	+26,8	82	49	0,4	2,78	-1,67	4,1	10,75	+17,6
	34	"	3,15	-1,86	"	21,86	-30,16		50	"	3,54	-2,8	"	16,5	-23,23
68	34	0,26	3,16	-1,9	17,4	16,05	+26,7	83	50	0	7,33	-9,21	0	7,03	-8,93
	35	"	3,16	-1,9	"	21,77	-30,04		51	0	0	-0	"	0	0
69	35	"	"	-11	13,45	15,98	+26,6	84	52	0	0	-0	"	0	0
	36	"	3,16	-11	"	21,7	-29,95		53	0	2,6	-2,63	"	2,55	-2,6
70	36	0,27	3,15	-11	9,46	15,9	+26,52	85	53	0,92	"	-1,06	40,74	3,7	+8,1
	37	"	3,17	-11	"	21,66	-29,8		54	"	2,4	-1,56	"	8,05	-9,54
71	37	0,313	3,14	-11	5,45	15,9	+26,5	86	54	0,94	2,3	-1,43	35,23	3,6	+7,4
	38	"	3,18	-1,9	"	21,6	-29,8		55	"	2,16	-1,25	"	7,95	-9,91
72	38	0,32	3	-1,8	1,42	16,64	+26,4	87	55	0,92	2,22	-1,3	29,6	3,56	+7,3
	39	"	3,31	-2,28	"	22,37	-31,9		56	"	"	-1,31	"	7,9	-9,9
73	39	0	7,33	-9,21	0	7,035	-8,92	88	56	"	"	"	23,95	3,57	+7,33
	40	"	0	-0	"	0	0		57	"	"	"	"	7,92	-9,9
74	41	"	0	-0	"	"	0	89	57	"	"	"	18,3	3,6	+7,35
	42	"	7,33	-9,21	"	7,035	-8,93		58	"	"	"	"	7,93	-9,9
75	42	0,4	3,54	-2,8	40,56	10,15	+18,26	90	58	"	"	"	12,6	3,58	+7,4
	43	"	2,78	-1,67	"	15,89	-20,8		59	"	"	"	"	7,93	-9,9

Mem bra	Noue d	G + 1, 2P			G + P + \bar{S}		
		N	T	M	N	T	M
g1	59	0,94	2,16	-1,25	6,9	3,74	+7,51
	60	1,	2,28	-1,43	1,	8,09	-10,24
g2	60	0,92	2,4	-1,56	1,32	3,46	+6,6
	61	1,	2,06	-1,06	1,	7,81	-10,31
g3	61	0	2,6	-2,63	0	2,55	-2,58
	62	0	0	0	0	0	0

FERRAILLAGE DES POUTRES

- Armatures longitudinales

le pourcentage total maximum est de 2,5%

le pourcentage total minimum est de 0,3% pour l'acier à haute adhérence

le ferrailage des poutres se fera conformément au complément du C.T.C

- Calcul des Armatures transversales:

la quantité minimale est donnée par $A_t = 0,003tL$

m t: Espacement des Cadres

b: largeur de la poutre

a) Contrainte de Cisaillement max

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} \quad / \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h$$

b) Contrainte de Cisaillement admissible

si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$

si $\bar{\sigma}_b \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}_b \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_b$

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits

si $\bar{\tau}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b \rightarrow$ on utilise des Cadres et étriers droits plus des barres obliques

c) Contrainte admissible des Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \gamma_a \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \quad : \text{ si on a reprise de bétonnage}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \begin{pmatrix} \left(1 - \frac{\tau_b}{\gamma_a \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} \\ \geq \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{si on a pas de reprise} \\ \text{de bétonnage} \end{array}$$

d) Espacement

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

e) Espacement admissible

$$\bar{t} \leq \min [0,3h, 12\phi] \text{ en zone nodale}$$

$$\bar{t} \leq 0,5h \text{ en zone courante}$$

• VERIFICATIONS

1) Condition de fleche: (Art 61.91 CCBA 68)

Si on a:

$$- h_t \geq l/16$$

$$- h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{17,1}{17,0} l$$

$$- A \geq bh \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

On peut se dispenser de faire la vérification de la fleche pour les poutres pour lesquelles les 3 conditions ci-dessus sont vérifiées.

2) Condition de non fragilité (Art 52-1 CCBA 68)

pour les poutres flechies on doit avoir

$$A \geq bh \gamma_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad / \quad \gamma_d = 0,54$$

3) Conditions aux appuis

- béton et l'effort tranchant avec des efforts de compression dans des bielles de béton inclinées à 45° pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ on doit avoir

$$e \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$$

T = efforts tranchant maximum aux appuis

c = distance du nez de l'appui au point en question

l'ancrage des Armatures inférieures ($= a - (d+r)$)

a = largeur du poteau

r = rayon de courbure / $r = 5,5\phi$

• Armatures Inférieures:

la section minimale des Armatures de Traction inférieures, qui doivent continuer jusqu'à et appui et au-delà totalement, doivent être susceptible d'équilibre, un effort admissible égale à $T + \frac{M}{z}$.

$$\text{Soit } \bar{A}_s \geq T + \frac{M}{z}$$

• Condition de non Entrainement des bourses (Art 20.12 CCBA68)

on doit vérifier que : $\tau_d \leq \bar{\tau}_b$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = 2,4 \sigma_b$$

avec ($\psi_d = 1,5$. Aciers a HA)

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n p \cdot z}$$

T : effort tranchant maximum

p : périmètre de la bourse

n : nombre de barres.

• Condition de non fissuration

on doit vérifier que : $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$

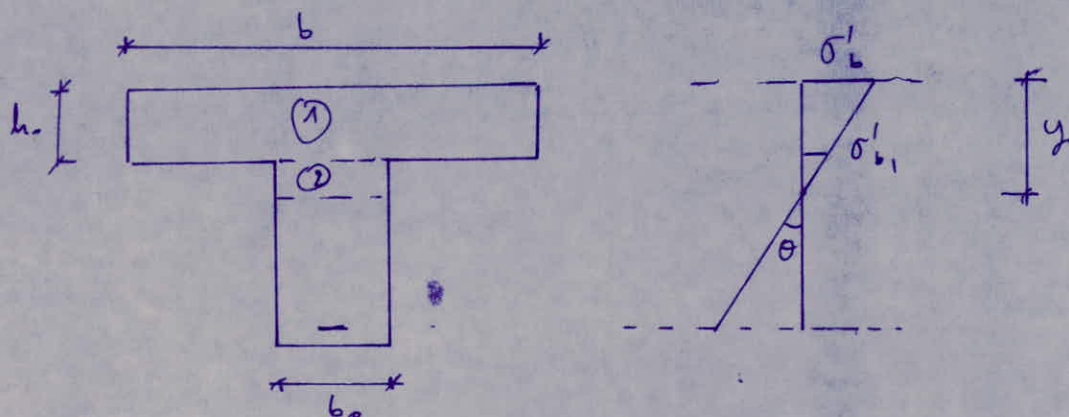
$$\text{avec } \sigma_1 = \frac{k_n \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)} ; \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{k_n \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2}$$

• Ancrage

L'ancrage des Armatures longitudinales des poutres dans les poteaux doit être effectué conformément au Complément du C.T.C

FERRAILLAGE. DES. POUTRES.DU. PORTIQUE. LONGITUDINAL

Calcul de E dans le cas d'une section en T.



E est déterminé de façon à avoir $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_b$

$$B' = b_0 y + (b - b_0) h_0$$

$$\tan \theta = \frac{\sigma'_{b1}}{y - h_0} = \frac{\sigma'_b}{y} \cdot \sin \theta \quad \sigma'_{b1} = \sigma'_b \cdot \frac{y - h_0}{y}$$

la force F_1 équilibrée par la partie (1) de la section en T est égale à $R_1 b$

$$\text{avec } R_1 = \frac{\sigma'_b - \sigma'_{b1}}{2} h_0 + \sigma'_{b1} \cdot h_0$$

$$R_1 = \frac{\sigma'_b}{2} h_0 + \frac{\sigma'_{b1}}{2} h_0$$

$$\text{soit } F_1 = \frac{\sigma'_b}{2} b h_0 + \frac{\sigma'_{b1}}{2} b h_0$$

et la force F_2 équilibre la section (2) de la section en T est égale à

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma'_{b1} (y - h_0) b_0 = \frac{1}{2} \sigma'_b \frac{(y - h_0)^2}{y} b_0$$

$$\text{soit } F'_b = F_1 + F_2 = \frac{\sigma'_b}{2} \left[b h_0 + b h_0 \frac{y - h_0}{y} + \frac{(y - h_0)^2}{y} b_0 \right]$$

- posons

$$\sigma_1 = b h_0 + \delta h_0 \frac{y - h_0}{z} + \frac{(y - h_0)^2}{z} b$$

$$\text{soit } F'_b = \frac{\sigma'_b \cdot \sigma_1}{2}$$

et comme on dit avoir $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_b$ on obtient alors

$$\frac{\sigma'_b}{2} \frac{\sigma_1}{B'} \leq \bar{\sigma}'_b \quad \text{soit encore } \sigma'_b \leq \frac{2 B' \bar{\sigma}'_b}{\sigma_1}$$

Donc pour avoir $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ il suffit que

$$\frac{2 B' \bar{\sigma}'_b}{\sigma_1} \geq \bar{\sigma}'_b = K \varepsilon \sigma'_{28}$$

$$\text{soit finalement } \varepsilon \leq \frac{2 \bar{\sigma}'_b B'}{K \sigma_1 \sigma'_{28}}$$

Dans le cas de notre portique, les poutres ont une dimension de 35 x 45

- la largeur du hourdis qui il y a lieu d'admettre comme faisant partie de la table de compression

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} 565 = 282,5 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} 120 = 80 \text{ cm} \\ 8 h_0 = 8 \times 12 = 96 \text{ cm} \\ \frac{l}{10} = \frac{265}{10} = 26,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

la plus petite des valeurs ci dessus

$$b = 2k_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 35 = 88 \text{ cm}$$

On prendra alors

$$b = 90 \text{ cm.}$$

- Calcul de la limite du noyau Centrale de la section en Te

$$y_b = \frac{\beta + (1-\beta)\theta_r^2}{2(\beta + (1-\beta)\theta_r)} h_r$$

avec $\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{35}{90} = 0,388$

$$\theta_r = \frac{h_0}{h_r} = \frac{12}{45} = 0,266$$

soit $y_b = 17,62 \text{ cm}$

$$I_b = \frac{b y_b^3 - (b-b_0)(b_b-h_0)^3 + b_0(h_r-y_b)^3}{3}$$

soit $I_b = 400325,03 \text{ cm}^4$

et $B = b h_r - (b-b_0)(h_r-h_0) = 2235 \text{ cm}^2$

soit $e_1 = \frac{I_b}{B y_b} = \frac{400325,03}{2235 (45-17,62)} = 6,54 \text{ cm}$

soit $e_1 = 6,54 \text{ cm}$

- Calcul de ϵ

pour $y = 17,62 \text{ cm}$

$$B' = 1080 \text{ cm}^2$$

$$\theta_1 = 1487,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \epsilon \leq \frac{2 \sigma'_{b0} B'}{k \theta_1 \sigma'_{28}} = \frac{2 \times 68,5 \times 1080}{0,5 \times 1487,21 \times 275} = 0,723$$

On prendra $\epsilon = 0,72$

soit $1,5 \sigma'_b = 1,5 (0,5 \times 0,72 \times 275) = 148,5 \text{ kgf/cm}^2$

on ferailler les poutres en utilisant la méthode de Charon en flexion Composée

avec f : excentricité fictive en flexion Composée
égale $f = e_0 + h - y_b$.

$$\text{et } M_f = N \cdot f$$

on calcule $\bar{\alpha}, \bar{\gamma}, \bar{k}$ puis $M_R = k b h^2$

puis $\Delta M = M_{ext} - M_{RB}$, puis σ_a

finallement A' , et A .

- pour les sections en T: on calcule M_{RB} comme suit
 $\bar{\alpha}, \bar{\gamma}, \bar{k}$

on calcule $M_{R1} = k_1 b h^2$

puis on calcule $h_2 = h - h_0$.

puis $\sigma'_T = \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{h_0}{\alpha h} \right)$ on obtient alors $\bar{\alpha}_2, \bar{\gamma}_2, \bar{k}_2$

on calcule $M_{R2} = k_2 (b - b_0) h_2^2$

$$\text{Soit } M_{RB} = M_{R1} - M_{R2}$$

on calcule ensuite $\Delta M = M_{ext} - M_{RB}$.

Soit en calculant σ_a , on obtient directement
les sections A et A' des armatures.

caracteristiques. geometriques.

Niv	Noued	lw	lc	ln	ls	$I_{10}^{-1} I_w$	$I_{10}^{-1} I_x$	$I_{10}^{-1} I_y$	$I_{10}^{-1} I_z$	lw	lc	ln	ls	$K_{w,10}^{-1}$	$K_{x,10}^{-1}$	$K_{y,10}^{-1}$	$K_{z,10}^{-1}$	D. 10^3
5	1	-	6	-	4,8	-	10	-	5,2	-	4,8	-	3,84	-	2,08	-	1,35	3,433
	2	6	6	-	"	10	10	-	"	5,48	5,48	-	"	1,82	1,82	-	"	4,99
	3	6	-	-	"	10	-	-	"	4,8	-	-	"	2,08	-	-	"	3,433
4	1	-	6	4,8	"	-	10	5,2	"	-	4,8	3,84	"	-	2,08	1,35	1,2	4,63
	2	6	6	"	"	10	10	"	"	4,8	5,02	"	"	2,08	1,99	"	"	6,62
	3	6	-	"	"	10	-	"	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	"	4,63
3	1	-	6	"	"	-	10	"	10,8	-	4,8	"	"	-	2,08	1,2	2,8	6,08
	2	6	6	"	"	10	10	"	"	4,8	4,8	"	"	2,08	2,08	"	2,8	8,16
	3	6	-	"	"	10	-	"	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	2,8	6,08
2	1	-	6	"	3,2	-	10	10,8	"	-	4,8	"	2,52	-	2,08	2,8	4,8	9,68
	2	6	6	"	"	10	10	10,8	"	4,8	4,8	"	"	2,08	2,08	"	"	11,76
	3	6	-	"	"	10	-	10,8	"	4,8	-	"	"	2,08	-	"	"	9,68
1	1	-	6	3,2	1,8	-	10	"	"	-	4,8	2,52	1,44	-	2,08	4,8	7,5	14,38
	2	6	6	3,2	"	10	10	"	"	4,8	4,8	"	"	2,08	2,08	"	"	16,46
	3	6	-	"	"	10	-	"	"	4,8	-	"	"	2,08	-	4,8	"	14,38

Niv	Nœud	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
5	1	-	2,56	3,36	6,94	3,36	4,8	-	1,407
	2	2,56	//	8,086	8,086	8,086	8,086	-	0,26
4	1	-	3,3	8,74	8,95	8,74	8,86	0,06	0,054
	2	3,3	//	7,1	7,1	7,1	7,1	0,55	0,5
3	1	-	3,3	8,74	8,95	8,74	8,88	0	0
	2	3,3	//	7,54	7,54	7,54	7,54	0,207	0,5
2	1	-	3,3	8,74	8,95	8,74	8,9	0	0
	2	3,3	//	8,07	8,07	8,07	8,07	0,21	0,58
1	1	-	1,53	-	4,15	-	3,55	1,4	2,16
	2	1,53	//	4,15	4,15	4,15	4,15	-	-

Sous G

Niv	Nœud	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _n	M _s
5	1	-	0,29	0,24	0,76	0,24	0,44	-	0,08
	2	0,29	//	0,93	0,93	0,93	0,93	-	0
4	1	-	1,65	1,44	4,47	1,44	3,1	0,48	0,43
	2	1,65	//	4,25	4,25	4,25	4,25	0,05	0,045
3	1	-	//	1,44	4,47	1,44	3,43	0,4	0,92
	2	1,65	//	4,24	4,24	4,24	4,24	0,016	0,04
2	1	-	//	1,44	4,47	1,44	3,82	0,7	1,18
	2	1,65	//	4,32	4,32	4,32	4,32	0,02	0,04
1	1	-	-	-	-	-	-	-	-
	2	-	-	-	-	-	-	-	-

Sous P

$$T_w = \frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

$$T_e = -\frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_c}{l}$$

Niv	travée	l	q _T	M _w	M _c	T _w	T _e
5	1-2	6	2,2	4,8	8,98	6,05	-7,18
4	1-2	6	3,08	8,86	7,1	9,53	-8,93
3	1-2	6	"	8,88	7,54	9,46	-8,93
2	1-2	6	"	8,9	8,07	9,37	-9,10
1	1-2	6	1,53	3,55	4,15	4,5	-4,7

Sous G

Niv	travée	l	q _T	M _w	M _c	T _w	T _e
5	1-2	6	0,22	0,44	0,93	0,58	-0,74
4	1-2	6	1,35	3,1	4,25	2,51	-2,9
3	1-2	6	"	3,43	4,24	2,56	-2,83
2	1-2	6	"	3,82	4,32	2,62	-2,8
1	1-2	6	0	0	0	0	0

Sous P

~ Effort normal dans les poteaux

Sous G

Sous P

Niv	poteau rive			poteau Central		
	T _w	T _e	N	T _w	T _e	N
5	3,29	6,05	9,34	7,18	7,18	14,36
4	6,672	9,53	25,54	8,93	8,93	32,28
3	"	9,46	41,7	8,93	8,93	50,08
2	"	9,37	57,72	9,10	9,10	68,28
1	0	4,5	62,2	4,7	4,7	77,68

Niv	poteau rive			poteau Central		
	T _w	T _e	N	T _w	T _e	N
5	0,255	0,58	0,835	0,74	0,74	1,48
4	1,53	2,51	4,875	2,9	2,9	7,28
3	"	2,56	8,965	2,83	2,83	12,94
2	"	2,62	13,115	2,8	2,8	18,54
1	0	0	13,115	0	0	18,54

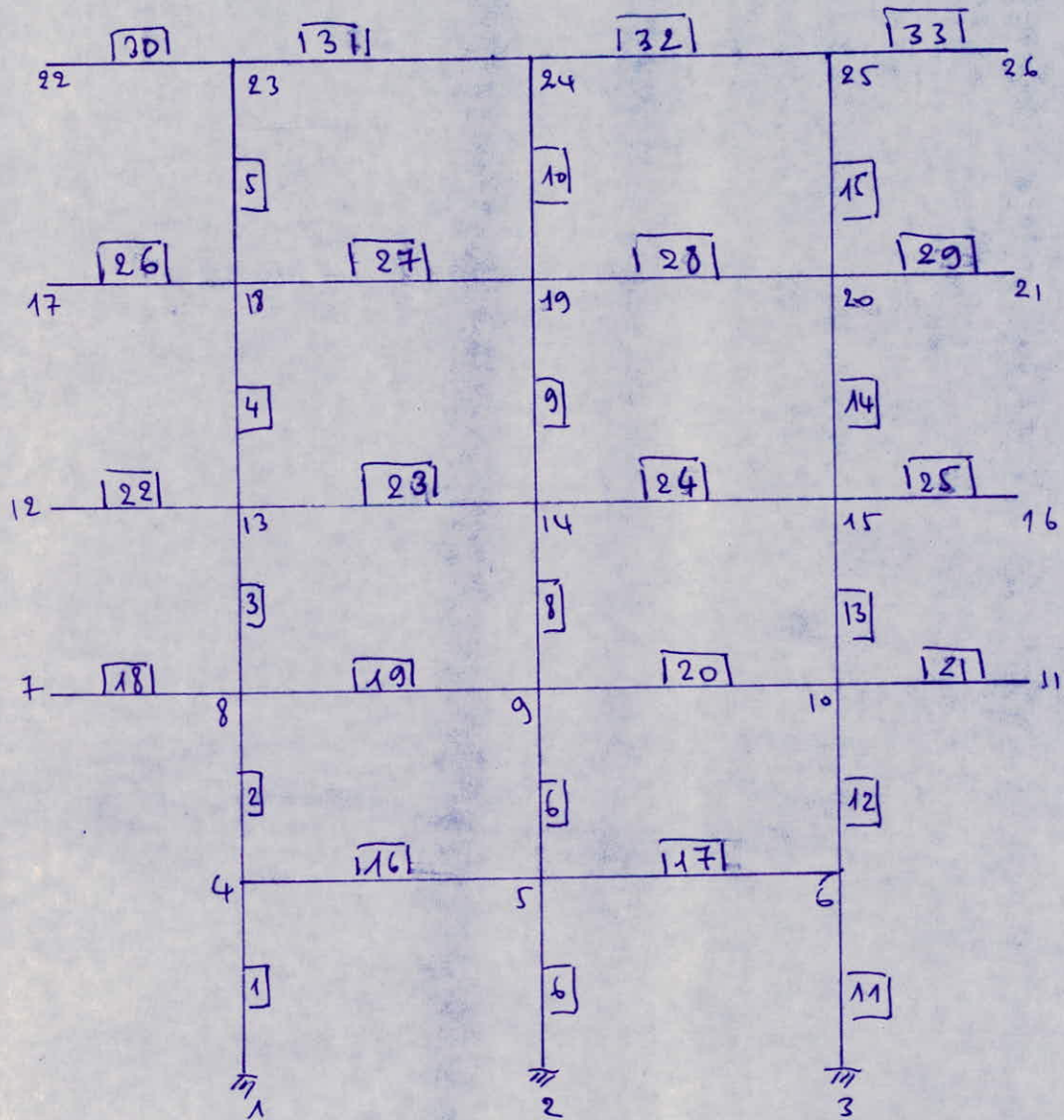
Comparaison:

poteau Central

poteau rive

$$\left[\begin{array}{l} N_{G+1,2P}^1 = 99,36 \text{ t} \rightarrow \text{methode de Caquot} \\ N_{G+1,2P}^1 = 99,66 \text{ t} \rightarrow \text{programme stress.} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} N_{G+1,2P}^1 = 77,94 \text{ t} \rightarrow \text{methode de Caquot} \\ N_{G+1,2P}^1 = 77,57 \text{ t} \rightarrow \text{programme stress.} \end{array} \right.$$

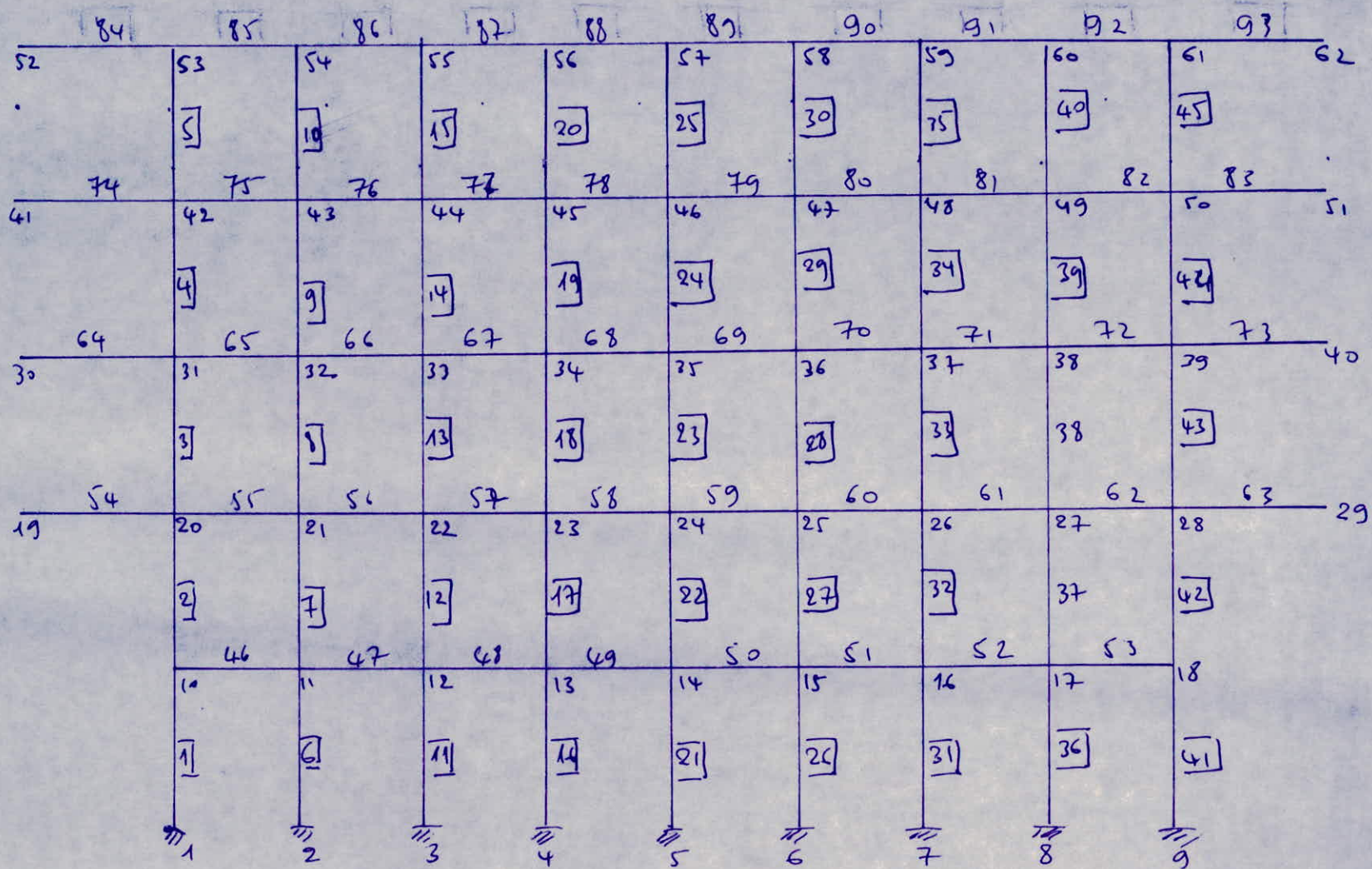


PORTIQUE. TRANSVERSAL

programme. Stress.

Membres	Noeud	\vec{SI}^D			$G + P + \vec{S}$			$G + 1,2P$		
		N	T	M	N	T	M	N	T	M
1	1	-48,02	13,66	27,82	25,96	11,85	26,84	77,57	1,79	-0,99
	4	"	"	3,23	"	"	5,51	"	"	-2,24
2	4	-40,195	12,74	27,39	29,1	11,57	25,4	72,87	1,27	-2,06
	8	"	"	13,38	"	"	11,63	"	"	2,01
3	8	-26,8	11,32	28,61	22,88	10,66	27,21	52,12	0,8	1,72
	13	26,8	"	25,72	"	"	23,95	"	"	2,12
4	13	-12,75	8,832	19,53	17,36	8,36	18,43	31,43	0,56	1,32
	18	"	"	22,87	"	"	21,72	"	"	1,41
5	18	-3,55	4,03	7,40	6,94	3,12	5,58	10,7	0,98	2,05
	23	"	"	11,95	"	"	9,42	"	"	2,67
6	2	0,115	21,36	32,38	94,29	21,36	32,38	99,66	0	0
	5	"	"	6,07	"	"	6,07	"	0	0
7	5	0,078	21,79	39,54	84,38	27,79	39,54	89,81	0	0
	9	"	"	30,21	"	"	30,21	"	0	0
8	9	0,037	19,47	46,45	61,54	19,47	46,45	65,27	0	0
	14	"	"	47,03	"	"	47,03	"	0	0
9	14	0,003	13,49	30,99	38,6	13,49	30,99	40,63	0	0
	19	"	"	33,78	"	"	33,78	"	0	0
10	19	-0,006	7,25	16,03	15,79	7,25	16,03	16,05	0	0
	24	"	"	16,77	"	"	16,77	"	0	0
11	3	47,91	13,48	27,52	121,9	15,29	28,5	77,58	1,79	0,99
	6	"	"	3,26	"	"	0,98	"	"	2,24
12	6	40,11	12,67	27,26	109,4	13,84	29,25	72,88	1,27	2,06
	10	"	"	13,28	"	"	15,04	"	"	2,01
13	10	26,76	11,28	28,54	76,46	11,94	29,94	52,13	0,8	1,72
	15	"	"	25,63	"	"	27,4	"	"	2,12
14	15	12,75	8,805	19,49	42,86	9,27	20,57	31,43	0,56	1,32
	20	"	"	22,79	"	"	23,93	"	"	1,41
15	20	3,56	4,04	7,46	14,06	4,95	9,28	10,7	0,98	2,05
	25	"	"	11,97	"	"	14,5	"	"	2,67
16	4	0,369	7,83	+2,416	1,012	3,14	+0,9	0,52	4,7	-4,3
	5	"	"	-22,84	"	12,77	-27,84	"	4,92	-4,97

Membre	Nœud	SI ^D			G + P + S ^D			G + 1, 2 P		
		N	T	M	N	T	M	N	T	M
17	5	0,808	7,79	+22,77	1,45	2,86	+17,76	0,52	4,92	-4,97
	6	"	"	-24,01	"	12,48	-28,27	"	4,7	-4,3
18	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
19	8	3,7	13,39	+4,699	4,21	1,98	+28,66	0,47	12,23	-14,2
	9	"	"	-38,37	"	24,79	-51,66	"	12,27	-14,3
20	9	1,38	13,35	+38,29	1,39	1,95	+24,99	"	"	-14,3
	10	"	"	-41,83	"	24,76	-55,16	"	12,23	-14,2
21	10	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
	11	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
22	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	13	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
23	13	8,46	14,04	+45,25	8,65	2,68	+32,2	0,23	12,18	-13,91
	14	"	"	-39,04	"	25,5	-52,35	"	12,32	-14,31
24	14	2,48	14,015	+38,98	2,67	2,56	+25,67	"	"	-14,3
	15	"	"	-45,11	"	25,38	-58,15	"	12,18	-13,91
25	15	0	0	0	0	8,21	-10,18	0	8,52	-10,47
	16	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
26	17	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
	18	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
27	18	11,001	9,19	+30,27	10,56	2,21	+17,12	0,47	12,21	-13,92
	19	"	9,19	-24,91	"	20,59	-38,03	"	12,29	-14,15
28	19	4,76	9,18	+24,9	4,31	2,21	+11,78	"	"	"
	20	"	"	-30,23	"	20,6	-43,39	"	12,21	-13,92
29	20	0	0	0	0	8,2	-10,18	0	8,5	-10,47
	21	0	0	0	0	0	-0	0	0	0
30	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	23	0	0	0	0	3,55	-3,6	0	3,6	-3,65
31	23	11,29	3,55	+11,95	12,2	3,4	+5,8	0,98	7,1	-6,32
	24	"	"	-9,38	"	11,45	-18,36	"	8,02	-9,08
32	24	4,04	3,56	+9,39	4,95	4,34	+0,42	"	"	-9,08
	25	"	"	-11,97	"	10,5	-18,10	"	7,1	-6,32
33	25	0	0	0	0	3,55	-3,6	0	3,6	-3,65
	26	0	0	0	0	0	-0	0	0	0



PORTIQUE LONGITUDINAL

programme. stress

Mem bre	Nou ed	G+I, 2P			G+P+S			Mem bre	Nou ed	G+I, 2P			G+P+S		
		N	T	M	N	T	M			N	T	M	N	T	M
1	4	38,78	0,04	0,27	-29,3	10,55	38,2	16	4	27,62	0,113	0,14	26	16,6	41
	10	"	"	1,06	"	"	19,2		13	"	"	0,07	"	"	11,1
2	10	36,86	1,05	0,33	-21,76	12,1	32,8	17	13	23,4	0,004	0,03	21,7	16,5	38,4
	20	"	"	3,04	"	"	5,9		23	"	"	0,02	"	"	13,9
3	20	26,18	1,65	3,87	-14,08	10,24	27,9	18	23	17,09	0,012	0,05	15,9	14,9	37,6
	31	"	"	4,08	"	"	21,22		34	"	"	"	"	"	37,8
4	31	15,53	1,33	2,86	-4,27	8,26	16,2	19	34	10,77	0,003	0,01	10,1	10,87	23
	42	"	"	3,54	"	"	23,4		45	"	"	0	"	"	29,1
5	42	4,66	0,92	2,87	-1,15	3	3,8	20	45	4,45	0,004	0,01	4,34	5,64	9,85
	53	"	"	1,57	"	"	10,7		56	"	"	"	"	"	17,2
6	2	27,29	0,616	0,66	-26,86	16,86	41,7	21	5	27,62	0	0	25,97	16,44	40,6
	11	"	"	0,45	"	"	11,4		14	"	0	"	"	"	11,05
7	11	22,95	0,07	0,18	22,43	16,9	39,7	22	14	23,4	0	"	21,97	"	38,6
	21	"	"	0,04	"	"	14,3		24	"	0	"	"	"	13,7
8	21	16,79	0,03	0,1	16,48	15	37,8	23	24	17,08	0	"	15,9	14,8	37,5
	32	"	"	0,07	"	"	34,3		35	"	0	"	"	"	37,6
9	32	10,6	0,02	0,02	10,12	10,93	23,2	24	35	10,77	"	"	10,1	10,8	23
	43	"	"	0,11	"	"	29,3		46	"	"	"	"	"	29
10	43	4,67	0,015	0,06	4,46	5,5	9,5	25	46	4,44	"	"	4,3	5,66	9,9
	54	"	"	0,13	"	"	16,9		57	"	"	"	"	"	17,2
11	3	27,58	0,26	0,31	26,18	16,74	41,3	26	6	27,62	0,113	0,14	25,9	16,23	40,27
	12	"	"	0,16	"	"	11,21		15	"	"	0,07	"	"	11,06
12	12	23,36	0,018	0,09	21,9	16,7	39,25	27	15	23,4	0,004	0,03	21,6	"	38,4
	22	"	0,11	0,03	"	"	14,17		25	"	"	0,02	"	"	13,6
13	22	17,05	0,027	0,06	16	14,9	37,3	28	25	17,09	0,012	0,03	15,86	14,8	37,4
	33	"	"	"	"	"	33,9		36	"	"	"	"	"	33,5
14	33	10,37	0,009	0,02	10,2	10,9	23,15	29	26	10,77	0,003	0,01	10,1	10,8	23
	44	"	"	"	"	"	29,3		47	"	"	0	4,35	"	29
15	44	4,4	0,016	0,03	4,4	5,64	9,8	30	47	4,45	0,004	0,01	"	5,7	9,97
	55	"	"	0,05	"	"	17,23		58	"	"	"	"	"	17,3

Mem brs	Nov ed	G + 1, 2P			G + P + S			Mem brs	Nov ed	G + 1, 2P			G + P + S		
		N	T	M	N	T	M			N	T	M	N	T	M
31	4	27,57	0,26	0,31	25,7	15,9	39,85	46	10	1,5	1,92	-0,73	1,66	7,52	+13,6
	16	"	"	0,16	"	"	11,15		11	"	2,928	-1,27	"	11,72	-15,28
32	16	23,36	0,018	0,09	21,4	16,2	38,37	47	11	0,806	2,07	-1	1,7	4,3	+13,06
	26	"	"	0,03	"	"	13,5		12	"	2,13	-1,09	"	11,5	-15,11
33	26	17,05	0,027	0,06	15,7	14,77	37,4	48	12	0,52	2,08	-1,02	1,64	7,2	+12,93
	32	"	"	"	"	"	33,5		13	"	2,12	-1,08	"	11,4	-14,9
34	32	10,74	0,009	0,02	9,9	10,76	22,9	49	13	0,406	2,09	-1,04	1,53	7,12	+12,8
	49	"	"	"	"	"	28,8		14	"	2,1	-1,06	"	11,32	-14,9
35	48	4,4	0,016	0,03	4,2	5,73	10,08	50	14	"	"	-1,06	1,45	7,06	+12,7
	59	"	"	0,05	"	"	17,4		15	"	2,09	-1,04	"	11,26	-14,77
36	9	22,3	0,614	0,66	24,5	15,34	39,2	51	15	0,52	2,12	-1,08	1,47	6,99	+19,6
	17	27,3	"	0,45	"	"	11,7		16	"	2,08	-1,02	"	11,2	-14,7
37	17	22,95	0,07	0,18	20,09	16,18	38,38	52	16	0,806	2,13	-1,09	1,73	6,95	+12,5
	27	"	"	0,04	"	"	13,4		17	"	2,07	-1	"	11,15	-14,6
38	27	16,7	0,037	0,1	14,7	14,8	37,4	53	17	1,5	2,27	-1,27	2,54	6,8	+12,2
	38	"	"	0,07	"	"	33,6		18	"	1,92	-0,73	"	10,98	-14,43
39	38	10,6	0,027	0,02	9,7	10,7	22,8	54	19	0	0	-0	0	0	0
	49	"	"	0,11	"	"	28,8		20	0	7,33	-9,21	0	-7,03	-8,93
40	49	4,67	0,015	0,06	4,6	5,6	9,91	55	20	0,601	3,35	-2,3	13,3	14,72	24,99
	60	"	"	0,13	"	"	14,84		21	"	2,97	-1,75	"	20,45	+27,76
41	9	38,78	0,44	0,27	101,44	11,63	36,5	56	21	0,63	3,17	-1,9	11,5	14,5	-24,4
	18	"	"	1,06	"	"	15,6		22	"	3,15	-1,85	"	20,23	+27,7
42	18	36,86	1,05	0,33	90,46	9,08	30,05	57	22	0,63	3,12	-1,88	9,7	14,35	-24,16
	28	"	"	3,04	"	"	0,95		23	"	3,15	-1,86	"	20,08	+27,5
43	28	26,18	1,65	3,87	63,3	6,84	20,18	58	23	0,617	3,16	-1,88	8,08	14,24	+23,98
	39	"	"	4,08	"	"	12,7		24	"	3,16	-1,87	"	19,9	-27,33
44	39	15,53	1,33	2,86	33,9	5,42	10,33	59	24	"	3,16	-1,82	6,5	14,16	+23,8
	50	"	"	3,54	"	"	15,7		25	"	3,16	-1,88	"	19,9	+27,2
45	50	4,66	0,92	2,87	10,36	1,32	1,4	60	25	0,626	3,15	-1,86	5,07	14,1	+23,7
	61	"	"	1,57	"	"	7,73		26	"	3,17	-1,88	"	19,9	-27,13

Mem bre	Nou ed	G+1,2P			G+P+S ⁰			Mem bre	Nou ed	G+1,2P			G+P+S ⁰		
		N	T	M	N	T	M			N	T	M	N	T	M
61	26	0,634	3,15	-1,85	3,64	14,01	+23,7	76	43	0,36	3,14	-1,8	35,12	10,22	+17,96
	27	"	3,17	-1,9	"	19,8	-27,11		44	"	3,18	-1,9	"	15,95	-21,28
62	27	0,6	2,97	-1,75	2,25	14,4	+23,7	77	44	0,39	3,17	"	29,8	10,14	+17,82
	28	"	3,34	-2,3	"	20,14	-28,15		45	"	3,15	"	"	15,87	-21,2
63	28	0	7,33	-2,21	0	7,035	-8,92	78	45	0,39	3,16	"	24,61	10,11	+17,78
	29	0	0	-0	0	0	0		46	"	"	"	"	15,84	-21,16
64	30	"	"	-0	"	"	0	79	46	"	"	"	19,43	10,09	+17,75
	31	"	7,33	-9,21	"	7,03	-8,93		47	"	"	"	"	15,82	-21,13
65	31	0,32	3,31	-2,28	29,52	16,85	+28,57	80	47	"	"	"	14,31	10,09	+17,74
	32	"	3	-1,82	"	22,57	-30,57		48	"	3,17	"	"	15,82	-21,12
66	32	0,313	3,18	-1,91	25,4	14,21	+26,95	81	48	0,36	"	"	9,28	10,08	+17,73
	33	"	3,14	-1,84	"	21,95	-30,3		49	"	3,15	"	"	15,8	-21,1
67	33	0,27	3,17	-1,9	21,4	16,13	+26,8	82	49	0,4	2,78	-1,67	4,1	10,75	+17,6
	34	"	3,15	-1,86	"	21,86	-30,16		50	"	3,54	-2,8	"	16,5	-23,23
68	34	0,26	3,16	-1,9	17,4	16,05	+26,7	83	50	0	7,33	-9,21	0	7,03	-8,93
	35	"	3,16	-1,9	"	21,77	-30,04		51	0	0	-0	"	0	0
69	35	"	"	-"	13,45	15,98	+26,6	84	52	0	0	-0	"	0	0
	36	"	3,16	-"	"	21,7	-29,95		53	0	2,6	-2,63	"	2,55	-2,6
70	36	0,27	3,15	-"	9,46	15,9	+26,52	85	53	0,92	"	-1,06	40,74	3,7	+8,1
	37	"	3,17	-"	"	21,66	-29,8		54	"	2,4	-1,56	"	8,05	-9,54
71	37	0,313	3,14	-"	5,45	15,9	+26,5	86	54	0,94	2,3	-1,43	35,23	3,6	+7,4
	38	"	3,18	-1,9	"	21,6	-29,8		55	"	2,16	-1,25	"	7,95	-9,91
72	38	0,32	3	-1,8	1,42	16,64	+26,4	87	55	0,92	2,22	-1,3	29,6	3,56	+7,3
	39	"	3,31	-2,28	"	22,37	-31,9		56	"	"	-1,31	"	7,9	-9,9
73	39	0	7,33	-9,21	0	7,035	-8,92	88	56	"	"	"	23,95	3,57	+7,33
	40	"	0	-0	"	0	0		57	"	"	"	"	7,92	-9,9
74	41	"	0	-0	"	"	0	89	57	"	"	"	18,3	3,6	+7,35
	42	"	7,33	-9,21	"	7,035	-8,93		58	"	"	"	"	7,93	-9,9
75	42	0,4	3,54	-2,8	40,56	10,15	+18,26	90	58	"	"	"	12,6	3,58	+7,4
	43	"	2,78	-1,67	"	15,89	-20,8		59	"	"	"	"	7,93	-9,9

Mem brs	Noue d	G+1,2P			G+P+S [→]		
		N	T	M	N	T	M
g1	59	0,94	2,16	-1,25	6,9	3,74	+7,51
	60	"	2,28	-1,43	"	8,09	-10,24
g2	60	0,92	2,4	-1,56	1,32	3,46	+6,6
	61	"	2,06	-1,06	"	7,81	-10,31
g3	61	0	2,6	-2,63	0	2,55	-2,58
	62	0	0	0	0	0	0

FERRAILLAGE DES POUTRES

Armatures longitudinales

le pourcentage total maximum est de $2,5\%$

le pourcentage total minimum est de $0,3\%$ pour l'acier à haute adhérence

le ferrailage des poutres se fera conformément au complément du C.T.C

Calcul des Armatures transversales:

la quantité minimale est donnée par $A_T = 0,0037l$

m t: Espacement des Cadres

b: largeur de la poutre

a) Contrainte de Cisaillement max

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b z} \quad / \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h$$

b) Contrainte de Cisaillement admissible

$$\text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\text{si } \bar{\sigma}_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b$$

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ on utilise des cadres et étriers droits

si $\bar{\tau}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b \rightarrow$ on utilise des Cadres et étriers

droits plus des barres obliques

c) Contrainte admissible des Armatures transversales

$\bar{\sigma}_{at} = 3 \sigma_{en} = \frac{2}{3} \sigma_{en}$: si on a reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(\begin{array}{l} \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \sigma_{en} \\ \geq \frac{2}{3} \sigma_{en} \end{array} \right) \quad \text{si on a pas de reprise de bétonnage}$$

d) Espacement

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$$

e) Espacement admissible

$$\bar{t} \leq \min [0,3h, 12\phi] \text{ en zone nodale}$$

$$\bar{t} \leq 0,5h \text{ en zone courante}$$

• VERIFICATIONS

1) Condition de fleche: (Art 61.91 CCBA 68)

Si on a:

$$- h_t \geq l/16$$

$$- h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_0}{M_0}$$

$$- A \geq bh \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$

On peut se dispenser de faire la vérification de la fleche pour les poutres pour lesquelles les 3 conditions ci-dessus ont été vérifiées.

2) Condition de non fragilité (Art 52-1 . CCBA 68)

pour les poutres flechies on doit avoir

$$A \geq bh \gamma_d \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 \quad / \quad \gamma_d = 0,54$$

3) Conditions aux appuis

• betm: d'effort tranchant avec des efforts de compression dans des bielles de béton inclinées à 45°
pour que $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ on doit avoir

$$e \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_b} = c_0$$

T = efforts tranchant maximum aux appuis

c = distance du nus de l'appui au point où commence

l'ancrage des Armatures inférieures $(= a - (d+r))$

$a =$ largeur du poteau

$r =$ rayon de courbure $/ r = 5,5\phi$

• Armatures Inférieures:

la section minimale des Armatures de Traction inférieures, qui doivent continuer jusqu'à cet appui et ancrées totalement, doivent être susceptible d'équilibre, un effort admissible égale à $T + \frac{M}{z}$.

$$\text{Soit } \bar{A}_s \geq T + \frac{M}{z}$$

• Condition de non Entrainement des barres (Art 20.12 CCBA68)

on doit vérifier que: $\tau_d \leq \bar{\tau}_b$

$$\text{avec } \bar{\tau}_b = 2,4 \sigma_b$$

avec $(\psi_d = 1,5 \text{ Aciers a HA})$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n p \cdot z}$$

T : effort tranchant maximum

p : perimetre de la barre

n : nombre de barres.

• Condition de non fissuration

on doit vérifier que: $\max(\sigma_1, \sigma_2) \leq \bar{\sigma}_a$

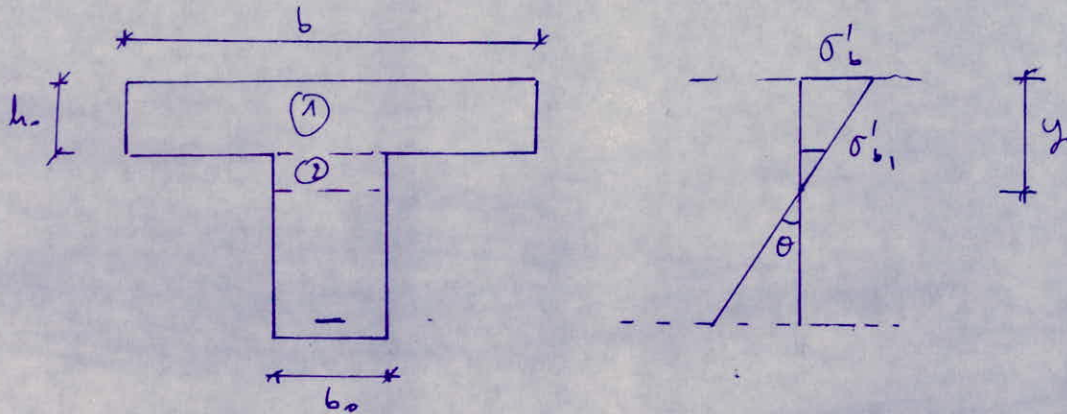
$$\text{avec } \sigma_1 = \frac{k_n \bar{w}_f}{\phi(1+10\bar{w}_f)} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \left(\frac{k_n \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2}$$

• Ancrage

L'ancrage des Armatures longitudinales des poutres dans les poteaux doit être effectué conformément au Complément du C.T.C

FERRAILLAGE. DES. POUTRES.DU. PORTIQUE. LONGITUDINAL

Calcul de E dans le cas d'une section en T.



E est déterminé de façon à avoir $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_b$

$$B' = b_0 y + (b - b_0) h_0$$

$$\tan \theta = \frac{\sigma'_{b_1}}{y - h_0} = \frac{\sigma'_b}{y_1} \sin \theta \quad \sigma'_{b_1} = \sigma'_b \cdot \frac{y - h_0}{y}$$

la force F_1 équilibrée par la partie (1) de la section en T est égale à $R_1 b$

$$\text{avec } R_1 = \frac{\sigma'_b - \sigma'_{b_1}}{2} h_0 + \sigma'_{b_1} h_0$$

$$R_1 = \frac{\sigma'_b}{2} h_0 + \frac{\sigma'_{b_1}}{2} h_0$$

$$\text{soit } F_1 = \frac{\sigma'_b}{2} b h_0 + \frac{\sigma'_{b_1}}{2} b h_0$$

et la force F_2 équilibre la section (2) de la section en T est égale à

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma'_{b_1} (y - h_0) b_0 = \frac{1}{2} \sigma'_b \frac{(y - h_0)^2}{y} b_0$$

$$\text{soit } F'_b = F_1 + F_2 = \frac{\sigma'_b}{2} \left[b h_0 + b h_0 \frac{y - h_0}{y} + \frac{(y - h_0)^2}{y} b_0 \right]$$

- posons

$$\sigma_1 = b h_0 + \delta h_0 \frac{y - h_0}{\gamma} + \frac{(y - h_0)^2}{\gamma} b$$

$$\text{soit } F'_b = \frac{\sigma'_b \cdot \sigma_1}{2}$$

et comme on dit avoir $\frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$ multiplie alors

$$\frac{\sigma'_b}{2} \frac{\sigma_1}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \text{ soit encore } \sigma'_b \leq \frac{2 B' \bar{\sigma}'_{b_0}}{\sigma_1}$$

donc pour avoir $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ il suffit que

$$\frac{2 B' \bar{\sigma}'_{b_0}}{\sigma_1} \geq \bar{\sigma}'_b = K \varepsilon \sigma'_{28}$$

$$\text{soit finalement } \varepsilon \leq \frac{2 \bar{\sigma}'_{b_0} B'}{K \sigma_1 \sigma'_{28}}$$

Dans le cas de notre portique. les poutres ont une dimension de 35 x 45

- la largeur du hourdis qui'il y a lieu d'admettre comme faisant partie de la table de compression

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} 565 = 282,5 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} 120 = 80 \text{ cm} \\ 8 h_0 = 8 \times 12 = 96 \text{ cm} \\ \frac{l}{10} = \frac{265}{10} = 26,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

la plus petite des valeurs ci dessus

$$b = 2 k_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 35 = 88 \text{ cm}$$

On prendra alors

$$b = 90 \text{ cm.}$$

- Calcul de la limite du noyau Central de la section en Tc

$$y_b = \frac{\beta + (1-\beta)\theta_t^2}{2(\beta + (1-\beta)\theta_t)} h_t$$

Avec $\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{35}{90} = 0,388$

$$\theta_t = \frac{h_0}{h_t} = \frac{12}{45} = 0,266$$

Soit $y_b = 17,62 \text{ cm}$

$$I_b = \frac{b y_b^3 - (b - b_0)(b_b - h_0)^3 + b_0 (h_t - y_b)^3}{3}$$

Soit $I_b = 400325,03 \text{ cm}^4$

et $B = b h_t - (b - b_0)(h_t - h_0) = 2235 \text{ cm}^2$

Soit $e_1 = \frac{I_b \cdot}{B y_b} = \frac{400325,03}{2235 (45 - 17,62)} = 6,54 \text{ cm}$

Soit $e_1 = 6,54 \text{ cm}$

- Calcul de ε

pour $y = 17,62 \text{ cm}$

$$B' = 1080 \text{ cm}^2$$

$$\theta_1 = 1487,21 \text{ cm}^2$$

Soit $\varepsilon \leq \frac{2 \sigma'_{b0} B'}{k \theta_1 \sigma'_{28}} = \frac{2 \times 68,5 \times 1080}{0,5 \times 1487,21 \times 275} = 0,723$

On prendra $\varepsilon = 0,72$

Soit $1,5 \sigma'_b = 1,5 (0,5 \times 0,72 \times 275) = 148,5 \text{ kgf/cm}^2$

on ferailler les poutres on utilisera la méthode de Charon en flexion Composée

avec f : excentricité fictive en flexion Composée
égale $f = e_0 + h - y_b$.

et $M_f = N \cdot f$.

on calcul $\bar{\alpha}, \bar{\gamma}, \bar{k}$ puis $M_R = k b h^2$

puis $\Delta M = M_{ext} - M_{RB}$, puis σ'_a
finalement A' , et A .

- pour les sections en T: on calcul M_{RB} comme suit
 $\bar{\alpha}, \bar{\gamma}, \bar{k}$

on calcul $M_{R1} = k_1 b h^2$

puis on calcul $h_2 = h - h_0$

puis $\sigma'_T = \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{h_0}{\alpha h} \right)$ on obtient alors $\bar{\alpha}_2, \bar{\gamma}_2, \bar{k}_2$

on calcul $M_{R2} = k_2 (b - b_0) h_2^2$

soit $M_{RB} = M_{R1} - M_{R2}$

on calcul ensuite $\Delta M = M_{ext} - M_{RB}$.

soit en calculant σ'_a , on obtient directement
les sections A et A' des armatures.

Sous SP₂ : $\bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ Kgf/cm}^2$. $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kgf/cm}^2 : \phi \leq 20 \text{ mm}$

Niveau	Sect	M	N	T _{max}	e _c (cm)	f _c (cm)	M _p (kgf)	M _{RB} (kgf)	DM	A' cm ²	A ₁ cm ²	A cm ²		
Niveau 1	poutres de 45 a 53	app	■	15,28	1,45	11,72	10,537	10,724	15,55	21,99	0	0	19,52	10,2
		dr	T	13,57	1,45	"	9,358	9,59	13,91	33,994	0	0	8,76	8,4
		Travée	0,72 T	1,66	-	0,434	0,67	1,11	33,994	0	0	0,66	0,265	
Niveau 2	poutres de 55 a 58	appui de droite	■	27,76	13,34	20,446	2,08	2,266	30,23	21,99	8,24	9,38	20,17	16,99
			T	23,817	2,25	20,446	3,428	3,614	29,2	21,99	7,24	8,21	19,5	17,57
		appui de gauche	■	28,15	6,54	20,446	4,304		29,35	21,99	7,37	8,395	19,60	18,05
			T	24,98	8,08	"	12,51		28,52	33,994	6,572	7,49	19,1	18,56
		Travée	■	1,28	13,34	-	0,0959	0,329	4,39	33,994	0	0	18,22	15,04
			T	2,25	2,25	-	1,87	2,1	28,06	33,994	0	0	17,4	15,47
							3,09	3,325	26,86					
					0,959	0,329	4,39	33,994			2,67	<0		
					0,57	0,8	1,80				1,08	0,55		

Niveau		Section	M	N	T	e	f	M _e	M _{rs}	ΔM	A'	A _i	A	
Niveau 3.	Poutres de 65 a 68.	appuis droites	■	29,52	22,6	1,035	1,22	36,03	21,99	14	15,9	23,879	16,85	
				30,57		17,43	1,754	1,94	33,99	21,99	11,79	13,38	21,47	17,32
		appuis droites	T	13,45	"	1,977	2,21	29,72	33,994	0	0	19,364	16,16	
				26,59		1,423	18,68	18,92	26,92	33,994	0	0	17,45	17,11
		appuis de gauche	■	13,45	"	2,573	2,558	34,408	21,99	12,408	14,08	22,85	19,65	
				31,92		1,423	2,243	22,616	32,18	21,99	10,18	11,56	21,42	21,08
		appuis de gauche	T	29,52	"	0,967	1,2	35,424	33,994	1,43	2,42	23,164	16,135	
				28,56		1,423	1,638	1,872	32,63	33,994	0	0	21,36	17,21
		Travée		29,52		0,056	-	-	-	-	-	-	-	-
			T	1,666	1,423	1,17	1,4	2	33,994		0	1,2	0,86	

Niveau		Section	M	N	T	e	f	M _x	M _{yz}	ΔM	A'	A ₁	A	
Niveau 4	poutres de 75 a 75	app de droits	■	21,28	40,557	15,88	0,524	0,709	28,755	21,99	6,755	7,66	19,217	9,56
					35,127		0,605	0,79	27,75	21,99	5,75	6,52	18,57	10,206
					24,6		0,865	1,05	25,93	21,99	3,83	4,35	17,33	11,5
		T	17,749	19,43	"	0,913	1,147	22,28	33,994	0	0	14,63	10	
				9,287		1,91	2,14	19,87	"	0	0	12,7	10,5	
				1,423		12,47	12,7	18,08	33,994	0	0	11,505	11,2	
	app de gauche	■	23,22	19,43	"	1,195	1,38	26,815	21,99	4,815	5,46	17,97	13,34	
				9,287		2,5	2,695	24,94	21,99	2,94	3,34	16,76	14,55	
				4,1		16,318	16,5	23,48	21,99	1,48	1,68	15,82	15,48	
	Travée	T	18,259	40,557	"	0,45	0,684	27,74	33,994	0	0	18	8,346	
35,127				0,52		0,753	26,45	33,994	0	0	17,13	8,8		
24,6				0,742		0,976	24,01	0	0	15,5	9,65			
			40,557			3,45 · 10 ⁻²	-	-	-	-	-	-	-	
			1,4	41		0,34	0,574	2,35	33,994	0	0	1,41	0,45	

Niveau		Section	M	N	T	e	f	M _f	M _{red}	ΔM	A'	A _i	A	
Niveau 5	Poutres de 85x88	app de dr.	■	9,89	40,74	8,09	0,243	0,427	17,396	21,99	0	0	11,76	2,06
					29,59		0,334	0,519	15,36	"	0	0	10,386	3,34
					23,95		0,4129	0,598	14,32	"	0	0	9,68	3,98
		T	7,35	18,29	"	0,401	0,635	11,61	33,994	0	0	7,26	2,9	
				12,62		0,582	0,816	10,3	"	0	0	6,42	3,42	
				1,327		5,54	5,77	7,66	"	0	0	4,73	4,42	
		app de g	■	10,3	18,29	"	0,536	0,748	13,68	21,99	0	0	9,25	4,89
					12,62		0,816	1,001	12,63	"	0	0	8,54	5,53
					1,327		7,76	7,95	10,55	"	0	0	7,14	6,82
		g	T	8,79	40,74	"	-	-	-	-	-	-	-	-
29,59	0,367				0,6		14,4	33,994	-	-	9,08	3,4		
Travé			40,74		-	-	-	-	-	-	-	-		
			1,29 (T)		1,327	-	0,972	1,206	1,6	-	-	-	1,2	0,87

Sous G+1,2P

$$\text{Section } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgf/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 0,72 \times 0,5 \times 275 = 99 \text{ Kgf/cm}^2 \end{array} \right.$$

niveau	l _{travaux}	T _{max} (t)	A (cm ²)
1	0,575	2,278	0,52
2	1,08	3,347	0,97
3	1,08	3,19	0,97
4	1,08	3,54	0,97
5	0,75	2,14	0,7

- POUTRE DU PORTE A FAUX

Sous G+1,2P → M_e = 9,20 tm.

Sous G+P+S_W → M_e = 9,20tm + $\left(\frac{1}{\sqrt{a}} \sigma_w W_o\right) \times l$

W_o : est le poids supporté par la console.

$$W_o = 16,42 \text{ t}$$

Soit M_e = 14,1 tm et T = 11 t

$$M_e = 14,1 \text{ tm} \rightarrow A = 9,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20.$$

resumons ce qui a etait Calculee precedement

n1	10,2 Δ 8,4	10,2 Δ 8,4	10,2 Δ 8,4	10,2 Δ 8,4	10,2 Δ 8,4	✗
n2	18,56 Δ 15,47	18,56 Δ 15,47	18,56 Δ 15,47	18,56 Δ 15,47	17,57 Δ 15,47	✗
n3	21,03 Δ 17,21	21,08 Δ 17,21	21,08 Δ 17,21	21,08 Δ 17,21	21,08 Δ 17,21	✗
n4	15,48 Δ 9,65	14,55 Δ 11,2	14,55 Δ 10,5	13,34 Δ 10,5	11,5 Δ 10,5	✗
n5	6,82 Δ 3,4	6,28 Δ 4,42	5,53 Δ 4,42	5,53 Δ 4,42	5,53 Δ 4,42	✗

mais adopterons alors :

n1	4T20 Δ 4T20	4T20 Δ 4T20	4T20 Δ 4T20	4T20 Δ 4T20	4T20 Δ 4T20
n2	6T20 Δ 4T20	6T20 Δ 6T20	6T20 Δ 6T20	6T20 Δ 6T20	6T20 Δ 6T20
n3	2T14 6T20 Δ 6T20	2T14 6T20 Δ 6T20	2T14 6T20 Δ 6T20	2T14 6T20 Δ 6T20	2T14 6T20 Δ 6T20
n4	6T20 Δ 4T20	6T20 Δ 4T20	6T20 Δ 4T20	6T20 Δ 4T20	6T20 Δ 4T20
n5	4T16 Δ 4T14	4T16 Δ 4T14	4T16 Δ 4T14	4T16 Δ 4T14	4T16 Δ 4T14

- VERIFICATIONS• fleche:

$$- h_t = 45 \text{ cm} \geq \frac{l}{16} = \frac{250}{16} = 15,62 \text{ cm} \rightarrow \text{verifiee}$$

$$- h_t = 45 \text{ cm} > \frac{l}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{verifiee}$$

- $A \leq \frac{b h}{\sigma_{en}} 43$: les poutres ont la même section a tous les niveaux il suffit donc de la vérifier pour la plus grande section d'acier $A^{max} = 2T20 < 35 \times 41 \frac{43}{4200} = 14,69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{verifiee}$

• Condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot \eta_s \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 = 35 \times 41 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{45}{41} \right)^2 = 2 \text{ cm}^2$$

\rightarrow verifiee pour toutes les sections

• Conditions aux appuis

on doit avoir $c \geq \frac{2T}{b_0 \sigma'_{b0}}$ avec $c = a - (d+r)$
 $r = 5\phi + 5,5\phi; d = 4 \text{ cm}$

Niveau	1	2	3	4	5
T(k)	10,978	20,145	22,369	16,477	7,91
c(cm)	47,2	45	45	35	37,2
c ₀ (cm)	3,56	6,53	7,25	6,4	3,04

verifiee pour toutes les sections (appuis)

• Armatures Inférieures

	1	2	3	4	5
M	0,575	2,3	2,27	2,8	1,06
T	2,278	3,347	3,315	3,541	2,058
$\frac{M}{3\sigma_a} + \frac{T}{\sigma_a}$	1,4	3,5	3,44	4,05	1,79

verifié pour toutes les sections

• Vérification à la fissuration

	A_{cm}	w_f	σ_1 Kg/cm^2	Kg/cm^2 σ_2	Vérification
5	6,15	0,027	3634,2	2413	oui
	"	"	"	"	"
4	12,56	0,056	4308,6	2019	oui
	"	"	"	"	"
3	12,56	0,056	4308	2019	"
	"	"	"	"	"
2	12,56	0,067	4814	2019	oui
	"	"	"	"	"
1	12,56	0,056		2019	oui
	"	"		"	"

• Armatures Transversales :

$$\text{Sous } SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ } Kgf/cm^2$$

$$2\bar{\sigma}'_{bo} = 205,5 \text{ } Kgf/cm^2$$

$$\bar{\sigma}'_s = 8,85 \text{ } Kgf/cm^2$$

on suppose qu'on a reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ } Kgf/cm^2$$

$$t \leq \min [0,3h, 12\phi] = 12,3 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$t \leq 0,5h = 20,5 \text{ cm en zone courante}$$

Niv	T _{max}	Σ _b	Σ _L	σ _{at}	A _r	t	t _{adapte}	
							z _{nodal}	z _{casate}
5	8,09	6,44	22,125	2400	3,01	33,4	12	20
4	15,88	12,44	"	1100	"	17	12	20
3	22,6	18	"	1100	"	12	12	20
2	20,446	16,28	"	1400	"	13,2	12	20
1	11,72	9,34	"	1100	3,01	23	12	20

$6\phi 8 \rightarrow 3,01 \text{ cm}^2 = A_r$

POUTRES. DU. PORTIQUE. TRANSVERSAL

dans le cas de la section en T, la largeur du hourdis à associer est la plus petite des valeurs qui suivent

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} 265 = 132,5 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} 282,5 = 188,33 \text{ cm} \\ \frac{l}{10} = \frac{570}{2} = 285 \text{ cm} \\ 8h_0 = 8 \times 12 = 96 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra $b = 2b_1 + L_2 = 2 \times 57 + 35 = 149 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$

on prendra $b = 1,50 \text{ m}$

- Calcul de ϵ (section en T)

$$y_b = \frac{\beta + (1-\beta) \sigma_t^2}{2 [\beta + (1-\beta) \sigma_t]} L_t$$

avec $\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{9,35}{1,50} = 0,233$; $\sigma_t = \frac{12}{0,65} = 0,1846$

soit $B' = b_0 y + (b - b_0) h_0 = 2227 \text{ cm}^2$

et $y_b = 24,2 \text{ cm}$ soit aussi $\sigma_1 = 2922,7 \text{ cm}^2$

$$\epsilon \leq \frac{2 \bar{\sigma}'_{28} \cdot B'}{k \sigma_1 \sigma'_{28}} = \frac{2 \times 18,5 \times 2227}{0,5 \times 2922,7 \times 275} = 0,759$$

On prend $\epsilon = 0,72$

soit $\bar{\sigma}'_b = 0,72 \times 205,5 = 148 \text{ kgf/cm}^2$

• Calcul de e_1

$$I_b = \frac{by_b^3 - (b-b_0)(h_0-h_0)^3 + b_0(h-h_0)^3}{3}$$

$$I_b = 1,7599 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$B = bh_t - (b-b_0)(h_t-h_0) = 3830 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } e_1 = \frac{I_b}{B r_2} = \frac{1,7599 \cdot 10^6}{3830(70-24,2)} = 10,03 \text{ cm}$$

et donc $\delta = \min \left[0,6, 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right]$

si $e_0 > 30,09 \text{ cm} \rightarrow \delta = 0,6$
 si $e_0 < 30,09 \text{ cm} \rightarrow \delta < 0,6$ } en flexion + -
 Compression

on prendra partout $d = d' = 5 \text{ cm}$.

- Calcul de la section rectangulaire en flexion composée

on calcul $e_0 = \frac{M}{N}$ puis δ puis $\bar{\sigma}'_b$ comme indiqué précédemment

on calcul $\frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_a}{15 \bar{\sigma}'_b}$ compare à $\frac{15(h-d)}{h+d'}$

soit $\kappa \rightarrow (\alpha, \mu', \epsilon)$

on calcul après $y_1 = \alpha h$ puis $M_1 = \mu' \bar{\sigma}'_b b h^2 = M_{RB}$

on calcul $\Delta M = M_{ext} - M_{RB}$

puis $\bar{\sigma}'_a = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b$

soit $A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a}$ et $A_1 = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} + \frac{M_{RB}}{\epsilon \times h \times \sigma_a}$

soit $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$

- calcul de A et A' ds le cas de la
Section T_e en flexion + Compression

on calcul successivement

- $f = e_0 + h - y_b$
 - Comparer e_0 à 30,09 cm.

- Calcul $\bar{\sigma}'_b$

- $\left. \begin{matrix} \sigma'_b \\ \bar{\sigma}_a \end{matrix} \right\} \rightarrow \left\{ \bar{\alpha}, \bar{\sigma}, \bar{k}_1 \right\}$.

- $M_{R1} = \bar{k}_1 b h^2$

- $h_2 = h - h_0$.

- $\bar{\sigma}'_T = \bar{\sigma}'_b \left(1 - \frac{h_0}{\alpha h} \right) \rightarrow \bar{k}_2$

- $M_{R2} = \bar{k}_2 (b - b_0) h_2^2$

- $M_{RB} = M_{R1} - M_{R2}$

puis de la même façon que précédemment.
 Dans notre cas les armatures comprimées ne sont pas
 nécessaires

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \epsilon, \bar{k}$$

$$\text{soit } A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$$

puis $A = A_1 - \frac{M}{\bar{\sigma}_a}$

Nivea	Sect	km M	(t) N	(t) T	(m) e	(m) f	km M _f	km M _{RB}	ΔM	cm ² A'	cm ² A ₁	cm ² A
1	app	■ 27,84	1,012	12,8	27,509	27,81	28,14	55,276	-	-	12	11,8
	dr	T 17,76	1,012	12,8	17,55	17,96	18,17	122,5	-	-	8,97	6,73
	app	■ 28,27	1,012	12,8	27,9	28,235	28,54	55,276	-	-	12,17	12
	g	T 19,87	1,012	12,9	19,64	20,048	20,3	122,5	-	-	7,81	7,6
	trava	T 3,24	1,012	-	3,2	3,61	3,65	122,5	-	-	1,4	1,2
2	app	■ 58,66	4,216	24,79	12,25	12,55	52,92	55,276	-	-	22,574	21,57
	dr	T 24,99	1,89	"	13,22	13,63	25,76	122,5	-	-	9,97	9,52
	app	■ 55	1,89	"	29,11	29,4	55,516	55,2	0,366	0,241	23,7	23,25
	g	T 28,66	4,216	"	6,798	7,206	30,38	122,5	-	-	11,81	10,8
	trav	T 9,42	1,89	"	4,98	5,39	10,19	122,5	-	-	3,9	3,45
3	app	■ 52,35	8,656	25,5	6,047	6,348	54,947	55,2	-	-	23,9	21,84
	dr	T 26,67	2,67	"	9,98	10,39	27,8	122,5	-	-	10,78	10,14
	app	■ 58,154	2,47	"	24,781	24,08	58,955	55,2	3,755	2,47	28,034	24,4
	g	T 32,2	8,656	"	3,72	4,128	35,73	122,5	-	-	14	12
	tr	T 10,84	2,67	-	4,06	4,47	11,93	122,5	-	-	4,54	3,9
4	app	■ 38,03	10,559	20,6	3,6	3,9	41,2	55,2	-	-	17,573	15,06
	dr	T 11,78	4,317	"	2,73	3,14	13,54	122,5	-	-	5,16	4,13
	app	■ 43,387	4,317	"	10,05	10,35	44,7	55,2	-	-	19,07	18,042
	g	T 17,115	10,559	"	1,62	2,03	21,42	122,5	-	-	8,2	5,7
	tr	T 18,35	12,05	11,45	1,523	1,823	21,97	55,2	-	-	9,37	6,5
5	app	■ 18,35	12,05	11,45	1,523	1,823	21,97	55,2	-	-	9,37	6,5
	dr	T 0,41	4,95	"	-	-	-	-	-	-	-	-
	app	■ 18,1	4,95	"	3,66	3,96	19,6	55,2	-	-	8,4	7,22
	g	T 5,82	12,205	"	0,476	0,885	10,8	122,5	-	-	4,1	1,2
	trav	T 6,62	4,95	"	1,336	1,744	8,49	122,5	-	-	3,3	2,12

Sous SP2 $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$; $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Sous G + 1,2P

$$\bar{\sigma}'_{bT} = \frac{148}{1,5} = 98 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

niv	M	N	T _{max}	e	f	M _f	M _{res}	ΔM	A ₁	A ₁
1	2,57 T	0,52	4,7	4,94	5,35	2,782	94,64	-	1,56	1,37
2	8,38 T	0,474	12,37	17,68	18,08	8,57	"	-	4,9	4,75
3	8,38 T	0,23	12,37	36,43	34,84	8,47	"	-	4,9	6,84
4	8,38 T	0,417	12,37	17,68	18,08	8,57	94,64	-	4,9	4,75
5	5,44 T	0,98	8,025	5,55	5,96	5,83	94,69	-	3,3	2,95

a l'appui : section rectangulaire $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kgf/cm}^2$, $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

M = 24,5 km. A =

Niv	M _{km}	M _{res}	A _{cm} ²
1	4,97	36,85	2,9
2-3-4	14,3	36,85	8,63
5	9,07	36,85	5,4

ce qui se resume en

n 1	$\frac{12}{7,6}$	$\frac{1,37}{6,73}$	$\frac{11,8}{6,73}$	✗
n 2	$\frac{23,25}{10,8}$	$\frac{4,75}{9,52}$	$\frac{21,57}{9,52}$	
n 3	$\frac{24,4}{12}$	$\frac{4,84}{10,14}$	$\frac{21,14}{10,14}$	
n 4	$\frac{18,042}{5,7}$	$\frac{4,75}{4,13}$	$\frac{15,06}{4,13}$	
n 5	$\frac{7,22}{2,95}$		$\frac{6,5}{2,95}$	

on adoptera alors

n 1	$\frac{4T20}{4T20}$	$\frac{4T20}{4T20}$	$\frac{4T20}{4T20}$	✗
n 2	$\frac{8T20}{6T16}$	$\frac{4T20}{4T16}$	$\frac{8T20}{6T16}$	
n 3	$\frac{8T20}{6T16}$	$\frac{4T20}{4T16}$	$\frac{8T20}{6T16}$	
n 4	$\frac{6T20}{4T16}$	$\frac{4T20}{4T16}$	$\frac{6T20}{4T16}$	
n 5	$\frac{4T16}{4T12}$	$\frac{4T16}{4T12}$	$\frac{4T16}{4T12}$	

Verification:

1) flexion

$$-h_r = 70 \text{ cm} \geq \frac{l}{16} = \frac{565}{16} = 35,31 \text{ cm}$$

$$-h_r = 70 \text{ cm} > \frac{l}{10} = \frac{565}{10} = 56,5 \text{ cm}$$

$$-A \leq 6h \frac{43}{800} = 23,29 \text{ cm}^2$$

Pour toutes les sections. Ces trois conditions sont vérifiées

2) Condition de non fragilité

$$A \geq 6h \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_n} \left(\frac{h_r}{h} \right)^2 = 35 \times 65 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{70}{65} \right)^2 = 3 \text{ cm}^2$$

$A \geq 3 \text{ cm}^2$ (Vérifié pour toutes les sections)

3) Conditions aux appuis

on dit avoir $c \geq \frac{2T}{60 \sigma'_{b0}} = 60$

avec $c = a - (d+r)$; $r = 5 = 5,5 \phi$; $d = 4 \text{ cm}$.

Niv	1	2	3	4	5
$T_{(k)}$	12,8	24,79	25,5	20,6	11,45
c_m	47,2	45	45	35	37,2
$c_{0(c_m)}$	4,15	8,04	8,27	8,02	4,46

Vérifié pour tous les appuis.

4) Armatures déficientes

	1	2	3	4	5
M_{km}	2,57	8,16	8,16	8,16	5,44
T	0	0	0	0	0
$\frac{M}{\sigma_a} + T$	1,62	5,124	5,124	5,124	3,41

5) Verification de la fissuration.

	A	w _f	σ ₁	σ ₂	Verificato
5	4,52	0,0215	3538	2607	oui
	"	"	"	"	oui
4	8,04	0,038	4130	2258	oui
	"	"	"	"	oui
3	"	"	"	"	"
	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"
	"	"	"	"	"
1	12,56	0,056	4308	2019	oui
	"	"	"	"	oui

6) Armatures Transversales:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kgf/cm}^2 ; 2\bar{\sigma}'_{b0} = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{sans } SP_2)$$

$$\bar{\sigma}_{ar} = 2/3 \bar{\sigma}_{en}$$

$$t \leq \min [0,3h, 12\phi] = 19,5 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$t \leq 0,5h = 0,5 \times 65 = 32,5 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

	T _{max}	σ _b	z _b	σ _{ar}	A _t	t _{cal}	t _{adopté}	
							z _{nod}	z _{Cour}
5	11,45	5,75	22,12	2400	4,71	35,88	18	30
4	20,6	10,35	22,12	1100	4,71	19,9	18	30
3	25,5	12,81	22,12	1100	4,71	16,11	16	30
2	24,79	12,45	22,12	1100	4,71	16,5	16	30
1	12,8	6,43	22,12	1100	4,71	32	18	30

FERRAILLAGE DES POTEAUX

PORTIQUE LONG. DE RIVE

Pot	Nivel	G+P+S			G+P+S			G+1,2P		
		M	N	T	M	N	T	M	N	T
1	1	38,19	47,99	10,548	36,55	170,97	11,63	0,27	116,35	0,438
	10	19,20	"	"	15,62	"	11,63	1,06	"	0,438
2	10	38,78	51,71	12,108	30,05	123,33	9,093	0,33	109,73	1,05
	20	5,97	"	"	0,95	"	"	3,04	"	"
3	20	27,94	38,047	10,243	20,18	115,407	6,84	3,87	78,307	1,65
	31	21,22	"	"	12,67	"	"	4,08	"	"
4	31	16,27	27,16	8,26	10,33	65,25	5,42	2,86	46,97	1,33
	42	23,41	"	8,26	15,62	"	"	3,54	"	"
5	42	3,78	9,552	3,012	1,39	21,06	1,32	2,87	15,36	0,92
	53	10,68	"	3,012	7,73	"	"	1,57	"	"
6	2	41,70	104,45	16,85	39,22	102,01	15,37	0,66	104,96	0,616
	11	11,36	"	14,85	11,56	"	"	0,45	"	"
7	11	39,7	95,3	16,89	39,38	92,97	16,178	0,8	95,81	0,07
	21	14,35	"	16,89	13,39	"	"	0,04	"	"
8	21	37,31	68,6	15,92	37,40	66,817	14,788	0,1	68,92	0,037
	32	34,31	"	15,92	33,58	"	"	0,07	"	"
9	32	23,21	41,55	10,93	22,86	41,12	10,76	0,02	42,03	0,027
	43	29,27	"	10,93	28,79	"	"	0,11	"	"
10	43	9,49	15,157	5,5	9,91	15,33	5,57	0,06	15,37	0,015
	54	16,93	"	5,5	16,84	"	"	0,13	"	"

PORTIQUE LONG. INTERMEDIAIRE

Pot	Nivel	G+P+S			G+P+S			G+1,2P		
		M	N	T	M	N	T	M	N	T
1	1	38,19	79,38	10,548	36,55	201,06	11,63	0,27	138,44	0,438
	10	19,20	"	"	15,62	"	11,63	1,06	"	0,438
2	10	38,78	68,65	12,108	30,05	189,27	9,093	0,33	126,67	1,05
	20	5,97	"	"	0,95	"	"	3,04	"	"
3	20	27,94	31,19	10,243	20,18	128,55	6,84	3,87	91,45	1,65
	31	21,22	"	"	12,67	"	"	4,08	"	"
4	31	16,27	36,363	8,26	10,33	74,45	5,42	2,86	56,12	1,33
	42	23,41	"	"	15,62	"	"	3,54	"	"
5	42	3,78	14,9	3,012	1,39	26,01	1,32	2,87	20,71	0,92
	53	10,68	14,9	"	7,73	"	"	1,57	"	"
6	2	41,70	126,52	16,85	39,22	124,1	15,37	0,66	126,95	0,616
	11	11,36	126,52	"	11,56	"	"	0,45	"	"
7	11	39,7	112,24	16,89	39,38	109,9	14,179	0,8	112,75	0,07
	21	14,35	"	16,89	13,39	"	"	0,04	"	"
8	21	37,31	81,75	15,92	37,40	79,96	14,788	0,1	82,06	0,037
	32	34,31	"	"	33,58	"	"	0,07	"	"
9	32	23,21	50,75	10,93	22,86	50,32	10,76	0,02	51,23	0,027
	43	29,27	"	"	28,79	"	"	0,11	"	"
10	43	9,49	20,525	5,5	9,91	20,42	5,57	0,06	20,72	0,015
	54	16,93	"	5,5	16,84	"	"	0,13	"	"

Combinaison des efforts dans
les poteaux

PORTIQUE . TRANSVERSAL . DE . RIVE

Pot	Nœud	G + P + S			G + P + S			G + 1, 2 P		
		M	N	T	M	N	T	M	N	T
1	1	26,84	64,77	11,85	28,5	160,68	15,29	0,99	116,35	1,79
	4	5,51	"	"	0,98	"	"	2,24	"	1,79
2	4	25,4	65,92	11,57	29,25	146,26	13,84	2,06	109,73	1,27
	8	11,63	"	"	15,04	107	"	2,01	"	1,27
3	8	27,21	49,06	10,66	29,94	102,62	11,946	1,72	78,37	0,8
	13	23,95	"	"	27,4	"	"	2,12	"	0,8
4	13	18,43	32,9	8,36	20,57	59,39	9,27	1,32	46,97	0,567
	18	21,72	"	"	23,93	"	"	1,41	"	0,567
5	18	5,58	11,6	3,125	9,28	18,72	4,95	2,05	15,36	0,98
	23	9,42	"	"	14,50	"	"	2,67	"	0,98
6	2	32,38	133,07	21,36	32,38	133,07	21,36	0	138,44	0
	5	6,07	"	"	6,07	"	"	0	"	0
7	5	39,54	121,24	21,79	39,54	121,24	21,79	0	126,62	0
	9	30,21	"	"	30,21	"	"	0	"	0
8	9	46,45	77,72	19,47	46,45	77,72	19,47	0	91,45	0
	14	47,03	"	"	47,03	"	"	0	"	0
9	14	30,99	54,136	13,49	30,99	54,136	13,49	0	56,16	"
	19	33,78	"	"	33,78	"	"	0	"	"
10	19	16,03	20,45	7,25	16,03	20,45	7,25	0	20,71	"
	24	18,77	"	"	18,77	"	"	0	"	"

PORTIQUE . TRANSVERSAL . INTERMEDIAIRE

Pot	Nœud	G + P + S			G + P + S			G + 1, 2 P		
		M	N	T	M	N	T	M	N	T
1	1	26,84	53,28	11,85	28,5	149,19	15,29	0,99	104,86	1,79
	4	5,51	"	"	0,98	"	"	2,24	"	1,79
2	4	25,4	52,04	11,57	29,25	132,34	13,84	2,06	95,8	1,27
	8	11,63	"	"	15,04	"	"	2,01	"	"
3	8	27,21	39,67	10,66	29,94	93,23	11,946	1,72	68,92	0,8
	13	23,95	"	"	27,4	"	"	2,12	"	"
4	13	18,43	27,96	8,36	20,57	53,46	9,27	1,32	42,03	0,567
	18	21,72	"	"	23,93	"	"	1,41	"	"
5	18	5,58	11,61	3,125	9,28	18,73	4,95	2,05	15,37	0,98
	23	9,48	"	"	14,50	"	"	2,67	"	"
6	2	32,38	121,58	21,36	32,38	121,58	21,36	0	126,95	0
	5	6,07	"	"	6,07	"	"	0	"	"
7	5	39,54	107,32	21,79	39,54	107,32	21,79	"	112,75	"
	9	30,21	"	"	30,21	"	"	"	"	"
8	9	46,45	78,33	19,47	46,45	78,33	19,47	"	82,06	"
	14	47,03	"	"	47,03	"	"	"	"	0
9	14	30,99	49,2	13,49	30,99	49,2	13,49	"	51,23	"
	19	33,78	"	"	33,78	"	"	"	"	"
10	19	16,03	20,46	7,25	16,03	20,46	7,25	"	20,72	"
	24	18,77	"	"	18,77	"	"	"	"	0

Combinaison des efforts
dans les poteaux

FERRAILLAGE. DES. POTEAUX

pour une section partiellement comprimée la quantité d'armatures minimale est donnée par

$$A_e^{\min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b0}} B.$$

avec * θ_1 : Coefficient tenant compte de l'excentricité de la charge

$\theta_1 = 1,8$ pour un poteau d'angle

$\theta_1 = 1,4$ pour un poteau de rive

$\theta_1 = 1,0$ pour un poteau central

* θ_2 : Coefficient dépendant de la longueur de flambement l_c du poteau

$$* \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} a: \text{plus petite dimension} \\ \text{transversale} \\ c: \text{enrobage des aciers} \end{array}$$

* θ_3 : Coefficient qui dépend de la nuance des aciers utilisés

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514$$

* σ'_m : Contrainte moyenne de compression de la béton

$$\sigma'_m = \frac{N}{b y_1} \quad \text{avec} \quad y_1 = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} L; \quad h = h_t - d$$

- En Compression Simple:

la section minimale A_e^{\min} est donnée par

$$* A_e^{\min} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

avec $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ ayant la même signification que précédemment

et N : effort Normal de Compression.

$$* A_e \geq \frac{1}{15} \left(\frac{N}{\sigma_{l_0}} - B \right)$$

$$* A_e \leq \frac{B}{20}$$

Flambement du poteau :

la longueur de flambement l_c est définie comme suit

$$l_c = \begin{cases} 0,7 l_0 : \text{pour pilier de bâtiments à étages multiples dont les} \\ \text{extrémités sont encastrées dans un massif de fondation} \\ \text{assemblées à des poutres de plancher ayant au moins} \\ \text{même raidement que lui et le transversant de part} \\ \text{et d'autre} \\ 0,9 l_0 : \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

l_0 : représente la longueur libre du poteau.

l'élancement λ d'un poteau est donné par $\lambda = \frac{l_c}{i}$

avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ rayon de giration de la section.

et comme $I = \frac{b a^3}{12}$ et $B = a b$ on a alors $i = \frac{a}{\sqrt{12}}$

si $\lambda < 50$ il ne sera pas tenu compte du flambement

$$\text{soit } \lambda = \frac{l_c}{i} = l_c \frac{\sqrt{12}}{a} < 50 \Rightarrow l_c < 14,4 a$$

et donc $a = 50 \text{ cm}$

$$\text{on a alors } l_c \leq 14,4 \cdot 50 = 7,20 \text{ m.}$$

mais dans notre cas $l_0 = 4,80 \text{ m}$ donc il ne sera pas tenu compte du flambement

Calcul des Armatures transversales

le pourcentage minimum requis pour les armatures transversales dans la zone II est

$$A_t = 0,004 t b \quad (\text{Complément du CTC})$$

avec t : espacement des armatures transversales

b : largeur du poteau dans le sens considéré

les cadres et épingles doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum, ils doivent en outre ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{\text{cheminée}} \geq 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton

* Espacement

L'espacement admissible en zone courante (CCBA68 art 32.32) est le

$$\bar{t} = \min \left[\begin{array}{l} t_1 = (100\phi_t - 15\phi_{\text{max}}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) = 70 \text{ cm au min} \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}} \right) \phi_{\text{min}} = 30 \text{ cm au min} \end{array} \right.$$

σ'_b : contrainte moyenne du béton sous SP_2

- en outre le Complément du CTC exige.

$$t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm. en zone nodale}$$

$$t \leq 12\phi = 24 \text{ cm en zone courante.}$$

Zone de recouvrement: (CCBA68 art 32-32)

le nombre et l'espacement des liens des armatures transversales doivent être tel que la continuité de jonction par adhérence soit assurée

$$\left\{ \begin{array}{l} v \geq 3 \\ v \geq 0,4 \frac{d_e^2}{\phi_t^2} \frac{\sigma_{en,l}}{\sigma_{en,t}} = 2,8 \end{array} \right.$$

la longueur de recouvrement et $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$ avec $l_d \geq 50\phi$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 (1,15)^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{donc } l_d = \frac{\phi}{4} \frac{2800}{16,6} = 42,2 \phi < 50\phi$$

* les armatures transversales seront calculées à l'aide de la formule $\frac{A_t}{s} \geq 1,25 \frac{T}{h, \sigma_{ent}}$

avec $T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si $\lambda \geq 15$

$T = 3$ fois l'effort tranchant de calcul si $\lambda \leq 15$

$$\lambda = \frac{0,7 l_0 \cdot \sqrt{12}}{a}$$

soit dans notre cas.

niv 1 - $\lambda = 7,27$ donc $T = 3T_c$

niv 2 - $\lambda = 12,8$ - $T = 3T_c$

niv 3 - $\lambda = 19,39$ - $T = 2T_c$

niv 4 - $\lambda = 23,28$ - $T = 2T_c$

niv 5 - $\lambda = 23,28$ - $T = 2T_c$

et $\bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma_{29} = 40,5 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{ent} = 2400 \text{ kgf/cm}^2$.

Calcul des Armatures longitudinales

Sous SP₁

nous prenons les deux grands efforts normaux sur les poteaux au niveau 1 et niveau 4

niv 1: $N = 138,46 \text{ t}$ et $M = 1,06 \text{ tm}$ poteau 60×60

niv 4: $N = 56,16 \text{ t}$ et $M = 2,86 \text{ tm}$ poteau 50×50

M	N	e_1 (m)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}_0$	β_1	β	C	D	E	ω'	A
138,46	1,06	0,10	0,76 cm	70,24	1,826	0,076	0,34	1,04	0,75	< 0	0
56,16	2,86	0,833	5,09 cm	82,46	3,67	0,61	0,634	2,45	2,06	< 0	0

on en conclut que sous SP₁ le béton seul résiste aux efforts engendrés dans les poteaux.

Mt	M _{tm}	N _t	e _{om}	e _{icm}	f _m	M _{pe}	$\bar{\sigma}'_b$	M _{RB}	ΔM	A'	A _i	A
1	38,19	47,99	0,796	0,010	1,036	49,71	172	56	-	-	30,77	14,06
	36,55	178,97	0,204	"	0,444	79,46	144,4	43,2	36,26	48,54	48,02	-
2	32,78	51,71	0,634	"	0,874	45,2	172	56	-	-	27,98	13,25
	30,05	163,33	0,184	"	0,424	69,25	139	40,7	28,55	40,11	39,8	-
3	27,94	39,041	0,734	"	0,974	37,06	172	56	-	-	22,94	12,06
	20,18	115,407	0,175	"	0,415	47,89	136	39,5	8,4	12,127	29	-
4	23,41	27,16	0,862	0,0833	1,055	28,65	172	30,54	-	-	21,81	14,05
	15,62	65,25	0,24	"	0,43	28,06	168,5	20,08	-	-	21,84	3,2
5	10,68	9,552	1,12	"	1,31	12,51	172	30,54	-	-	9,6	6,95
	7,73	21,06	0,367	"	0,557	11,73	172	30,54	-	-	9,52	3,50
6	41,70	104,43	0,4	0,01	0,64	66,85	"	56	10,85	11,75	41,12	11,2
	39,22	102,01	0,394	"	0,624	63,65	"	"	7,65	8,3	39,22	10,07
7	39,7	95,3	0,416	"	0,656	62,51	"	"	6,51	7,05	38,54	11,31
	38,38	92,97	0,4129	"	0,652	60,7	"	"	4,7	5,09	37,5	10,94
8	37,31	68,6	0,544	"	0,784	53,78	"	"	-	-	33,35	13,75
	37,40	66,817	0,56	"	0,8	53,45	"	"	-	-	-	14,25
9	29,27	41,55	0,704	0,0833	0,894	37,14	"	30,54	6,6	7,15	22,8	10,9
	28,79	41,2	0,7	"	0,89	36,6	"	"	6,6	-	22,8	10,9
10	16,93	15,2	1,11	"	1,3	19,76	"	"	-	-	15	10,8
	16,84	15,33	1,11	"	1,3	19,78	"	"	-	-	15	10,8

Poteaux du portique longitudinal de Rive

pot	M	N	e ₀	e _i (cm)	f _m	M _f	$\bar{\sigma}_s$	M _{ES}	ΔM	A'	A _i	A
1	38,19	70,39	0,54	10	0,78	54,9	172	56	-	-	33,98	13,87
	36,55	201,06	0,182	10	0,422	84,84	138,08	49,4	44,44	62,74	50,96	-
2	32,78	68,65	0,477	10	0,717	49,22	172	56	-	-	30,5	10,9
	30,05	180,27	0,166	10	0,406	73,2	133,5	38,4	34,8	51,4	44	-
3	27,94	31,19	0,896	10	1,136	35,43	172	56	-	-	21,93	13
	20,18	128,55	0,157	10	0,397	57,03	131	37,3	13,73	20,77	30,7	-
4	23,41	36,363	0,643	8,33	0,833	30,29	172	30,54	-	-	23,07	12,7
	15,62	74,45	0,21	"	0,4	29,78	158,2	27,4	2,38	2,85	18,24	-
5	10,68	14,9	0,717	"	0,907	13,51	172	30,54	-	-	10,26	6
	7,73	26,41	0,293	"	0,483	12,75	"	30,54	-	-	9,7	2,16
6	41,7	126,52	0,33	10	0,57	72,11	"	56	14,11	17,48	44,25	-
	39,22	124,1	0,316	"	0,556	68,99	"	"	12,99	14,076	42,4	-
7	39,7	112,24	0,354	"	0,594	66,67	"	"	10,67	11,56	41	-
	38,38	109,9	0,349	"	0,589	64,73	"	"	8,73	9,46	39,86	8,46
8	37,31	81,75	0,456	"	0,696	56,93	"	"	56	1	35,22	11,86
	37,4	79,96	0,467	"	0,707	56,59	"	"	"	0,64	35,02	12,17
9	29,27	50,78	0,576	8,33	0,766	38,91	"	30,54	30,54	9,07	23,9	9,4
	28,79	50,32	0,572	"	0,762	38,35	"	"	"	9,07	23,9	9,52
10	16,93	20,525	0,824	"	1,014	20,8	"	"	"	-	15,87	9,94
	16,84	20,412	0,825	"	1,015	20,72	"	"	"	-	"	"

poteaux du portique longitudinal Intermediaire -

Pot	M _{km}	N _t	e ₀ (m)	e ₁ cm	f _m	M _f	$\bar{\sigma}_6$	M ₂₈	ΔM	A'	A ₁	A
1	26,84	64,77	0,414	10	0,654	42,36	172	56	-	-	26,23	7,72
	28,5	160,68	0,177	"	0,417	67	136,64	39,83	27,17	39,04	40,30	-
2	25,4	65,95	0,385	"	0,625	41,225	172	56	-	-	25,54	6,67
	29,25	146,26	0,199	"	0,439	64,35	142,94	42,56	21,79	29,56	38,87	-
3	27,21	49,06	0,554	"	0,794	38,38	172	56	-	-	24,52	10,11
	29,94	102,62	0,2917	"	0,531	54,57	169,5	54,58	-	-	33,73	4,41
4	18,43	32,9	0,561	8,33	0,75	24,68	172	30,54	-	-	18,74	9,37
	20,57	58,39	0,352	"	0,542	31,66	172	"	-	-	24,06	7,37
5	9,42	11,6	0,812	"	1,002	11,624	172	"	-	-	8,84	5,53
	14,50	18,72	0,774	"	0,964	18,056	172	"	-	-	13,7	8,36
6	32,38	133,07	0,243	10	0,483	64,32	155,55	50,64	13,68	10,17	39,3	-
	32,38	133,07	"	10	"	"	17	"	"	13,17	41,36	-
7	39,54	121,24	0,326	10	0,566	68,68	172	172	12,62	13,7	41,86	-
	39,54	121,24	"	"	"	"	"	"	"	"	"	-
8	47,03	87,72	0,536	"	0,776	68	"	"	12	13,02	41,5	16,44
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
9	33,78	54,136	0,632	8,33	0,814	44,07	"	"	13,53	15,91	26,8	11,33
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10	18,77	20,45	0,917	"	1,1	22,65	"	"	-	-	17,2	11,35
	"	"	"	"	"	"	"	"	-	"	"	"

Poteaux du portique transversale de Rive

pt	M_{tm}	N_t	e_0 (m)	e_1 (cm)	f (m)	sf	$\bar{\sigma}'_b$	M_{RB}	ΔM	A'_{cm^2}	$A_{1,2}$ cm^2	A_{cm^2}
1	26,84	53,28	0,503	10	0,744	39,62	172	56	-	-	24,6	9,33
	28,5	149,19	0,191	"	0,431	64,3	142,94	42,58	21,72	29,46	38,84	-
2	25,4	52,04	0,488	"	0,728	37,89	172	56	-	-	23,45	8,57
	29,25	132,34	0,223	"	0,463	61,28	149,8	45,53	15,75	20,18	37,2	-
3	27,21	39,67	0,686	"	0,926	36,73	172	56	-	-	22,85	11,42
	29,94	93,23	0,32	"	0,56	52,31	"	"	-	-	32,44	5,8
4	18,43	27,96	0,659	8,33	0,849	23,71	"	30,54	-	-	18,05	10
	20,57	53,46	0,384	"	0,574	30,72	"	"	-	0	23,3	8,03
5	9,42	11,61	0,811	"	1,002	11,624	"	"	-	-	8,84	5,53
	14,50	18,73	0,775	"	0,964	18,056	"	"	-	-	13,7	8,36
6	32,38	121,58	0,266	10	0,506	61,52	162,13	51,48	10,04	11,67	37,68	-
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	-
7	39,54	107,82	0,348	"	0,608	65,3	172	56	9,3	10,08	40,2	9,54
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
8	47,03	78,33	0,6	"	0,84	65,82	"	56	9,82	10,64	40,5	18,12
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
9	33,78	49,2	0,686	8,33	0,876	43,128	"	30,54	12,58	13,63	26,4	12,34
	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10	18,77	20,46	0,917	"	1,1	26,65	"	"	-	-	17,12	11,35
	"	"	"	"	1,1	"	"	"	-	-	"	"

poteaux. Du portique transversale
intermediaire

M	N	e_{cm}	C	$\rho = \frac{e}{h}$	$\delta' = \frac{d'}{h}$	$A = A'$	$w = w'$	P	q	α_1	γ_2	$S \cdot 10^3$	K	σ'_b	σ'_a	σ_a	$\bar{\sigma}'_b$
36,55	178,97	20,4	9,6	0,177	0,111	14,94	0,46	-0,158	0,21	0,555	29,97	51,26	3,49	138,75	1758	755,7	144,4
39,05	163,33	18,4	11,6	0,2148	"	10,56	0,328	-0,155	0,2	0,5	27	47,42	3,44	132,9	1682,2	794,6	139
20,18	115,4	17,5	12,5	0,23	"	10,56	0,328	-0,097	0,18856	0,517	27,918	52,368	2,206	99,17	1141	450,2	136
36,56	201,06	18,2	11,8	0,218	"	15,70	0,485	-0,15337	0,292	0,585	31,59	62,787	3,2	138,9	1795	509,3	138,5
39,05	180,27	16,6	13,4	0,248	"	9,53	0,294	0,021	0,1548	0,58	31,32	63,96	2,82	125,88	1634,5	396	133,5
20,18	128,55	15,7	14,3	0,265	"	11,4	0,35	0,027	0,215	0,615	33,21	73,7	1,75	82,93	1089,6	170,62	131
28,5	160,68	17,7	12,3	0,227	"	6,76	0,208	0,031	0,137	0,54	20,16	53,87	2,98	124,5	1597,5	262,5	136,64
29,52	144,26	19,9	10,1	0,187	"	5,84	0,18	-0,015	0,12	0,48	25,92	39,97	3,66	132	1647	987,2	142,94
28,5	149,19	18,1	10,9	0,2	"	8,1	0,25	-0,04	0,16	0,515	27,81	47,08	3,17	122,6	1569	734,4	142,94
29,25	132,34	22,3	7,7	0,4	"	7,51	0,23	-0,113	0,16	0,47	25,4	33,56	3,94	130,5	1601	1235	149,8
41,7	126,52	32,96	-3	-0,055	"	13,8	0,428	-0,4188	0,439	0,58	31,32	23,449	5,39	153	1799,7	2081	172
39,2	112,24	35,37	-5,37	-0,099	"	12,56	0,387	-0,426	0,416	0,56	30,24	16,682	6,75	167,9	1910,6	2949,4	172
39,54	121,24	32,6	-2,6	-0,048	"	12,56	0,387	-0,413	+0,391	0,545	29,43	20,197	6,0027	161,05	1878,5	2446	172
47,03	87,72	53,6	-23,6	-0,437	"	19,63	0,606	-0,5097	1,123	0,875	47,25	13,04	6,727	159	1781	3064,5	172
33,78	54,136	63,2	-33,2	-0,615	"	19,63	0,606	-0,142	1,2446	1,031	55,674	10,720	5,05	113,5	1248	2388	172

Armatures transversales.

pot	Sens Long T	Sens Trans T	T = kT _c	A _T $\frac{1}{m^2}$	t _{ca}	Z _b	t adopté (cm)	
							nodale	concrete
1	11,63	11,85	T = 3T _c	4,71 $\frac{1}{m^2}$ 6 ϕ 10	13,7	12,54	13	20
2	12,108	11,57	3T _c	"	13,44	12,24	13	20
3	10,243	10,46	2T _c	"	24	7,52	15	20
4	8,26	8,36	2T _c	"	29,25	6	15	20
5	3,012	3,125	2T _c	4,71 6 ϕ 10	78	2,2	15	20
6	16,85	21,36	3T _c	4,71 6 ϕ 10	13,3	22,6	13	20
7	16,89	21,79	3T _c	4,71 6 ϕ 10	13	23	13	20
8	15,92	19,47	2T _c	4,71 6 ϕ 10	12,54	13,7	12	20
9	10,93	13,49	2T _c	4,71 6 ϕ 10	18	9,5	15	20
10	5,5	7,25	2T _c	4,71 6 ϕ 10	33,5	5,11	15	20

CHOIX DU SYSTEME DE FONDATION:

Vue l'importance, des charges verticales, et des moments obtenues a la base des poteaux, dans le cas de scissure necessite des Semelles Isolées de dimensions très grandes qui se touchent presque dans le sens transversal pour cela on choisira des Semelles filantes sous poteaux dans le sens transversal.

les Semelles filantes seront de deux types.

- Semelle filante de rive : type 1

- Semelle filante intérieure : type 2

le Calcul de ces Semelles sera mené Conformément a la théorie "des poutres sur appui Continu Elastique"

le dimensionnement des Semelles a été fait, on calculera a plusieurs reprises les Contraintes de Sol. obtenues

Sous chaque Semelles lorsqu'elles se trouvent chargées par les différents cas de Charges, et de les Comparer aux Contraintes admissibles du Sol.

- Appercu sur la methode de la poutre
sur appui Continu Elastique

le calcul des poutres sur appui continu elastique suppose que le deplacement vertical v est, dans chaque section, proportionnel a la reaction du sol q . on pose

$$Cv = q \quad m$$

C : Coefficient de reaction du sol

q : densite lineaire de reaction du sol

v : deplacement vertical de la section Considerée

- lorsque la poutre est soumise a une force P concentree les efforts sont donnees par les expressions suivantes

$M = \int_{0P} L P$: moment dans la poutre dans une section quelconque

$T = \int_{0P} P$: effort tranchant dans la poutre dans une section quelconque

$q = \int_{0P} \frac{P}{L}$: reaction du sol

- lorsque la poutre est soumise a un moment m

on a $M = \int_{0m} m$

$q = \int_{0m} \frac{m}{L^2}$

la longueur elastique est donnee par

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}} \quad m \quad \begin{array}{l} E: \text{inertie de la poutre} \\ b: \text{largeur de la poutre} \end{array}$$

On verra par la suite que dans notre cas on a toujours

$$l \geq \frac{\pi}{2} l + a$$

on l : entre-axes des poteaux

a : dimension du poteau dans le sens Consideré

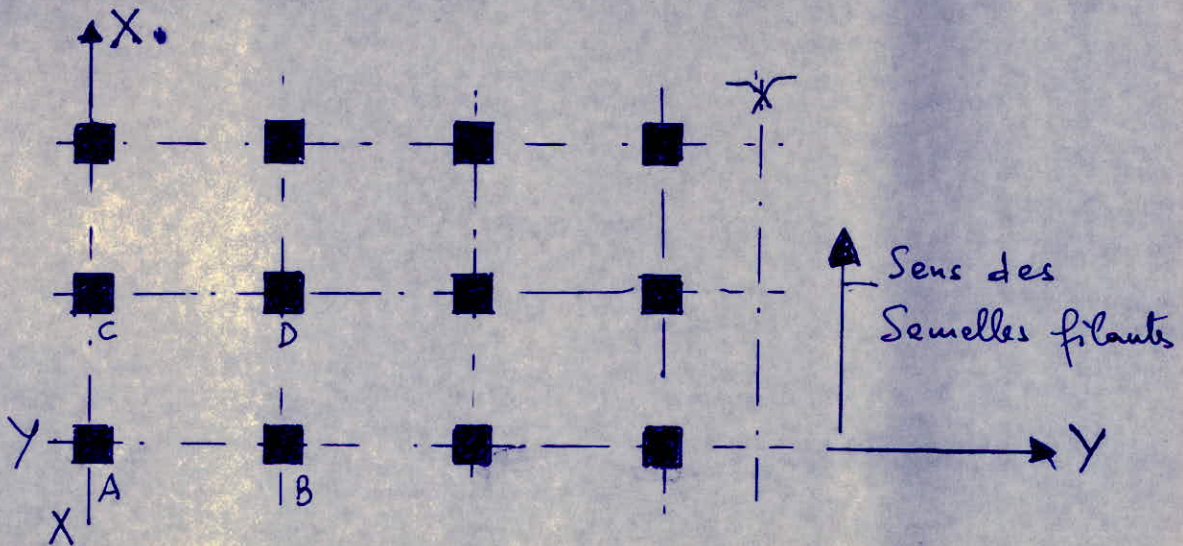
SOLLICITATIONS. EXTERIEURES.

Selon Y-Y

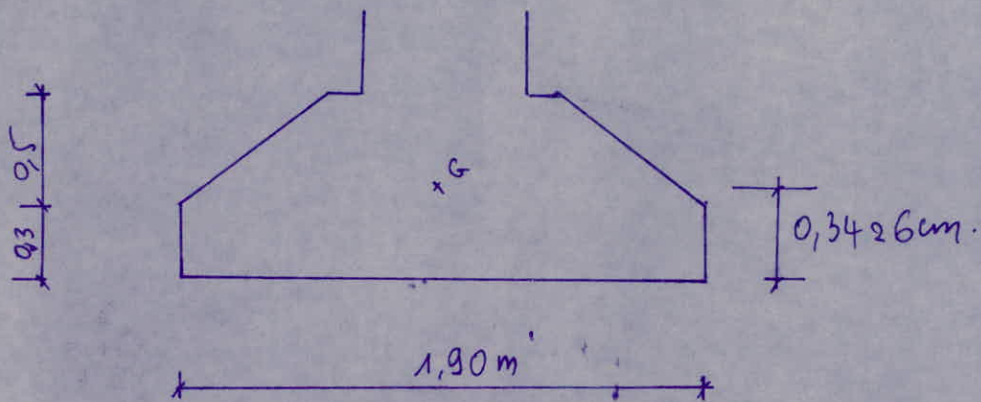
poteau	$N_{G+1,2P}$ (t)	$G + P + \bar{S}_H \pm S_V$			$G + P + \bar{S}_V \pm S_V$		
		M (tm)	$N_{(+SV)}$	$N_{(-SV)}$	M, tm	$N_{(+SV)}$	$N_{(-SV)}$
A	131,17	38,19	74,16	51,46	36,55	265,14	182,44
B	119,68	41,70	130,6	108	39,22	128,2	105,5
C	153,26	38,19	96,55	73,85	36,55	227,23	204,53
D	141,77	41,70	152,7	130.	39,22	150,1	127,6

Selon X-X

poteau	$N_{G+1,2P}$	$G + \bar{S}_H + P \pm S_V$			$G + \bar{S}_H + P \pm S_V$		
		M	N_{+SV}	N_{-SV}	M	N_{+SV}	N_{-SV}
A	131,17	26,84	90,94	68,24	28,5	186,85	164,15
B	119,17	26,84	79,45	56,75	28,5	175,36	152,66
C	153,26	32,38	159,24	136,54	32,38	159,24	136,54
D	141,77	32,38	147,75	125,05	32,38	147,75	125,05



- Semelle type 1



la position du Centre de Gravité de la Section est située à $y_G = 34,26 \text{ cm}$. son moment d'Inertie I_G vaut

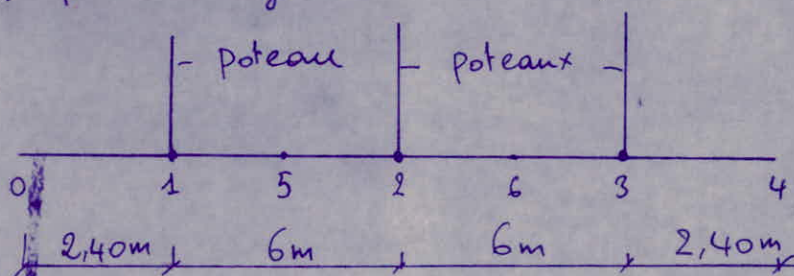
$$I_G = 0,05655 \text{ m}^4$$

la longueur élastique est alors égale à

$$L = \left(\frac{4 \times 2.100.000 \times 0,05655}{8000 \times 1,9} \right)^{0,25} = 2,36 \text{ m.}$$

avec $C = 8000 \text{ t/m}^2$: sol à grains fins et beaucoup de Sable.

en profil en long la Semelle se présente comme suit :



au point 1 :

$$\lambda_g = \frac{2,40}{L} = \frac{2,40}{2,36} \approx 1 \quad \text{soient } \lambda_g = 1$$

$$\lambda_d = \frac{14,4}{L} = \frac{14,4}{2,36} \approx 6,1 \quad \lambda_d = \infty$$

au point

$$\lambda_g = \frac{8,40}{2,40} = 3,5 \quad \text{soient } \lambda_g = \lambda_d = \infty$$

$$\lambda_d = \frac{8,40}{2,4} = 3,5$$

valeurs de f_{mp} , f_{qp} , f_{TP} dans le cas de
L'application des charges verticales P.

		0	1	2	3	4	5	6
P_1	Point	10	0	25	50	60	12,5	37,5
	f_{mp}	+0,00	+0,233	-0,229	+0,002	+0,001	-0,053	-0,0085
	f_{TP}	-0,00	+0,506 -0,494	-0,035	+0,001	+0,001	+0,035	-0,009
	f_{qp}	+0,397	+0,546	-0,013	-0,002	+0,001	+0,176	-0,0165
P_2	Point	60	42,86	0	42,86	60	21,43	21,43
	f_{mp}	+0,001	+0,0011	+0,250	+0,011	+0,001	-0,04	-0,04
	f_{TP}	-0,001	+0,00314	+0,500 -0,500	-0,00314	+0,001	+0,031	-0,031
	f_{qp}	+0,001	-0,00914	+0,500	-0,00914	+0,001	+0,0177	+0,0177

- valeurs de f_{Mm} , f_{qm} , dans le cas de
L'application de moment au droit de 1 ou 2.

		0	1	2	3	4	5	6
M_1	f_{Mm}	+0,000	+0,371 -0,629	+0,039	-0,001	-0,002	+0,068	-0,013
	f_{qm}	-1,017	-0,079	+0,067	-0,009	-0,001	+0,335	-0,0155
M_2	f_{Mm}	+0,001	-0,0048	+0,5 -0,5	+0,00314	-0,001	+0,032	-0,032
	f_{qm}	+0,001	+0,00814	0,00	-0,042	-0,001	-0,098	+0,098

Verification des Contraintes du Sol
Sous la Semelle: type 1

Sous G+1,2P

dans ce cas : $P_1 = P_3 = 131,17^t$; $P_2 = 153,26^t$

Point	$P_1 \text{ } f$	$P_2 \text{ } f$	$P_3 \text{ } f$	$\frac{1}{L} \sum P_i \cdot f$	$\sigma_{sol} \text{ } \text{Kg/cm}^2$
0	+52,07	+0,15	+0,1317	+22,07	+1,16
1	+71,62	-1,4	-0,2623	+29,64	+1,56
2	-1,705	+76,63	-1,705	+31,02	+1,63
3	-0,2623	-1,4	+71,62	+29,64	+1,56
4	+0,1317	+0,15	+52,07	+22,07	+1,16
5	+23,08	+2,713	-2,164	+9,78	+0,515
6	-2,164	+2,713	+23,08	+9,78	+0,515

$\sigma_s = 2 \text{ } \text{Kg/cm}^2$

Sous Seisme

le point ou on risque d'avoir une traction ds le Sol et le point pour lequel

$$f_{pq} = +0,397$$

$$f_{mq} = -1,017$$

pour cela nous prenons $N_{min} = 68,24^t$ et $M = 26,84^tm$.

$$\text{pour } N_{min} = 68,24^t \rightarrow \sigma_{sol} = +0,604 \text{ } \text{Kg/cm}^2$$

$$M = 26,84^tm \rightarrow \sigma_{sol} = -0,2579 \text{ } \text{Kg/cm}^2$$

donc on peut affirmer. qu'on n'ul part une traction ds le Sol, on verifiersa abs les Contraintes dans le Sol en Ces de Seisme, on Considerons Uniquement les plus grands efforts obtenues dans ce cas. avec

$$\bar{\sigma}'_s = 1,33 \bar{\sigma}_s \approx 2,7 \text{ } \text{Kg/cm}^2$$

Combinaisons obtenues dans ce cas.

cas a) $P_1 = 186,85t$ $m_{xx}^1 = 28,5 tm$
 $P_2 = 159,24t$ $m_{xx}^2 = 32,38 tm$
 $P_3 = 90,94t$ $m_{xx}^3 = 26,84 tm$

cas b) $P_1 = P_3 = 205,14t$ $m_{yy}^1 = m_{yy}^3 = 36,55 tm$
 $P_2 = 227,23t$ $m_{yy}^2 = 36,55 tm$

- cas a

Scat	$P_1 g \cdot \frac{1}{L}$	$P_2 g \cdot \frac{1}{L}$	$P_3 g \cdot \frac{1}{L}$	$m_1 g \cdot \frac{1}{L^2}$	$m_2 g \cdot \frac{1}{L^2}$	$m_3 g \cdot \frac{1}{L^2}$	$\sigma_s \text{ kg/cm}^2$
0	+31,43	+0,067	+0,04	+5,2	+0,006	-0,0048	+1,93
1	+43,228	-0,6167	-0,077	+0,4	+0,047	-0,043	+2,26
2	-1,029	+33,74	-0,5	-0,34	0	+0,32	+1,69
3	-0,16	-0,6167	+21,04	+0,046	-0,069	-0,4	+1,044
4	+0,08	+0,067	+15,3	+0,005	-0,006	-5,0	+0,54
5	+13,93	+1,19	-0,63	+1,71	-0,6	-0,075	+0,817
6	-1,306	+1,19	+6,8	-0,08	+0,6	+1,61	+0,46

- Cas b:

Scat	$P_1 g \cdot \frac{1}{L}$	$P_2 g \cdot \frac{1}{L}$	$P_3 g \cdot \frac{1}{L}$	$\sigma_s \text{ kg/cm}^2$
0	+34,5	+0,096	+0,087	+1,816
1	+47,46	-0,88	-0,174	+2,44
2	-1,13	+48,14	-1,13	+2,414
3	-0,174	-0,88	+47,46	+2,44
4	+0,087	+0,09	+34,5	1,816
5	+15,3	+1,7	-1,43	+0,82
6	-1,43	+1,7	+15,3	+0,82

- pour le cas du moment agissant selon l'axe $y-y$
on associe l tel que $\frac{l-b}{4} \geq 0,8$, car c'est le cas
le plus défavorable.

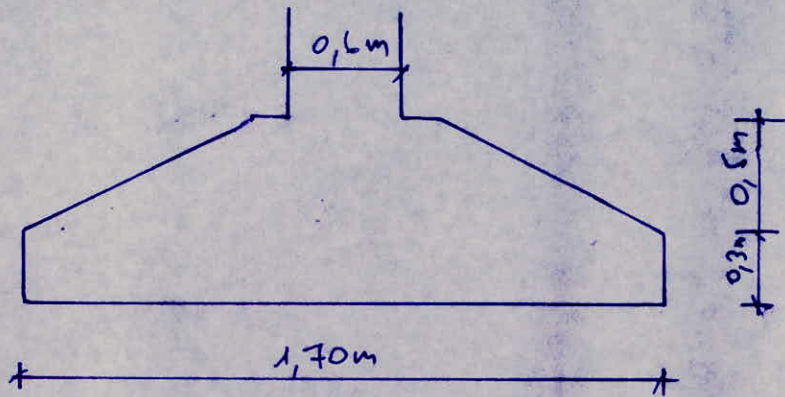
Soit $l = 3,80 \text{ m}$

Soit encore $I = 2,216 \cdot 10^9 \text{ cm}^4$

$$\sigma_m = \pm \frac{M}{I} r = \frac{36,55 \cdot 10^5}{2,216 \cdot 10^9} \times 95 = 0,15 \text{ kg/cm}^2$$

dans le cas l on a vu que la plus grande contrainte
obtenue est égale à $2,44 \text{ kgf/cm}^2$, ce qui nous assure que
nulle part la contrainte admissible du sol n'est dépassée
On en conclut enfin que le dimensionnement fait est
adéquat et répond aux exigences du sol.

- Semelle Type 2 :



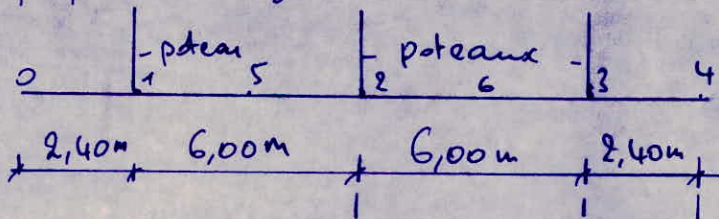
le calcul est conduit de la même manière que précédemment

$$y_G = 34,8 \text{ cm}$$

$$I_{/G} = 0,05237$$

$$L = \left(\frac{4 \times 2100000 \times 0,05237}{1,70 \times 8000} \right)^{0,25} = 2,38 \text{ m}$$

le profil en long de cette semelle se présente comme suit



point 1 : $\lambda_g = \frac{2,40}{2,38} \approx 1$ $\lambda_d = (\infty)$

point 2 : $\lambda_g = \frac{6,40}{2,38} \approx (\infty)$ $\lambda_d = \frac{6,40}{2,38} = (\infty)$

les Coefficients $\beta_{p,q}$, $\beta_{T,q}$, $\beta_{m,q}$, $\beta_{m,q}$, $\beta_{m,q}$ sont les mêmes que ceux calculés pour la Semelle 1

VERIFICATION. DES. CONTRAINTES
DANS. LE SOL

Sous G + 1,2 P

$$P_1 = 119,68t \quad ; \quad P_2 = 141,77t \quad ; \quad P_3 = 119,68t$$

Sect	$P_1 \text{ s } \frac{1}{L}$	$P_2 \text{ s } \frac{1}{L}$	$P_3 \text{ s } \frac{1}{L}$	$\sigma_s \text{ Kg/cm}^2$
0	+19,963	+9,588	+0,05	+1,17
1	+27,45	-0,558	-0,1	+2,67
2	-0,65	+29,78	-0,65	+1,67
3	-0,1	-0,558	+27,45	+2,67
4	+0,05	+0,558	+19,963	+1,17
5	+8,85	+1,05	-0,83	+0,53
6	-0,83	+1,05	+8,85	+0,53

Sous Seisme

de la même façon que précédemment

$$N_{\min} = 56,75t$$

$$M = 26,84t$$

$$N_{\min} = 56,75t \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{sol}} = 0,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 26,84t \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{sol}} = -0,2579 \text{ Kg/cm}^2$$

pas de traction ds le sol

on prévoit alors dans le cas de séisme deux cas.

Cas a) $P_1 = 175,36 \text{ t}$ $m_{xx}^1 = 28,5 \text{ tm}$
 $P_2 = 147,75 \text{ t}$ $m_{xx}^2 = 32,38 \text{ tm}$
 $P_3 = 79,45 \text{ t}$ $m_{xx}^3 = 26,84 \text{ tm}$

Cas b) $P_1 = P_3 = 130,6 \text{ t}$ $m_{yy}^1 = m_{yy}^3 = 36,55 \text{ tm}$
 $P_2 = 152,7 \text{ t}$ $m_{yy}^2 = 36,55 \text{ tm}$

Cas a:

Seit	$P_1 \text{ g } \frac{1}{\text{L}}$	$P_2 \text{ g } \frac{1}{\text{L}}$	$P_3 \text{ g } \frac{1}{\text{L}}$	$m_1 \text{ g } \frac{1}{\text{L}^2}$	$m_2 \text{ g } \frac{1}{\text{L}^2}$	$m_3 \text{ g } \frac{1}{\text{L}^2}$	$\sigma_s \text{ kg/cm}^2$
0	+29,20	+0,062	+0,03	+5,2	+0,006	-0,0048	+2,02
1	+40,14	-0,57	-0,067	+0,4	+0,047	-0,043	+2,35
2	-0,96	+30,97	-0,43	-0,34	0	+0,32	+1,74
3	-0,15	-0,57	+18,2	+0,046	-0,069	-0,4	+1,003
4	+0,073	+0,062	+13,22	+0,005	-0,006	-5	+0,50
5	+12,97	+1,099	-0,55	+1,71	-0,6	-0,075	+0,86
6	-1,215	+1,099	+5,875	-0,08	+0,6	+1,61	+0,46

Cas b

Seit	$P_1 \text{ g } \frac{1}{\text{L}}$	$P_2 \text{ g } \frac{1}{\text{L}}$	$P_3 \text{ g } \frac{1}{\text{L}}$	$\sigma_s \text{ kg/cm}^2$
0	+21,785	+0,064	+0,054	+1,3
1	+29,96	-0,588	-0,109	+1,72
2	-0,71	+32,08	-0,71	+1,8
3	-0,109	-0,588	+29,96	+1,72
4	+0,054	+0,0642	+21,785	+1,3
5	+9,66	+1,135	-0,905	+0,58
6	-0,905	+1,135	+9,66	+0,58

- pour le Cas du moment agissant selon l'axe y
 on associe l tel que $l \frac{-b}{4} > 0,8$ Comme précédemment
 on a $l = 3,80 \text{ m}$

$$\text{soit } I = 1,8669 \cdot 10^9 \text{ cm}^4$$

$$\text{soit } \sigma_m = \pm \frac{M}{I} r = \frac{36,55 \cdot 10^5}{1,8669 \cdot 10^9} \cdot 85 = 0,166 \text{ kgf/cm}^2$$

Or dans le (Cas b) la plus grande contrainte obtenue est de $1,8 \text{ kgf/cm}^2$, la contrainte maximale sur les extrémités de la semelle sera égale à $(1,8 + 0,166)$ ce qui ne dépasse en aucun cas la contrainte admissible du sol dans le cas de Seisme, Comme précédemment on peut conclure que le dimensionnement fait est adéquat

On Remarque Aussi que dans le cas des deux types de semelles, les contraintes du sol obtenue sous $G+1,2P$ sont presque identiques (au $1/100$ près), ce qui nous assure vis-à-vis des tassements différentiels.

CALCUL DES EFFORTS M et T DANS LA

SEMELLE TYPE 1

Sous G + 1,2P : $P_1 = P_3 = 131,17t$; $P_2 = 153,26t$

		0	1	2	3	4	5	6
P_1	M_{tm}	0	+72,13	-8,98	+0,62	+0,31	-16,4	-0,15
	T_t	-0,00	+66,4 -64,8	-4,6	+0,13	+0,13	+4,59	-1,18
P_2	M_{tm}	+0,36	+0,4	+90,4	+0,4	+0,36	-14,5	-14,5
	T_t	-0,15	+0,48	+76,6 -76,6	-0,48	+0,15	+4,75	-4,75
P_3	M_{tm}	+0,31	+0,62	-8,98	+72,13	0	-0,15	-16,4
	T_t	-0,13	-0,13	+4,6	-66,4 +64,8	-0,0	+1,18	-4,59
M_{total}		+0,67	+73,15	+72,44	+73,15	+0,67	-31,05	-31,05
T_{total}		-0,28	+66,75 -64,45	+76,6 -76,6	-66,75 +64,45	+0,28	+10,52	-10,52

Sous Seisme : $P_1 = P_3 = 205,14t$; $P_2 = 227,23t$

		0	1	2	3	4	5	6
P_1	M	0	+112,82	-14,04	+0,97	+0,5	-25,66	-0,24
	T	-0,00	+103,8 -101,4	-7,2	+0,2	+0,2	+7,2	-1,846
P_2	n	+0,54	+0,6	+134	+0,6	+0,54	-21,45	-21,45
	T	-0,23	+0,71	+113,6 -113,6	-0,71	+0,23	+7,04	-7,04
P_3	M	+0,5	+0,97	-14,04	+112,82	0	-0,24	-25,66
	T	-0,2	-0,2	+7,2	-103,8 +101,4	-0,00	+1,846	-7,2
M_{total}		+1,04	+114,39	+105,92	+114,39	+1,04	-47,35	-47,35
T_{total}		-0,43	+104,31 -100,9	+113,6 -113,6	-104,31 +100,9	+0,43	+16,08	-16,08

Cas 2

$P_1 = 186,85t$

$m_1 = 28,5tm$

$P_2 = 159,24t$

$m_2 = 32,38tm$

$P_3 = 90,94t$

$m_3 = 26,84tm$

		0	1	2	3	4	5	6
P_1	M	0	+102,74	-12,79	+0,88	+0,44	-23,4	-9,22
	T	-0,00	+94,54 -92,3	-6,54	+0,186	+0,186	+6,54	-1,68
P_2	M	+0,38	+0,41	+93,95	+0,41	+0,38	-15,03	-15,03
	T	-0,16	+0,5	+79,62 -79,62	-0,5	+0,16	+4,9	-4,9
P_3	M	+0,21	+0,43	-6,22	+50	0	-0,107	-11,37
	T	+0,09	+0,09	-3,18	+46 -45	0	+0,8	-3,18
m_1	M	0	+10,6 -17,93	+1,11	-0,03	-0,057	+1,94	-0,37
m_2	M	+0,03	-0,155	+16,2 -16,2	+0,102	-0,0323	+1,04	-1,04
m_3	M	-0,054	-0,026	+1,05	+9,96 -14,88	0	-0,35	+1,82
M_{total} t_m		+0,566	+114 +85,5	+93,3 +60,9	+61,32 +34,5	+0,73	-35,9	-26,21
T_{total} t		-0,07	+95,13 -91,17	-89,34 +69,9	+45,69 -45,31	+0,341	+12,24	-9,76

- Calcul des Efforts M et T dans:
la semelle filante de type 2.

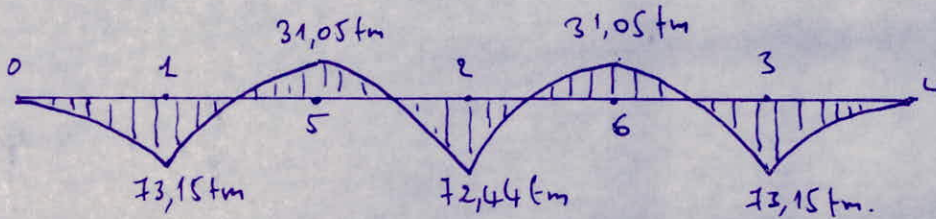
Sous $G + 1, 2P$

$P_1 = 119,68t$; $P_2 = 141,77t$; $P_3 = 119,68t$

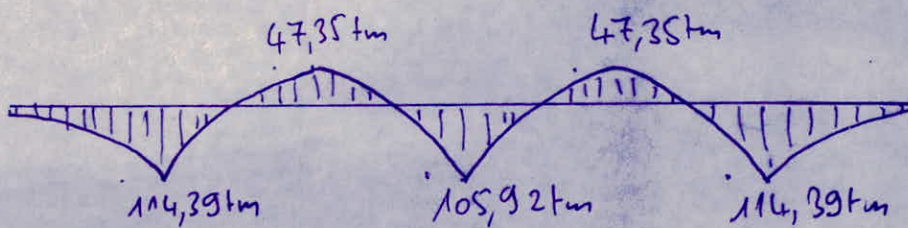
		0	1	2	3	4	5	6
P_1	M	0	+65,5	-8,2	+0,56	+0,28	-15,13	-0,143
	T	-0,0	+60,6 -59,12	-4,2	+0,12	+0,12	+4,2	-1,08
P_2	M	+0,334	+0,37	+83,64	+0,37	+0,334	-13,52	-13,52
	T	-0,14	+0,445	+70,88 -70,88	-0,445	+0,14	+4,4	-4,4
P_3	M	+0,28	+0,56	-8,2	+65,8	+0,0	-0,143	-15,13
	T	-0,12	-0,12	+4,2	-60,6 +59,12	-0,0	+1,08	-4,2
M total (tm)		+0,614	+66,73	+67,24	+66,73	+0,614	-29	-29
T total (t)		-0,26	+60,92 -58,8	+70,88 -70,88	-60,92 +58,8	+0,26	+9,68	-9,68

FERRAILLAGE DES SEMELLES.

- Semelle type 1



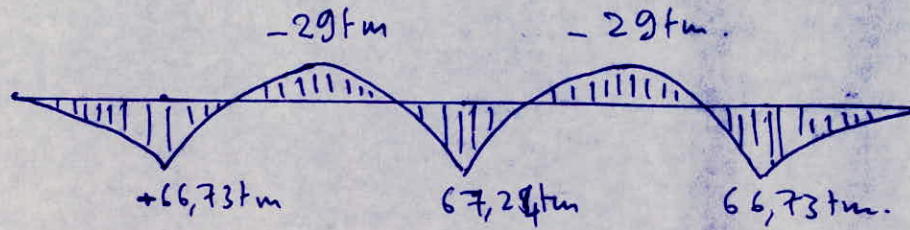
$M_f (G+1,2P)$



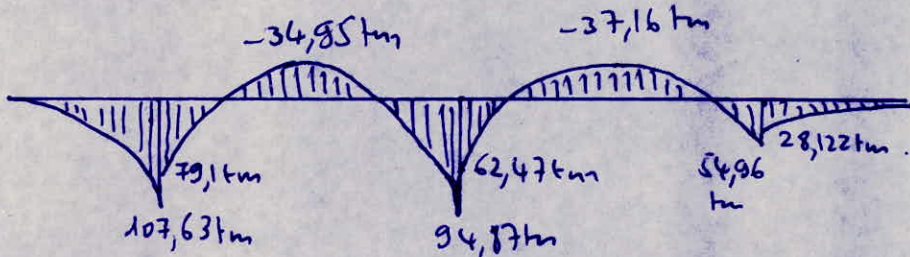
$M_f (Seisme)$

	M_{tm}	σ'_b	M_{RB}	μ	ϵ	K	A_{ac}
G+1,2P	73,15	137	95,46	0,1022	0,8731	24,4	40,43
	31,05	137	95,46	0,0303	0,9248	51,5	16,2
S _H	114,4	205,5	143,2	0,112	0,8611	22,9	44,54
	47,35	205,5	143,2	0,0324	0,9226	49,6	17,4

- Semelle type 2



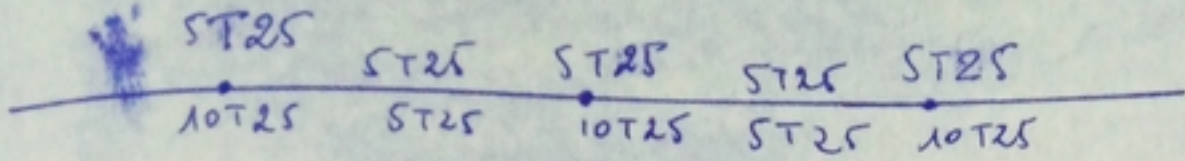
$(G+1,2D)$
 M_f



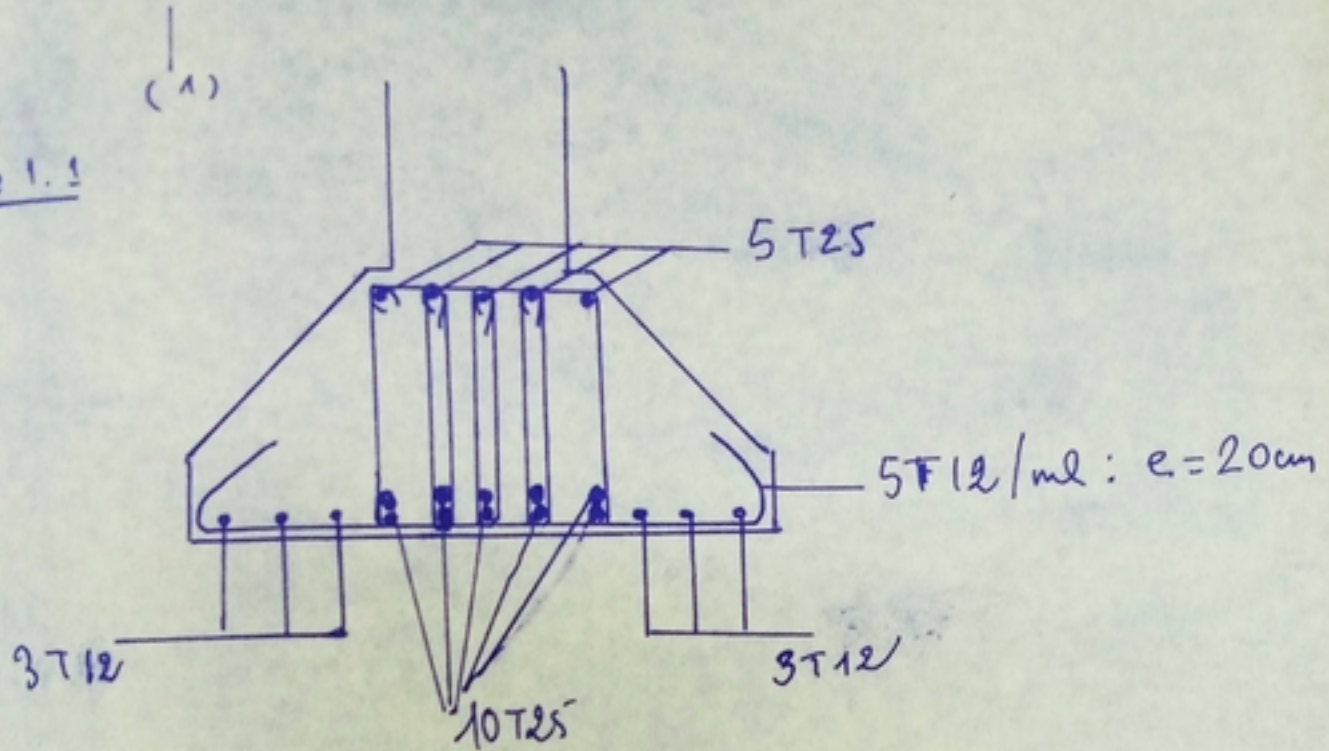
M_s (Seisme)

	l_f (tm)	σ'_b	M_{req}	μ	ϵ	k	A (cm ²)
$G+1,2D$	67,24	137	95,46	0,097	0,8774	25,8	37
	30	137	95,46	0,042	0,9132	42,6	16
SP_2	107,6	205,5	143,2	0,105	0,8711	24	42
	37,16	205,5	143,2	0,036	0,9188	44,6	13,4

on adoptera alors dans les deux cas le ferrillage suivant (1)



Coupe 1-1



Verifications des Contraintes

	M	A	$\bar{\omega}$	ϵ	K	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
G+1,2P	73,15	49,09	0,947	0,8634	21,6	2332	107,98
Seisme	114,4	49,09	0,947	0,8634	21,6	3647,4	168,84

avec $\bar{\sigma}'_s = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$ (flexion simple) sous SP2

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ sous SP2

soit sous SP1 $\bar{\sigma}'_b = 17,25 \text{ kgf/cm}^2$

SP2 $\bar{\sigma}'_s = 25,3 \text{ kgf/cm}^2$

soient aussi pour $T = 76,6t \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 15,63 \text{ kgf/cm}^2$ (SP1)

$T = 113t \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 23,19 \text{ kgf/cm}^2$ (SP2)

• Armatures Transversales

$A_t = 6,28 \text{ cm}^2$ partout ce qui correspond a 8T10

Semelle type 1

	t_{cal}	$t_{\text{adp app}}$	$t_{\text{ad encrait}}$
G+1,2P	15 cm	14 cm	30 cm
Seisme	15 cm	14 cm	30 cm

G+1,2P : $T = 76,6 \text{ t}$

Seisme : $T = 113,6 \text{ t}$

Semelle type 2

	t_{cal}	$t_{\text{ad app}}$	$t_{\text{ad cour}}$
G+1,2P	16 cm	14 cm	30 cm
Seisme	19 cm	14 cm	30 cm

G+1,2P : $T = 70,8 \text{ t}$

Seisme : $T = 89 \text{ t}$

- Longerine

$$A = \frac{N}{\sigma_n} = \frac{15,3 \cdot 10^3}{2800} = 5,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T14 + 1 \text{ cadre } \phi 8.$$

1^{re} PARTIE II

BLOC I

INTRODUCTION

CHARGES & SURCHARGES

* Plancher terrasse

charges permanentes :

- gravillon de protection (5cm)	80 kg/m ²
- Etoncheite	10 kg/m ²
- liege	10 kg/m ²
- forme de pente (9cm)	180 kg/m ²
- Plancher à corps creux (12+6)	300 kg/m ²
- Enduit plâtre (1cm)	14 kg/m ²

Surcharges

- Terrasse non accessible	G = 594 kg/m ²
	P = 100 kg/m ²

* Plancher courant

charges permanentes :

- Cannelage (2cm)	40 kg/m ²
- mortier de pose (2cm)	40 kg/m ²
- Sable (3cm)	54 kg/m ²
- Plancher à corps creux (12+6)	300 kg/m ²
- enduit plâtre (1.5cm)	21 kg/m ²
- cloisons	75 kg/m ²

Surcharges

niveau II, III - Immeuble d'habitation	G = 530 kg/m ²
niveau II: Bureaux	P = 175 kg/m ²
	P = 200 kg/m ²

* Elements divers

* Dalle en porte à faux

Plancher terrasse

charges permanentes

- Dalle pleine	= 450 kg/m ²
- revêtement: 80+10+10+180+14	= 294 kg/m ²

G = 744 kg/m²
P = 100 kg/m²

Surcharges: Terrasse inaccessible

Plancher courant

charges permanentes

- Dalle pleine	450 kg/m ²
- revêtement: 40+40+54+21+75	230 kg/m ²

G = 744 kg/m²
P = 350 kg/m²

Surcharges

* Maçonnerie

murs extérieurs: (25cm)	350 kg/m ²
(33cm)	410 kg/m ²

* Acrotère (10cm) : 2500 x 0,1 x 1	250 kg/m ²
------------------------------------	-----------------------

DESCENTE DE CHARGES

Cette descente de charges nous permet de prédimensionner les poteaux à l'aide de la formule suivante

$$A \geq \frac{K \cdot N}{f_{28}} \quad (\text{C.T.C 81})$$

avec

K : coefficient dépend de la zone sismique

N : effort normal calculé

f_{28} : résistance à la compression à 28 jours du béton = 27.5 kg/cm²

notre Bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (II) mais vu que le contreventement est assuré par les Nœuds, le règlement (C.T.C 81) nous impose de considérer les ossatures autostables (poutres et poteaux) en zone (I) $\Rightarrow K=3$

d'où $A \geq 0.011N$

Dans notre calcul on va considérer 2 types de poteaux.

poteau A₅

niveau I (+12.75m)

plancher terrasse :	$[0.714 \times 3.2/2 + 0.864 \times 1.5] \times 6$	= 14.63t
poutre longitudinale :	$(0.45 - 0.18) \times 0.25 \times 3.1 \times 2.5$	= 0.52t
poutre transversale :	$(0.55 - 0.18) \times 0.30 \times 6 \times 2.5$	= 1.66t
Acrotère :	$0.1 \times 1 \times 6 \times 2.5$	= 1.50t
		$N_1 = 18.31t$

niveau II, III, II (+9.6; +6.4; +3.2)

plancher courant :	$[0.740 \times 3.2/2 + 1.10 \times 1.5] \times 6$	= 17.00t
poutre Longitudinale :		= 0.52t
poutre transversale :		= 1.66t
mur extérieur :	$(3.2 - 0.18) \times 6 \times 0.35$	= 6.34t
		$N_2 = 25.52t$

d'où

$$N = N_1 + 3N_2 = 94.87 \Rightarrow A \geq 1044 \text{ cm}^2$$

on adopte $40 \times 40 \text{ cm}^2$

poteau B₁

niveau I (12.75m)

plancher terrasse :	$[0.714 \times 4.43/2 + 0.864 \times 1.5] \times 3.2$	= 9.20t
poutre longitudinale :	$(0.45 - 0.18) \times 0.25 \times 3.2 \times 2.5$	= 0.54t
poutre transversale :	$(0.45 - 0.18) \times 0.3 \times 3.715 \times 2.5$	= 0.75t
Acrotère :	$0.1 \times 1 \times 3.2 \times 2.5$	= 0.8t
		$N_1 = 11.29t$

niveau II, III, II (+9.6; +6.4; +3.2m)

plancher courant :	$[0.740 \times 4.43/2 + 1.1 \times 1.5] \times 3.2$	= 10.52t
poutre Longitudinale :		= 0.54t
poutre transversale :		= 0.75t
mur extérieur :	$0.410 \times 3.02 \times 3.2$	= 3.96t
		$N_2 = 15.77t$

d'où $N = N_1 + 3N_2 = 58.6t \Rightarrow A = 644.6 \text{ cm}^2$

on adopte $35 \times 35 \text{ cm}^2$

PREDIMENSIONNEMENT

Poutres transversales

hauteur: $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ L : la plus grande portée de la travée (chap 364)

Largeur $0.3h_t \leq b \leq 0.4h_t$

On considère 2 types

$$1) L = 6.00 \text{ m} \quad 40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm} \quad h_t = 55 \text{ cm}$$

$$16.5 \text{ cm} \leq b \leq 22 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

donc on adopte $30 \times 55 \text{ cm}^2$

$$2) L = 4.43 \text{ m}$$

$$29 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm} \quad h_t = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

on adopte $30 \times 45 \text{ cm}^2$

Poutres longitudinales

$$L = 3.20 \text{ m} \quad 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

En définitif et pour des exigences architecturales nous optons pour une section $25 \times 45 \text{ cm}^2$

Planchers

corps creux $h_t \leq \frac{L}{22.5}$ (C.C.B.A 68, article 58.4)
avec L : portée libre d'une portelle

donc

$$h_t \leq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm}$$

Sat: $h_t = (12 + 6) \text{ cm}$ pour plancher terrasse et courant

partie en patte a faux: dalle pleine $e = 12 \text{ cm}$

Escaliers:

paillasse et palier

$$\frac{e}{30} \leq h_t \leq \frac{e}{20}$$

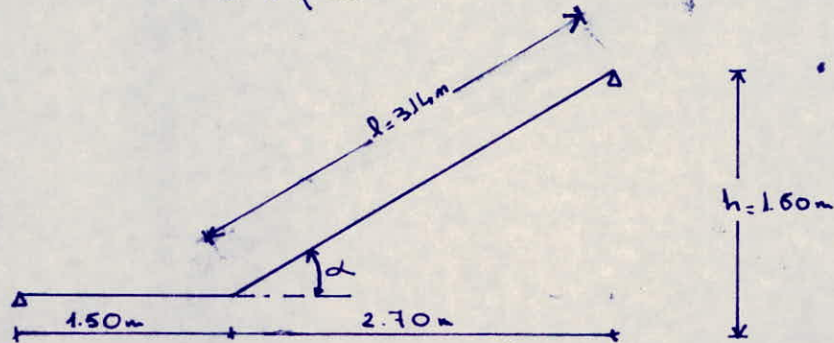
$$\text{sat } \frac{420}{30} \leq h_t \leq \frac{420}{20}$$

$$14 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{donc } h_t = 15 \text{ cm}$$

e : la plus grande portée de la travée entre 2 appuis consécutifs (chap 363)

CALCUL DES ESCALIERS

L'escalier est à paillasse adjacente :
 Schema statique



Le calcul se fera en considérant la paillasse et le palier liés
 Dimensions de l'escalier

- épaisseur du palier et de la paillasse $e = 15cm$
- $\tan \alpha = \frac{1.6}{2.7} = 0.592 \rightarrow \alpha = 30.65^\circ$
- Nombre de marches $N = 9$
- Largeur de la marche $g = \frac{2.70}{9} = 30cm$
- Nombre de contremarches $N' = N + 1 = 10$
- hauteur de la contremarche $h = \frac{1.60}{10} = 16cm$

longueur de la paillasse $l = \frac{H}{\sin \alpha} = 3.14m$

Vérification de la condition de BLONDEL

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \quad \text{ou bien} \quad 59 < g + 2h = 62 < 64$$

Charges et surcharges :

Paillasse : charges permanentes

poide propre de la paillasse : $\frac{0.15 \times 2500}{\cos 30.65} = 436 \text{ kg/m}^2$

poide propre des marches : $\frac{0.15}{2} \times 2200 = 176 \text{ kg/m}^2$

Considère uniformément reparti :

mortier (1cm) : $2200 \times 0.01 = 22 \text{ kg/m}^2$

Sable (2cm) : $1700 \times 0.02 = 34 \text{ kg/m}^2$

Carrélage (2cm) : $2200 \times 0.02 = 44 \text{ kg/m}^2$

$G = 712 \text{ kg/m}^2$

Surcharge :

$P = 250 \text{ kg/m}^2$

$\Rightarrow q = G + 1.2P = 1012 \text{ kg/m}^2$

Palier : charges permanentes

poide propre du palier : $2500 \times 0.15 = 375 \text{ kg/m}^2$

revêtement : $22 + 34 + 44 = 100 \text{ kg/m}^2$

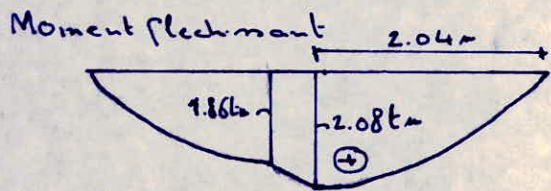
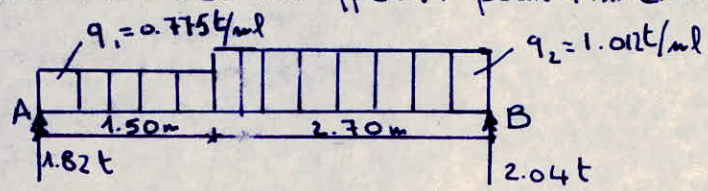
$G = 475 \text{ kg/m}^2$

Surcharge :

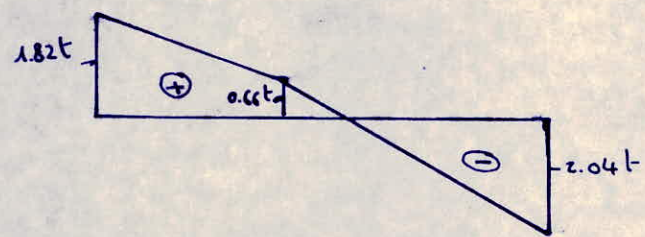
$P = 250 \text{ kg/m}^2$

$\Rightarrow q = G + 1.2P = 775 \text{ kg/m}^2$

Determination de efforts. pour 1 m d'embranchement



Effort tranchant



Reactions d'appui.

$$\sum M^e/B = 0 \Rightarrow R_A = 1.82 t$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_B = 2.04 t$$

Moments et efforts tranchants pour $0 \leq x \leq 1.5 m$

$$M = 1.82x - 0.775 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 1.86 t \cdot m \end{cases}$$

$$T = 1.82 - 0.775 x \quad \begin{cases} T(0) = 1.82 t \\ T(1.5) = 0.66 t \end{cases}$$

pour $0 \leq x \leq 2.7 m$

$$M = 2.04x - \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.7) = 1.86 t \cdot m \end{cases}$$

$$T = 2.04 - x \quad \begin{cases} T(0) = 0 \\ T(2.7) = 0.66 t \end{cases}$$

Le moment maximum est donné par :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 2.04 - x = 0 \Rightarrow x = 2.04 m \quad \text{à partir de l'appui de droite}$$

$$M_{max} = 2.08 t \cdot m$$

Ferraillage:

en travée $M_t = 0.85 \quad M_{max} = 1.77 t \cdot m$
 au appui $M_a = 0.4 \quad M_{max} = 0.83 t \cdot m$

Aciers inférieures

$$M_t = 1.77 \text{ t.m} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 13 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1.77 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0.0561 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9012 \\ \kappa = 35.6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 78.65 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires}$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 5.39 \text{ cm}^2 \quad \text{sât } 7710 \text{ kg/m}^2 (5.49 \text{ cm}^2)$$

Aciers en chapeaux

$$M_a = 0.83 \text{ t.m} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 13 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0.83 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0.0263 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9296 \\ \kappa = 56 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \text{sât } 778 \text{ kg/m}^2 (3.41 \text{ cm}^2)$$

Aciers transversaux

$$T = 2.04 \text{ t} \quad b = 100 \text{ cm} \quad z = (7/8)h = 11.38 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2.04 \times 10^3}{100 \times 11.38} = 1.79 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.15 \bar{\sigma}'_b = 6.8 \text{ kg/cm}^2$$

Conformément à l'article 27.2 du C.C.B.A 68, les aciers transversaux ne sont pas nécessaires néanmoins, nous adopterons des aciers transversaux en forme de triangle ($\Phi = 8$) qui auront le rôle de palier à l'éclatement du béton.

Aciers de répartition

$$A_r = A/4 = 1.37 \text{ cm}^2 \quad \text{sât } 776 \text{ kg/m}^2 (1.98 \text{ cm}^2)$$

Vérifications

* Contraintes

$$\text{Entrée } A = 5.49 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm}$$

$$\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 5.49}{100 \times 13} = 0.422 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9006 \\ \kappa = 35.3 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = M/A\epsilon h = 2754 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifier}$$

$$\text{à l'appui } A = 3.41 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm}$$

$$\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 3.41}{100 \times 13} = 0.262 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9187 \\ \kappa = 46.5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = M/A\epsilon h = 2038 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 43.83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137.7 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 bh \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{cu} = 1.26 \text{ m}^2 \text{ vérifié}$$

Condition d'appui

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z \Rightarrow A \geq (T + M/Z) / \bar{\sigma}_a$$

on a $M_a = -0.83 \text{ tm}$ $T = 2.04 \text{ t}$ $Z = 11.38 \text{ cm}$
 $A < 0$

Condition de flèche

$$A \leq \frac{4.3 \cdot b \cdot h^3}{\bar{\sigma}_{cu}} = \frac{4.3 \cdot 100 \cdot 13^3}{4200} = 13.31 \text{ m}^2$$

$$h_t / l \geq 1/16 \rightarrow 15/420 = 0.0357 < 0.0625 \text{ non vérifié}$$

$$h_t / l \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.0357 < 0.1 \text{ non vérifié}$$

Les deux dernières conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est conduit suivant les méthodes R.D.M. En tenant compte de l'existence de fissuration éventuelle dans les zones tendues $f = \frac{M l^2}{10 E_c I_{f0}}$

Le C.T.C recommande que la flèche calculée sur la longueur réelle développée de la poutre ne soit limitée à 1/300 de la portée horizontale (l_h) alors on doit avoir

$$f = \frac{M l^2}{10 E_c I_{f0}} \leq \frac{l_h}{300}$$

avec $I_{f0} = \frac{I_t}{1 + \alpha N}$

Les coefficients μ, α sont égaux à :

$$\alpha = \alpha_c = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3b_0/b) \bar{\omega}}$$

charge permanente

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

A.N : $M_0 = 1.42 \text{ tm}$

$$I_t = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\omega} = A / b_0 h = \frac{5.49}{100 \times 13} = 0.00422$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

C.C.B.A 88 Art 9.6 $\left\{ \begin{aligned} E_c &= 7000 \sqrt{\bar{\sigma}_c} \text{ bar} = 7000 \sqrt{1.2 \bar{\sigma}_{cu}} = 7000 \sqrt{1.2 \times 28} \\ E_c &= 126000 \end{aligned} \right.$

Alors

$$\alpha = \frac{5.9}{180(2 + 3 \frac{100}{100}) 0.00422} = 1.55$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \times 5.9}{4 \times 0.00422 \times 2800 + 3 \times 5.9} = 0.54$$

$$I_{fu} = \frac{28125}{1 + 1.55 \times 0.54} = 15310.29$$

$$f = \frac{1.4 \times 210^5 \times (4+20)^2}{10 \times 126000 \times 15310.29} = 1.29 < \frac{l_h}{300} = \frac{420}{300} = 1.4$$

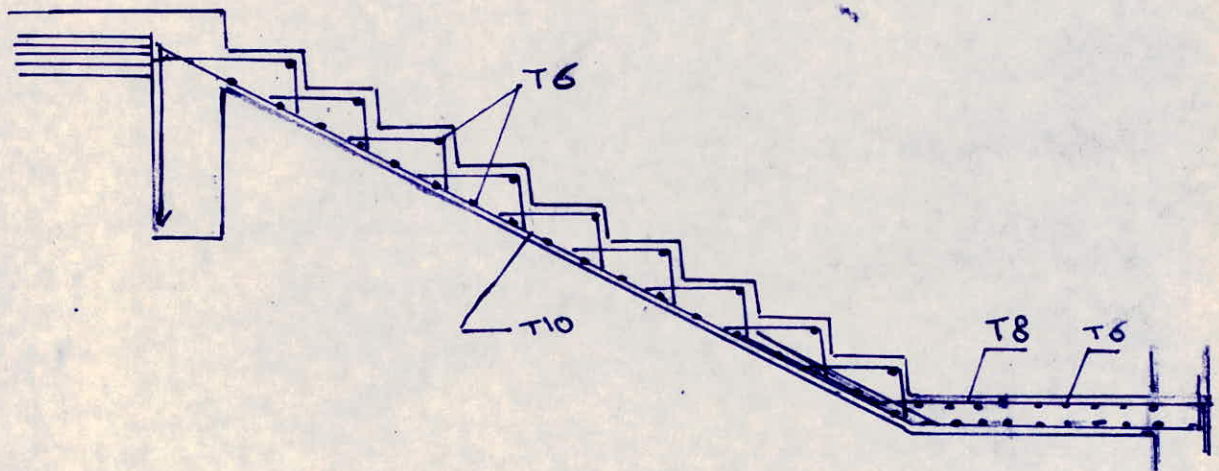
Condition de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{\sigma_b d} = \frac{3.41}{2 \times 100 \times 2} = 8.52 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \gamma}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{8} \times \frac{8.52 \times 10^{-3}}{1 + 10 \times 8.52 \times 10^{-3}} = 2355 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\kappa \gamma}{\phi} \sigma_b} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{8} \times 59} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

D'où $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 < 2800 \text{ kg/cm}^2$ Vérifié

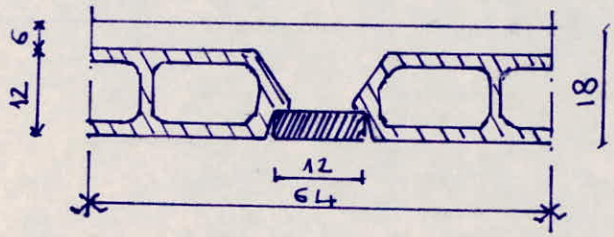


Pour toutes les barres, l'espacement $e = 14 \text{ cm}$
Cadres en $\phi 8$

CALCUL DES POUTRELLES

Planchers:

Le plancher de la terrasse ou des étages courants est constitué de corps creux (12+6) réalisé comme indiqué ci dessous



Les poutrelles sont prefabriquées à l'usine. Elles possèdent des armatures transversales en forme de spirale triangulaire en attente permettant une bonne liaison avec la dalle de compression. Le Calcul des poutrelles se fera en deux étapes:

1^{ère} étape: avant coulage de la table de compression ou la poutrelle est considérée comme simplement appuyée de section transversale rectangulaire de dimension $b \times h_f = 12 \times 4$.

Elle est donc soumise au

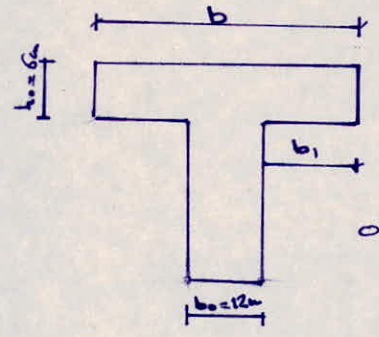
- son poids propre
- poids du corps creux
- surcharges d'exploitation, etc au manoeuvre

2^{ème} étape: Après coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis dont la section transversale entravée est en forme de T

* Détermination de la largeur de la table de compression

Conformément à l'article 23.3 du C.C.B.A 68 la largeur b_1 doit satisfaire la condition suivante:

- 1) $b_1 \leq 0.5 l_0$: l_0 distance entre deux poutrelles voisines
- 2) $b_1 \leq 0.1 l$: l portée entre deux appuis
- 3) $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$: h_0 épaisseur de l'hourdis



Les conditions ci dessus se traduisent par
1) $b_1 \leq 32m$ 2) $b_1 \leq 28.5m$ 3) $36 \leq b_1 \leq 48m$

Sat donc $b_1 = 26m$

et $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64m$

on adopte donc $b = 64m$ comme largeur de la table

Méthode de calcul des poutrelles

La méthode de calcul utilisée pour la détermination des efforts sollicitants les poutrelles est la méthode forfaitaire donnée dans le C.C.BA 68 article 55 dont les conditions d'application de la méthode sont vérifiées à savoir :

- La fissuration est non préjudiciable
- Les travées ont une même section et les rapports des différents travées sont compris entre 0.8 et 1.25
- la charge permanente est supérieure à 1.5 fois la surcharge d'exploitation

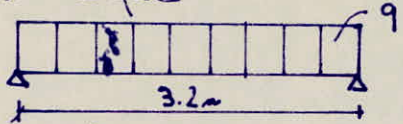
Calcul des Poutrelles

1^{ère} étape

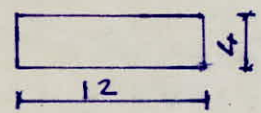
- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.06 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
- Corps creux : $0.64 \times 100 = 64 \text{ kg/ml}$
- surcharge : $0.64 \times 100 = 64 \text{ kg/ml}$

$$q = (12 + 64) + 1.2 \times 64 = 152.8 \text{ kg/ml}$$

Schema statique



Section



moment en travée:

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{152.8 \times (3.20)^2}{8} = 195.58 \text{ kg.m}$$

$$\text{effort tranchant } T = q \frac{l}{2} = \frac{152.8 \times 3.2}{2} = 244.48 \text{ kg}$$

Détermination des armatures:

La poutrelle sera sollicitée en flexion simple

$$N = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 195.58 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot (2)^2} = 2.18 \text{ donc } \begin{cases} \epsilon = 0.7085 \\ k = 2.15 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{2.15} = 1302 \text{ kg/cm}^2 > \sigma'_{b0} = 137.7 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées sont nécessaires, mais compte tenu de la faible épaisseur de la nervure (4 cm) il est donc nécessaire de prévoir un échaffaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression

2^e étape :

charges et surcharges :

Terrasse :

- charge permanente :
- surcharge d'exploitation :

$G = 594 \text{ kg/ml}$

$P = 100 \text{ kg/ml}$

La charge et surcharge revenant à la poutelle par ml sont :

$q = 0.64 (G + 1.2P) = 457 \text{ kg/ml}$

Plancher courant :

- charge permanente :
- surcharge d'exploitation :

$G = 530 \text{ kg/ml}$

$P = 175 \text{ kg/ml} \text{ ou } 200 \text{ kg/ml}$

La charge et surcharge revenant à la poutelle par ml sont :

$q = 0.64 (G + 1.2P) = 492.8 \text{ kg/ml}$

Les 2 charges n'étant pas très différentes, nos poutelles seront calculées sous la plus grande charge :

$q = 492.8 \text{ kg/ml}$

On a deux types de poutelles continues : des poutelles à quatre travées égales et des poutelles à trois travées égales.

Poutelle à 4 travées :

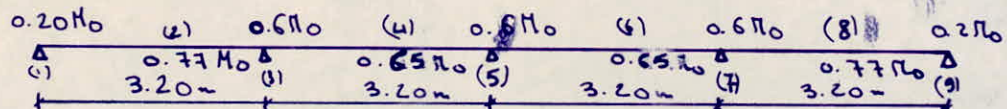
Moment statique

$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{492.8 (3.2)^2}{8} = 630.78 \text{ kgm}$

Effort tranchant

$T_0 = q \frac{l}{2} = \frac{492.8 (3.2)}{2} = 788.48 \text{ kg}$

En tenant compte des réductions du moment statique les moments aux appuis et entravées sont donnés par le schéma statique ci-dessous :



Moments entravée (2-3)

$M_t = 0.77 M_0 = 485.7 \text{ kgm}$

En travée la section est en T

$$n = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 485.7 \cdot 10^2}{2800 \times 64 \times (16)^2} = 0.0159 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 74.5 \\ \alpha = 0.1675 \\ \epsilon = 0.9442 \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre $y = \alpha \cdot h = 0.1675 \times 16 = 2.68 < h_0 = 6 \text{ cm}$
l'axe neutre tombe dans la table, on calculera la section comme une section rectangulaire $b \times h_t$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = \frac{2800}{74.5} = 37.58 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires}$$

Aciers tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{4850 \cdot 10^2}{2800 \times 0.9642 \times 16} = 1.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

travée (4,5)

$$M_t = 0.65 M_0 = 410 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0.0134 \quad \begin{cases} k = 82 \\ \alpha = 0.1546 \\ E = 0.9485 \end{cases}$$

$$Axe neutre y = \alpha h = 2.47 < k_0 = 6 \text{ cm}$$

Axe neutre tombe dans la table \Rightarrow section rectangulaire $b \times h$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = 34.15 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires}$$

Aciers tendus

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Moments aux appuis

$$\text{appui 1: } M_a = 0.2 M_0 = 126.16 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 126.16 \text{ kg.m}^2}{2800 \times 12 \times 16^2} = 0.0220 \quad \begin{cases} k = 62 \\ E = 0.9351 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = 45.16 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

Aciers en chapeaux

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{appui (3, 5.7)} \quad M_a = 0.6 M_0 = 378.47 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0.0660 \quad \begin{cases} k = 32.3 \\ E = 0.8943 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = 86.69 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = 0.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Poutelle à 3 travées

Les poutelles à 3 travées égales, on peut adopter le même type de ferrailage (ou travées et aux appuis) Vu qu'on a calculé forfaitairement les moments

Verifications

* Condition de non fragilité (article 52 C.C.B.A 68)

entrait

$$A \geq 0.69 b h \sqrt{f_c} / \sigma_{su}$$

$$b = 64 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$A \geq 0.99 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée } A = 2110 = 1.57 \text{ m}^2$$

à l'appui

$$b = 12 \text{ cm } h = 16 \text{ cm } A = 1112 = 1.13 \text{ m}^2$$

$$A \geq 0.19 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

* Condition de flèche (article 58.4 C.C.B.A 68)

Dans la mesure où les conditions suivantes sont vérifiées la justification de la flèche est alors inutile

$$h_t \geq l \frac{M_t}{15 M_0} ; h_t \geq \frac{l}{22.5} ; A < b_0 h \frac{36}{\sigma_{su}}$$

avec

$$l = 3.20 \text{ m } \text{ portée libre de la poutrelle}$$

$$M_t = 485.7 \text{ kg.m } \text{ moment max entrainé}$$

$$M_0 = 630.78 \text{ kg.m } \text{ moment statique}$$

$$h_t = 18 \text{ cm } \text{ hauteur totale de la section}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm } \text{ largeur de la nervure}$$

$$A = 1.57 \text{ m}^2 \text{ section d'acier tendu}$$

$$\sigma_{su} = 4200 \text{ limite élastique}$$

d'où

$$h_t \geq l \frac{M_t}{15 M_0} = 16.43 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} = 14.22 \text{ cm}$$

$$A < b_0 h \frac{36}{\sigma_{su}} = 1.64 \text{ m}^2$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées, la justification de la flèche s'avère inutile.

* Condition de non fissuration

Les conditions de fissuration imposent une limite de la contrainte admissible de l'acier on prendra $\sigma_{af} = \min(\sigma_a, \max(\sigma_1, \sigma_2))$

avec

$$\sigma_1 = k \frac{q}{\phi} \cdot \frac{\overline{w}_f}{1 + 10 w_f}$$

$$\overline{w}_f = \frac{A}{B_f} \quad B_f = \rho b d$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{k \frac{q}{\phi} \sigma_b}$$

Contrainte de fissuration accidentelle

Contrainte de fissuration systématique

Entravée

$$A = 2\pi l_0 = 1.57 \text{ m}^2$$

$$B_f = 2b \cdot d = 2 \times 12 \times 2 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 1.6 \quad \text{avec H.A.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$K = 1.5 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration par nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = 0.0327$$

$$\sigma_1 = 1.5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1.6}{10} \cdot \frac{0.0327}{1 + 10 \cdot 0.0327} = 5914 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 5.9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

ou $\sigma_{\text{eff}} = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis

$$A = \pi l_2 = 1.13 \text{ m}^2$$

$$B_f = 2 \times 2 \times 12 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\bar{\omega}_f = 0.0235$$

$$\text{outrepassé } \sigma_1 = 3806 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_{\text{eff}} = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) < 2800 \text{ kg/cm}^2$ condition vérifiée

* Condition d'ADHÉRENCE.

La vérification consiste à satisfaire l'inégalité conformément à l'article 29 du C.C.B.A 68

$$\bar{E}_d < \bar{E}_d$$

ou

$$T_d = \frac{T}{n p z}$$

T: effort tranchant.

n: nombre de barmes tendues

p: périmètre utile

z: bras de levier

$$\bar{E}_d = \psi \bar{\sigma}_b$$

$$\psi = 1.5 \quad \text{avec H.A.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9$$

$$\bar{E}_d = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant de la travée indépendante doit être majorée de 10% pour une poutrelle plus de 2 travées conformément à l'article 55.2 du C.C.B.A 68

$$T = 1.1 T_0 = 1.1 \cdot 788.48 = 867.33 \text{ kg}$$

$$n = 2$$

$$p = \pi \phi = \pi \cdot 12 = 3.14 \text{ m}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 14 \text{ cm}$$

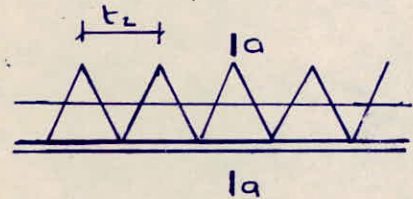
$$\bar{E}_d = \frac{867.33}{2 \times 3.14 \times 14} = 9.86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_d$$

Condition vérifiée

Armatures transversales

Les poutelles sont fabriquées à l'usine et possèdent des armatures transversales en forme de spirale triangulaire.

On calculera les axes transversaux correspondant à l'effort tranchant maximum conformément à l'article 25 du C.C.BA 68



Coupe a-a



- Contrainte de cisaillement maximale

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 z} \quad \text{avec} \quad T = 1.1 T_0 = 867.33 \text{ kg}$$

$$z = 14 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}_b = \frac{867.33}{12 \times 14} = 5.16 \text{ kg/cm}^2$$

on a

$$\text{à l'appui: } \left. \begin{aligned} \bar{\tau}'_b &= 74.45 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\tau}'_{b0} &= 58.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \bar{\tau}'_{b0} < \bar{\tau}'_b < 2 \bar{\tau}'_{b0}$$

$$\text{alors } \bar{\tau}_b = \left(4.5 - \frac{\bar{\tau}'_b}{\bar{\tau}'_{b0}} \right) \bar{\tau}'_{b0} = 20.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on vérifie que } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

On se fixe des cadres spirales de diamètre $\phi 6$ de nuance FeE24

$$A_s = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- Contrainte admissible des axes $\bar{\tau}_{at}$.

on suppose qu'il y aura reprise de bétonnage
d'où $\rho = \frac{2}{3}$ (cas le plus défavorable)

$$\bar{\tau}_{at} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

- Ecartement admissible

$$E_{max} = \begin{cases} t_1 = 0.2 h = 3.2 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0.3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\tau}_{at}} \right) h = 11.80 \text{ cm} \end{cases} \quad E = 11 \text{ cm}$$

- Ecartement de calcul

Le premier espacement de l'appui sera calculé avec

$$t = \frac{1}{T} A_s \cdot E \cdot \bar{\tau}_{at} = 10.27$$

on prend comme écartement

$$c = \min(t, E) = 11 \text{ cm}$$

le 2^{ème} cours d'armatures sera à $t/2 = 5.5 \text{ cm}$ du nu de l'appui

Ferraillage de la table

D'après C.C.BA 68 art 58.2

Les prescriptions suivantes concernent les planchers à corps creux (Article 58.2, 59 de C.C.BA 68)

- Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale $h_0 = 4 \text{ cm}$
- armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm (5 P.ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures

33 cm (3 P.ml) pour les armatures parallèles aux nervures

- Lorsque l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures doit être telle que

$$A_{\perp} \geq 0.02 l_n \frac{2160}{\sigma_{cu}} = 43 \frac{l_n}{\sigma_{cu}}$$

- La section d'acier parallèle aux nervures doit être telle que

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

on choisit un treillis soudé $200 \times 200 \text{ mm } \phi 5$

soit 1 section d'acier $518 \text{ ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verification

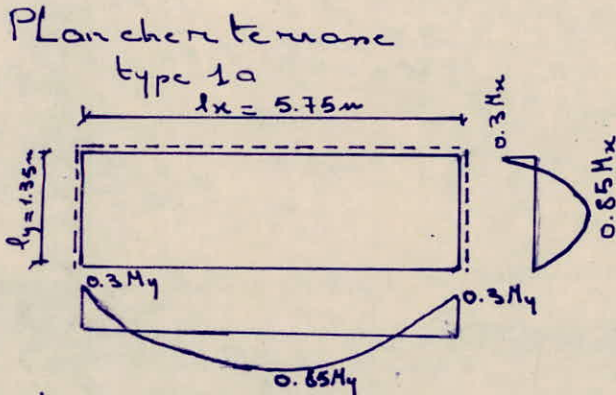
- sens perpendiculaire aux nervures

$$A_{\perp} = 43 \frac{l_n}{\sigma_{cu}} = 43 \cdot \frac{64}{5300} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- sens parallèle aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml} < A = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CALCUL DES DALLES



charges et surcharges

charges permanentes :

$G = 744 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

$P = 100 \text{ kg/m}^2$

La charge et surcharge revenant à la dalle par m²

$q = G + 1.2P = 864 \text{ kg/m}^2$

Charge Concentric sur le côté libre de la dalle

Venant de l'austère

$Q = 250 \text{ kg/ml}$

Les moments de flexion M_x et M_y sont donnés par les formules suivantes

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \left[q \frac{l_y^2 l_x}{2} - \frac{1}{3} q l_y^3 \right] + [Q(l_x - l_y) l_y] \\ M_y &= \left[q \frac{l_x^3}{6} \right] + \left[Q \times \frac{l_x^2}{2} \right] \end{aligned} \right\} \text{démontrés précédemment}$$

d'où

$M_x = 4.14 \text{ tm pour 1ml de dalle } M_x = \frac{4.14}{5.75} = 0.72 \text{ tm/ml}$

$M_y = 0.58 \text{ tm pour 1ml de dalle } M_y = \frac{0.58}{1.35} = 0.43 \text{ tm/ml}$

Ferraillage : méthode P. CHARON à flexion simple
* dans le sens l_y

en travée :

$M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.72 = 0.61 \text{ tm}$

$h_t = 12 \quad h = h_t - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 0.61 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (10)^2} = 0.0327 \quad \left\{ \begin{aligned} \kappa &= 49.2 \\ \epsilon &= 0.9221 \end{aligned} \right.$

$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2800}{49.2} = 56.91 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{0.61 \times 10^5}{2800 \times 0.9221 \times 10} = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T8/\text{ml} (2.51 \text{ cm}^2)$

à l'appui

$M_a = 0.3 M_x = 0.22 \text{ tm}$

$\mu = 0.0118$

$\left\{ \begin{aligned} \kappa &= 88 \\ \epsilon &= 0.9515 \end{aligned} \right.$

$\sigma_b = 31.81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 0.82 \text{ cm}^2$

On adopte 5T8/ml

Plancher Courant
type 2a (Idem 1a)

charges et surcharges
charges permanentes :
surcharge d'exploitation:

$$G = 744 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 350 \text{ kg/m}^2$$

La charge et surcharge revenant à la dalle par m^2

$$q = G + 1.2 P = 1164 \text{ kg/m}^2$$

charge concentrée due au mur extérieur: 350×2.97 $Q = 1040 \text{ kg/m}$

Moment de flexion

$$M_x = 1.43 \text{ tm}$$

$$M_y = 1.04 \text{ tm}$$

Ferraillage

* dans le sens de y

travée $M_t = 0.85 M_x = 1.21 \text{ tm}$

$$N = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1.21 \cdot 10^5}{2800 \times 100 (10)^2} = 0.0648 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.8950 \\ \kappa = 32.6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{32.6} = 85.88 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{1.21 \cdot 10^5}{2800 \times 0.8950 \times 10} = 4.83 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 5T12 (5.65 cm}^2)$$

appui $M_a = 0.3 M_x = 0.43 \text{ tm}$

$$N = 0.0230 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9338 \\ \kappa = 60.5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{60.5} = 46.28 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 1.04 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 5T8 (2.51 cm}^2)$$

type 2b (Idem 1b)

Les charges et surcharges sont les mêmes que (2a)

charge uniforme $q = 1164 \text{ kg/m}^2$

charge concentrée $Q = 1040 \text{ kg/m}$

on a

$$M_x = 1.07 \text{ tm}$$

$$M_y = 1.04 \text{ tm}$$

Ferraillage

* dans le sens de y

entravée $M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.07 = 0.91 \text{ tm}$

$$N = \frac{15 M_t}{\sigma_a b h^2} = 0.0487 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9072 \\ \kappa = 38.9 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 71.98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 3.58 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5T10 (3.92 \text{ cm}^2)$$

à l'appui $M_a = 0.3 M_n = 0.32 \text{ tm}$

$$\nu = 0.0171 \quad \begin{cases} \epsilon = 0.9422 \\ \kappa = 71.5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 39.16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5T8 (2.51 \text{ cm}^2)$$

* dans le sens de l_x pour 2a et 2b
 en travée $M_t = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.04 = 0.88 \text{ tm}$

$$\nu = 0.0471 \quad \begin{cases} \epsilon = 0.9084 \\ \kappa = 39.6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 70.71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 3.46 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5T10 (3.92 \text{ cm}^2)$$

à l'appui $M_a = 0.3 M_y = 0.31 \text{ tm} \Rightarrow A = 1.21 \text{ cm}^2$ on adopte 5T8 (2.51 cm²)

Verifications

* Condition de non fragilité (art 52. C.C.BA 68)

$$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0.69 \cdot 100 \times 10 \times \frac{5.9}{4200} = 0.97 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée pour toutes les sections.

* Condition de fissuration
 pour $\phi \leq 10 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\kappa \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2.4 \sqrt{\frac{1.510^6 \times 1.6 \times 5.9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a } \bar{\sigma}_{af} = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)) < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pour $\phi > 10 \text{ mm}$

cas ou $\phi = 12 \text{ mm}$ $A = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

$$B_f = e b d = 2 \times 160 \times 2 = 400 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0.0141$$

$$\bar{\sigma}_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1.510^6 \times \frac{1.6}{12} \frac{0.0141}{1 + 10 \times 0.0141} = 2471.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\kappa \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2.4 \sqrt{\frac{1.510^6 \times 1.6 \times 5.9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 10} = 0.565 \quad \begin{cases} \epsilon = 0.8881 \\ \kappa = 29.7 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = \frac{1.21 \cdot 10^5}{5.65 \times 0.8881 \times 10} = 2411 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_a < \min(\bar{\sigma}_a, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2))$$

condition vérifiée

* Condition de flèche

Vérifiée précédemment

CALCUL DES POUTRES

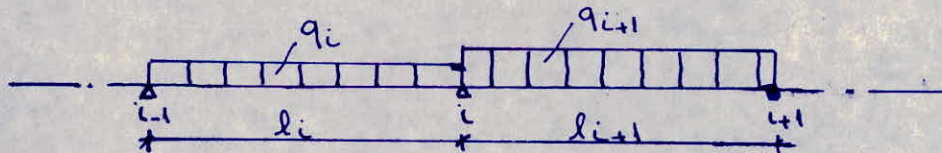
Le système de contreventement du bâtiment est assuré par des voiles dans les 2 sens longitudinal et transversal. Les poutres et les poteaux seront calculés sous la sollicitation du 1^{er} genre (G+L+P)

Les poutrelles sont disposées longitudinalement, donc le sens transversal est le sens porteur, par conséquent les poutres porteuses sont les poutres transversales.

DETERMINATION DES EFFORTS

Pour le calcul des efforts (M et T) on utilise la méthode de CLAPEYRON dite méthode des trois moments qui nous donne les moments aux appuis.

Pour une poutre continue de n travées on aura $(n-1)$ équations des trois moments donc une équation pour chaque appui intermédiaire.



appui i

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

Pour le calcul des Moments en travée on a la relation suivante

$$M(x) = P(x) + \frac{M_i - M_j}{l} x + M_i$$

avec $P(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$

M_i : moment au côté gauche de la travée

M_j : moment au côté droit de la travée

donc $M(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2} + \frac{M_i - M_j}{l} x + M_i$

Le moment maximum (M_{max}) en travée est pour le x tel que $\frac{dM(x)}{dx} = 0$

C'est à dire $\frac{q l}{2} - q x + \frac{M_i - M_j}{l} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$

donc M_{max} sera obtenu en remplaçant x par sa valeur dans l'équation de $M(x)$

Pour le calcul des efforts tranchants on a les relations suivantes

$$T_i = +\frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_j}{l} \quad T_j = -\frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$$

Les charges trapezoidales seront transformées en charge uniformément répartie par les formules suivantes :

pour le moment flechissant $q_n = \alpha_n w l/2$

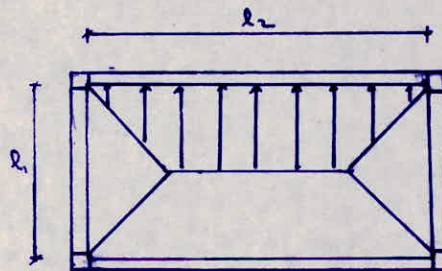
pour l'effort tranchant $q_T = \alpha_T w l/2$

dont q_n, q_T , charge uniformément répartie (kg/ml)

w : charge de la dalle (kg/ml)

On a α_n, α_T donnés dans le tableau suivant en fonction de l_2/l_1

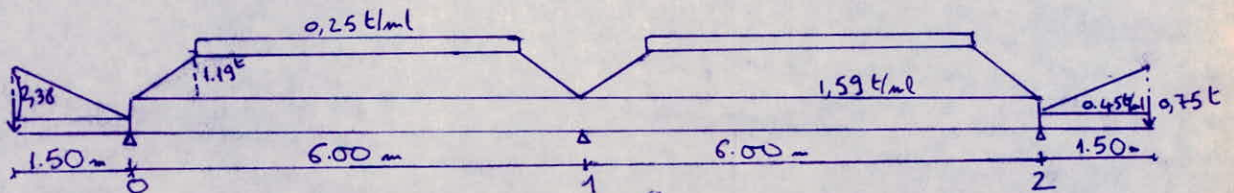
l_2/l_1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.1
α_n	0.725	0.769	0.803	0.829	0.852	0.885	0.897	0.906	0.919	0.930
α_T	0.545	0.583	0.615	0.643	0.667	0.706	0.722	0.737	0.750	0.762



NIV 12.75
Poutres transversales

poutre ①

Chargement réel

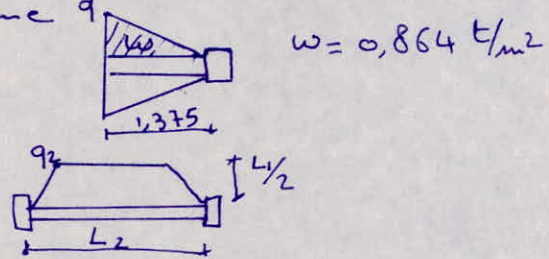


uniform { Poutre : $2,5 \times 0,3 \times 0,55 + 1,2 \times 1,00 \times 0,3 = 0,45 \text{ t/ml}$
 plancher : $0,714 \times 3,2 \times \frac{1}{2} = 1,14 \text{ t/ml}$

Charge revenant de la dalle pleine q

partie en console
 $0,864 \times 1,375 \times 2 = 2,38 \text{ t}$

partie intermédiaire
 $q_2 = 0,864 \times 1,375 = 1,19 \text{ t/ml}$



$d = \frac{L_2}{L_1} = \frac{5,75}{2,75} = 2,09$

on a par suite dans le tableau $\alpha_n = 0,93$

$\alpha_T = 0,76$

$q_{2n} = \alpha_n w \frac{L_2}{2} = 0,93 \times 0,864 \times 1,375 = 1,1 \text{ t/ml}$

$q_{2T} = \alpha_T w \frac{L_2}{2} = 0,76 \times 0,864 \times 1,375 = 0,9 \text{ t/ml}$

acrotère

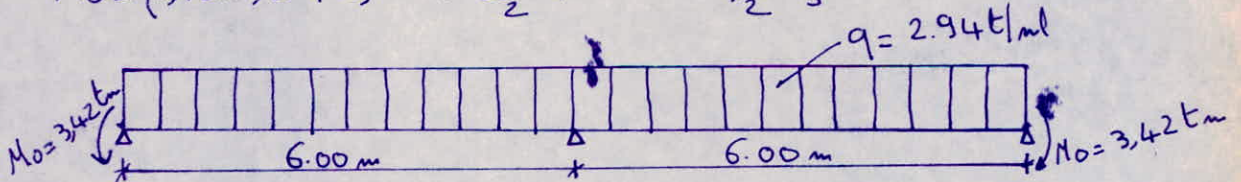
concentrée : $2,5 \times 0,1 \times 3 = 0,75 \text{ t}$

linéaire : $2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/ml}$

don chargement équivalent

Moment $q = 0,45 + 1,14 + 1,1 + 0,25 = 2,94 \text{ t/ml}$

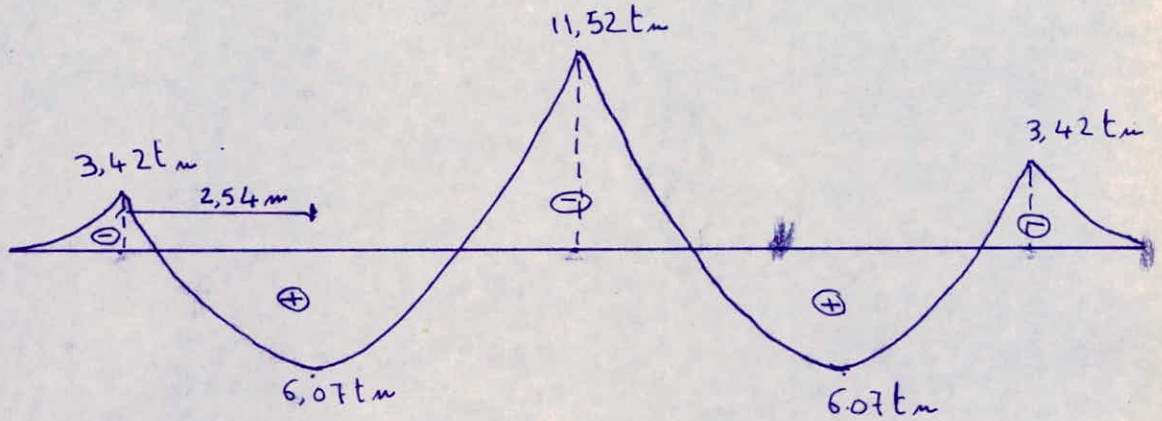
$M_0 = -(0,75 \times 1,5 + 0,45 \times \frac{1,5^2}{2} + 2,38 \times \frac{1,5}{2} \times \frac{2}{3} \times 1,5) = -3,42 \text{ tm}$



$M_0 = -3,42 \text{ tm}$

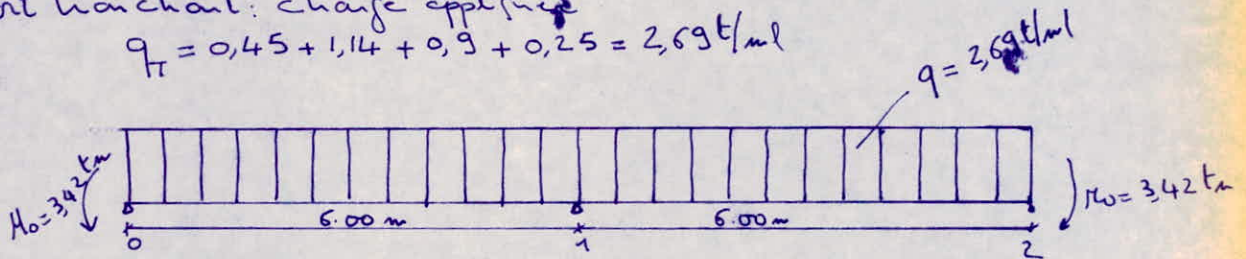
$M_1 = -11,52 \text{ tm}$

en travée $M_{\text{travée}} = 6,07 \text{ tm}$ à $x = 2,54 \text{ m}$



effort tranchant: charge appliquée

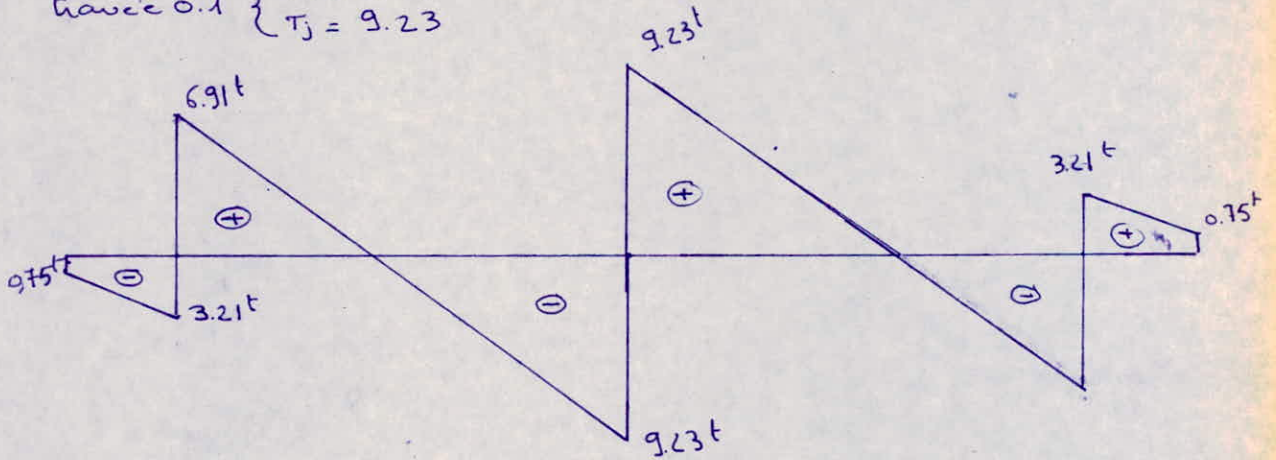
$$q_T = 0,45 + 1,14 + 0,9 + 0,25 = 2,69 \text{ t/ml}$$



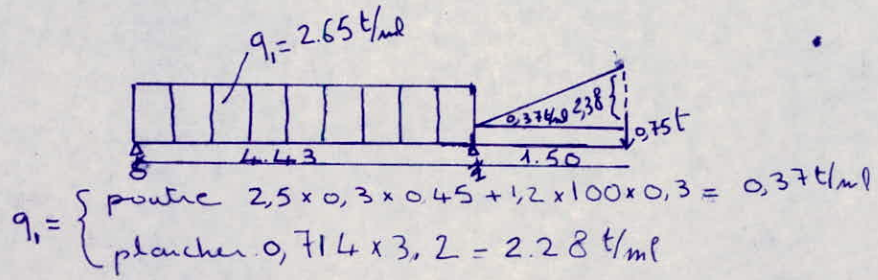
$$T_0 = 0,75 + 0,45 \times 1,5 + 2,38 \times 1,5 \times \frac{1}{2} = 3,21 \text{ t}$$

par la méthode des 3 moments

$$\text{travée } 0.1 \begin{cases} T_0 = 6.91 \\ T_j = 9.23 \end{cases}$$



Poutre ②



partie en console

dalle pleine: $0.864 \times 1.375 \times 2 = 2.38 \text{ t}$
 acrotère: $2.5 \times 0.1 \times 3 = 0.75 \text{ t}$

Equations de la statique

$\sum M_{/I} = 0 \Rightarrow R_0 = 5.12 \text{ t}$
 $\sum F_v = 0 \Rightarrow R_1 = 9.71 \text{ t}$

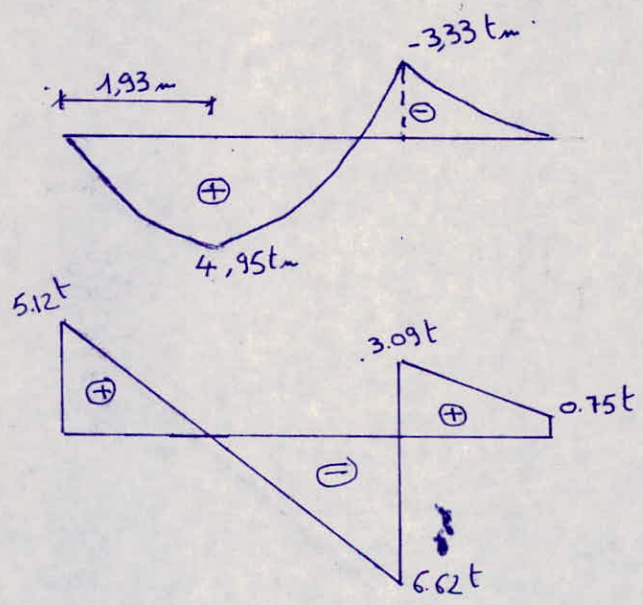
$M_1 = (0.75 \times 1.5 + 0.37 \times \frac{1.5^2}{2} + 2.38 \times 1.5 \times \frac{2}{3} \times 1.5) = -3.33 \text{ t.m}$

$T_1 = 0.37 \times 1.5 + 0.75 + 2.38 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 3.09 \text{ t}$

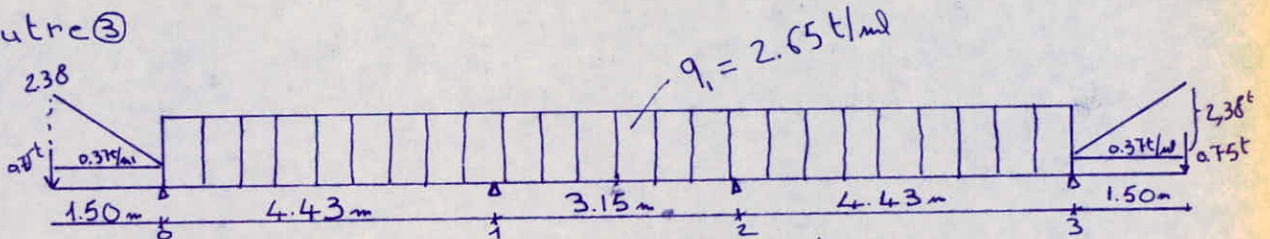
$M(x) = 5.12x - 2.65 \frac{x^2}{2}$

on a M_{max} pour $x \mid \frac{dM(x)}{dx} = 5.12 - 2.65x = 0 \Rightarrow x = 1.93 \text{ m} \Rightarrow M(1.93) = 4.95 \text{ t.m}$

$M_{\text{max}} = 4.95 \text{ t.m}$



Poutre ③



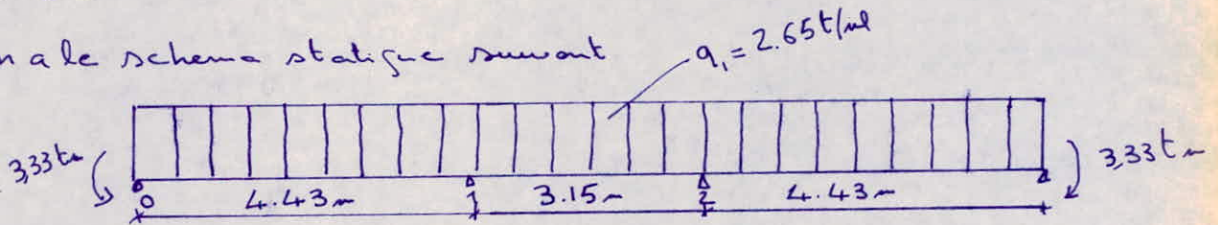
$$q_1 = \begin{cases} \text{poutre: } 2,5 \times 0,3 \times 0,45 + 1,2 \times 100 \times 0,3 = 0,37 \text{ t/ml} \\ \text{plancher: } 0,714 \times 3,2 = 2,28 \text{ t/ml} \end{cases}$$

partie en console

$$\begin{aligned} \text{dalle pleine: } & 0,864 \times 1,375 \times 2 = 2,38 \text{ t/ml} \\ \text{acrotère: } & 2,5 \times 0,1 \times 3 = 0,75 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_0 = M_3 &= -3,33 \text{ t.m} \\ T_0 = -T_3 &= 3,09 \text{ t} \end{aligned}$$

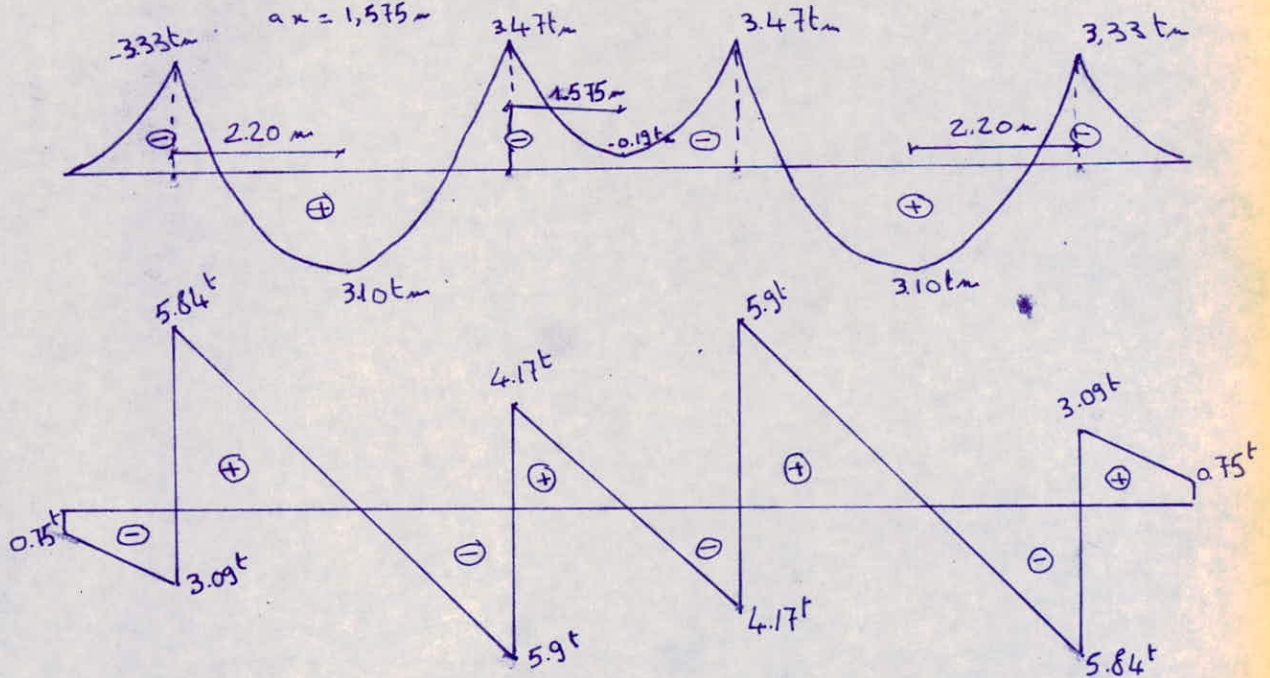
on a le schéma statique suivant



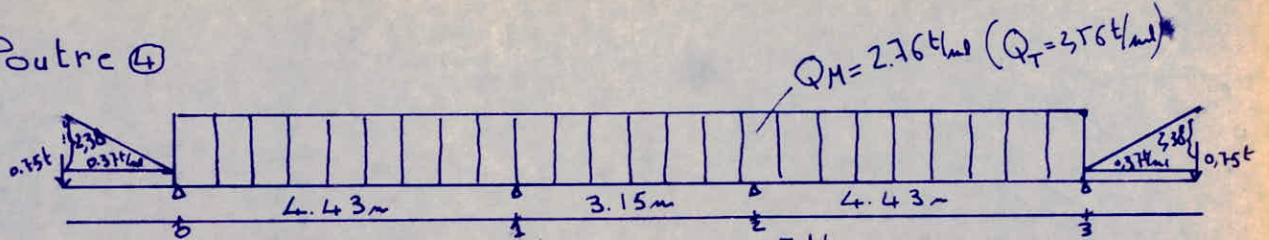
En appliquant la méthode des 3 moments on a

$$\begin{aligned} M_1 = M_2 &= -3,47 \text{ t.m} \\ \text{travée (0.1): } & M_t = 3,10 \text{ t.m} \quad | \quad T_i = 5,84 \text{ t} \\ & a x = 2,2 \text{ m} \quad | \quad T_j = 5,9 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{travée (1.2): } & M_t = -0,19 \text{ t.m} \quad | \quad T_i = T_j = 4,17 \text{ t} \\ & a x = 1,575 \text{ m} \end{aligned}$$



Poutre ④



$q_1 = \begin{cases} \text{poutre: } 2,5 \times 0,3 \times 0,45 + 1,2 \times 100 \times 0,3 = 0,37 \text{ t/ml} \\ \text{plancher } 0,714 \times 3,2 = 1,14 \text{ t} \end{cases}$

charge trapezoidale $w = 0,864 \text{ t/m}$

$A = \frac{L_2}{L_1} = \frac{4,13}{2,75} = 1,50 \Rightarrow \text{on lit dans le tableau } \alpha_M = 0,85 \quad \alpha_T = 0,67$

$q_M = \alpha_M w L_1 = 0,85 \times 0,864 \times 1,375 = 1 \text{ t/ml}$
 $q_T = \alpha_T w L_1 / 2 = 0,67 \times 0,864 \times 1,375 = 0,8 \text{ t/ml}$

acrotère $\begin{cases} \text{concentrée } 2,5 \times 0,1 \times 3 = 0,75 \text{ t} \\ \text{linéaire } 2,5 \times 0,1 = 0,25 \text{ t/ml} \end{cases}$

Partie en console : charge triangulaire $0,864 \times 1,375 \times 2 = 2,38 \text{ t}$

on a

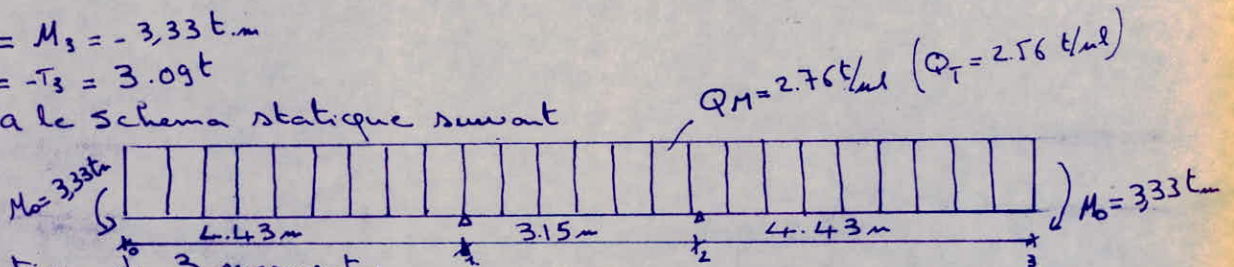
$Q_M = 0,37 + 1,14 + 1 + 0,25 = 2,76 \text{ t/ml}$

$Q_T = 0,37 + 1,14 + 0,8 + 0,25 = 2,56 \text{ t/ml}$

$M_0 = M_3 = -3,33 \text{ t.m}$

$T_0 = -T_3 = 3,09 \text{ t}$

on a le schéma statique suivant



Equation des 3 moments.

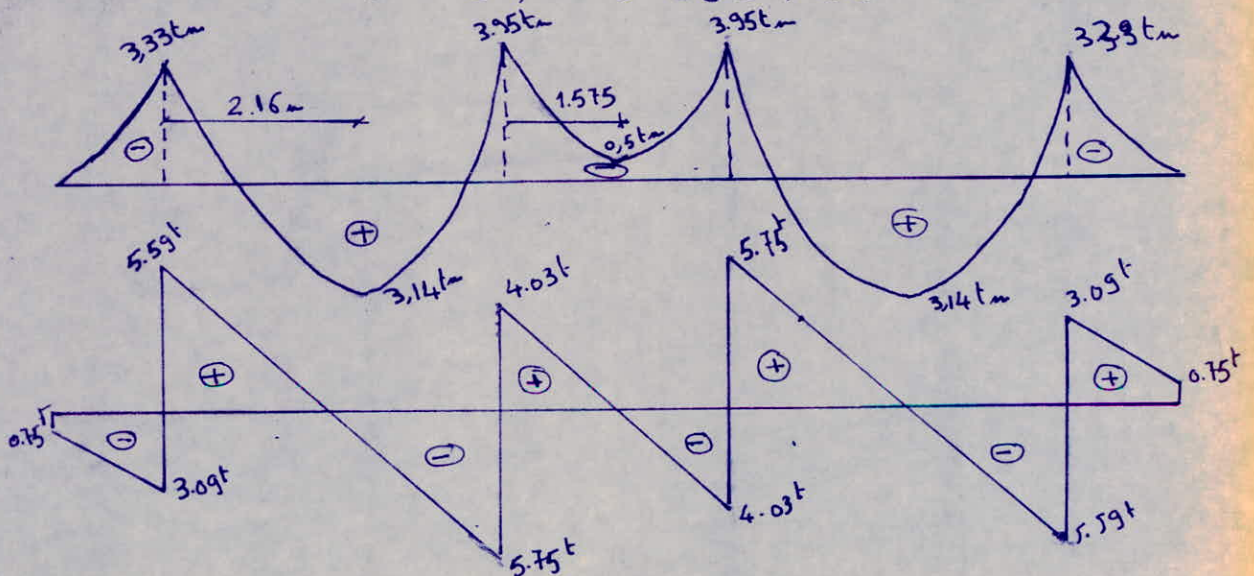
avec $Q_M = 2,76 \text{ t/ml}$ on a $M_1 = M_2 = -3,95 \text{ t.m}$

traverse 0.1 $M_t = 3,14 \text{ t.m}$ à $x = 2,16 \text{ m}$

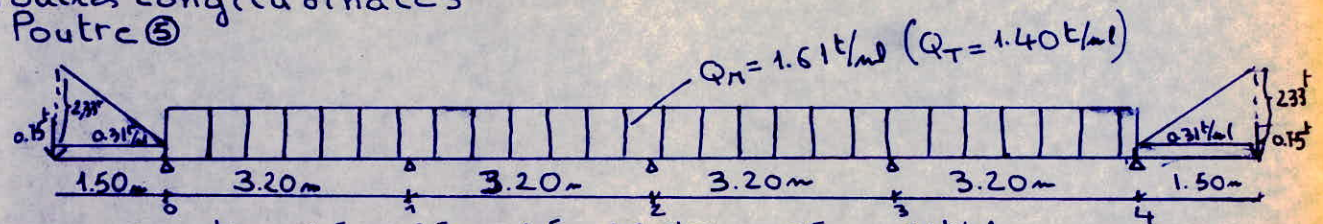
traverse 1.2 $M_t = -0,5 \text{ t.m}$ à $x = 1,575 \text{ m}$

avec $Q_T = 2,56 \text{ t/ml}$ traverse (0.1) $T_i = 5,59 \text{ t}$ $T_j = 5,75 \text{ t}$

traverse (1.2) $T_i = T_j = 4,03 \text{ t}$



Poutres Longitudinales
Poutre ⑤



$$q_1 = \begin{cases} \text{poutre } 2.5 \times 0.25 \times 0.45 + 1.2 \times 100 \times 0.25 = 0.31 \text{ t/ml} \\ \text{plancher } 0.714 \times 0.65 / 2 = 0.23 \end{cases}$$

Charge trapézoïdale $w = 0.864 \text{ t/m}^2$

$$d = \frac{L_2}{L_1} = \frac{2.9}{2 \times 1.35} = 1.07 \Rightarrow \text{on lit dans le tableau } \alpha_n = 0.7 \quad \alpha_T = 0.52$$

$$\text{donc } q_M = \alpha_n w L_2 / 2 = 0.7 \times 0.864 \times 1.35 = 0.82 \text{ t}$$

$$q_T = \alpha_T w L_2 / 2 = 0.52 \times 0.864 \times 1.35 = 0.61 \text{ t}$$

acrotère $\begin{cases} \text{concentrée } 0.75 \text{ t} \\ \text{linéaire } 0.25 \text{ t/ml} \end{cases}$

Partie en console: charge triangulaire $0.864 \cdot 1.35 \times 2 = 2.33 \text{ t}$
on a charge équivalente

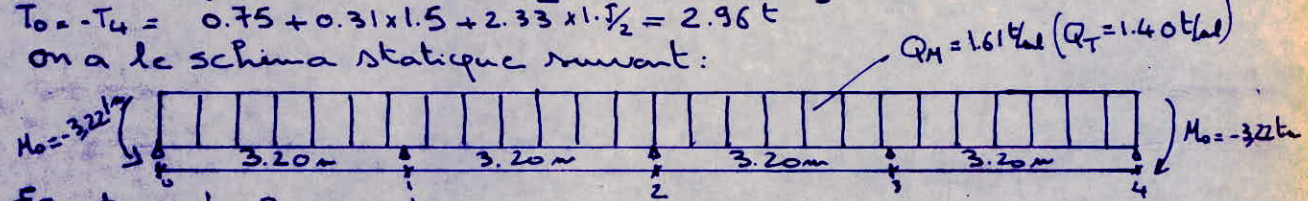
$$Q_M = 0.31 + 0.23 + 0.82 + 0.25 = 1.61 \text{ t/ml}$$

$$Q_T = 0.31 + 0.23 + 0.61 + 0.25 = 1.40 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = M_4 = - (0.75 \times 1.5 + 0.31 \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} + 2.33 \times 1.5 \times \frac{2}{3} \times 1.5) = -3.22 \text{ t.m}$$

$$T_0 = -T_4 = 0.75 + 0.31 \times 1.5 + 2.33 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 2.96 \text{ t}$$

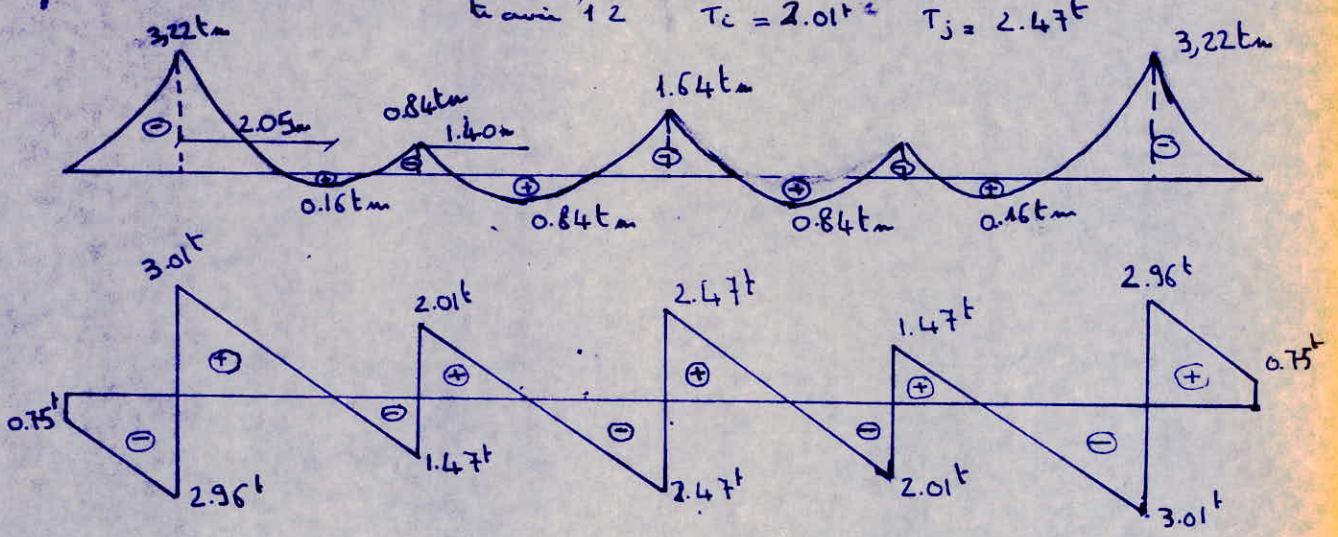
on a le schéma statique suivant:



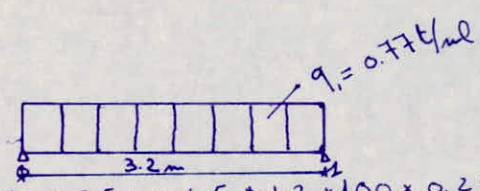
Equation des 3 moments:

avec $Q_M = 1.61 \text{ t/ml}$ on a $M_1 = M_3 = -0.84 \text{ t.m}$ $M_2 = -1.64 \text{ t.m}$
travée 0.1 $M_t = 0.16 \text{ t.m}$ à $x = 2.05 \text{ m}$ travée 3.4
travée 1.2 $M_t = 0.84 \text{ t.m}$ à $x = 1.40 \text{ m}$ travée 2.3

avec $Q_T = 1.40 \text{ t/ml}$ travée 0.1 $T_i = 3.01 \text{ t}$ $T_j = 1.47 \text{ t}$
travée 1.2 $T_i = 2.01 \text{ t}$ $T_j = 2.47 \text{ t}$



Poutre ⑥



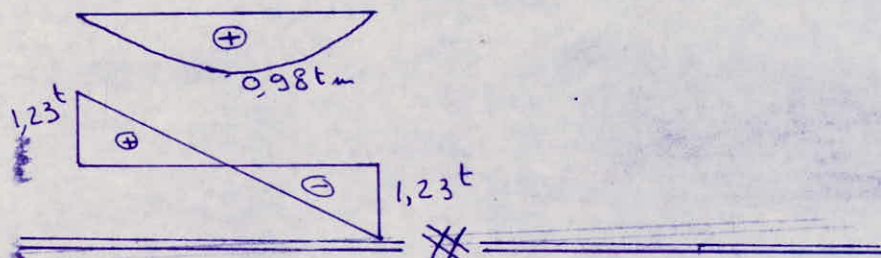
$$q_1 = \begin{cases} \text{Poutre: } 2.5 \times 0.25 \times 0.45 + 1.2 \times 100 \times 0.25 = 0.31 \text{ t/ml} \\ \text{Plancher: } 0.714 \times 0.65 = 0.46 \end{cases}$$

$$q_1 = 0.31 + 0.46 = 0.77 \text{ t/ml}$$

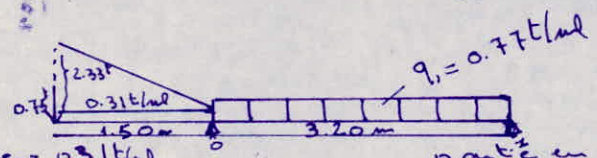
Equations de la statique

$$T_0 = T_1 = q \frac{l}{2} = 0.77 \times \frac{3.2}{2} = 1.23 \text{ t}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{8} = 0.77 \times \frac{(3.2)^2}{8} = 0.98 \text{ t.m}$$



Poutre ⑦



$$q_1 = \begin{cases} \text{Poutre} = 0.31 \text{ t/ml} \\ \text{Plancher} = 0.46 \text{ t/ml} \end{cases}$$

partie en canalé:
 dalle pleine: $0.864 \times 1.35 \times 2 = 2.33 \text{ t}$
 acrotère: $2.5 \times 0.1 \times 3 = 0.75 \text{ t}$

Equations de la statique

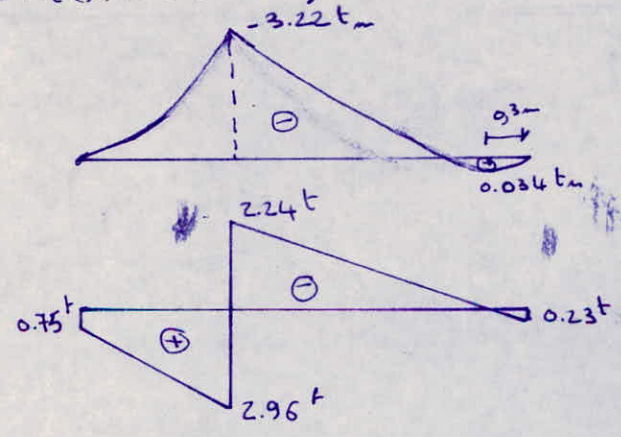
$$\sum M_t / 1 = 0 \Rightarrow R_0 = 5.2 \text{ t}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_1 = 0.23 \text{ t}$$

$$M_0 = -3.22 \text{ t.m} \quad T_0 = 2.96 \text{ t}$$

$$M(x) = 0.23x - 0.77 \times \frac{x^2}{2} \quad \text{on a } M_{t \text{ max}} \text{ pour } x / \frac{dM}{dx} = 0.23 - 0.77x = 0 \Rightarrow x = 0.3 \text{ m}$$

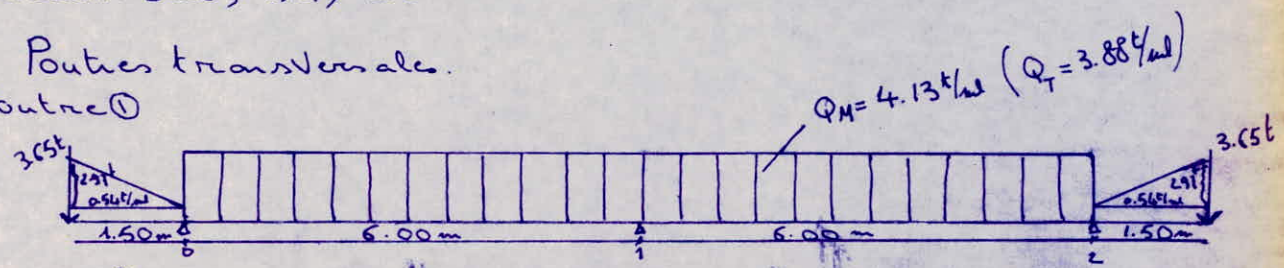
$$M_{t \text{ max}} = M_t(0.3) = 0.034 \text{ t.m}$$



Niveaux: 3.20; 6.4; 9.6

Poutres transversales.

Poutre ①



$$q_1 \begin{cases} \text{Poutre: } 2.5 \times 0.3 \times 0.55 + 1.2 \times 200 \times 0.3 = 0.48 \text{ t/ml} \\ \text{Plancher: } 0.77 \times 3.2 = 1.23 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Charge trapezoidale $w = 1.1 \text{ t/m}^2$

$$\lambda = \frac{L_2}{L_1} = \frac{5.75}{2.75} = 2.09 \text{ dans le tableau on lit } \alpha_n = 0.93, \alpha_7 = 0.76$$

$$\text{donc } q_n = \alpha_n w L_{1/2} = 0.93 \times 1.1 \times 1.35 = 1.38 \text{ t/ml}$$

$$q_T = \alpha_T w L_{1/2} = 0.76 \times 1.1 \times 1.35 = 1.13 \text{ t/ml}$$

$$\text{mur } \begin{cases} \text{concentree: } 0.350 \times 2.97 = 1.04 \text{ t/ml mur de (25cm)} \\ \text{lineaire } 0.410 \times 2.97 \times 3 = 3.65 \text{ t/ml mur de (33cm)} \end{cases}$$

Partie en console

$$\text{poutre: } 2.5 \times 0.3 \times 0.55 + 1.2 \times 0.350 \times 0.3 = 0.54 \text{ t/ml.}$$

$$\text{charge triangulaire: } 1.1 \times 1.35 \times 2 = 2.97 \text{ t}$$

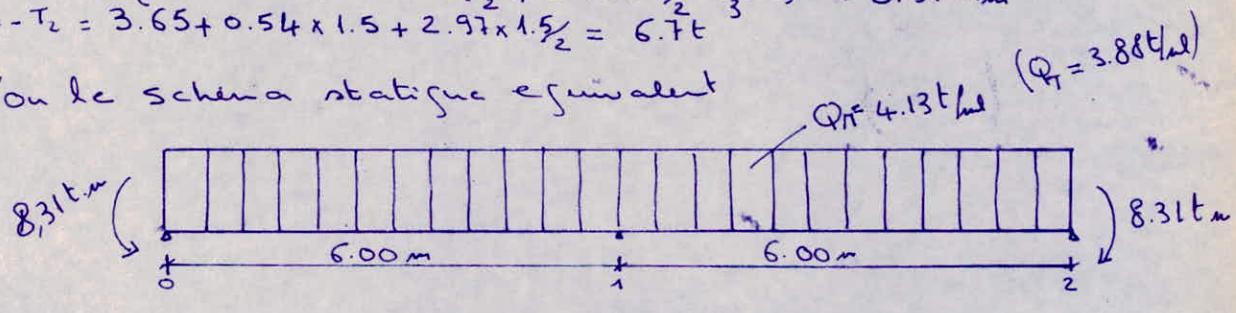
$$\text{donc } Q_M = 0.48 + 1.23 + 1.38 + 1.04 = 4.13 \text{ t/ml.}$$

$$Q_T = 0.48 + 1.23 + 1.13 + 1.04 = 3.88 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = M_2 = - (3.65 \times 1.5 + 0.54 \times 1.5^2 + 2.97 \times 1.5 \times \frac{2}{3} \times 1.5) = -8.31 \text{ t.m}$$

$$T_0 = -T_2 = 3.65 + 0.54 \times 1.5 + 2.97 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 6.7 \text{ t}$$

donc le schéma statique equivalent

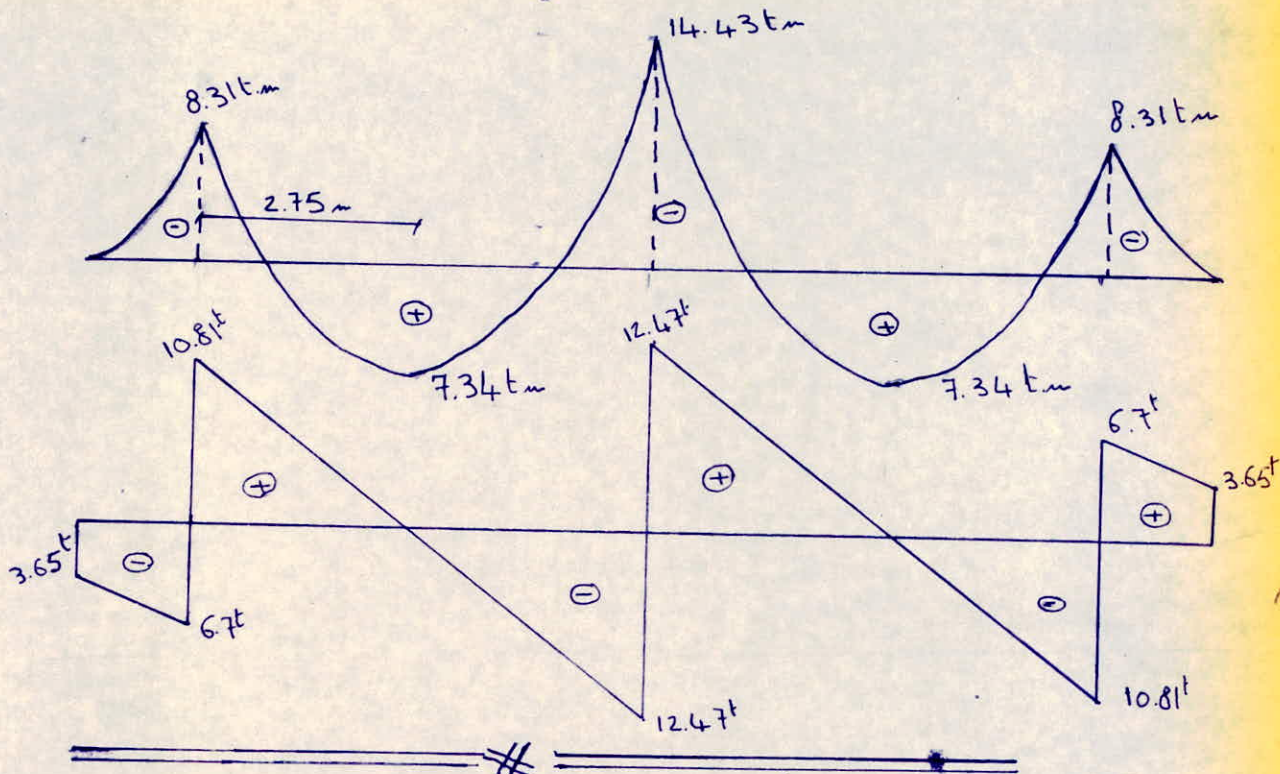


à l'aide de l'équation des 3 moments

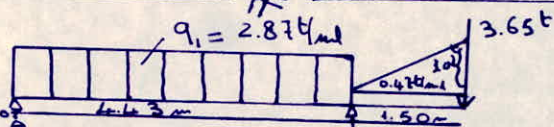
$$\text{avec } Q_M = 4.13 \text{ t/ml on a } M_i = -14.43 \text{ t.m}$$

$$\text{traverse 0.1 } M_t = 7.34 \text{ t.m à } 2.75 \text{ m}$$

$$\text{avec } Q_T = 3.88 \text{ t/ml traverse 0.1 } \begin{cases} T_i = 10.81 \text{ t} \\ T_j = 12.47 \text{ t} \end{cases}$$



Poutre ②



$$q_1 = \begin{cases} \text{Poutre } 2.5 \times 0.3 \times 0.45 + 1.2 \times 2.00 \times 0.3 = 0.41 \text{ t/ml.} \\ \text{plancher } 0.77 \times 3.2 = 2.46 \text{ t/ml} \end{cases}$$

partie en console dalle pleine $1.1 \times 1.375 \times 2 = 3.02 \text{ t}$
mur 3.65 t

Equation de la statique

$$\sum M^t / 1 = 0 \Rightarrow R_0 = 4.49 \text{ t}$$

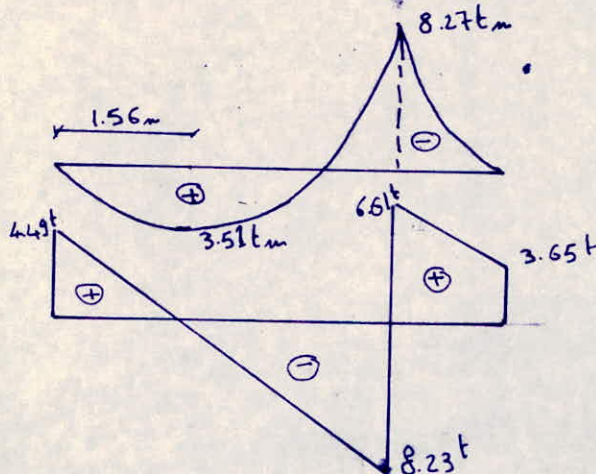
$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_1 = 14.84 \text{ t}$$

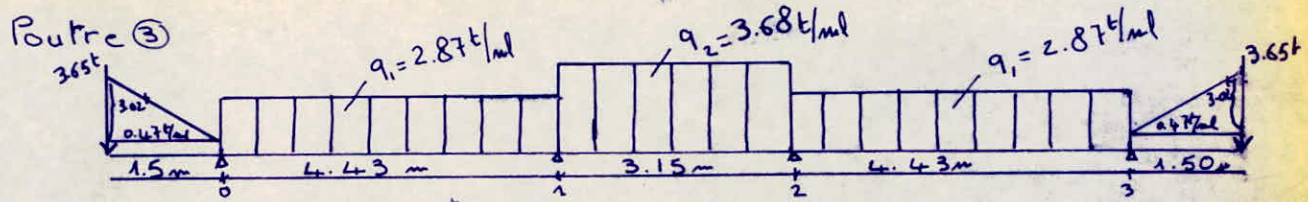
$$M_1 = -(3.65 \times 1.5 + 0.47 \times 1.5 \times \frac{1}{2} + 3.02 \times 1.5 \times \frac{2}{3} \times 1.5) = -8.27 \text{ tm}$$

$$T_1 = 3.65 + 0.47 \times 1.5 + 3.02 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 6.61 \text{ t}$$

$$M(x) = 4.49x - 2.87 \frac{x^2}{2}$$

pour $x = 1.56 \text{ m}$ on a $M_t = 3.51 \text{ tm}$



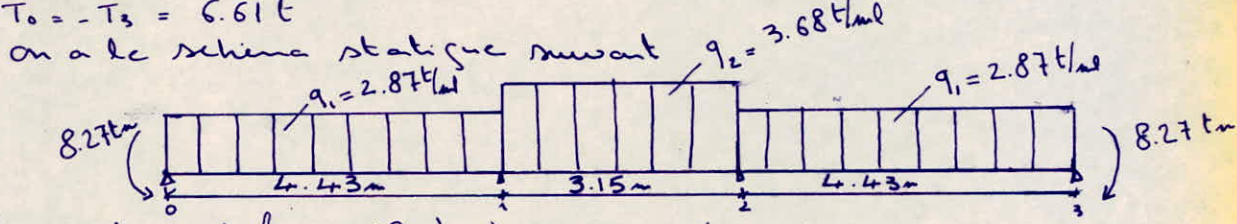


$$q_1 \begin{cases} \text{Poutre: } 0.41 \text{ t/ml} \\ \text{Plancher: } 2.46 \text{ t/ml} \end{cases} \quad q_1 = 2.87 \text{ t/ml}$$

$$q_2 \begin{cases} \text{Poutre: } 0.41 \text{ t/ml} \\ \text{Plancher: } 0.77 \times 3 \frac{1}{2} = 1.23 \end{cases} \quad q_2 = 3.68 \text{ t/ml}$$

Reaction revenant de l'escalier 2.04 t/ml

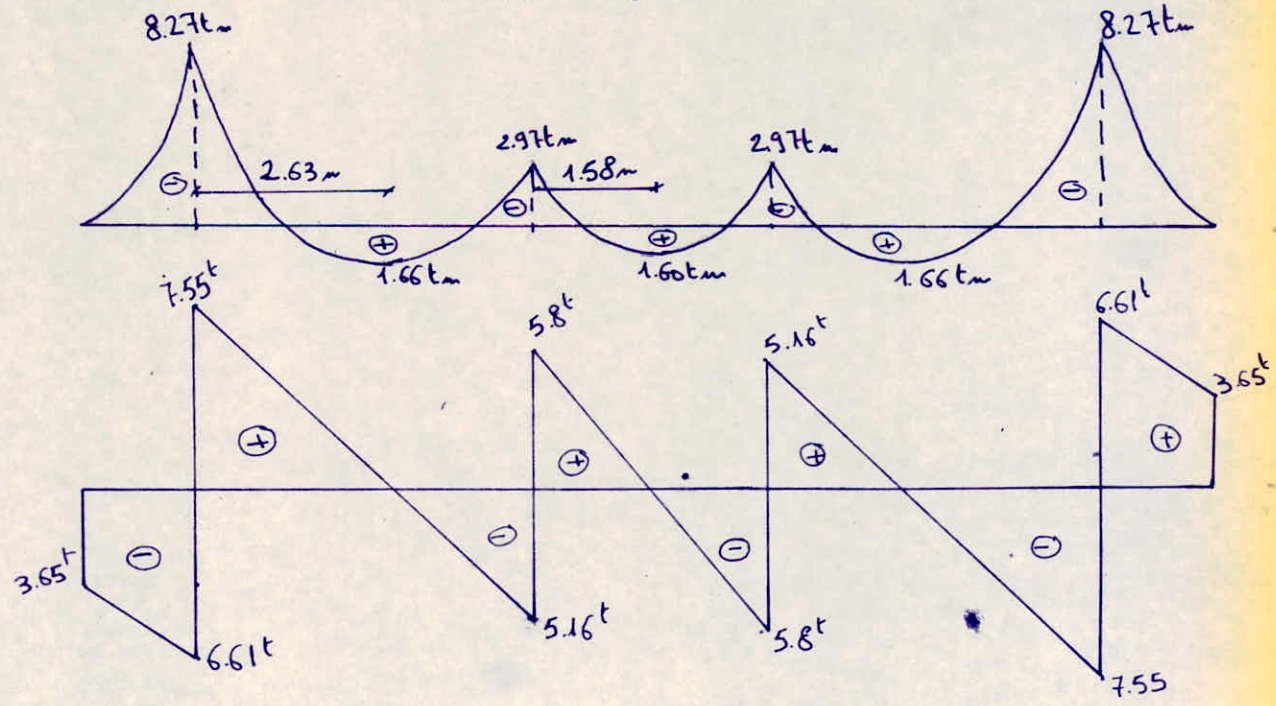
partie en console
 poutre: 0.47 t/ml
 dalle pleine: 3.02 t
 mur: 3.65 t
 $M_0 = M_3 = -8.27 \text{ tm}$
 $T_0 = -T_3 = 6.61 \text{ t}$



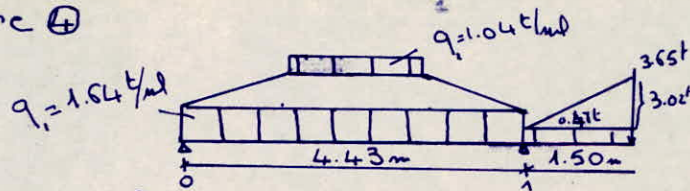
En appliquant la méthode des 3 moments
 $M_1 = M_2 = -2.97 \text{ tm}$

travée (0.1) $M_t = 1.66 \text{ tm}$ | $T_c = 7.55 \text{ t}$
 $a_x = 2.63 \text{ m}$ | $T_j = 5.16 \text{ t}$

travée (1.2) $M_t = 1.60 \text{ tm}$ | $T_c = 5.80 \text{ t}$
 $a_x = 1.58 \text{ m}$ | $T_j = 5.80 \text{ t}$



Poutre ⊕



$$q_{\text{uniforme}} = \begin{cases} \text{Poutre: } 0.41 \text{ t} \\ \text{Plancher: } 0.77 \times 3 \frac{1}{2} = 1.23 \text{ t} \end{cases} = 1.64 \frac{\text{t}}{\text{ml}} \text{ mur: } 350 \times 2.97 = 1.04 \frac{\text{t}}{\text{ml}}$$

Charge trapézoïdale: $q_{\text{max}} = w \times L \frac{1}{2} = 1.1 \times 1.35 \frac{1}{2} = 1.48 \text{ t}$

Partie en console

poutre: 0.47 t
 charge triangulaire: $q_{\text{max}} = 3.02 \text{ t}$
 mur: 3.65 t

Equations de la statique

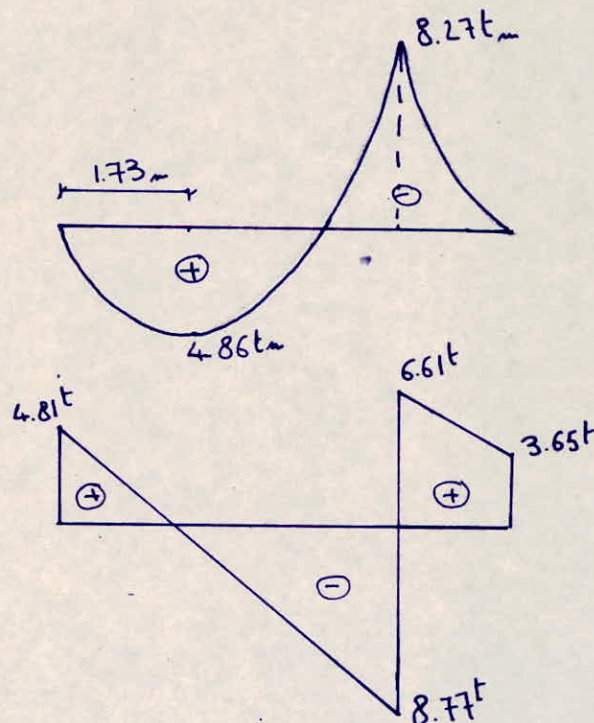
$$\sum M^e_0 = 0 \Rightarrow R_1 = 15.38 \text{ t}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_0 = 4.81 \text{ t}$$

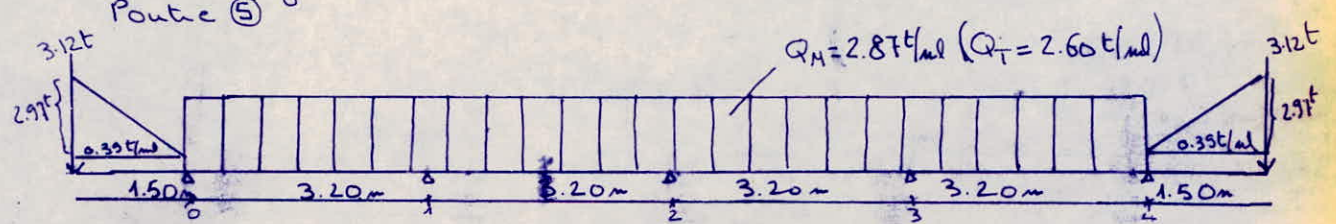
$M_1 = -8.27 \text{ t.m}$
 $T_1 = 6.61 \text{ t}$

$$M(x) = 4.81x - 1.64 \frac{x^2}{2} - 1.04 \frac{(x-1.35)^2}{2} - 1.48 \times 1.35 \frac{(x-\frac{2}{3} \times 1.1)}{2} - 1.48 \frac{(x-1.35)^2}{2}$$

on a M_{max} pour $x \mid \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.73 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{max}} = 4.86 \text{ t.m}$



Poutres Longitudinales.
Poutre ⑤



$q_1 \begin{cases} \text{poutre: } 2.5 \times 0.25 \times 0.45 + 1.2 \times 0.2 \times 0.25 = 0.34 \text{ t/ml} \\ \text{plancher: } 0.77 \times 0.65/2 = 0.25 \text{ t/ml} \end{cases}$

Charge trapezoidale $w = 1.1 \text{ t/m}^2$

$\lambda = \frac{L_2}{L_1} = \frac{2.9}{2 \times 1.35} = 1.07 \Rightarrow \text{on lit dans le tableau } \alpha_H = 0.7 \quad \alpha_T = 0.52$

donc $q_H = \alpha_H w L_2 = 0.7 \times 1.1 \times 1.35 = 1.04 \text{ t/ml}$

$q_T = \alpha_T w L_2 = 0.52 \times 1.1 \times 1.35 = 0.79 \text{ t/ml}$

- mur $\begin{cases} \text{linéaire: } 0.410 \times 2.97 = 1.22 \text{ t/ml (épaisseur 33 cm)} \\ \text{concentrée: } 0.350 \times 2.97 \times 3 = 3.12 \text{ t (épaisseur 25 cm)} \end{cases}$

Partie en canote

charge triangulaire: $1.1 \times 1.35 \times 2 = 2.97 \text{ t}$

poutre: $2.5 \times 0.25 \times 0.45 + 1.2 \times 0.35 \times 0.25 = 0.39 \text{ t/ml}$

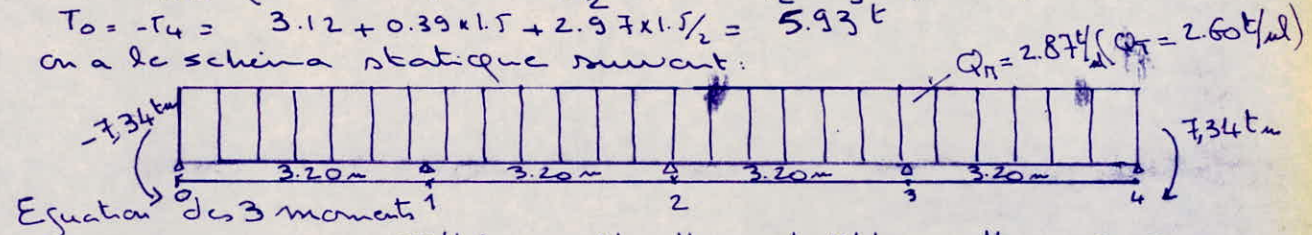
donc $Q_H = 0.34 + 0.25 + 1.04 + 1.22 = 2.87 \text{ t/ml}$

$Q_T = 0.34 + 0.25 + 0.79 + 1.22 = 2.60 \text{ t/ml}$

$M_0 = M_4 = - (3.12 \times 1.5 + 0.39 \times \frac{1.5^2}{2} + 2.97 \times 1.5 \times \frac{2}{3} \times 1.5) = -7.34 \text{ t.m}$

$T_0 = -T_4 = 3.12 + 0.39 \times 1.5 + 2.97 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 5.93 \text{ t}$

on a le schéma statique suivant:



Equation des 3 moments:

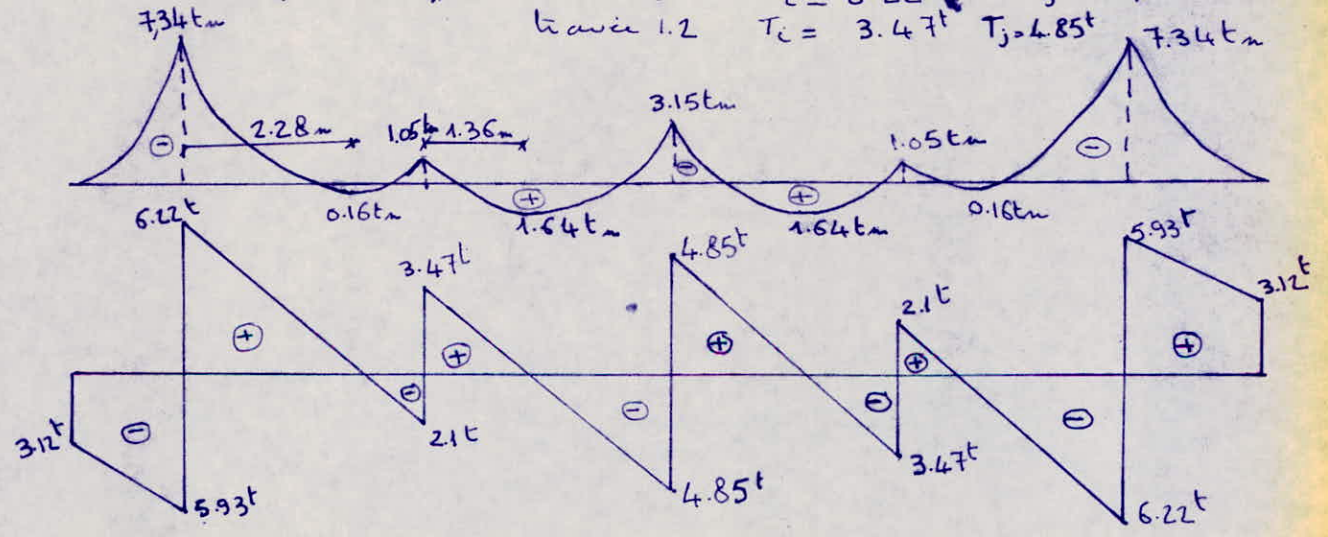
avec $Q_H = 2.87 \text{ t/ml}$ on a $M_1 = M_3 = -1.05 \text{ t.m}$ $M_2 = -3.15$

travée 0.1 $M_t = 0.16 \text{ t.m}$ à $x = 2.28 \text{ m}$

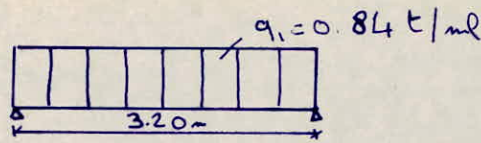
travée 1.2 $M_t = 1.64 \text{ t.m}$ à $x = 1.36 \text{ m}$

avec $Q_T = 2.60 \text{ t/ml}$ travée 0.1 $T_i = 6.22 \text{ t}$ $T_j = 2.1 \text{ t}$

travée 1.2 $T_i = 3.47 \text{ t}$ $T_j = 4.85 \text{ t}$



Poutre ⑥

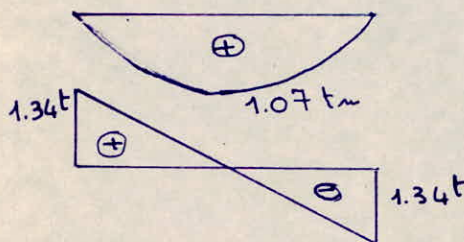


$$q_1 \begin{cases} \text{Poutre: } 0.34 \text{ t/ml} \\ \text{plancher: } 0.77 \times 0.65 = 0.50 \text{ t/ml} \\ q_1 = 0.34 + 0.5 = 0.84 \text{ t/ml} \end{cases}$$

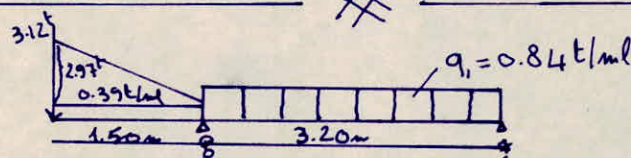
Equation de la statique

$$T_0 = T_1 = q \frac{l}{2} = 1.34 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{q l^2}{8} = 1.07 \text{ t.m}$$



Poutre ⑦



$$q_1 \begin{cases} \text{Poutre: } 0.34 \text{ t/ml} \\ \text{plancher: } 0.50 \text{ t/ml} \\ q_1 = 0.34 + 0.5 = 0.84 \text{ t/ml} \end{cases}$$

partie en console

$$\text{poutre: } 2.5 \times 0.25 \times 0.45 + 1.2 \times 0.35 \times 0.25 = 0.39 \text{ t/ml}$$

$$\text{dalle planche: } 1.1 \times 1.35 \times 2 = 2.97 \text{ t}$$

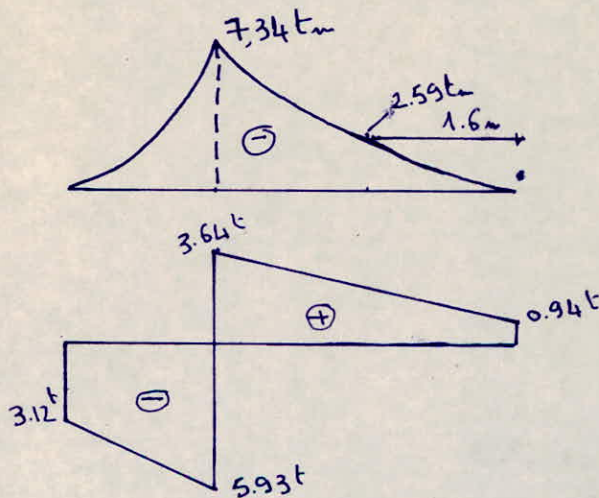
$$\text{mur: } 0.350 \times 2.97 \times 3 = 3.12 \text{ t}$$

Equations de la statique

$$\sum M^t / 1 = 0 \Rightarrow R_0 = 9.56 \text{ t}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B = -0.94 \text{ t}$$

$$M_0 = -7.34 \text{ t.m} ; T_0 = 5.93 \text{ t}$$



FERRAILLAGE DES POUTRES

1) Armatures longitudinales

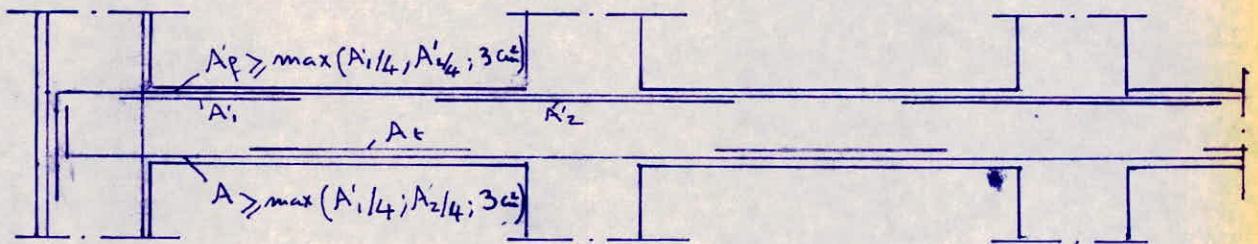
Les poutres sont calculées en flexion simple sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP1)

Les formules utilisées pour le calcul des sections d'aciers sont celles données dans "le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé de P. CHARON"

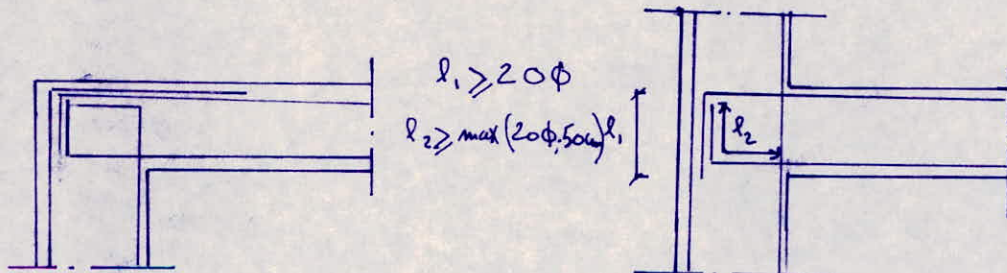
Prescription relative au ferrailage

Le complément aux règles parasismiques C.T.C recommande les prescriptions suivantes:

- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0.3% pour les aciers à haute adhérence et de 0.5% pour les aciers doux
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux doit être de 2.5%
- les poutres supportant les charges verticales des planches doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale comme indiquée par la figure ci-dessous



L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément au schéma ci-dessous



2) Armatures transversales

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximum dans la poutre; ces armatures seront adoptées pour toutes les travées de la poutre.

a) Formules utilisées

Contrainte de cisaillement maximale

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$$

T_{max} : effort tranchant maximum dans la poutre

b : largeur de la poutre

z : bras de levier = $\frac{7}{8} h$

Contrainte de cisaillement admissible du béton

$$\bar{\tau}_{b1} = 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_{b2} = (4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_{b0}) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_{b3} = 5 \bar{\sigma}_b$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton à la traction

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible du béton à la compression

σ'_b : contrainte maximale de compression du béton dans la section pour laquelle on a considéré $\bar{\tau}_b$

on utilisera des cadres et étriers verticaux si:

$$\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_{b1} \quad \text{si} \quad \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_{b2} \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

on utilisera des cadres, étriers verticaux et des barres obliques.

$$\bar{\tau}_{b1} \leq \bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_{b3}$$

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_{b2} \leq \bar{\tau}_b \leq \bar{\tau}_{b3}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

dans le cas où $\bar{\tau}_b > \bar{\tau}_{b3}$, on doit changer la section du béton

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en}$$

pour une section balancée sans reprise

$$\rho_a = \max(2/3; 1 - \bar{\tau}_b / 9 \bar{\sigma}_b)$$

Calcul des espacements

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

A_t : section des armatures transversales.

Espacement admissible

$$t = \max(0.2h; (1 - 0.3 \frac{E_b}{\sigma_b})h)$$

Contrainte de compression dans le béton

Soient A et M respectivement section d'acier et Moment à l'appui considéré.
on calcul $\bar{\sigma} = \frac{100A}{b \cdot h}$ les tables donnent k et E

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k}$$

Prescription relative au ferrailage

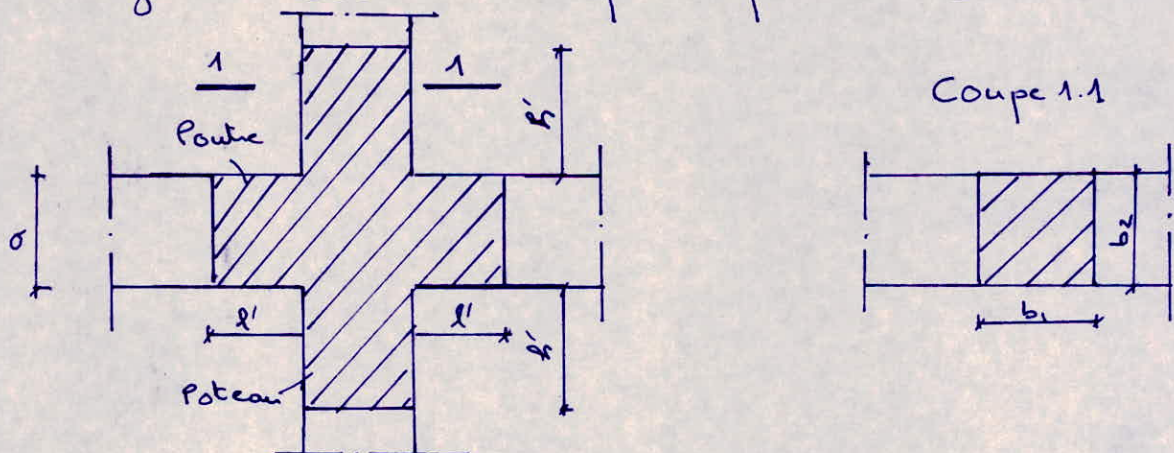
Les Complements aux parasismiques C.T.C recommandent les prescriptions suivantes

Dans la zone nodale, les armatures transversales doivent être telles que toutes les barres longitudinales soient individuellement entourées par une armature s'opposant à leur flambement. En dehors de la zone nodale, au moins une barre longitudinale sur deux doit être entourée

l'espacement maximum des armatures est de:

- dans la zone nodale: $t = \min(0.3h; 12\phi)$
- en dehors de la zone nodale $t = 0.5h$

La zone nodale est définie par le schéma ci-dessous:



$$l' = \max(h/6; b_1; b_2; 60cm)$$

$$l' = 2a$$

h : hauteur entre nus des planchers

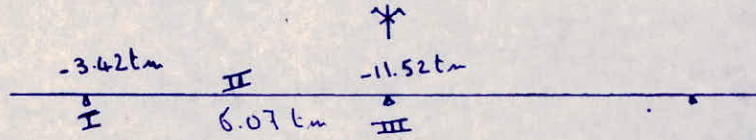
b_1 : largeur d'une section de poteau

b_2 : largeur d'une section de poteau

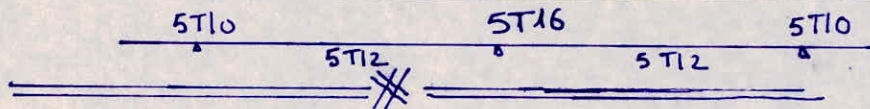
Niveau: 12.75. pour les moments aux appuis extérieurs on prend 20% des moments max en travée

A) Poutres transversales

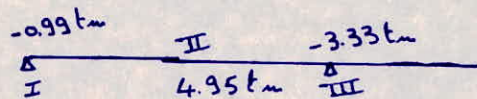
Poutre ①



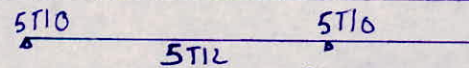
Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-3.42	0.0244	0.9320	58.5	2.62	5T10
II	6.07	0.0433	0.9120	41.8	4.75	5T12
-III	-11.52	0.0822	0.8840	28.10	9.31	5T16



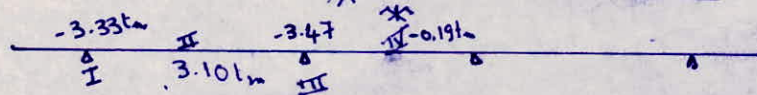
Poutre ②



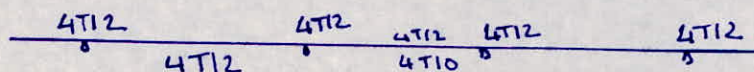
Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-0.99	0.0110	0.9531	91.5	0.93	5T10
II	4.95	0.0552	0.9020	36	4.90	5T12
-III	-3.33	0.0372	0.9176	45.65	3.24	5T10



Poutre ③

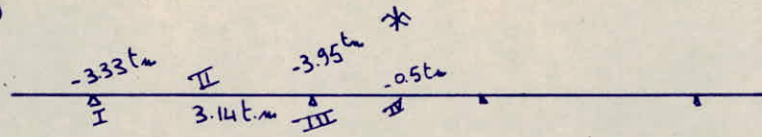


Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-3.33	0.0372	0.9176	45.65	3.24	4T12
II	3.10	0.0346	0.9202	47.65	3.01	4T12
III	-3.47	0.0387	0.9161	44.6	3.38	4T12
IV	-0.19	0.0021	0.9787	220	0.17	4T12

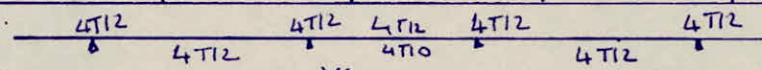


Poutic ④

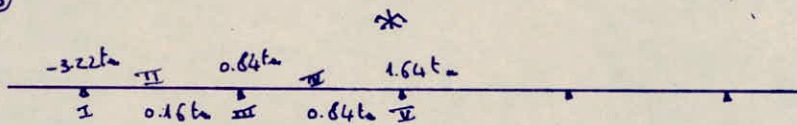
160



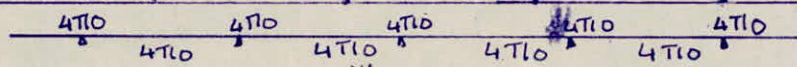
Section	M(t.m)	N	E	K	A calculé (cm ²)	A adoptée
I	-3.33	0.0372	0.9176	45.65	3.24	4T12
II	3.14	0.0350	0.9199	47.4	3.05	4T12
III	-3.95	0.0441	0.9112	41.3	3.87	4T12
IV	-0.5	0.0056	0.9660	132	0.46	4T12



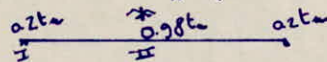
Poutic ⑤



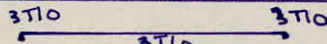
Section	M(t.m)	N	E	K	A calculé (cm ²)	A adoptée
I	-3.22	0.0431	0.9120	41.8	3.15	4T10
II	0.16	0.0021	0.9787	220	0.14	4T10
III	-0.84	0.0112	0.9526	90.5	0.79	4T10
IV	+0.84	0.0112	0.9526	90.5	0.79	4T10
V	1.64	0.0219	0.9351	62	1.56	4T10



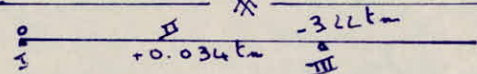
Poutic ⑥



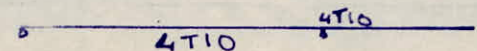
Section	M(t.m)	N	E	K	A calculé (cm ²)	A adoptée
I	0.20	0.0027	0.9761	194	0.18	3T10
II	0.98	0.0126	0.9500	85	0.92 cm ²	3T10



Poutic ⑦

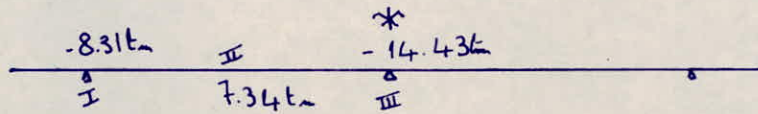


Section	M(t.m)	N	E	K	A calculé (cm ²)	A adoptée
II	0.034	0.0004	0.9903	500	0.031 cm ²	4T10
III	-3.22	0.0431	0.9120	41.8	3.15	4T10

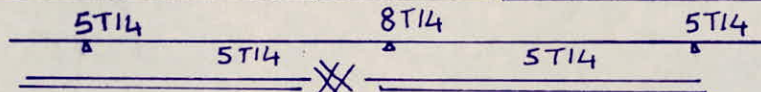


Niveau 3.20 ; 6.40 ; 9.60
 A) Poutres transversales

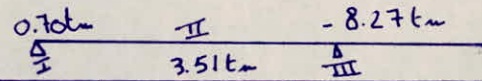
Poutre ①



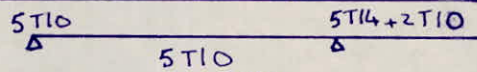
Secteur	M(k.m)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-8.31	0.0593	0.8989	34.45	6.60	5T14
II	7.34	0.0524	0.9042	37.2	5.80	5T14
III	-14.43	0.1031	0.8727	24.25	11.81	8T14



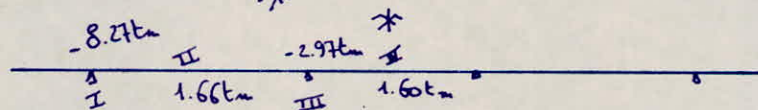
Poutre ②



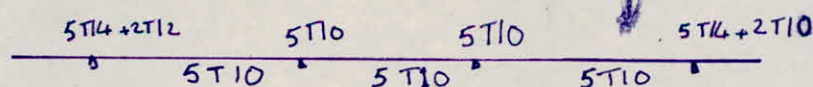
Secteur	M(k.m)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-0.70	0.0078	0.9601	110.5	0.65	5T10
II	3.51	0.0393	0.9155	44.2	3.42	5T10
III	-8.27	0.0926	0.8780	26	8.41	5T14+2T10



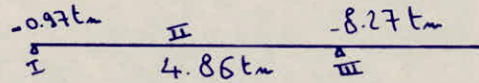
Poutre ③



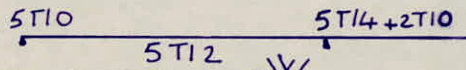
Secteur	M(k.m)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-8.27	0.0926	0.8780	26	8.41	5T14+2T10
II	1.66	0.0186	0.9399	68.25	1.58	5T10
III	-2.97	0.0333	0.9216	48.8	2.88	5T10
IV	1.60	0.0179	0.9410	69.75	1.52	5T10



Poutre ④

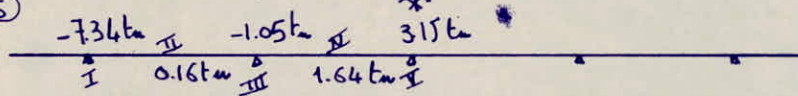


Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-0.97	0.0109	0.9533	92	0.91	5T10
II	4.86	0.0544	0.9027	36.4	4.81	5T12
III	-8.27	0.0926	0.8780	26	8.41	5T14+2T10

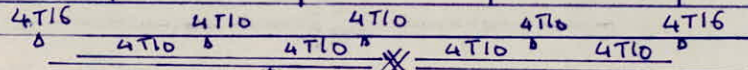


B) Armatures longitudinales

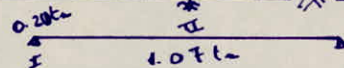
Poutre ⑤



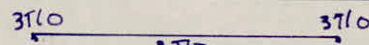
Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	-7.34	0.0983	0.8750	25	7.49	4T16
II	0.16	0.0021	0.9787	220	0.14	4T10
III	-1.05	0.0140	0.9474	80	0.99	4T10
IV	1.64	0.0219	0.9351	62	1.56	4T10
V	-3.15	0.0422	0.9129	42.4	3.08	4T10



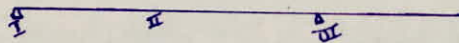
Poutre ⑥



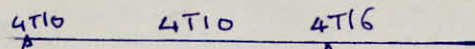
Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
I	0.20	0.0027	0.9761	194	0.18	3T10
II	1.07	0.0143	0.9468	79	1.01	3T10



Poutre ⑦



Section	M (tm)	N	E	K	A calculée (cm ²)	A adoptée
II	-2.59	0.0347	0.9201	47.6	2.51	4T10
III	-7.34	0.0983	0.8750	25	7.49	4T16



VERIFICATIONS

- Condition de non fragilité (article 52, CCB A68)
 $A \geq 0.69 \frac{N_d}{f_{td} B}$

pour pote 30x55 $A \geq 0.69 \times 5.9 \times 30 \times (55-4) = 24.8 \text{ cm}^2$

pour pote 30x45 $A \geq 0.69 \times 5.9 \times 30 \times (45-4) = 11.9 \text{ cm}^2$

pour pote 25x45 $A \geq 0.69 \times 5.9 \times 25 \times (45-4) = 0.99 \text{ cm}^2$

Cette condition est vérifiée pour toutes les sections données

- Condition de flèche (article 61, CCB A68)

1) $A \leq 43 \frac{b h^3}{f_{ct}}$

2) $h_t \geq \frac{l}{16}$

3) $h_t \geq \frac{M_t \cdot l}{10 H_0}$

La vérification est faite pour le cas le plus défavorable

pour pote 30x55

1) $A \leq 15.66 \text{ cm}^2$ en traction

2) $h_t \geq \frac{600}{16} = 37.5 \text{ cm}$

3) $h_t \geq 27.5 \text{ cm}$

$M_t = 6.0 \text{ kNm}$

$H_0 = 9 l^2 = \frac{2.94 \times 6^2}{8} = 13.23 \text{ m}$

$B = 600 \text{ cm}$

pour pote 30x45

1) $A \leq 12.59 \text{ cm}^2$ en traction

2) $h_t \geq \frac{44.3}{16} = 28 \text{ cm}$

3) $h_t \geq 44.3 \text{ cm}$ en pression $N_t = N_0$ car le plus défavorable

pour pote 25x45

1) $A \leq 10.49 \text{ cm}^2$ en traction

2) $h_t \geq \frac{320}{16} = 20 \text{ cm}$

3) $h_t \geq 32 \text{ cm}$ en pression $N_t = N_0$ car le plus défavorable

La condition 1 est vérifiée pour toutes les poteles car on a pas recours à la justification des poteles

- Condition de non fissuration

La vérification de la fissuration consiste à avoir

$\sigma_{eq} \leq \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2))$

La fissuration est non préjudiciable $k = 1.510^6$

L'acier utilisé est l'acier HA $\gamma_s = 1.6$

pour $\phi = 10 \text{ mm}$ $\sigma_2 = 2832 \text{ bars}$
 pour $\phi \geq 10 \text{ mm}$ $\sigma_2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

on doit avoir $\sigma_1 \geq \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a \quad (1)$$

avec ϕ : diamètre max en mm de la barre tendue

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \left\{ \begin{array}{l} A: \text{section d'acier tendue} \\ B_f: \text{section du Béton tendue } B_f = 2 b_f d \quad (d=4 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$$(1) \text{ D'où } \bar{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k \eta - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \frac{\phi}{857.14 - 10 \phi} = \bar{\omega}_{f_0}$$

$A_0 = B_f \bar{\omega}_{f_0}$ représente la section minimale d'acier

En fonction de la plus grosse barre d'une section, le tableau ci dessous donne les valeurs de A_0 que doit avoir cette section pour que les conditions de non fissuration soient vérifiées

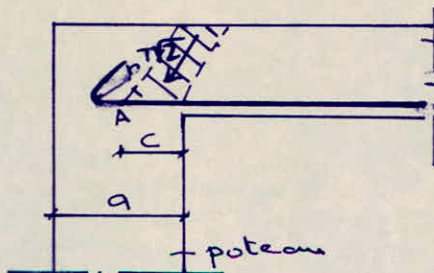
$$B_f = 2 b_f d \quad \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ pour } b_f = 25 \\ 240 \text{ pour } b_f = 30 \end{array} \right.$$

$\phi (\text{mm})$	12	14	16	20
$\bar{\omega}_{f_0}$	0.0163	0.0195	0.0229	0.0304
A_0 pour $b_f = 25 \text{ cm}$	3.26	3.9	4.58	6.08
A_0 pour $b_f = 30 \text{ cm}$	3.91	4.68	5.50	7.30

cette condition est vérifiée pour toutes les sections d'armature

Condition's Aux appuis
 1) Longueur des appuis

La vérification se fait pour les appuis de rive (ancrage d'acier)



l'effort tranchant T crée au voisinage de l'appui des bielles de compression inclinées à 45°

on doit avoir

$$c \geq c_0 = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b_0}}$$

b_0 : largeur de la poutre

c : distance du nu de l'appui au point A où commence l'ancrage de l'armature inférieure

$$c = a - (d + r)$$

$a = 35 \text{ cm}$ largeur du poteau
 $d = 3 \text{ cm}$ distance d'embogage

$$r \geq \max \left\{ r_1 = 5\phi, r_2 = 0.10 \phi \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{f_{tk0}}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right) \right\} \quad d_1 = 55\phi + d$$

n: Verifie la condition de non écrasement du beton (art 30)

$$\text{ou } T < \frac{c b_0 \sqrt{f_{tk0}}}{2}$$

le cas le plus defavorable $\phi = 1,6 \Rightarrow r = 8 \text{ cm} \Rightarrow c = 24$

$$b_0 = 25 \text{ cm} \quad T = T_{max} < 20.55 \text{ t}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm} \quad T = T_{max} < 24.66 \text{ t}$$

La condition de l'effort tranchant est Verifiee donc $c < a = 35$ largeur du poteau

2) Armatures inferieures

les armatures inferieures sont obtenues par

$$A \geq (T + M/Z) / \sqrt{\sigma_a} = A_i$$

poutre 30x55 $\rightarrow Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 50 = 43.75 \text{ cm}$

poutre 30x45-25x45 $\rightarrow Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 40 = 35 \text{ cm}$

Niveau 12.75

Poutres	T (t)	M (t.m)	A_i (cm ²)
1	6.91	-3.42	< 0
	9.23	-11.52	< 0
2	5.12	-0.99	0.81
	6.62	-3.33	< 0
3	5.84	-3.33	< 0
	5.9	-3.47	< 0
4	5.59	-3.33	< 0
	5.75	-3.95	< 0
5	3.01	-3.22	< 0
	2.01	-0.84	0.025
	2.47	-1.64	< 0
6	1.23	-0.2	0.23
7	2.96	-3.22	< 0

autres niveaux

Poutres	T (t)	M (t.m)	A_i (cm ²)
1	10.81	-8.31	< 0
	12.47	-14.43	< 0
2	4.49	-0.70	0.89
	8.23	-8.27	< 0
3	7.55	-8.27	< 0
	5.8	-2.97	< 0
4	4.81	-0.97	0.73
	8.77	-8.27	< 0
5	6.22	-7.34	< 0
	3.47	-1.05	0.17
	4.85	-3.15	< 0
6	1.34	-0.2	0.27
7	5.93	-7.34	< 0

Condition de non Entraînement des barres (art 29 CCBA68)

Les conditions de non entraînement des barres aux appuis s'expriment par

$$\max \bar{E}_{d_i} \leq \bar{E}_d$$

$$\text{avec } \bar{E}_{d_i} = \frac{T}{Z \cdot P_{u_i}} \frac{A_i}{A}$$

Z: bras de levier = $\frac{7}{8} h$ (cm)

A_i : section de la barre i , ou un paquet de barres (cm²)

A: section totale des armatures tendues (cm²)

P_{u_i} : périmètre utile de la barre i , ou d'un paquet de barres (cm)

$$\bar{E}_d = \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1.5 \times 5.9 = 17.70 \text{ kg/cm}^2$$

$\psi_d = 1.5$ avec H.A

La Vérification se fera à l'aide d'un tableau qui donne les plus grandes valeurs de (\bar{E}_{d_i}) pour toutes les poutres. et ceci en prenant parmi les appuis ayant la même section d'armatures (section totale et même diamètre) l'appui qui a le plus grand effort tranchant, et pour cet appui on prendra les barres les plus défavorables:

- celles qui donnent le max A_i/A (la plus grosse barre)
- celles qui donnent le min de P_{u_i} (barre la plus petite)

Appui	$T_{\max}(t)$	$\phi(\text{mm})$	$\frac{A_i}{A}$	P_{u_i} (cm)	Z (cm)	\bar{E}_{d_i} kg/cm ²
3T10	1.34	10	0.33	3.14	35	4.02
4T10	4.85	10	0.25	3.14	35	11.03
5T10	6.91	10	0.2	3.14	43.75	10.06
4T12	5.9	12	0.25	3.77	35	11.18
5T14	10.81	14	0.2	4.40	43.75	11.23
4T16	6.22	16	0.25	5.02	35	8.85
5T16	9.23	16	0.2	5.02	43.75	8.40
5T14+2T10	8.77	14	0.15	4.40	35	8.54
8T14	12.47	14	0.125	4.40	43.75	8.10

on a $\max \bar{E}_{d_i} < \bar{E}_d$ condition vérifiée

Armatures transversales

Poutre ① Niv 12.75 $T_{max} = 9,23t$ $M_{com} = -11,32tm$ $A = 5T16 (10.05cm^2)$

Contrainte de cisaillement maximale: $\bar{E}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 7.03 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de compression dans le béton

$$w = \frac{100 A}{b h} = 0.670 \text{ les tables donnent } K = 26.8; \epsilon = 0,8804$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A E h} = 2604 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 97,16 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\sigma}'_{b0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \bar{E}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b = 18.18 \text{ kg/cm}^2$$

il en découle $\bar{E}_b < \bar{E}_b$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

on choisira 2 cadres et une épingle $\phi 6$ de nuance

$$Fe E 24 (\sigma_{cu} = 2400 \text{ kg/cm}^2)$$

Contrainte admissible des aciers transversaux

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_s \bar{\sigma}_{cu}$$

on suppose qu'il y aura reprise de bétonnage
(Cas le plus défavorable) $\rho_s = \frac{2}{3}$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des cadres et étriers.

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 10.69 \text{ cm}$$

Espacement admissible:

$$\bar{t} = \max(0,2h; (1 - 0,3 \bar{E}_b / \bar{\sigma}'_b) h) = \max(10, 32, 12) = 32 \text{ cm}$$

Les compléments aux règles parasismiques C.T.C
imposent les espacements suivants

dans la zone nodale

$$t = \min(0,3h; 12 \phi) = \min(15; 7,2) = 7 \text{ cm } (\phi = 6 \text{ mm})$$

En dehors de la zone nodale

$$t = 0,5 h = 25$$

on choisira un espacement uniforme de

- 7 cm dans la zone nodale pour toutes les parties
- 9 cm en dehors de la zone nodale

Pour les autres poutres le calcul sera analogue on
 représentera les résultats sous forme de tableau
 on utilisera le $\Phi = 6\text{mm}$

Niv 12.75m

Poutres	$T_{max}(t)$	$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$E_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\bar{E}_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$A_E \text{ (cm}^2\text{)}$	$t_{E_{(cm)}}$ calculé	$E \text{ (cm)}$	$t_{adoptée}$
1	9.23	89.44	7.03	18.18	1.41	10.69	25	9
2	6.62	56.87	6.31	20.65	1.41	11.93	20	11
3	5.9	56.25	5.62	20.65	1.13	10.72	20	9
4	5.75	64.03	5.48	20.65	1.13	11	20	9
5	3.01	64.29	3.44	20.65	1.13	21	20	11
6	1.23	22.83	1.4	20.65	0.85	39	20	11
7	2.96	64.29	3.38	20.65	1.13	21.38	20	11

avec t : espacement calculé
 $E : \min \begin{cases} \max(0.2h; (1-0.3 E_b/\sigma'_b)h) \\ 0.5h \end{cases}$
 $t_{adoptée}$ en dehors de la zone nodale

Niveaux 3,20 ; 6.40 ; 9.60

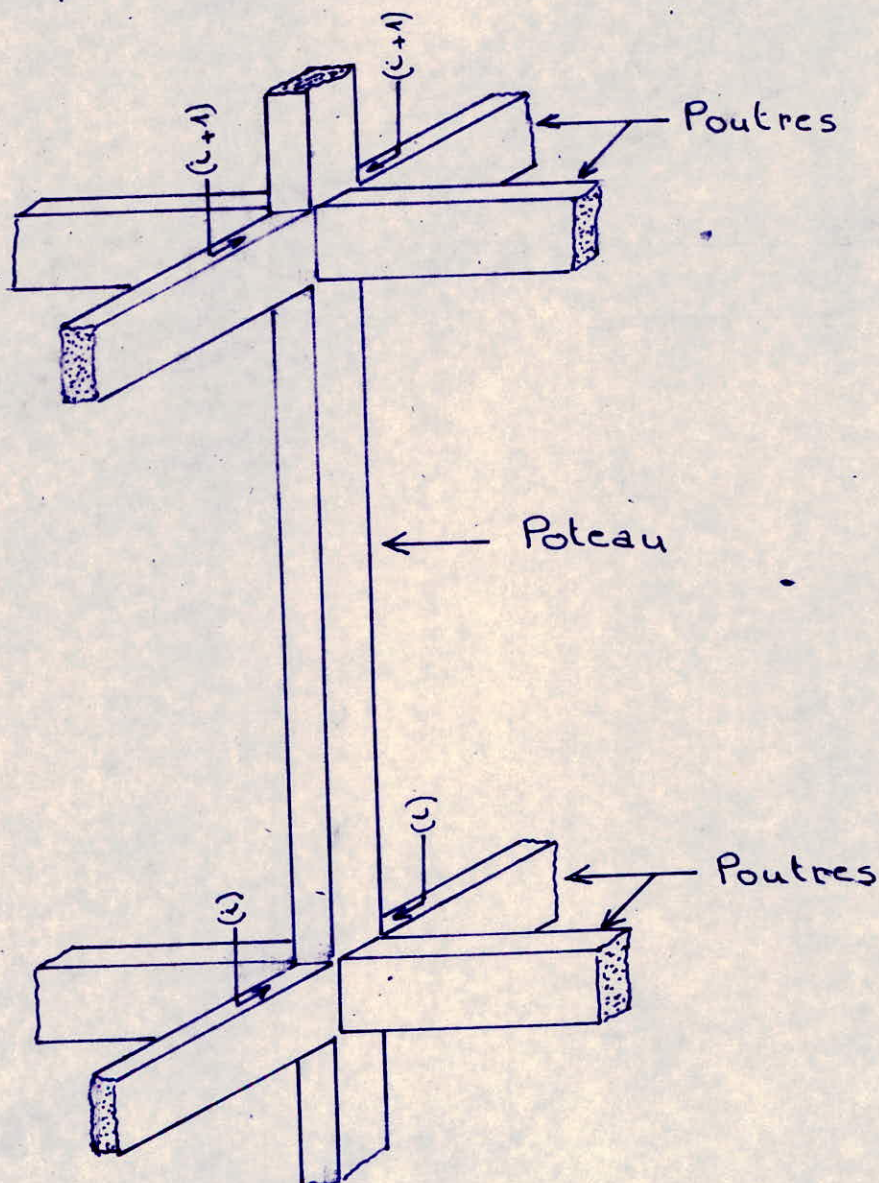
Poutres	$T_{max}(t)$	$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	E_b	\bar{E}_b	$A_E \text{ (cm}^2\text{)}$	$t_{E_{(cm)}}$ calculé	$E \text{ (cm)}$	$t_{adoptée}$
1	12.47	104.62	9.50	17.53	1.70	9.54	20	9
2	8.23	99.82	7.84	17.95	1.41	9.59	20	9
3	7.55	99.82	7.19	17.95	1.41	10.46	20	9
4	8.77	99.82	8.35	17.95	1.41	9	20	9
5	6.22	104.99	7.11	17.51	1.13	10.17	20	9
6	1.34	22.83	1.53	20.65	0.85	35.52	20	11
7	5.93	104.99	6.78	17.51	1.13	10.67	20	9

CALCUL DES POTEAUX

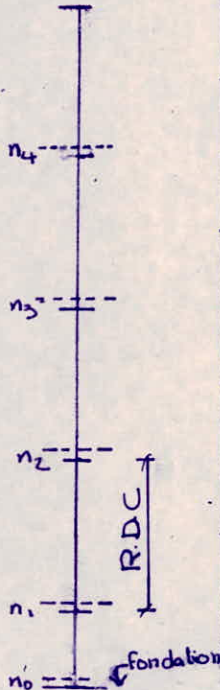
Calcul des efforts normaux

Les poteaux seront calculés en compression simple. L'effort normal (N) revenant à une section du poteau au niveau (i) d'un étage est la somme des efforts suivants :

- effort normal cumulé revenant au niveau supérieur ($i+1$)
- Somme des efforts tranchants des poutres correspondant au niveau ($i+1$)
- poids propre du poteau compris entre les niveaux (i) et ($i+1$)



	niveau 4	niveau 3	niveau 2	niveau 1	niveau 0
Poteaux	N' (t)	N' (t)	N' (t)	N' (t)	N' (t)
A ₁	17.07	47.71	78.35	108.99	111.11
B ₁	14.17	35.56	56.95	78.34	80.38
C ₁	15.63	41.15	66.67	92.19	94.24
D ₁	13.39	34.1	54.81	75.52	77.56
E ₁	15.63	44.14	72.65	101.16	102.86
B ₂	6.1	11.57	17.04	22.51	23.86
C ₂	7.33	14.14	20.95	27.76	29.46
D ₂	11.05	24.33	37.61	50.89	52.59
E ₂	10.76	16.55	22.34	28.13	29.48
A ₅	24.94	60.73	96.52	132.31	135.73



Poteau A₅: 40x40 cm² autres Poteaux 35x35 cm²
 hauteur d'étage: 3.20m
 hauteur d'encastrement: 1.80m

Flambement des poteaux

Conformément à l'article 33 des règles C.C.B.A 68, pour les poteaux d'éclaircissement inférieure à 50 (d < 50) il ne sera pas tenu compte des effets de flambement

la longueur de flambement est donnée par

$$l_c = 0.7 l_0 \quad l_0: \text{longueur libre}$$

d < 50 condition équivalente à $\frac{l_c}{a} < 14.4$ pour les sections rectangulaires

pour notre cas $l_0 = 3.2m$ $a = 35m$ la plus petite dimension des poteaux
 $l_c = 0.7 l_0 = 2.88m$

$\frac{l_c}{a} = 6.4 < 14.4$ donc on ne tiendra pas compte des effets de flambement

FERRAILLAGE DES POTEAUX

1) Armatures longitudinales

Prescription relative au ferrailage.

Les compléments aux règles parasismiques recommandent les prescriptions suivantes:

- les armatures longitudinales doivent être des barres de haute adhérence
- le diamètre minimum est de 12 mm
- le pourcentage maximum total des armatures ($\bar{\omega}_{lmax}$) est de
 - 4% dans les zones de recouvrement
 - 2.5% dans les zones courantes
- on évitera les crochets aux recouvrements des armatures
- la longueur minimale des recouvrements est de 50 ϕ
- la distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- le pourcentage minimum total des armatures ($\bar{\omega}_{lmin}$) est de

	poteau 35x35	poteau 40x40
0.8% poteaux intérieurs	→ 9.8 cm ²	
0.9% poteaux de rives	→ 11.02 cm ²	→ 14.4 cm ²
1% poteaux d'angle	→ 12.25 cm ²	

la distance d'embasement sera de 3 cm

Méthode de calcul

- les sections d'armatures comprimées sont données par:

$$A' = (N' / \bar{\sigma}_{bc} - B) n \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} n: \text{coefficient d'équivalence} \\ B: \text{section du Béton} \\ N': \text{effort de compression} \end{array}$$

- les sections d'armatures minimales (art 32.2 CCBA.68)

$$A_{min} \geq \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

avec

$$\theta_1 = \begin{cases} 1.8 & \text{poteau d'angle} \\ 1.4 & \text{poteau de rive} \\ 1 & \text{poteau intérieur} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{lc}{4a - 2c} = \begin{cases} a = 35 \text{ cm longueur de poteau} \\ lc = 2.24 \text{ longueur de planchant} \\ c = 3 \text{ cm distance d'embasement} \end{cases}$$

$$\theta_2 = 2.672$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2.160}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \bar{\sigma}_{bc}: \text{contrainte nominale} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta_3 = 1.514$$

on aura

poteau intérieur	$A_{min} \geq 0.74 \cdot 10^{-4} N'$
poteau d'angle	$A_{min} \geq 1.32 \cdot 10^{-4} N'$
poteau de rive	$A_{min} \geq 1.03 \cdot 10^{-4} N'$

Les résultats seront résumés sous forme de tableau.

avec $A_1 = \max (A_{\min \text{ CCBA68}}, A_{\min \text{ imposée par le C.T.C}})$

Poteaux	niveaux	$N'(t)$	$A'(cm^2)$	$A_1 (cm^2)$	nombre de barres et sections adoptées en cm^2
A_1	n_4	17.07	< 0	12.25	8 T14 = 12.31
	n_3	47.71	< 0	12.25	8 T14 = 12.31
	n_2	78.35	< 0	12.25	8 T14 = 12.31
	n_1	108.99	24.41	14.39	4 T25 + 4 T20 = 32.19
	n_0	111.11	26.47	14.67	4 T25 + 4 T20 = 32.19
B_1	n_4	14.17	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_3	35.56	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_2	56.95	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_1	78.34	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_0	80.38	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
C_1	n_4	15.63	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_3	41.15	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_2	66.67	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_1	92.19	8.05	11.02	8 T14 = 12.31
	n_0	94.24	10.05	11.02	8 T14 = 12.31
D_1	n_4	13.39	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_3	34.1	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_2	54.81	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_1	75.52	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
	n_0	77.56	< 0	11.02	8 T14 = 12.31
E_1	n_4	15.63	< 0	12.25	4 T16 + 4 T14 = 14.19
	n_3	44.14	< 0	12.25	4 T16 + 4 T14 = 14.19
	n_2	72.65	< 0	12.25	4 T16 + 4 T14 = 14.19
	n_1	101.16	16.78	13.35	4 T20 + 4 T16 = 20.6
	n_0	102.86	18.44	13.58	4 T20 + 4 T16 = 20.6

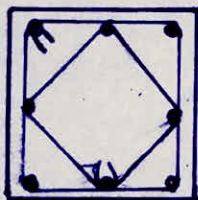
Poteaux	niveaux	N'0	A'(cm ²)	A ₁ (cm ²)	nombre de barres et sections adoptées
B ₂	n ₄	6.1	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₃	11.57	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₂	17.04	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₁	22.51	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₀	23.86	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
C ₂	n ₄	7.33	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₃	14.14	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₂	20.95	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₁	27.76	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₀	29.46	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
D ₂	n ₄	11.05	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₃	24.33	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₂	37.61	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₁	50.89	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
	n ₀	52.59	< 0	9.8	4T14 + 4T12 = 10.67
E ₂	n ₄	10.76	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₃	16.55	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₂	22.34	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₁	28.13	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₀	29.48	< 0	11.02	8T14 = 12.31
A ₃	n ₄	24.94	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₃	60.73	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₂	96.52	< 0	11.02	8T14 = 12.31
	n ₁	132.31	22.10	13.63	8T20 = 25.13
	n ₀	135.73	25.43	13.98	8T20 = 25.13

2) Armatures transversales

Les prescriptions relatives au ferrailage adoptées sont celles données par les compléments aux règles parasismiques C.T.C qui sont les suivantes.

- le diamètre minimum est de 6 mm pour les aciers HA et 8 mm pour les aciers lisses.
- les armatures transversales doivent être des cadres et étriers fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum
- l'espacement des aciers transversaux doit être
 - dans la zone nodale $t \leq \min(10\phi; 15\text{cm})$
 - dans la zone courante $t \leq 12\phi$; (ϕ : armature longitudinale)
- Pourcentage minimum $w = 0.4\%$ (ce qui est le plus défavorable)
on utilisera de l'acier doux $\phi 8$

représentation schématique des armatures



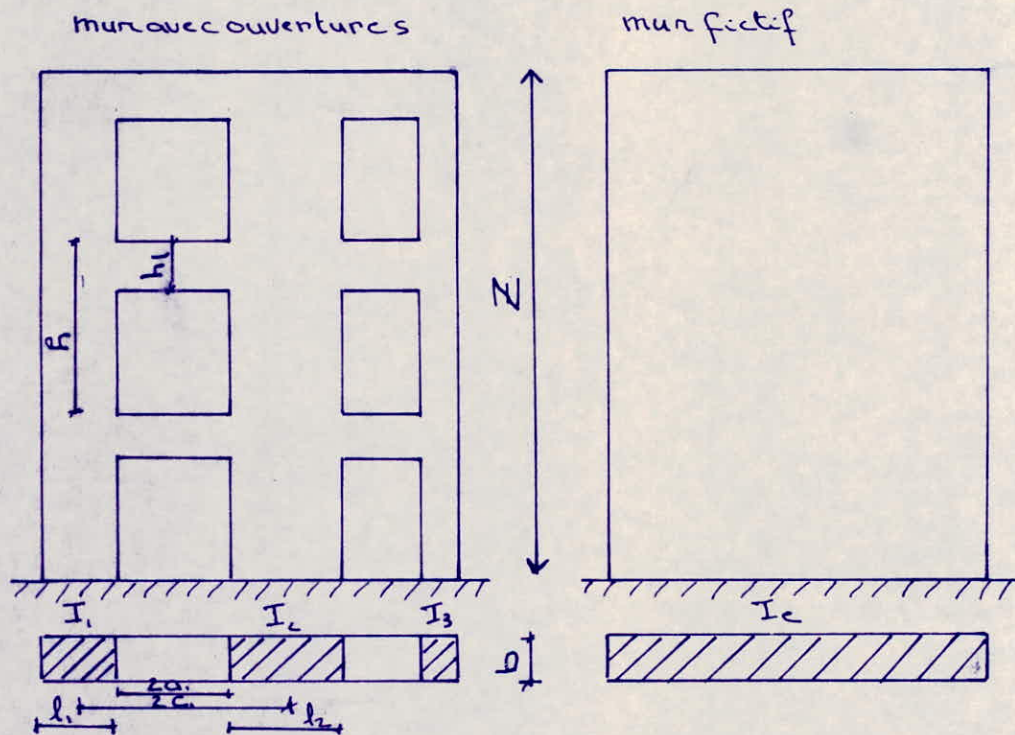
ϕ (cm)	Espacement (t) cm	
	zone nodale	zone courante
12	12	14
14	14	15
16	15	15
20	15	20

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES

Introduction

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins: nous appellerons donc « Inertie équivalente » I_e du refend considéré; l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures:

la flèche d'un refend fictif est $f = \frac{T_0 \cdot Z^3}{8 E I_e}$
avec T_0 : effort tranchant à la base du refend



Inertie équivalente pour un mur avec une file d'ouvertures

L'inertie équivalente pour ce mur est donnée par

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c \cdot \gamma_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

avec

I_1, I_2 : inerties des parties pleines par rapport à leur centre de gravité

$I = I_1 + I_2 + 2 m c$: Somme des inerties pleines par rapport au centre de gravité total de tout le voile (tient compte de la présence de l'ouverture)

$i = \frac{b h^3}{12}$ inertie du linteau

$c = \frac{l_1}{4} + a + \frac{l_2}{4}$ demi distance entre les deux centres de gravite des deux refends

a: demi partie de l'ouverture

h: hauteur d'etage

Z: hauteur du batiment

$m = \frac{2C}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}$ moment statique de chacun des elements par rapport au centre de gravite des deux refends

r_1, r_2 section des deux refends

E: module d'elasticite du materiau composant le refend $E = E'$

E': module d'elasticite du materiau composant le linteau

α : WZ degre de monolithisme

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

ψ_0 : coefficient donne par l'abaque B 23 b a la cote 0 (DIVER)

$r_i = b l_i$ $I_i = \frac{b l_i^3}{12}$

Inertie equivalente pour un mur avec plusieurs fils d'ouvertures

L'inertie equivalente pour ce mur est donnee par:

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I\psi_0}{\sum I_i d_i^2} + 1}$$

I_1, I_2, \dots, I_n moments d'inertie de chaque linteau

$d = w Z$ avec $w^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + I_3 + \dots)} R \left(\frac{4C_1^2}{a_1^3} + \frac{4C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$

$I = \sum I_i + \sum r_i d_i^2$ (d_i : distance entre centre de gravite du refend i avec centre de gravite de tout le Val)

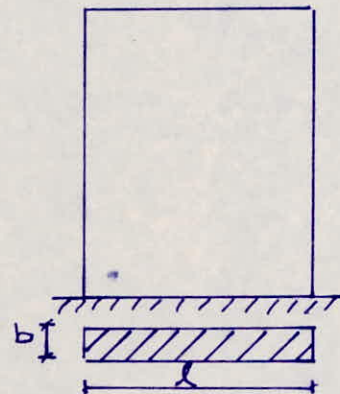
Inertie equivalente d'un mur plein est donnee par

$$I = \frac{b l^3}{12}$$

On negligera l'inertie due aux raidisseurs

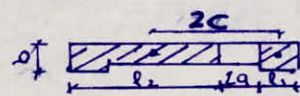
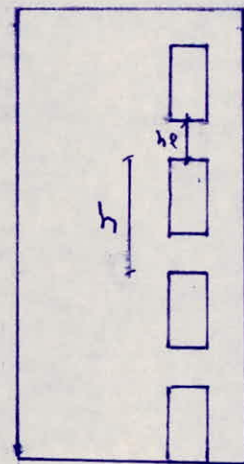
Pour Les Vals plans les metries equivalentes sont les suivantes

	V _A	V _C	V _{E=V_G}	V ₁	V ₃
b(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
l(m)	1.85	3.50	4.875	3.50	4.875
I _c (m ⁴)	0.079	0.536	1.448	0.536	1.448



Voiles avec une seule file d'ouverture

Voile V_B=V_D
 $l_1 = 0.35m$ $l_2 = 2.25m$
 $S_1 = b \times l_1 = 0.35 \times 0.15 = 0.052 m^2$
 $S_2 = b \times l_2 = 2.25 \times 0.15 = 0.337 m^2$
 $I_1 = \frac{b l_1^3}{12} = 0.0005 m^4$ $I_2 = \frac{b l_2^3}{12} = 0.142 m^4$
 $h l = 1.1m$
 $Z = 12.75m$
 $C = \frac{b h^3}{12} = 0.0167 m^4$
 $2a = 0.9m \Rightarrow a = 0.45m$
 $C = \frac{l_1}{4} + a + \frac{l_2}{4} = 1.1m$
 $m = \frac{2 \times 1.1}{\frac{1}{0.052} + \frac{1}{0.337}} = 0.099 m^3$
 $I = 0.0005 + 0.142 + 2 \times 0.099 = 0.360 m^4$
 $w^2 = \frac{3 \times 0.0167 \times 0.36 \times 1.1}{(0.0005 + 0.142) \times 0.099 \times (0.45)^3 \times 3.2} = 4.823$

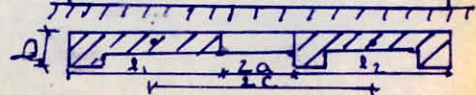
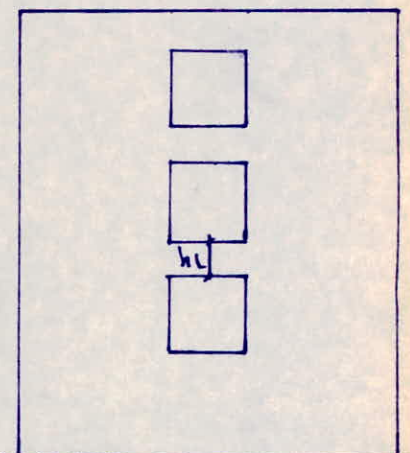


$w^2 = 4.823 \Rightarrow w = 2.196 \Rightarrow \alpha = wZ = 28 \Rightarrow \psi_0 = 0.66$

$I_e = \frac{0.36}{\frac{16 \times 0.099 \times 1.1 \times 0.66}{(0.0005 + 0.142) (28)^2} + 1} = 0.356 m^4$

Voile V₁

R.D.C $I_c = \frac{b l^3}{12} = 6.222$
 autres niveaux $l_1 = 3.225m$ $l_2 = 3.50m$ $b = 0.15m$
 $S_1 = 0.15 \times 3.225 = 0.484 m^2$ $S_2 = 0.15 \times 3.50 = 0.525 m^2$
 $I_1 = 0.419 m^4$ $I_2 = 0.536 m^4$
 $h l = 1.1m$ $Z = 12.75m$
 $C = 0.0167 m^4$ $2a = 1.2m \Rightarrow a = 0.6m$
 $C = \frac{l_1}{4} + a + \frac{l_2}{4} = 2.281m \Rightarrow m = 1.149 m^3$
 $I = I_1 + I_2 + 2mC = 6.169 m^4$
 $w^2 = 0.929 \Rightarrow w = 0.964 \Rightarrow \alpha = wZ = 12.29$
 $\Rightarrow \psi_0 = 0.66$

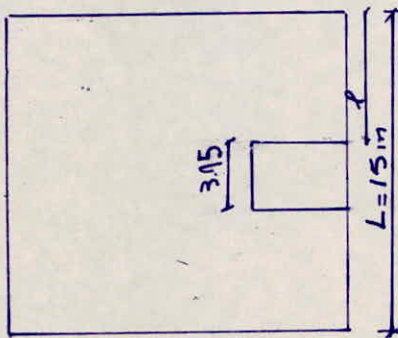


$I_e = \frac{6.169}{\frac{16 \times 1.149 \times 2.281 \times 0.66}{(0.419 + 0.536) (12.29)^2} + 1} = 5.176 m^4$

CALCUL SISMIQUE (Bloc B)

Justification de l'axiome 3 sur la validité du calcul statique équivalent

Niveau II



$$l = 5.93 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

$$l \not\leq 0.25L = 3.75 \text{ m}$$

cette condition n'est pas satisfaite rigoureusement car la variation de dimension dans le sens transversal dépasse les 25% de la largeur du bâtiment. Néanmoins, on peut utiliser le calcul statique équivalent du fait que: le plancher de la cage d'escalier ne présente pas un grand danger à l'ouvrage en cas de séisme.

Détermination des coefficients sismiques

a) coefficient d'intensité

Le bâtiment sera implanté à Alger, région de sismicité moyenne (Zone II) $\alpha = 1$

b) coefficient de réponse β

L'amortissement sera considéré comme moyen (prevu par le C.T.C)

$$\beta = \frac{0.085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0.065 \leq \beta \leq 0.13$$

évaluation de la période du mode fondamental.
Le bâtiment est contreventé par des voiles en béton armé: la période T est donnée par

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

avec

H : hauteur totale du bâtiment (m)

L : dimension en plan à la base entre murs extérieurs des façades (m) dans la direction considérée

Pour notre bâtiment $H: 13.75 \text{ m}$ $L_x: 13 \text{ m}$ $L_y: 12.18 \text{ m}$ $L_x > L_y$

* Dans le sens longitudinal

$$T_x = 0.08 \times \frac{13.75}{\sqrt{13}} \sqrt{\frac{13.75}{13+13.75}} = 0.218 \text{ s}$$

$\beta_x = \frac{0.085}{\sqrt[3]{0.218}} = 0.141$ on prendra $\beta = 0.13$

* dans le sens transversal

$T_y = 0.229s$

$\beta_y = 0.139$ on prendra $\beta = 0.13$

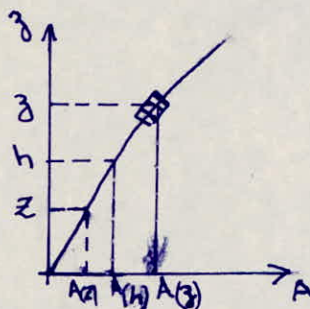
c) Coefficient de distribution (γ)

Le coefficient $\gamma(h)$ situé à la cote h est défini par

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(z) \cdot A(z) + \int m(z) A(z) dz}{\sum M(z) A^2(z) + \int m(z) A^2(z) dz}$$

$M(z)$: masse concentrée à la hauteur z

$m(z)$: masse répartie par unité de longueur à la hauteur z

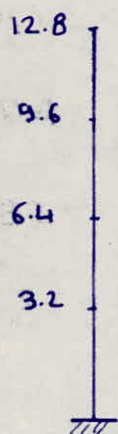


En considérant que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers, et la déformée étant assimilée à une droite la formule à utiliser est:

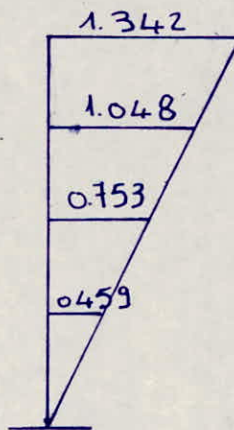
$$\gamma(h) = P \frac{\sum M(z) \cdot z}{\sum M(z) \cdot z^2}$$

D'où la valeur de γ en fonction de h

$$\gamma_h = P \left(\frac{284.72 \times 12.8 + 325.88 \times 9.6 + 332.92 \times 6.4 + 342.7 \times 3.2}{284.72 \times 12.8^2 + 325.88 \times 9.6^2 + 332.92 \times 6.4^2 + 342.7 \times 3.2^2} \right)$$



$\gamma(h) = 0.0919 P$



d) Coefficient de fondation δ

Le mode de fondation sera des semelles superficielles, la nature du terrain et de consistance moyenne d'où $\delta = 1.15$

Calcul des efforts

* Coefficients sismiques (Γ_H) et (Γ_V)

$$\Gamma_{HL} = \Gamma_{HT} = 1 \times 0.13 \times 1.15 \times \delta(h) = 0.149 \delta(h) \text{ et } \Gamma_V = \pm \Gamma_{HL} = \pm \Gamma_{HT}$$

niveaux	V	IV	III	II
$\delta(h)$	1.342	1.048	0.753	0.459
$\Gamma_{HL} = \Gamma_{HT}$	0.201	0.157	0.112	0.069
Γ_V	± 0.201	± 0.157	± 0.112	± 0.069

* Determination des forces sismiques.

Elles sont obtenues a l'aide de la relation $F = \Gamma W$

* Calcul de la masse sismique W pour chaque niveau

niveau V:

Plancher terrasse accessible:

charges permanentes,

plancher terrasse: $594 \times (12.8 \times 12) + 744 \times 2 \times 1.5 \times (15.8 \times 15) = 159984 \text{ kg}$

acrotiere: $2500 \times 0.1 \times 1 \times (15.8 + 15) \times 2 = 15400 \text{ kg}$

poutres longitudinales: $2500 \times 0.3 [0.55 \times 13.85 + 4 \times 0.45 \times 13.6] = 24073 \text{ kg}$

poutres transversales: $2500 \times 0.25 \times 0.45 [14.05 \times 2 + 9.875 \times 2 + 4.35] = 14681 \text{ kg}$

poteaux: $2500 \times 3.3 \times \frac{1}{2} [14 \times 0.35 \times 0.35 + 0.45 \times 0.45] = 7670 \text{ kg}$

voiles: $2500 \times 0.15 \times \frac{2.75}{2} [1.85 + 4 \times 3.50 + 3 \times 4.85 + 2.7 + 7.95] = 24180 \text{ kg}$

murs extérieurs: $[4.10 \times 2.95 (15.8 - 2 \times 0.25) \times 2 + 350 \times 2.95 \times 15 \times 2] \times \frac{1}{2} = 33992 \text{ kg}$

$G = 279.98 \text{ t}$

Surcharge: $P = 0.100 \times 15.8 \times 15 = 23.7 \text{ t}$

$W = G + \frac{P}{5} = 284.72 \text{ t}$

niveau IV, III

charges permanentes:

plancher courant: $530 \times 12.8 \times 12 = 81408 \text{ kg}$

poutres longitudinales: $2500 \times 0.3 [0.55 \times 13.85 + 3 \times 0.45 \times 13.6 + 2 \times 0.45 \times 5.4] = 23128 \text{ kg}$

poutres transversales: $\dots = 14681 \text{ kg}$

poteaux: $\dots = 15340 \text{ kg}$

voiles: $\dots = 48360 \text{ kg}$

murs extérieurs: $\dots = 67986 \text{ kg}$

$G = 253.61 \text{ t}$

Surcharge: $P = 0.175 \times 12.8 \times 12 = 26.88 \text{ t}$

$W = G + \frac{P}{5} = 258.99 \text{ t}$

niveau II

- 181 -

charges permanentes

- Plancher Courant: = 81408 kg
- Poutres Longitudinales: = 23128 kg
- Poutres transversales: = 14681 kg
- poteaux : $2500 \times \left(\frac{3.2+5}{2}\right) (14 \times 0.35 \times 0.35 + 0.45 \times 0.45) = 19654$ kg
- Voles : $2500 \times 0.15 \left(\frac{2.75+5}{2}\right) (1.85 + 4 \times 3.50 + 3 \times 4.875 + 2.7 + 7.925) = 61961$ kg
- murs exterieurs: $33993 + \left[410 \times 2.95 (12.8 - 4 \times 0.35) \times 2 + 350 \times 2.95 \times (12 - 3 \times 0.35)\right] \frac{1}{2} = 59087$ kg

Surcharge P: $0.2 \times 12 \times 12.8 = 30.72^t$

$G = 265.35^t$

$W = G + \frac{P}{5} = 271.49^t$

Escalier :

(Voir calcul de l'escalier)

Volée : surface revenant $2.7 \times 3 = 8.1$

charges permanentes $G = 0.712 \times 8.1 = 5.77^t$

surcharges $P = 0.25 \times 8.1 = 2.03^t$

Palier de repos : surface lui revenant $3.15 \times 1.5 = 4.72^m^2$

charges permanentes: $G = 0.475 \times 4.72 = 2.24^t$

surcharges : $P = 0.25 \times 4.72 = 1.18^t$

d'où $G = 5.77 + 2.24 = 8.01$

$P = 2.03 + 1.18 = 3.21$

$W = G + \frac{P}{5} = 8.65^t$

Loggia

voir calcul des dalle

charges permanentes: $G = 0.680 \times (15 + 12.8) \times 1.5 \times 2 = 56.72^t$

surcharges $P = 0.350 \times (15 + 12.8) \times 1.5 \times 2 = 29.2^t$

$W = G + \frac{P}{5} = 62.56^t$

En ajoutant la masse sismique de l'escalier et de la loggia aux planchers intermediaires on a les resultats resumes dans le tableau ci dessous

Niveaux	W (t)	$\Gamma_{HL} = \Gamma_{HT}$	$F_{HL} = F_{HT}$	Forces cumulees (t)
V	284.72	0.201	57.23	57.23
IV	325.88	0.157	51.16	108.39
III	332.92	0.112	37.29	145.68
II	342.70	0.069	23.65	169.33

Etude de la torsion

* Centre de masse

On supposera que le centre de gravité des charges (masse) agissant au niveau de chaque plancher coïncide sensiblement avec le centre géométrique, O du plancher. Cette dernière hypothèse se trouve justifiée vu que le bâtiment à étudier est un bâtiment à usage d'habitation et dont la répartition des masses est quasi uniforme au niveau de chaque plancher.

$$X_G = \frac{15.8}{2} = 7.9 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ m}$$

* Centre de torsion

Le centre de torsion (ou centre élastique) d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes:

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends qui est parallèle à la direction de la force.
- Un moment, dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre une rotation des refends. Le sens de cette rotation est le même que celui du moment.

Les coordonnées du centre de torsion sont

$$X_T = \frac{\sum I_{x_i} \cdot X_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot Y_i}{\sum I_{y_i}}$$

Centre de Torsion des éléments transversaux

Voiles	$I_x (m^4)$	$X (m)$	$I_x \cdot x$
V_1	0.536	4.625	2.479
V_2	5.176	7.975	41.279
V_3	1.448	15.8	22.878
la somme	7.16		66.636

$$X_{CT} = \frac{66.636}{7.16} = 9.30 \text{ m}$$

Centre de torsion des éléments longitudinaux

Voiries	$I_y (m^4)$	$Y (m)$	$I_y \cdot Y$
V_A	0.079	7.5	0.593
V_B	0.356	9.175	3.266
V_C	0.536	7.5	4.020
V_D	0.356	5.825	2.074
V_E	1.448	9.175	13.285
V_F	0.246	7.5	1.845
V_G	1.448	5.825	8.435
La somme	4.469		33.518

$$Y_{CT} = \frac{33.518}{4.469} = 7.5$$

Calcul de l'excentricité

Le complément aux règles parasismiques (C.T.C.) impose de considérer une torsion d'ensemble. Cette torsion résulte de l'excentricité de la résultante des forces horizontales appliquées au centre de gravité par rapport au centre de torsion. Elle est égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

• 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau

$$e = 5\% L = 0.05 \times 15.8 = 0.79 \text{ m}$$

• excentricité théorique résultant des plans

$$\begin{cases} e_x = 9.30 - 7.9 = 1.40 \text{ m} \\ e_y = 7.5 - 7.5 = 0 \text{ m} \end{cases}$$

donc on prendra pour tous les niveaux

$$\begin{cases} e_x = 1.40 \text{ m} \\ e_y = 0.79 \text{ m} \end{cases}$$

REPARTITION DES FORCES SISMIQUES DANS LES REFENDS

1) Introduction

Les forces sismiques se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force extérieure provoque sa translation (ou sa rotation)

pour un refend ayant pour :

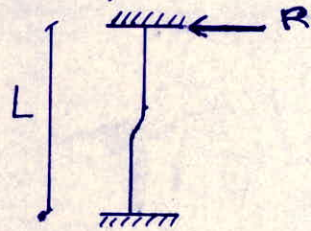
hauteur = L

moment d'inertie = I

module d'élasticité = E

la rigidité est donnée par :

$$R = \frac{12EI}{L^3}$$



et comme pour notre cas tous les refends ont la même hauteur et le même module d'élasticité, on peut simplifier le calcul en remplaçant la rigidité par l'inertie

Efforts dans les refends.

les forces sismiques qui se résument à 1 effet de translation H et un moment de rotation $H \cdot e$ dû à l'excitement entre le centre de torsion et le centre de masse se répartissent comme indiqué ci-dessus suivant les inerties des refends.

donc les refends sont soumis à des efforts de translation et des efforts de rotation pour un refend parallèle à la direction de la force il est soumis à un effort de translation et un effort de rotation, et pour un refend perpendiculaire à l'action de la force, il est soumis aux seuls efforts de rotation

a) Séisme agissant transversalement

1.a. pour un refend transversal i :

$$H_i = H_{i, \text{rat}} + H_{i, \text{tra}} = H \cdot e \frac{I_{x_i} \cdot X_i}{J} + H \frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$$

1.b : pour un refend longitudinal j .

$$H_j = H_{j, \text{rat}} = H \cdot e \frac{I_{y_j} \cdot Y_j}{J}$$

SENS TRANSVERSAL

niveaux I, IV, III

Voiles	I_{x_i} (m ²)	$\frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$	x_i (m)	$e \cdot x_i$ (m)	$I_{x_i} \cdot x_i^2$	$\frac{I_{x_i} x_i e}{J}$
V ₁	0.536	0.0749	-4.75	6.65	12.093	-0.0387
V ₂	5.176	0.7229	-1.4	1.96	10.145	-0.1101
V ₃	1.448	0.2022	6.425	8.995	59.774	0.1414
Somme	7.16				82.01	

avec $e = 1.40m$

$$J = \sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_i} y_i^2 = 92.13$$

niveau II

Voiles	I_{x_i}	$\frac{I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$	x_i	$e \cdot x_i$	$I_{x_i} \cdot x_i^2$	$\frac{I_{x_i} x_i e}{J}$
V ₁	0.536	0.0653	-4.75	6.65	12.093	-0.0378
V ₂	6.222	0.7582	-1.4	1.96	12.195	-0.1295
V ₃	1.448	0.1764	6.425	8.995	59.774	0.1383
Somme	8.206				84.06	

avec $e = 1.40m$

$$J = \sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_i} y_i^2 = 94.18$$

SENS LONGITUDINAL

La repartition sera la même pour tous les niveaux. Ceci se trouve justifié par l'effet de la force de rotation qui est négligeable

Voiles	I_{y_j}	$\frac{I_{y_j}}{\sum I_{y_j}}$	y_j	$e \cdot y_j$	$I_{y_j} \cdot y_j^2$	$\frac{I_{y_j} \cdot y_j \cdot e}{J}$
\sqrt{A}	0.079	0.0177	0	0	0	0
2 \sqrt{B}	2 * 0.356	0.0796	1.675	1.323	0.999	0.0051
\sqrt{C}	0.536	0.1199	0	0	0	0
2 \sqrt{E}	2 * 1.448	0.3240	1.675	1.323	4.062	0.0208
\sqrt{F}	0.246	0.0550	0	0	0	0
Somme	4.469				10.12	

avec $e = 1.40 \text{ m}$

$$J = \sum I_{x_i} x_i^2 + \sum I_{y_j} y_j^2 = 92.13$$

Les efforts dans les Voiles
SENS TRANSVERSAL

Niveaux Voiles	V		IV		III		II		I	Fondation
	H (g)	M (cm)	H	M	H	M	H	M	M	M
V ₁	2.07	0.00	1.85	6.62	1.35	19.17	0.65	36.03	54.98	65.63
V ₂	35.07	0.00	31.35	112.82	22.85	324.77	14.87	610.43	943.68	1131.13
V ₃	19.66	0.00	17.58	62.91	12.81	182.08	7.44	342.24	526.21	629.69

Les efforts dans Les Voiles
SENS LONGITUDINAL

Niveaux Voiles	V		IV		III		II		I	Fondation
	H (k)	M (k.m)	H	M	H	M	H	M	M	M
\sqrt{A}	1.01	0.00	0.90	3.23	0.66	9.34	0.42	17.57	27.14	32.52
\sqrt{B}	4.85	0.00	4.33	15.52	3.16	44.90	2	84.38	130.27	156.08
\sqrt{C}	6.86	0.00	6.13	21.95	4.47	63.52	2.83	119.39	184.32	220.84
\sqrt{E}	19.73	0.00	17.63	63.14	12.85	182.69	8.15	343.36	530.11	635.16
\sqrt{F}	3.15	0.00	2.81	10.08	2.05	29.15	1.30	54.78	84.58	101.33

CHARGES VERTICALES.

EFFORTS dus au seisme Vertical S_v , charges permanentes G
Surcharge P

*Voile V_1 :

Surface revenant à ce Voile : $S = 3.2 \times 3.15 = 10.08 \text{ m}^2$
Surface revenant à 1 raidisseur $S = 3.2 \times 4.43 \frac{1}{2} = 7.09 \text{ m}^2$

niveau II

Voile : charges permanentes

plancher Terrasse : $0.594 \times 10.08 \dots = 5.99 \text{ t}$
poutre transversale : $0.3 \times 0.45 \times (3.15 - 0.35) \times 2.5 \dots = 0.94 \text{ t}$
Voile : $\frac{1}{2} \times 0.15 \times 3.15 \times 2.75 \times 2.5 \dots = 1.62 \text{ t}$
poteaux : $2 \times \frac{1}{2} \times 0.35 \times 0.35 \times 3.2 \times 2.5 \dots = 0.98 \text{ t}$
poutre longitudinale : $0.25 \times 0.45 \times (3.2 - 0.15) \frac{1}{2} \times 2.5 = 0.14 \text{ t}$

 $G_1 = 9.67 \text{ t}$

Surcharge $P_1 = 0.1 \times 10.08 = 1.01 \text{ t}$

raidisseur : charges permanentes

plancher Terrasse : $0.594 \times 7.09 \dots = 4.21 \text{ t}$
poutre transversale : $0.3 \times 0.45 \times (4.43 - 0.35) \frac{1}{2} \times 2.5 = 0.69 \text{ t}$

 $G_2 = 4.9 \text{ t}$

Surcharge $P_2 = 0.1 \times 7.09 = 0.71 \text{ t}$

poutre longitudinale s'appuyant sur le Voile $G = 0.23 \text{ t}$

donc $G = 9.67 + 2 \times 4.9 + 0.23 = 19.7 \text{ t}$
 $P = 1.01 + 0.71 = 1.72 \text{ t}$ $W = G + \frac{P}{5} = 20.04 \text{ t}$

niveau IV, III

Voile : charges permanentes

plancher : $0.530 \times 10.08 \dots = 5.34 \text{ t}$
poutre transversale : $\dots = 0.94 \text{ t}$
Voile : $2 \times 1.62 \dots = 3.24 \text{ t}$
poteaux : $2 \times 0.98 \dots = 1.96 \text{ t}$
poutre longitudinale : $\dots = 0.14 \text{ t}$

 $G_1 = 11.62 \text{ t}$

Surcharge $P_1 = 0.175 \times 10.08 = 1.76 \text{ t}$

raidisseur : charges permanentes

plancher : $0.530 \times 7.09 \dots = 3.76 \text{ t}$
poutre transversale : $\dots = 0.69 \text{ t}$

 $G_2 = 4.45 \text{ t}$

Surcharge $P_2 = 0.175 \times 7.09 = 1.24 \text{ t}$

donc poutre longitudinale s'appuyant sur le Voile $G_3 = -0.94 \text{ t}$
 $G = 11.62 + 2 \times 4.45 - 0.94 = 19.58 \text{ t}$
 $P = 1.76 + 2 \times 1.24 = 4.5 \text{ t}$ $W = G + \frac{P}{5} = 20.48 \text{ t}$

niveau II

Voile : charges permanentes

plancher	:	=	5.34t
poutre transversale:	:	=	0.94t
Voile	:	$0.15 \times 3.15 \times (4.1 - 0.45) \times 2.5$	=	4.31t
poteaux	:	$2 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.1 \times 2.5$	=	2.50t
poutre longitudinale:	:	=	0.14t
				<hr/>
				$G_1 = 13.23t$

Surcharges $P_1 = 0.2 \times 10.08 = 2.02t$

raidisseurs : charges permanentes

plancher	:	=	3.76t
poutre transversale:	:	=	0.69t
				<hr/>
				$G_2 = 4.45t$

Surcharges $P_2 = 0.2 \times 7.09 = 1.42t$

poutre longitudinale s'appuyant sur la Voile $G = -0.94t$

donc $G = 13.23 + 2 \times 4.45 - 0.94 = 21.19t$
 $P = 2.02 + 2 \times 1.42 = 4.86t$

$W = G + \frac{P}{5} = 22.16t$

niveau I : charges permanentes

Voile : poutre transversale:	:	=	0.94t
Voile	:	$0.15 \times 3.15 \times (2.5 - 0.45) \times 2.5$	=	2.42t
poteaux	:	$2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.5 \times 2.5$	=	1.52t
raidisseurs : poutre transversale:	:	=	0.69t
				<hr/>
				$G = 5.57t$

* Voile 2 :

Surface revenant a ce Voile	:	$3.2 \times 7.58 = 24.26m^2$
Surface revenant au raidisseur 1	:	$3.2 \times 4.43 \frac{1}{2} = 7.09m^2$
Surface revenant au raidisseur 2	:	$2 \times (3.75) \frac{1}{2} = 1.89m^2$

niveau I

Voile : charges permanentes

plancher	:	0.594×24.26	=	14.41t
poutre transversale:	:	$0.3 \times 0.45 \times (7.58 \times 0.35) \times 2.5$	=	2.44t
Voile	:	$\frac{1}{2} \times 0.15 \times 7.58 \times 2.75 \times 2.5$	=	3.91t
poteaux	:	$2 \times \frac{1}{2} \times 0.35 \times 0.35 \times 3.2 \times 2.5 + \frac{1}{2} \times 0.21 \times 0.35 \times 3.2 \times 2.5$	=	1.26t
poutre longitudinale:	:	$\frac{1}{2} \times 0.25 \times 0.45 \times (3.2 - 0.35) \times 2.5 \times 4$	=	1.6t
				<hr/>
				$G_1 = 23.62t$

Surcharges: $P_1 = 0.1 \times 24.26 = 2.43t$

raidisseur 1 : charges permanentes

plancher	:	0.594×7.09	=	4.21t
poutre transversale:	:	=	0.69t
				<hr/>
				$G_2 = 4.9t$

Surcharges $P_2 = 0.1 \times 7.09 = 0.71t$

raidisseur 2 : charges permanentes

plancher	: 0.744×1.89	= 1.41 t
poutre transversale	: $0.3 \times 0.45 \times (1.5 - 0.35/2) \times 2.5$	= 0.45 t
			<u>$G_2 = 1.86 t$</u>

Surcharge: $P_3 = 0.1 \times (1.5)^2 = 0.22 t$

d'où

$G = 23.62 + 4.9 + 1.86 = 30.38 t$
 $P = 2.43 + 0.71 + 0.22 = 3.36 t$ $W = G + P/5 = 31.05 t$

niveau IV, III

Voile : charges permanentes

plancher	: 0.530×24.26	= 12.86 t
poutre transversale	:	= 2.44 t
Voile	: 2×3.91	= 7.82 t
poteaux	: 2×1.26	= 2.52 t
poutre longitudinale	:	= 1.6 t
			<u>$G_1 = 27.24 t$</u>

Surcharge $P_1 = 0.175 \times 24.26 = 4.24 t$

raidisseur 1 : charges permanentes

plancher	: 0.530×7.09	= 3.76 t
poutre transversale	:	= 0.69 t
			<u>$G_2 = 4.45 t$</u>

Surcharge $P_2 = 0.175 \times 7.09 = 1.24 t$

raidisseur 2 : charges permanentes

plancher	: 0.68×1.89	= 1.28 t
poutre transversale	:	= 0.45 t
			<u>$G_3 = 1.73 t$</u>

Surcharge $P_3 = 0.35 \times (1.5)^2 = 0.79 t$

d'où $G = 27.24 + 4.45 + 1.73 = 33.42 t$
 $P = 4.24 + 1.24 + 0.79 = 6.27 t$ $W = G + P/5 = 34.67 t$

niveau II

Voile : charges permanentes

plancher	:	= 12.86 t
poutre transversale	:	= 2.44 t
Voile	: $0.15 \times 7.58 (4.1 - 0.45) \times 2.5$	= 10.37 t
poteaux	: $[2 \times 0.35 \times 0.35 + 0.35 \times 0.2] \times 4.1 \times 2.5$	= 3.22 t
poutre longitudinale	:	= 1.6 t
			<u>$G_1 = 30.49 t$</u>

Surcharge: $P_1 = 0.2 \times 24.26 = 4.85 t$

raidisseur 1 : charges permanentes

plancher	:	= 3.76 t
poutre transversale	:	= 0.69 t
			<u>$G_2 = 4.45 t$</u>

Surcharge $P_2 = 0.2 \times 7.09 = 1.42 t$

niveau 2: charges permanentes

plancher	:	= 1.28 t
poutre transversale:	:	= 0.45 t
			<hr/>
			G ₂ = 1.73 t

Surcharge: P₃ = 0.35 x (1.5)² = 0.79 t

d'où

G = 30.49 + 4.45 + 1.73 = 36.67 t W = G + P/5 = 38.08 t
 P = 4.85 + 1.42 + 0.79 = 7.06 t

niveau I: charges permanentes

Voile : poutre transversale:	:	= 2.44 t
Voile	:	0.15 x 2.5 x 7.58 x (2.5 - 0.45)	= 5.83 t
poteaux	:	[10.35 + 0.2] x 0.35 x 2.5 x 2.5	= 1.96 t
poutre longitudinale:	:	= 1.6 t
raidement: poutre transversale:	:	= 0.69 t
raidement: poutre transversale:	:	= 0.45 t
			<hr/>
			G = 12.97 t

d'où G = 12.97 t

* Voile 3

niveau I: charges permanentes

plancher terrasse:	:	0.744 x 1.35/2 x (3.45 - 1.35)	= 1.05 t
Voile	:	0.15 x 4.875 x (3.55 + 3.2/2) x 2.5	= 9.41 t
			<hr/>
			G = 10.46 t

Surcharge P = 0.1 x 1.35/2 x (3.45 - 1.35) = 0.14 t

d'où G = 10.46 t

P = 0.14 t

W = G + P/5 = 10.49 t

niveau IV: charges permanentes

Escalier	:	1.19 x 1.5	= 1.78 t
Voile	:	0.15 x 4.875 x 3.2 x 2.5	= 5.85 t
			<hr/>
			G = 7.63 t

Surcharge P = 0.63 x 1.5 = 0.94 t

d'où G = 7.63 t

P = 0.94 t

W = G + P/5 = 7.82 t

niveau III: charges permanentes

Escalier	:	1.19 x 3	= 3.57 t
Voile	:	= 5.85 t
			<hr/>
			G = 9.42 t

Surcharge P = 0.63 x 3 = 1.89 t

d'où G = 9.42 t

P = 1.89 t

W = G + P/5 = 9.86 t

niveau II : charges permanentes
 Escalier : $3.57 + 1.19 \frac{1}{2} \times 1.5 = 4.46t$
 Voile : $0.15 \times 4.875 \times 4.1 \times 2.5 = 7.49t$
G = 11.95t

Surcharges $P = 0.63 \times 3 + 0.63 \frac{1}{2} \times 1.5 = 2.36t$
 d'où $G = 11.95t$
 $P = 2.36t$ $W = G + P/5 = 12.42t$

niveau I : charges permanentes
 Voile : $0.15 \times 4.875 \times 2.5 \times 2.5 = 4.57t$
 d'où $G = 4.57t$

Voile A

niveau V : charges permanentes
 plancher : $0.594 \times 6 \times 1.6 + 0.744 \times 1.375 \times 6 = 11.84t$
 poutre transversale : $0.3 \times 0.55 \times (6 - 0.4) \times 2.5 = 2.31t$
 poutre longitudinale : $0.25 \times 0.45 \times (1.6 + 1.5 - 0.4) \times 2.5 = 0.76t$
 Voile : $\frac{1}{2} \times 0.15 \times 1.4 \times 2.75 \times 2.5 = 0.72t$
 poteau : $\frac{1}{2} \times 0.4 \times 0.4 \times 3.2 \times 2.5 = 0.64t$
G = 16.17t

Surcharge : $P = 0.1 \times 6 (1.6 + 1.5) = 1.86t$
 d'où $G = 16.17t$
 $P = 1.86t$ $W = G + P/5 = 16.54t$

niveau IV, III : charges permanentes
 plancher : $0.530 \times 6 \times 1.6 + 0.68 \times 1.375 \times 6 = 10.70t$
 poutre transversale : $= 2.31t$
 poutre longitudinale : $= 0.76t$
 Voile : $2 \times 0.72 = 1.44t$
 poteau : $2 \times 0.64 = 1.28t$
G = 16.49t

Surcharge : $P = 0.175 \times 6 \times 1.6 + 0.350 \times 6 \times 1.5 = 4.83t$
 d'où $G = 16.49t$
 $P = 4.83t$ $W = G + P/5 = 17.46t$

niveau II : charges permanentes
 plancher : $= 10.70t$
 poutre transversale : $= 2.31t$
 poutre longitudinale : $= 0.76t$
 Voile : $0.15 \times 1.4 \times (4.1 - 0.45) \times 2.5 = 1.92t$
 poteau : $0.4 \times 0.4 \times 4.1 \times 2.5 = 1.64t$
G = 17.33t

Surcharge : $P = 0.2 \times 6 \times 1.6 + 0.35 \times 6 \times 1.5 = 5.07t$
 d'où $G = 17.33t$
 $P = 5.07t$ $W = G + P/5 = 18.34t$

niveau I
 poutre transversale : $= 2.31t$
 poutre longitudinale : $= 0.76t$
 Voile : $0.15 \times (2.5 - 0.45) \times 1.4 \times 2.5 = 1.08t$
G = 4.15t d'où $G = 4.15t$

* Voile V_B (V₀)

niveau I:

Voile : charges permanentes

plancher	: 0.594 x 0.65 x (3.2 - 0.35)	= 1.10 t
poutre Longitudinale:	0.25 x 0.45 x (3.2 - 0.35) x 2.5	= 0.80 t
Voile	: 1/2 x 0.15 x 2.75 x 2.85 x 2.5	= 1.47 t
poteau	: 2 x 1/2 x 0.35 x 0.35 x 3.2 x 2.5	= 0.98 t
		<u>G = 4.35 t</u>

Surcharge P₁ = 0.1 x 0.65 x 2.85 = 0.18 t

raidisseur : même que V.

charges permanentes	G ₂ = 4.9 t
Surcharges	P ₂ = 0.71 t.

d'où

G = 4.35 + 2 x 4.9 = 14.15 t W = G + P/5 = 14.47 t
 P = 0.18 + 2 x 0.71 = 1.6 t

niveau II, III

Voile : charges permanentes

plancher	: 0.53 x 0.65 x 2.85	= 0.98 t
poutre Longitudinale:	= 0.80 t
Voile	: 2 x 1.47	= 2.94 t
poteau	: 2 x 0.98	= 1.96 t
		<u>G₁ = 6.68 t</u>

Surcharge P₂ = 0.175 x 0.65 x 2.85 = 0.32 t

raidisseur :

charges permanentes	G ₂ = 4.45 t
Surcharges	P ₂ = 1.24 t

d'où

G = 6.68 + 2 x 4.45 = 15.58 t W = G + P/5 = 16.14 t
 P = 0.32 + 2 x 1.24 = 2.8 t

niveau IV

Voile : charges permanentes

plancher	= 0.98 t
poutre Longitudinale:	= 0.80 t
Voile	: 0.15 x (4.1 - 0.45) x 2.85 x 2.5	= 3.16 t
poteau	: 2 x 0.35 x 0.35 x 4.1 x 2.5	= 2.50 t
		<u>G₁ = 7.44 t</u>

Surcharge: 0.2 x 0.65 x 2.85 = 0.37 t

raidisseur :

charges permanentes	G ₂ = 4.45 t
surcharges	P ₂ = 1.42 t

d'où G = 7.44 + 2 x 4.45 = 16.34 t W = G + P/5 = 16.98 t
 P = 0.37 + 2 x 1.42 = 3.21 t

niveau I charges permanentes

Voile : poutre transversale = 0.80 t

Voile	: 0.15 x (2.5 - 0.45) x 2.85 x 2.5 = 2.19 t	G ₂ = 5.2 t
poteau	: 2 x 0.35 x 0.35 x 2.5 x 2.5 = 1.52 t	
raidisseur : poutre transversale		<u>G = 5.2 t</u>
		<u>G = 5.2 t</u>

Voile C

Surface revenant à ce Voile : $0.65 \times 3.50 = 2.275 \text{ m}^2$

niveau II : charges permanentes
 plancher : $0.594 \times 2.275 = 1.35 \text{ t}$
 Voile : $\frac{1}{2} \times 0.15 \times 3.5 \times 3.2 \times 2.5 = 2.10 \text{ t}$
 $G_1 = 3.45 \text{ t}$

Surcharge $P_1 = 0.1 \times 2.275 = 0.23 \text{ t}$
 d'où $G = 3.45 \text{ t}$ $W = G + P/5 = 3.50 \text{ t}$
 $P = 0.23 \text{ t}$

niveau IV, III : charges permanentes
 plancher : $0.53 \times 2.275 = 1.20 \text{ t}$
 Voile : $2 \times 2.1 = 4.2 \text{ t}$
 $G = 5.4 \text{ t}$

Surcharge $P = 0.175 \times 2.275 = 0.4 \text{ t}$
 d'où $G = 5.4 \text{ t}$ $W = G + P/5 = 5.48 \text{ t}$
 $P = 0.4 \text{ t}$

niveau II
 plancher : $\dots = 1.20 \text{ t}$
 Voile : $0.15 \times 3.5 \times 4.1 \times 2.5 = 5.38 \text{ t}$
 $G = 6.58 \text{ t}$

Surcharge $P = 0.2 \times 2.275 = 0.46 \text{ t}$
 d'où $G = 6.58 \text{ t}$ $W = G + P/5 = 6.67 \text{ t}$
 $P = 0.46 \text{ t}$

niveau I : charges permanentes
 Voile : $0.15 \times 3.5 \times 2.5 \times 2.5 = 3.28 \text{ t}$
 d'où $G = 3.28 \text{ t}$

Voile VE (VF)

niveau I :
 raidisseur 1 : Surface lui revenant : $3.2 (4.43 + 3.15) / 2 = 12.13 \text{ m}^2$
 charges permanentes :

plancher : $0.594 \times 12.13 = 7.20 \text{ t}$
 poutre transversale : $0.3 \times 0.45 \left(\frac{4.43 + 3.15}{2} - 0.35 \right) \times 2.5 = 1.16 \text{ t}$
 $G_1 = 8.36 \text{ t}$

Surcharge $P_1 = 0.1 \times 12.13 = 1.21 \text{ t}$
 raidisseur 2 : charges permanentes
 plancher : $\frac{1}{2} (0.594 \times 3.2 + 0.744 \times 1.35) (4.43 + 3.15) = 7.41 \text{ t}$
 poutre transversale : $\dots = 1.16 \text{ t}$
 $G_2 = 8.57 \text{ t}$

Surcharge $P_2 = 0.1 \times (1.6 + 1.5) (4.43 + 3.15) / 2 = 1.17 \text{ t}$

Voile : charges permanentes :

poutre longitudinale : $0.25 \times 0.45 \times 4.875 \times 2.5 \dots = 1.37t$

Voile : $\frac{1}{2} \times 0.15 (4.875 - 2 \times 0.35) \times 2.75 \times 2.5 = 2.15t$

poteaux : $2 \times \frac{1}{2} \times 0.35 \times 0.35 \times 3.2 \times 2.5 \dots = 0.98t$

$G_3 = 4.5t$

d'où

$G = 8.36 + 8.57 + 4.5 = 21.43t$

$P = 1.21 + 1.17 = 2.58t$

$W = G + P/5 = 21.95t$

niveau IV. III

raidisseur 1 : charges permanentes

plancher : $(4.43 + 3.15/2) \times 3.2/2 \times 0.530 \dots = 5.09t$

poutre transversale : $\dots = 1.16t$

Escalier : $1.19 \times 1.5 \dots = 1.78t$

$G = 8.03t$

Surcharge $P_1 = 0.175 \times 3.2/2 (4.43 + 3.15/2) + 0.63 \times 1.5 = 2.63t$

raidisseur 2 : charges permanentes

plancher : $0.53 \times 3.2/2 \times 4.43/2 + 0.68 \times (4.43 + 3.15)/2 \times 1.5 = 5.74t$

poutre transversale : $\dots = 1.16t$

$G_2 = 6.90t$

Surcharge $P_2 = 0.175 \times 3.2/2 \times 4.43/2 + 0.35 \times (4.43 + 3.15)/2 \times 1.5 = 2.61t$

Voile : charges permanentes

poutre longitudinale : $\dots = 1.37t$

Voile : $2 \times 2.15 \dots = 4.30t$

poteaux : $2 \times 0.98 \dots = 1.96t$

$G_3 = 7.63t$

d'où

$G = 8.03 + 6.90 + 7.63 = 22.56t$

$P = 2.63 + 2.61 = 5.24t$

$W = G + P/5 = 23.61t$

niveau II

raidisseur 1 : charges permanentes :

plancher : $\dots = 5.09t$

poutre transversale : $\dots = 1.16t$

Escalier : $\dots = 1.78t$

$G_1 = 8.03t$

Surcharge $P_1 = 0.2 \times 3.2/2 (4.43 + 3.15/2) + 0.63 \times 1.5 = 2.87t$

raidisseur 2 : charges permanentes :

plancher : $\dots = 5.74t$

poutre transversale : $\dots = 1.16t$

$G_2 = 6.90t$

Surcharge $P_2 = 0.2 \times 3.2/2 \times 4.43/2 + 0.35 \times (4.43 + 3.15)/2 \times 1.5 = 2.70t$

Voile : charges permanentes

poutre longitudinale : $\dots = 1.37t$

Voile : $0.15 \times (4.875 - 2 \times 0.35) (4.1 - 0.45) \times 2.5 \dots = 5.71t$

poteaux : $2 \times 0.35 \times 0.35 \times 4.1 \times 2.5 \dots = 2.50t$

$G_3 = 9.58t$

d'où

$G = 8.03 + 6.90 + 9.58 = 24.51t$

$P = 2.87 + 2.70 = 5.57t$

$W = G + P/5 = 25.62t$

niveau I: charges permanentes

raidement 1: poutre transversale: = 1.16t

Escalier = 1.78t

raidement 2: poutre transversale: = 1.16t

Voile : poteaux : $2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.5 \times 2.5 = 1.52t$

Voile : $0.15 \times (4.875 - 2 \times 0.35) \times 2.05 \times 2.5 = 3.20t$

d'où

$G = 8.82t$

$G = 8.82t$

Voile VF

Surface revenant au Voile : $2.7 \times 1.5 = 4.05m^2$

niveau I: charges permanentes

plancher: $0.594 \times 2.7 \times 0.65 = 1.04t$

Voile : $\frac{1}{2} \times 0.15 \times 2.7 \times 3.2 \times 2.5 = 1.62t$

$G_1 = 2.66t$

surcharges: $0.1 \times 2.7 \times 0.65 = 0.17t$

d'où $G = 2.66t$

$P = 0.17t$

$W = G + P/5 = 2.69t$

niveau II, III: charges permanentes

Escalier : $0.71 \times 4.05 = 2.87$

Voile : $2 \times 1.62 = 3.24$

$G = 6.11t$

Surcharges: $0.25 \times 4.05 = 1.01t$

d'où $G = 6.11t$

$P = 1.01t$

$W = G + P/5 = 6.31t$

niveau II: charges permanentes

Escalier : = 2.87t

Voile : $0.15 \times 2.7 \times 4.1 \times 2.5 = 4.15t$

$G = 7.02t$

Surcharges: $0.25 \times 4.05 = 1.01t$

d'où $G = 7.02t$

$P = 1.01t$

$W = G + P/5 = 7.22t$

niveau I:

charges permanentes

Voile : $0.15 \times 2.5 \times 2.7 \times 2.5 = 2.53t$

d'où

$G = 2.53t$

Distribution des charges Verticales sur les différents trumeaux

Voile VB (VD)

trumeau 1: charge qui revient au raidisseur 1 a laquelle on ajoute le poids propre de ce dernier

trumeau 2: charge qui revient à tout le Voile a laquelle on retranche la charge qui revient au trumeau 1 avec la charge sur le linteau négligeable non repartie.

niveau I

trumeau 1: charges permanentes

raidisseur	:		= 4.9t
poids propre	:	$\frac{1}{2} \times 0.35 \times 0.35 \times 3.2 \times 2.5$	= 0.49t
			<u>G = 5.39t</u>

Surcharge: P = 0.71t

d'où G = 5.39t W = G + P/5 = 5.53t
 P = 0.71t

trumeau 2:

charges permanentes G:	14.15 - 5.39	= 8.76t
Surcharge P:	1.45 - 0.71	= 0.74t

d'où W = G + P/5 = 8.91t

niveau II, III

trumeau 1: charges permanentes

raidisseur	:		= 4.45t
poids propre	:	2 x 0.49	= 0.98t
			<u>G = 5.43t</u>

Surcharge P = 1.24t

d'où G = 5.43t W = G + P/5 = 5.68t
 P = 1.24t

trumeau 2

charges permanentes:	15.58 - 5.43	= 10.15t
Surcharge	: 2.8 - 1.24	= 1.56t

d'où W = G + P/5 = 10.46t

niveau II

trumeau 1: charges permanentes:

raidisseur	:		= 4.45t
poids propre	:	0.35 x 0.35 x 4.1 x 2.5	= 1.25t
			<u>G = 5.7t</u>

Surcharge: P = 1.42t

d'où G = 5.7t W = G + P/5 = 5.98t
 P = 1.42t

trameau 2:
 charge permanente: $16.34 - 5.7 \dots = 10.64t$
 surcharges : $3.21 - 1.42 \dots = 1.79t$
 d'où $W = G + P/5 = 11t$

niveau I
 trameau 1: charge permanente
 raidisseur : $\dots = 0.69t$
 poids propre : $0.35 \times 0.35 \times 2.5 \times 2.5 \dots = 0.76t$
 d'où $G = 1.45t$ $G = 1.45t$

trameau 2:
 charges permanentes: $5.2 - 1.45 \dots = 3.75t$
 d'où $G = 3.75t$

Voile V2

La distribution de la charge verticale revenant principalement aux voiles sur les différents trameaux sera suivant leurs longueurs d'où:

$$F_i = F \frac{l_i}{l}$$

avec

- F: charge verticale revenant a tout le voile
- l: la longueur totale du voile
- l_i : la longueur de trameau i a laquelle on a jointe la moitié de la longueur du trameau
- F_i : sera la charge verticale revenant au trameau i

donc

trameau 1: charge qui revient au raidisseur 2 a laquelle on ajoutera son poids propre et aussi: $F \frac{l_1}{l} = F \times \frac{3.825}{7.925} = 0.483F$

trameau 2: charge qui revient a tout le voile a laquelle on retranche la charge qui revient au trameau 1

niveau II

trameau 1: charge permanente
 raidisseur : $\dots = 1.86t$
 poids propre : $\dots = 0.49t$
 voile : $0.483(23.62 - 1.26) \dots = 10.80t$
 $G = 13.15t$

surcharges: $P = 0.22 + 0.483 \times 2.43 = 1.39t$
 d'où $G = 13.15t$ $W = G + P/5 = 13.43t$
 $P = 1.39t$

trameau 2:
 charges permanentes : $30.38 - 13.15 \dots = 17.23t$
 surcharges : $3.36 - 1.39 \dots = 1.97t$
 d'où $W = G + P/5 = 17.62t$

niveau IV, III

trameau 1: charges permanentes
 raidisseurs : $\dots \dots \dots = 1.73t$
 poids propre : $\dots \dots \dots = 0.98t$
 Voile : $(27.24 - 2.52) \times 0.483 \dots \dots = 11.94t$
 $\underline{G = 14.65t}$

Surcharge: $P = 0.79 + 4.24 \times 0.483 = 2.84t$
 d'où $G = 14.65t$ $W = G + P/5 = 15.22t$
 $P = 2.84t$

trameau 2:
 charges permanentes: $33.42 - 14.65 \dots \dots = 18.77t$
 surcharges : $6.27 - 2.84 \dots \dots = 3.43t$
 d'où $W = G + P/5 = 19.46t$

niveau II

trameau 1: charges permanentes
 raidisseurs : $\dots \dots \dots = 1.73t$
 poids propre : $0.35 \times 0.35 \times 4.1 \times 2.5 \dots \dots = 1.25t$
 Voile : $(30.49 - 3.22) \times 0.483 \dots \dots = 13.17t$
 $\underline{G = 16.15t}$

Surcharge: $0.79 + 4.85 \times 0.483 = 3.13t$
 d'où $G = 16.15t$ $W = G + P/5 = 16.78t$
 $P = 3.13t$

trameau 2:
 charges permanentes: $36.67 - 16.15 \dots \dots = 20.52t$
 surcharges : $7.06 - 3.13 \dots \dots = 3.93t$
 d'où $W = G + P/5 = 21.31t$

niveau I

trameau 1:
 raidisseurs : $\dots \dots \dots = 0.45t$
 poids propre : $0.35 \times 0.35 \times 2.5 \times 2.5 \dots \dots = 0.76t$
 Voile : $9.87 \times 0.483 \dots \dots = 4.77t$
 d'où $\underline{G = 5.98t}$

trameau 2
 charges permanentes: $12.97 - 5.98 \dots \dots = 6.99t$
 d'où $G = 6.99t$

Les résultats précédents sont résumés dans les tableaux suivants
SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Voiles pleins

Voiles	Niveau	G ^(D)	P ^(D)	W = G+P/S _h	S _{SV} ^(D)	G _{cumulé} (D)	P _{cumulé} (D)	S _{SV} cumulé (D)	N cumulé		M _(cum)	
									G+1.2P _(D)	G+P+S _{SV} (D)		
V ₁	I	19.7	1.72	20.04	4.03	19.7	1.72	4.03	21.76	16.01	25.45	0.00
	II	19.58	4.5	20.48	3.21	39.28	6.22	7.24	46.74	33.28	52.74	6.62
	III	19.58	4.5	20.48	2.29	58.86	10.72	9.53	71.72	51.47	79.11	19.17
	IV	21.19	4.86	22.16	1.53	80.05	15.58	11.06	98.75	72.11	106.69	36.03
	V	5.57	0	5.57	0	85.62	15.58	11.06	104.32	77.68	112.26	54.98
V ₃	I	10.46	0.14	10.49	2.11	10.46	0.14	2.11	10.63	8.38	12.71	0.00
	II	7.63	0.94	7.82	1.23	18.09	1.08	3.34	19.39	14.97	22.51	62.91
	III	9.42	1.89	9.86	1.10	27.51	2.97	4.44	31.07	23.66	34.92	182.08
	IV	11.95	2.36	12.42	0.86	39.46	5.33	5.30	45.86	35.23	50.09	342.24
	V	4.57	0	4.57	0	44.03	5.33	5.30	50.43	39.80	54.66	526.21
V _A	I	16.17	1.86	16.54	3.32	16.17	1.86	3.32	18.40	13.22	21.35	0.00
	II	16.49	4.83	17.46	2.74	32.66	6.69	6.06	40.69	27.94	45.41	3.23
	III	16.49	4.83	17.46	1.85	49.15	11.52	7.91	62.97	43.54	68.58	9.34
	IV	17.33	5.07	18.34	1.19	66.48	16.59	9.10	86.39	60.70	92.17	17.57
	V	4.15	0	4.15	0	70.63	16.59	9.10	90.54	64.85	96.32	27.14

Voiles pleins

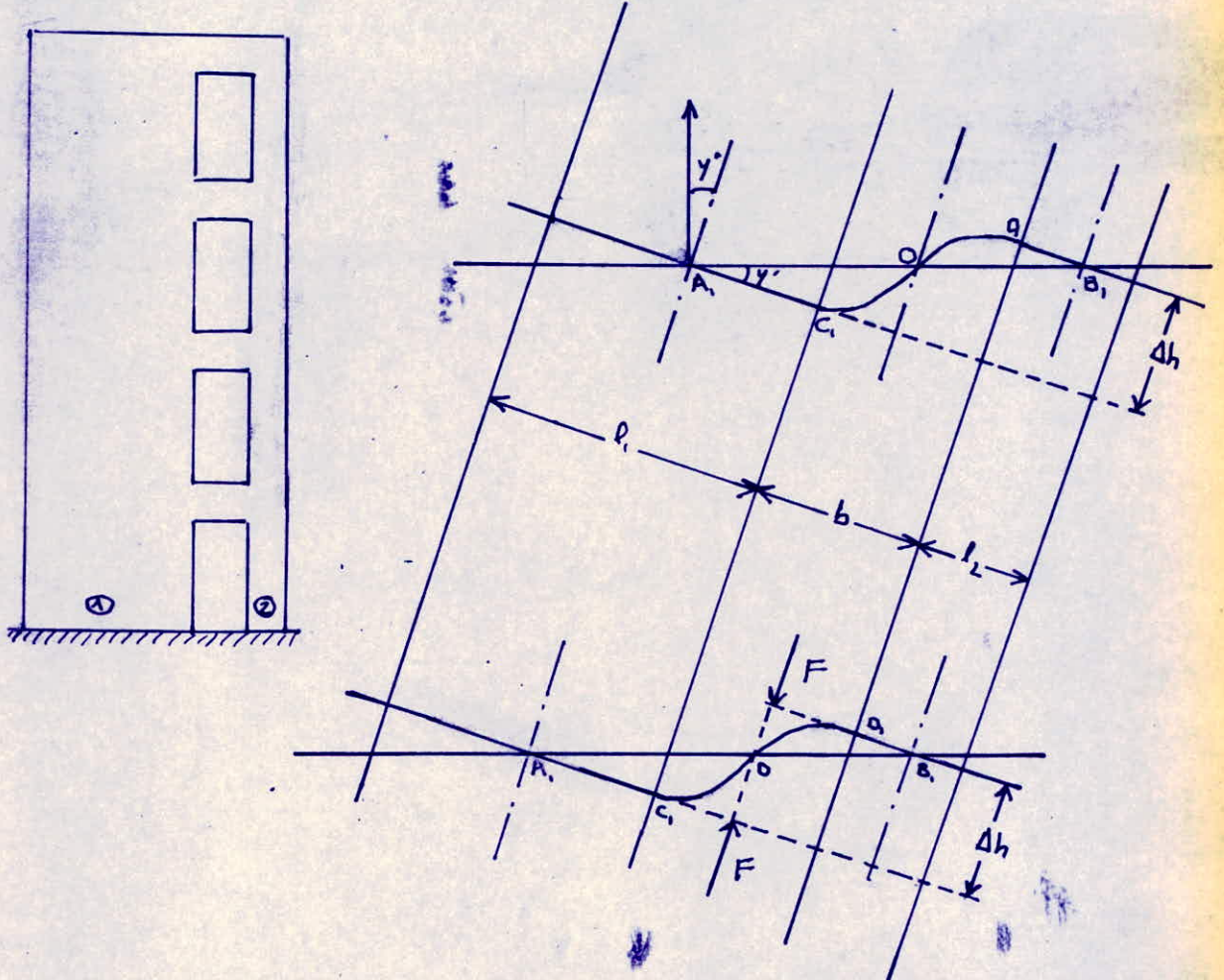
Voiles	Niveau	G ^(H)	P ^(H)	W _{G+P/5} ⁽¹⁷⁾	SIV ⁽¹⁷⁾	G _{cumule} ⁽¹⁷⁾	P _{cumule} ⁽¹⁷⁾	Sv _{cumule} ⁽¹⁷⁾	Neumulis			M ^(t-)
									G+1.2P ⁽¹⁷⁾	G+P/5-Sv ⁽¹⁷⁾	G+P+S _m	
V _C	V	3.45	0.23	3.50	0.70	3.45	0.23	0.70	3.73	2.80	4.38	0.00
	IV	5.4	0.4	5.48	0.86	8.85	0.63	1.56	9.61	7.42	11.04	21.95
	III	5.4	0.4	5.48	0.61	14.25	1.03	2.17	15.49	12.29	17.45	63.52
	II	6.58	0.46	6.67	0.46	20.83	1.49	2.63	22.62	18.50	24.95	119.39
	I	3.28	0	3.28	0	24.11	1.49	2.63	25.90	21.78	28.23	184.32
V _E	V	21.43	2.58	21.95	4.41	21.43	2.58	4.41	24.53	17.54	28.42	0.00
	IV	22.56	5.24	23.61	3.71	43.99	7.82	8.12	53.37	37.43	59.93	63.14
	III	22.56	5.24	23.61	2.64	66.55	13.06	10.76	82.22	58.46	90.37	182.69
	II	24.51	5.57	25.62	1.85	92.22	18.63	12.61	114.58	83.34	123.46	343.36
	I	8.82	0	8.82	0	101.04	18.63	12.61	123.40	92.16	132.28	530.11
V _F	V	2.66	0.17	2.69	0.54	2.66	0.17	0.54	2.86	2.15	3.37	0.00
	IV	6.11	1.01	6.31	0.99	8.77	1.18	1.53	10.19	7.48	11.48	10.08
	III	6.11	1.01	6.31	0.71	14.88	2.19	2.24	17.51	13.08	19.31	29.15
	II	7.02	1.01	7.22	0.50	21.90	3.20	2.74	25.74	19.80	27.84	54.78
	I	2.53	0	2.53	0	24.43	3.20	2.74	28.27	22.33	30.37	84.58

Villes avec ouvertures

Voile	Element	Charge	V	IV	III	II	I
V _B	trame au 1	S _{IV} (t)	1.11	0.89	0.64	0.41	0
		S _{IV cumulé} (t)	1.11	2	2.64	3.05	3.05
		G (A)	5.39	5.43	5.43	5.7	1.45
		G cumulé (t)	5.39	10.82	16.25	21.95	21.95
		P (t)	0.71	1.24	1.24	1.42	0
		P cumulé (t)	0.71	1.95	3.19	4.61	4.61
	trame au 2	S _{IV} (t)	1.79	1.64	1.17	0.76	0
		S _{IV cumulé} (t)	1.79	3.43	4.60	5.36	5.36
		G (t)	8.76	10.15	10.15	10.64	3.75
		G cumulé (t)	8.76	18.91	29.06	39.7	43.45
		P	0.74	1.56	1.56	1.79	0
		P cumulé (t)	0.74	2.30	3.86	5.65	5.65
V ₂	trame au 1	S _{IV} (t)	2.70	2.39	1.70	1.16	0
		S _{IV cumulé} (t)	2.70	5.09	6.79	7.95	7.95
		G (A)	13.15	14.65	14.65	16.15	5.98
		G cumulé (t)	13.15	27.80	42.45	58.60	64.58
		P (t)	1.39	2.84	2.84	3.13	0
		P cumulé (t)	1.39	4.23	7.07	10.20	10.20
	trame au 2	S _{IV}	3.54	3.05	2.18	1.47	0
		S _{IV cumulé} (t)	3.54	6.59	8.77	10.24	10.24
		G	17.23	18.77	18.77	20.52	6.99
		G cumulé (t)	17.23	36.00	54.77	75.29	82.28
		P (t)	1.97	3.43	3.43	3.93	0
		P cumulé (t)	1.97	5.40	8.83	12.76	12.76

CALCUL DES VOILES

Répartition des efforts sur les éléments de Voiles
 Refend à une file d'ouvertures (A. FUENTES)



Le fait que les ouvertures soient superposées, crée un affaiblissement dans le plan vertical, qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Une telle disposition est incompatible avec l'hypothèse du voile indéformable. Nous devons considérer dans ce cas que l'ensemble est constitué de deux demi-refends, reliés par des éléments horizontaux (linteraux) de faible raideur relative, encastée dans les demi-refends à leur extrémité, pour effectuer un tel calcul nous devons écrire :

- a) que deux points A_1 et B_1 des fibres moyennes des demi-refends, situés dans un plan horizontal (plancher) avant déformation, ont même déplacement horizontal après déformation
- b) qu'une section plane $A_1 C_1$ ou $B_1 D_1$, perpendiculaire à la fibre moyenne sans sollicitation, reste plane et perpendiculaire à la déformée après déformation

En supposant que le point d'inflexion du linteau se situe au milieu de b , le moment d'encastrement des linteaux est tel que si Δh est le déplacement qu'on constate entre les points C, et D, sous l'effet de la rotation y' des demi-refends reliés par le linteau, ce linteau subit une déformation telle qu'au point O, milieu de b , deux efforts F égaux et opposés sont créés de sorte que la flèche du linteau s'écrit :

$$\frac{F(b/2)^3}{3EI} = \frac{\Delta h}{2}$$

$$\text{donc } F = \frac{3EI \Delta h}{2 \frac{b^3}{8}} = \frac{24 EI \Delta h}{2 b^3} = \frac{12 EI \Delta h}{b^3}$$

avec

i : inertie du linteau.

F : effort tranchant

E : module d'élasticité du béton

Le moment du linteau en C, O ou D, est donc :

$$M_{C_1} = M_{D_1} = F \cdot \frac{b}{2} = \frac{6 EI \Delta h}{b^2}$$

En admettant un point de moment nul en O milieu de CD Δh s'exprime par rapport à y'_A par l'égalité suivante

$$\Delta h = \frac{l_1 + 2b + l_2}{2} \cdot y'$$

$$\text{Ce qui donne pour } F = \frac{6 EI}{b^3} (l_1 + 2b + l_2) \cdot y'$$

Donc les valeurs des moments des corrections dans les différents refends en fonction de la rotation y' du niveau considéré :

Dans le refend I

$$M_1 = \frac{3EI}{b^3} (l_1 + 2b + l_2) \cdot (b + l_1) \cdot y'$$

Dans le refend II

$$M_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_1 + 2b + l_2) \cdot (b + l_2) \cdot y'$$

Soient :

$$K = \frac{3EI}{b^3} (l_1 + 2b + l_2) (b + l_1)$$

$$- K' = \frac{3EI}{b^3} (l_1 + 2b + l_2) (b + l_2)$$

L'égalité des déplacements et des rotations, à tous les étages de hauteur h , impose le partage de la somme des moments de correction, d'un même niveau, proportionnellement aux inerties des refends, d'où la possibilité de déterminer les moments dans chaque refend en fonction de la rotation d'étage considéré.

Determination de rotation pour chaque niveau

a) notations utilisées :

- i : inertie du linteau
- I : inertie de l'élément i du referent
- h : hauteur d'étage
- E : module d'élasticité
- l_i : longueur de l'élément i du referent
- b : largeur de l'ouverture

$$A = \frac{h}{\sum EI}, \quad B = \frac{h^2}{\sum 2EI}, \quad \alpha = \frac{(K+K')P}{\sum EI}$$

b) détermination de la matrice donnant les rotations y'_i :

On rappelle que la rotation à un niveau (n) en partant du haut est donnée par :

$$y'_{n-1} = y'_n + A M_{n-1} + B T_{n-1} - \alpha \sum_{i=1}^{n-1} y'_i$$

niveau 2 : $y'_1 = y'_2 + P_1 B - \alpha y'_1$ ou $y'_1(1+\alpha) - y'_2 = P_1 B$

niveau 3 : $y'_2 = y'_3 + P_1 h A + (P_1 + P_2) B - \alpha (y'_1 + y'_2)$
 ou $\alpha y'_1 + (1+\alpha) y'_2 - y'_3 = P_1 h A + (P_1 + P_2) B$

niveau 4 : $y'_3 = y'_4 + (2h P_1 + h P_2) A + (P_1 + P_2 + P_3) B - \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3)$
 ou $\alpha y'_1 + \alpha y'_2 + (\alpha + 1) y'_3 - y'_4 = (2h P_1 + h P_2) A + (P_1 + P_2 + P_3) B$

niveau 5 : à ce niveau y'_5 est nulle ou α .

$$y'_4 = (3h P_1 + 2h P_2 + h P_3) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) B - \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4)$$

$$\text{ou } \alpha y'_1 + \alpha y'_2 + \alpha y'_3 + (1+\alpha) y'_4 = (3h P_1 + 2h P_2 + h P_3) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) B$$

En posant

$$F_1 = P_1 B$$

$$F_2 = P_1 h A + (P_1 + P_2) B$$

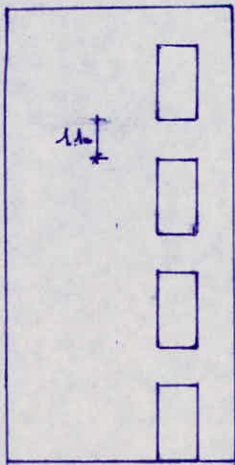
$$F_3 = (2h P_1 + h P_2) A + (P_1 + P_2 + P_3) B$$

$$F_4 = (3h P_1 + 2h P_2 + h P_3) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) B$$

On aboutit à la matrice suivante

$$\begin{bmatrix} 1+\alpha & -1 & 0 & 0 \\ \alpha & 2+\alpha & -1 & 0 \\ \alpha & \alpha & \alpha+1 & -1 \\ \alpha & \alpha & \alpha & 1+\alpha \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ y'_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{bmatrix}$$

Calcul Voile VB:



$$h = 3.20 \text{ m}$$

$$l_1 = 0.35 \text{ m} \quad l_2 = 2.25 \text{ m}$$

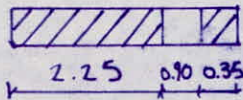
$$I_1 = \frac{0.15 (0.35)^3}{12} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0.15 (2.25)^3}{12} = 0.142 \text{ m}^4$$

$$E = 3.45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{0.15 (1.1)^3}{12} = 0.0167 \text{ m}^4$$

$$a = 0.90 \text{ m}$$



$$K = \frac{3EI(l_1 + 2a + l_2)(a + l_1)}{a^3} = 1.30 \cdot 10^6$$

$$K' = \frac{3EI(l_1 + 2a + l_2)(a + l_2)}{a^3} = 3.29 \cdot 10^6$$

$$\sum EI = 0.492 \cdot 10^6$$

$$A = \frac{h}{\sum EI} = 6.5 \cdot 10^{-6}$$

$$\sum 2EI = 0.984 \cdot 10^6$$

$$B = \frac{h^2}{\sum 2EI} = 10.41 \cdot 10^{-6}$$

$$\alpha = (K + K') \frac{h}{\sum EI} = 29.83$$

$$\alpha + 1 = 30.83$$

NIVEAU	Moments exterieures (k)	Efforts Tranchants (k)
V	0.00	4.85
IV	15.52	9.18
III	44.90	12.34
II	84.38	14.34
I	130.27	14.34

on pose $F_{n-1} = M_{n-1} \frac{h}{\Sigma EI} + T_{n-1} \frac{h^2}{\Sigma 2EI}$

$F_1 = 0 + 4.85 \times 10.41 \cdot 10^{-6} = 50.49 \cdot 10^{-6}$

$F_2 = 15.52 \times 6.5 \cdot 10^{-6} + 9.18 \times 10.41 \cdot 10^{-6} = 196.44 \cdot 10^{-6}$

$F_3 = 44.90 \times 6.5 \cdot 10^{-6} + 12.34 \times 10.41 \cdot 10^{-6} = 420.31 \cdot 10^{-6}$

$F_4 = 84.38 \times 6.5 \cdot 10^{-6} + 14.34 \times 10.41 \cdot 10^{-6} = 697.75 \cdot 10^{-6}$

Calcul des rotations:

Les rotations y_i sont obtenues en résolvant la matrice suivante

$$\begin{bmatrix} 30.83 & -1 & 0 & 0 \\ 29.83 & 30.83 & -1 & 0 \\ 29.83 & 29.83 & 30.83 & -1 \\ 29.83 & 29.83 & 29.83 & 30.83 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50.49 \cdot 10^{-6} \\ 196.44 \cdot 10^{-6} \\ 420.31 \cdot 10^{-6} \\ 697.75 \cdot 10^{-6} \end{bmatrix}$$

Calcul des moments par niveau

Niveaux	Rotation	Parement Supérieur	Parement inférieur	Moment de Connexion	M_2
V	$1.79 \cdot 10^{-6}$	0.00	-8.22	8.22	0.00
IV	$4.92 \cdot 10^{-6}$	7.30	-15.28	22.58	7.30
III	$9.03 \cdot 10^{-6}$	14.10	-27.35	41.45	14.10
II	$9.1 \cdot 10^{-6}$	12.13	-29.17	41.30	12.13
I	0.00	16.71	16.71	0.00	16.71

Verification $M_n = M_{ext} - \Sigma m_{int} \Rightarrow 16.71 = 130.27 - 113.55$

CALCUL des efforts tranchants dans les linteaux

L'effort tranchant T_i dans les linteaux à chaque niveau est donné par :

$$T_i = \frac{6Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y_i' = 2.0910^6 y_i'$$

Niveau	Efforts Tranchants (A)	Efforts Tranchants cumulés (B)
V	3.74	3.74
IV	10.28	14.02
III	18.87	32.89
II	18.81	51.7
I	0	51.7

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS DANS LES TRUPEAUX

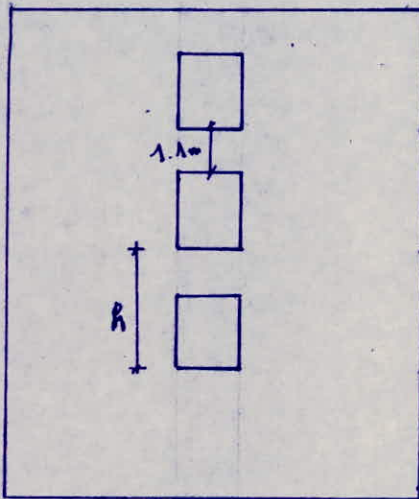
Trumeau 1

Niveaux	M (t.m)	$G + P + \bar{S}_H + S_V \downarrow$ (A)	$G + P + \bar{S}_H + S_V \downarrow$ (B)	$G + P/5 + \bar{S}_H + S_V \uparrow$ (C)	$G + P/5 + \bar{S}_H + S_V \uparrow$ (D)
V	0.00	10.95	3.47	8.16	0.68
IV	0.00	28.79	0.75	23.23	-4.81
III	0.00	54.97	-10.81	47.14	-18.64
II	0.00	81.31	-22.09	71.52	-31.88
I	0.00	82.76	-20.64	72.97	-30.43

Trumeau 2

Niveaux	M (t.m)	$G + P + \bar{S}_H + S_V \downarrow$	$G + P + \bar{S}_H + S_V \downarrow$	$G + P/5 + \bar{S}_H + S_V \uparrow$	$G + P/5 + \bar{S}_H + S_V \uparrow$
V	0.00	15.03	7.55	10.86	3.34
IV	7.30	38.66	10.62	29.96	1.92
III	14.10	70.41	4.63	58.12	-7.66
II	12.13	102.41	-0.99	87.17	-16.23
I	16.71	106.16	2.76	90.92	-12.48

Calcul du voile V2



$$h = 3.20 \text{ m}$$

$$l_1 = 3.225 \text{ m}$$

$$l_2 = 3.50 \text{ m}$$

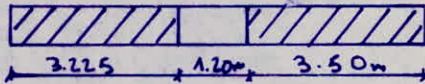
$$I_1 = \frac{0.15 (3.225)^3}{12} = 0.419 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0.15 (3.5)^3}{12} = 0.536 \text{ m}^4$$

$$E = 3.45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$i = \frac{0.15 (1.1)^3}{12} = 0.0167 \text{ m}^4$$

$$a = 1.20 \text{ m}$$



$$K = \frac{3EI (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1)}{a^3} = 4.04 \cdot 10^6$$

$$K' = \frac{3EI (l_1 + 2a + l_2) (a + l_2)}{a^3} = 4.29 \cdot 10^6$$

$$\Sigma EI = 3.29 \cdot 10^6$$

$$A = h / \Sigma EI = 0.973 \cdot 10^{-6}$$

$$\Sigma 2EI = 6.59 \cdot 10^6$$

$$B = h^2 / \Sigma 2EI = 1.55 \cdot 10^{-6}$$

$$\alpha = (K + K') h / \Sigma EI = 8.10$$

$$\alpha + 1 = 9.10$$

Niveaux	Moment exterieurs (tm)	Efforts tranchants (t)
V	0.00	35.07
IV	112.82	66.42
III	324.77	89.27
II	610.43	104.14
I	943.68	104.14

$$\text{On pose } F_{n-1} = M_{n-1} h / 2EI + T_{n-1} h^2 / 2EI$$

$$F_1 = 0 + 35.07 \times 1.55 \times 10^{-6} = 54.36 \times 10^{-6}$$

$$F_2 = 112.82 \times 0.973 \times 10^{-6} + 66.42 \times 1.55 \times 10^{-6} = 213.29 \times 10^{-6}$$

$$F_3 = 324.77 \times 0.973 \times 10^{-6} + 89.27 \times 1.55 \times 10^{-6} = 453.83 \times 10^{-6}$$

Calcul des rotations

Les rotations y'_i seront obtenues en résolvant la matrice suivante

$$\begin{bmatrix} 9.1 & 1 & 0 \\ 8.1 & 9.1 & -1 \\ 8.1 & 8.1 & 9.1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 54.36 \times 10^{-6} \\ 213.29 \times 10^{-6} \\ 453.83 \times 10^{-6} \end{bmatrix}$$

Calcul des moments par niveau

Niveaux	Rotation	Parement supérieur	Parement inférieur	Moment de Connection	M_{I1}	M_{I2}
I	8.1×10^{-6}	0.00	-67.47	67.47	0.00	0.00
IV	19.08×10^{-6}	45.35	-113.59	158.94	20.39	24.96
III	26×10^{-6}	98.36	-118.22	216.58	44.22	56.14
II	0	167.44	167.44	0.00	75.28	92.16

$$\text{Vérification } M_n = M_{ent} - \sum_{ent} \Rightarrow 167.44 = 610.43 - 442.99$$

Calcul des efforts tranchants dans les linteaux

L'effort tranchant Π_i dans les linteaux à chaque niveau est donné par :

$$\Pi_i = \frac{6E}{a^3} i (l_1 + 2a + l_2) y'_i = 1.82 \times 10^6 y'_i$$

Niveau	Efforts tranchants (t)	Efforts tranchants cumulés (t)
V	14.74	14.74
IV	34.72	49.46
III	47.32	96.78
II	0.00	96.78

Superposition des sollicitations dans les trumeaux

Trumeau 1

Niveaux	M (t.m)	$G + P + \overrightarrow{S_H} + S_V \downarrow$ (t)	$G + P + \overleftarrow{S_H} + S_V \downarrow$ (t)	$G + P/5 + \overrightarrow{S_H} + S_V \uparrow$ (t)	$G + P/5 + \overleftarrow{S_H} + S_V \uparrow$ (t)
V	0.00	31.98	2.5	25.47	-4.01
IV	20.39	86.58	-12.34	73.02	-25.90
III	44.22	153.09	-40.47	133.85	-59.71
II	75.28	173.53	-20.03	149.47	-44.09

Trumeau 2

Niveaux	M (t.m)	$G + P + \overrightarrow{S_H} + S_V \downarrow$ (t)	$G + P + \overleftarrow{S_H} + S_V \downarrow$ (t)	$G + P/5 + \overrightarrow{S_H} + S_V \uparrow$ (t)	$G + P/5 + \overleftarrow{S_H} + S_V \uparrow$ (t)
V	0.00	37.48	8	28.82	-0.66
IV	24.96	97.45	-1.47	79.95	-18.97
III	54.14	169.15	-24.41	144.55	-49.01
II	92.16	195.07	1.51	164.38	-29.18

Niveau I $M = 94.3.68t$ $T = T_{max} = 104.14t$

$G = \sum G_i$ sur chaque trumeau = $64.58 + 82.28 = 146.86t$

$P = 10.2 + 12.76 = 22.96t$

$S_V = 7.95 + 10.24 = 18.19t$

donc $G + P + S_V \downarrow = 188.01t$

$G + P + S_V \uparrow = 151.63t$

Ferraillage des Voiles

Introduction

Les Voiles etant soumis à un effort normal N et un moment flechissant M et un effort tranchant T , seront calculées dans en flexion composée. La section de ferraillage à adopter pour un Voile est déterminée pour les sollicitations les plus défavorables:

Voiles pleins: moment flechissant M ; $N_{max} = G + P + S_v$ et $N_{min} = G + P/5 - S_v$

Voiles avec ouvertures: moment flechissant M ; $N_{max} = G + P + S_v + S_H$ et $N_{min} = G + P/5 - S_v - S_H$ pour chaque élément du Voile

Détermination des éléments de calcul

Contraintes admissibles du béton

$$\text{Sans } S P_1: \overline{\sigma}_{b1} = \alpha \beta \gamma \delta \cdot E \cdot \overline{\sigma}_{28}$$

avec $\alpha = 1$ (C.P.A 325 des à 350 kg/cm²)

$\beta = 5/6$ (contrôle atténué)

$\gamma = 1$ (dépend de la dimension des granulats, $h_m > 4 C_g$)

$E = 1$

$\delta = 0.3 (1 + e_0/3e_1)$ avec $0.3 \leq \delta \leq 0.6$ cas de flexion composée avec compression

$\overline{\sigma}_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$
d'où $(\overline{\sigma}_{b1})_{SP1} = 229.8 \text{ kg/cm}^2$ $\delta = 0.6$ flexion composée avec traction

Sans $S P_2$

$$(\overline{\sigma}_{b1})_{SP2} = 1.25 (\overline{\sigma}_{b1})_{SP1} = 286.25 \delta \text{ kg/cm}^2$$

avec dans tous les cas

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad \text{et} \quad e_1 = \frac{h}{6} \text{ (moyen central)}$$

en rappelant que:

si $e_0 > e_1$: la section est partiellement comprimée

si $e_0 < e_1$: la section est entièrement comprimée ou entièrement tendue

Contraintes admissibles de l'acier:

La contrainte admissible des aciers est prise égale à $\overline{\sigma}_{s1}$ sans $S P_2$

Prescriptions relatives au ferraillage (C.T.C)

(D.T.U 3.33)

Tout mur en béton armé comprend 3 sets d'armatures

- Les armatures verticales
- Les armatures horizontales
- Les armatures transversales

partie courante des voiles pleins et trumeaux
 La partie courante doit être armée par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum est donné ci dessous :

pour $E_b \leq 0.025 \sigma_{28}$ → 0.15% dans chaque direction
 $0.025 \sigma_{28} \leq E_b \leq 0.12 \sigma_{28}$ → 0.25% dans chaque direction

Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action de forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.5%

Armatures Verticales sur une bande de 1m

$A_v = 0.5/100 \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$ soit 5T10 par feu /ml.

Armatures horizontales

$A_H = \frac{2}{3} A_v = \frac{2}{3} 7.5 = 5 \text{ cm}^2$ soit 5T8 par feu /ml

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.5% de la section horizontale du béton tendu

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs

$e \leq \inf \begin{cases} 1.5b = 22.5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$ donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au même caré, Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Extrémités des voiles pleins ou trumeaux

Les extrémités des voiles pleins ou trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets ou poteaux de dimensions $b \times 1.5b$ (b: largeur du voile)

Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égale à celle fixées pour un poteau de rive de ossatures autoportantes en zone II

- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence
- Le diamètre minimum est de 14 mm
- Le pourcentage minimum total des armatures est de $A = 1/100 \times 15 \times 22.5 = 3.37 \text{ cm}^2$ soit 4T14
- La longueur de recouvrement est de $50\phi = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$

Armatures transversales

- Le diamètre minimum est de 8mm pour arm. doux
- le pourcentage minimum des armatures transversales est de $A_t = 0.3/100 \times 15 \times 22.5 = 1 \text{ cm}^2$ soit un cadre $\phi 8$
- L'espacement de ce cadre est de $e \leq 16\phi = 20 \text{ cm}$

Voile 1

Niveau 0

$$M = 54.98 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 77.68 \text{ t.m}$$

$$N_{\max} = 112.26 \text{ t.m}$$

$$T = 5.92 \text{ t}$$

$$h_t = 3.50 \text{ m}$$

$$d = h_t / 8 = 0.44 \text{ m}$$

$$h = h_t - d = 3.06 \text{ m}$$

Armatures Verticales
Fermeillage sous N_{\max} :

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= \frac{M}{N} = 0.48 \text{ m} \\ c_1 &= \frac{h_t}{6} = 0.58 \text{ m} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} c_0 &< c_1 \\ &\text{section entièrement comprimée} \end{aligned}$$

Contrainte admissible :

$$(\overline{\sigma}_b)_{sp_2} = 286.258 \text{ kg/cm}^2 \text{ avec } \delta = 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 0.38$$

$$(\overline{\sigma}_b)_{sp_2} = 108.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\overline{\sigma}_a)_{sp_2} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode de P. CHARON

$$\rho = \frac{\overline{\sigma}_b b h_t}{N} = \frac{114.5 \times 15 \times 350}{112.26 \times 10^3} = 5.35 \%$$

$$\beta = \frac{\rho M}{N h_t} = \frac{5 \times 65.63 \times 10^5}{112.26 \times 10^3 \times 350} = 1$$

$$C = 0.27 (1 - 2\delta')^2 \rho = 0.27 (1 - 2 \times 0.126)^2 \times 5.35 = 0.81 \text{ avec } \delta' = \frac{d}{h_t} = \frac{0.44}{3.50} = 0.126$$

$$D = 0.3(\rho - \beta) - 0.9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2 = 0.3(5.35 - 1) - 0.9(1 - 5.35)(1 - 2 \times 0.126)^2 = 3.49$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = -(1 + 1 - 5.35) = 3.35$$

$$w' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-3.49 + \sqrt{3.49^2 - 4 \times 0.81 \times 3.35}}{2 \times 0.81} = -1.39 < 0$$

le fermeillage adopté est celui imposé par le C.T.C

$$A_{\min}(V) = 0.50 \times 15 \times \frac{350}{100} = 26.25 \text{ cm}^2$$

avec les raidisseurs aux extrémités du voile déjà ferails et ayant

$$\text{comme section d'acier } 4T14 + 4T12 = 10.67 \text{ cm}^2$$

la section d'acier restante pour la partie centrale du voile sera

$$A = 26.25 - 2 \times 10.67 = 4.91 \text{ cm}^2$$

donc on adoptera T8 espacément 20 cm soit 14T8/mètre

Armatures horizontales

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{1.5 T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1.5 \times 5.92 \cdot 10^3}{15 \times \frac{7}{8} \times 306} = 2.21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 0.12 \bar{\sigma}'_{28} = 334 \text{ kg/cm}^2$$

On a

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T_{max}} \Rightarrow A_t = \frac{t \cdot T_{max}}{z \cdot \bar{\sigma}'_{at}} \quad \text{on se fixe } t = 6 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{20 \times 1.5 \times 5.92 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 306 \times 4200} = 0.16 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$ espacés de $e = 20 \text{ cm}$

remarque: on adoptera le même ferrailage pour tous les niveaux parce que la quantité d'acier est minimale à la base où la section est plus sollicitée:

Voile 3

niveau 1

$$M = 526.21 \text{ tm}$$

$$N_{min} = 39.80 \text{ t}$$

$$N_{max} = 54.65 \text{ t}$$

$$T = 57.49 \text{ t}$$

$$h_t = 4.875$$

$$d = h_t/4 = 1.22 \text{ m}$$

$$h = h_t - d = 3.655 \text{ m}$$

Armatures Verticales

ferrailage sous N_{min}

$$e_0 = M/N = 13.22 \text{ m}$$

$$e_1 = h_t/6 = 0.81$$

$(e_0 > e_1)$, section partiellement comprimée

Contrainte admissible

$$(\bar{\sigma}'_b)_{sp_2} = 286.25 \delta \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec } \delta = 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 0.6$$

$$(\bar{\sigma}'_b)_{sp_2} = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}'_a)_{sp_2} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode du moment fictif:

$$M = M + N(h_t/2 - d) = 526.21 + 39.8(4.875/2 - 1.22) = 574.67 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}'_a b l^2} = \frac{15 \times 574.67 \cdot 10^5}{4200 \times 15 \times (365.5)^2} = 0.1024 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.8730 \\ \eta = 24.4 \end{array} \right.$$

$$\text{d'au } \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\eta} = \frac{4200}{24.4} = 172 \approx \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}'_a \epsilon h} = \frac{574.67 \cdot 10^5}{4200 \times 0.8730 \times 365.5} = 42.84 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = \frac{39.8 \cdot 10^3}{4200} = 9.48 \text{ cm}^2$$

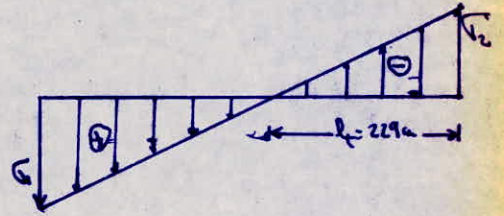
$A = A_1 - A_2 = 39.26 - 9.48 = 29.78 \text{ cm}^2 / \text{par nappe}$
 ferrailage sous A_{min} .

Determination de la zone tendue

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} x$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{htb} \pm \frac{6M}{bh^2} = \frac{39.80 \cdot 10^3}{15 \times 487.5} \pm \frac{6 \times 5266110^5}{15 \times (487.5)^2}$$

d'où $\sigma_1 = 94 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = -83.13 \text{ kg/cm}^2$



longueur tendue

$$l_t = ht \frac{\sqrt{\sigma_2}}{\sigma_1 + \sigma_2} = 487.5 \times \frac{83.13}{83.13 + 94} = 228.79 \text{ cm}$$

d'où

$$A_{\text{min}} = 0.5\% b l_t = 17.17 \text{ cm}^2$$

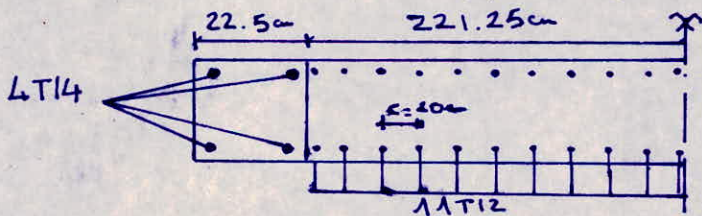
la section adoptée est la section la plus grande, dans notre cas celle qui est calculée sous N_{min}

donc $A = 29.78 \text{ cm}^2 / \text{nappe} = 59.56 \text{ cm}^2$ pour toute la section

on prend 4 T14 pour le potelet ($A = 5.15 \text{ cm}^2$) de dimensions 15×22.5

d'écartement $e = 15 \text{ cm}$

et pour la zone courante autre que le potelet on prend $2 \times 11 \text{ T12} / \text{face}$ ($e = 20 \text{ cm}$)



Armatures horizontales

$$E_b = \frac{1.5 T_{\text{max}}}{\sigma_{\text{at}} \cdot z} = \frac{1.5 \times 57.49 \cdot 10^3}{15 \times \frac{7}{8} \times 365.5} = 17.98 < \bar{E}_b = 0.12 \bar{\sigma}_{\text{cp}} = 0.12 \times 275 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{t T_{\text{max}}}{z \bar{\sigma}_{\text{at}}} = \frac{20 \times 1.5 \times 57.49 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 365.5 \times 4200} = 1.28 \text{ cm}^2$$

soit $A_t = 2 \text{ T10} = 1.57 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

Les Armatures transversales sont prises forfaitairement

- 4 épaves par mètre carré

on adoptera le même ferrailage pour tous les niveaux

Voile A

Armature Verticale

niveau I

$$M = 27.14 \text{ tm}$$

$$N_{\min} = 64.85 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 96.32 \text{ t}$$

$$T = 2.99 \text{ t}$$

$$h_t = 1.85 \text{ m}$$

$$d = h_t/8 = 0.23 \text{ m}$$

$$h = 1.62 \text{ m}$$

Ferraillage sous N_{\min}

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 0.42 \text{ m} \\ e_1 &= h_t/6 = 0.31 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \text{ section partiellement comprimée}$$

Contrainte admissible

$$\delta = 0.43$$

$$\left(\frac{\sigma_b'}{\sigma_a} \right) \sigma_{p2} = 123.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a} \right) \sigma_{p2} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode du moment fictif

$$M' = M + N_{\min} (h_t/2 - d) = 72.21 \text{ t.m}$$

$$n = \frac{15 M'}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 72.21 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (162)^2} = 0.0655 \quad \left\{ \begin{aligned} \epsilon &= 0.8945 \\ \kappa &= 32.4 \end{aligned} \right.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 129.63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$A_1 = \frac{M'}{\sigma_a \epsilon h} = 11.86 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 < 0$$

$$A_2 = \frac{N}{\sigma_a} = 5.44 \text{ cm}^2$$

Longueur tendue

$$\sigma_1 = 55.09 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = -8.35 \text{ kg/cm}^2 \quad l_t = h_t \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 24.35 \text{ cm}$$

le ferraillage adopté est celui imposé par le C.T.C

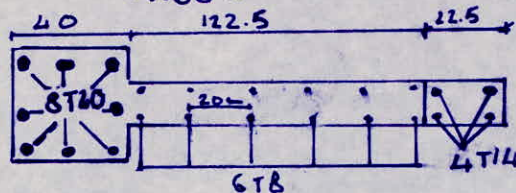
$$A_{\min(V)} = 0.5/100 \times 15 \times 24.35 = 1.82 \text{ cm}^2 \text{ disposés aux extrémités}$$

on a déjà un raidisseur à l'extrémité du Voile déjà ferraillé 8T20 (25.13cm)
l'autre extrémité posé 4T14 (6.15cm)

donc partie centrale du Voile on a section minimale pour les mètres linéaires

$$0.15/100 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/\text{ml} \text{ ou } 6T8/\text{moye}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$



Armature horizontale

$$\epsilon_b = \frac{1.5 T_{\max}}{10 \epsilon} = 2.11 < \bar{\epsilon}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

on se fixe $e = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{e T_{\max}}{\sigma_a \epsilon} = \frac{20 \times 1.5 \times 2.99 \times 10^3}{4200 \times 1/162} = 0.15 \text{ cm}^2$$

le C.T.C recommande de prendre
 $A_c = 0.15/100 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{mètre}$
 on adopte 5T8/ml $e = 20 \text{ cm}$

Voile C

niveau I.

$$\begin{aligned} M &= 184.32 \text{ tm} \\ N_{\text{min}} &= 21.78 \text{ t} \\ N_{\text{max}} &= 28.23 \text{ t} \\ T &= 20.29 \text{ t} \\ h_t &= 3.50 \text{ m} \\ d &= \frac{h_t}{4} = 0.875 \text{ m} \\ h &= 2.625 \text{ m} \end{aligned}$$

1) Armatures Verticales

Ferraillage sous N_{min}

$$\begin{aligned} e_0 &= M/N = 8.46 \text{ m} \\ e_1 &= h_t/6 = 0.58 \text{ m} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} e_0 > e_1 \text{ S.P.C}$$

Contrainte admissible

$$\delta = 0.6$$

$$(\bar{\sigma}'_b)_{sp_2} = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}'_b)_{sp_1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode du Moment factuel

$$M = H + N(h_t/2 - d) = 203.38 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 203.38 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (262.5)^2} = 0.0703 \quad \left\{ \begin{array}{l} \xi = 0.8913 \\ \eta = 31 \end{array} \right.$$

d'où

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = 135.48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 20.70 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 15.52 \text{ cm}^2/\text{mètre}$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5.18 \text{ cm}^2$$

Ferraillage sous A_{min}

$$\bar{\sigma}_1 = 54.34 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_2 = 56.04 \text{ kg/cm}^2$$

longueur tendue $l_t = h_t \frac{\bar{\sigma}_2}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 163 \text{ cm}$

donc : la moitié de la section est tendue, comme le seismic frappe dans une direction comme dans l'autre donc toute la section sera supposée tendue.

$$A_{\text{min}} = 0.5 b h_t / 100 = 0.5 / 100 \times 15 \times 350 = 26.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

donc on adopte comme ferraillage

aux extrémités : potelets 2x4T14

partie centrale : 9.37 cm²/mètre soit 5T10/ml ou 15T10/mètre (e=20cm)

2) Armatures horizontales

on fixe $t = 20 \text{ cm}$

$$E_b = \frac{1.5 T_{max}}{b \cdot z} = 14.31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{t T_{max}}{\bar{E}_b \cdot z} = \frac{20 \times 1.5 \times 20.2 \times 10^3}{4200 \times 7/8 \times 162} = 1.02 \text{ cm}^2$$

soit $A_t = 2T8$

Voile E

niveau I:

$$\begin{aligned} M &= 530.11 \text{ tm} \\ N_{min} &= 92.16 \text{ t} \\ N_{max} &= 132.28 \text{ t} \\ T &= 58.36 \text{ t} \\ h_t &= 4.875 \text{ m} \\ d &= h_t/8 = 0.61 \text{ m} \\ h &= 4.265 \text{ m} \end{aligned}$$

1) Armatures Verticales:

Ferraillage sous N_{min}

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 5.75 \text{ m} \\ e_1 &= h_t/6 = 0.81 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \text{ S.P.C}$$

Contrainte admissible

$$\delta = 0.6 \quad \left. \begin{aligned} (\bar{\sigma}_b)_{s_p} &= 171.75 \text{ kg/cm}^2 \\ (\bar{\sigma}_c)_{s_p} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

Méthode du moment fictif $M_c = M + N \cdot (h_t/2 - d) = 642.31 \text{ tm}$

$$\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 642.31 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (4.265)^2} = 0.0841 \quad \left\{ \begin{aligned} \xi &= 0.8829 \\ \eta &= 27.7 \end{aligned} \right.$$

d'où $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = 151.62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 40.61 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 18.67 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 21.94 \text{ cm}^2$$

ferraillage sous A_{min}

$$A_{min} = 0.5/100 \times b h_t = 0.5/100 \times 15 \times 4.875 = 36.56 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 2 \times 18.67$$

donc on adopte $A = 18.67 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$

or les raidisseurs ont été déjà ferrillés et ayant comme section d'acier

$$(4T12 + 4T14) + 8T14 + \text{potélet } 4T14 = 29.14 \text{ cm}^2$$

donc la section restante pour la partie centrale est:

$$A = 2 \times 18.67 - 29.14 = 8.2 \text{ cm}^2$$

Soit un espacement $e = 20 \text{ cm}$ on a 2 fils de 20T8 (1 fil pour chaque face de Voile) $A = 40T8 = 20.08 \text{ cm}^2$

Vérification extrémité gauche : raidisseur (4T14 + 4T12)

$$A_1 = 20.71 \text{ cm}^2 > 18.67 \text{ cm}^2$$

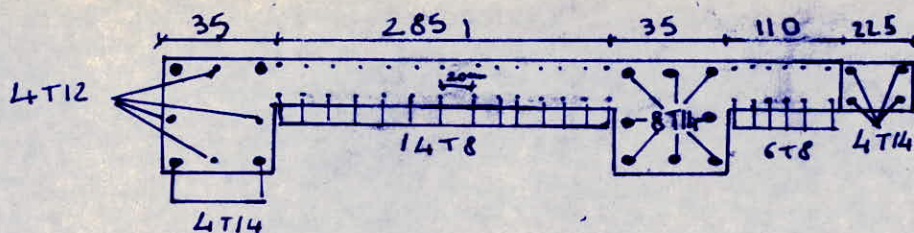
partie centrale 20T8

extrémité droite

raidisseur 8T14 + potélet 4T14

$$A_2 = 28.51 \text{ cm}^2 > 18.67 \text{ cm}^2$$

partie centrale 20T8



2) Armatures horizontales

$$E_b = \frac{1.5 T_{max}}{b \cdot z} = 15.64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

on se fixe $t = 18 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{t \cdot T_{max}}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{20 \times 1.5 \times 58.36 \text{ t}^3}{4200 \times \frac{7}{8} \times 426.5} = 1 \text{ cm}^2$$

sat $A_t = 2T8 \quad c = 18 \text{ cm}$

Voile F

niveau I : $M = 84.58 \text{ t} \cdot \text{m} \quad N_{min} = 22.33 \text{ t} \quad N_{max} = 30.37 \text{ t} \quad T = 9.31 \text{ t}$
 $h_t = 2.70 \text{ m} \quad d = h_t/4 = 0.67 \text{ m} \quad h = 2.03 \text{ m}$

Armatures Verticales :

ferailloge sous N_{min} :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 3.79 \text{ m} \\ e_1 &= h_t/c = 0.45 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \text{ S.P.C}$$

Contrainte admissible

$$\delta = 0.6$$

$$(\bar{\sigma}_b)'_{sp} = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}_a)_{sp} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Methode du moment fictif

$$M' = M + N_{min} (h_t/2 - d) = 99.76 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{15 M'}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 99.76 \text{ t}^3}{4200 \times 15 \times (2.03)^2} = 0.0576 \quad \left\{ \begin{aligned} \epsilon &= 0.9002 \\ \kappa &= 35.1 \end{aligned} \right.$$

donc $\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 119.66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 171.75 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ pas d'axes comprimés

$$A_1 = \frac{M'}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 7.68 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5.32 \text{ cm}^2$$

Ferailloge sous A_{min} : $A_{min} = 0.5/100 b h_t = 0.5/100 \times 15 \times 270 = 20.25 \text{ cm}^2 > A_{calcul}$
 donc on adopte $A = 20.25 \text{ cm}^2$

aux extremités : potelets $2 \times 4T14$

partie centrale : $(20.25 - 2 \times 6.15) = 7.95 \text{ cm}^2$ sat $11T8$ (5.52 cm^2 / nappe ($c = 20 \text{ cm}$))

Armatures horizontales

$$E_b = \frac{1.5 T_{max}}{b \cdot z} = 5.24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

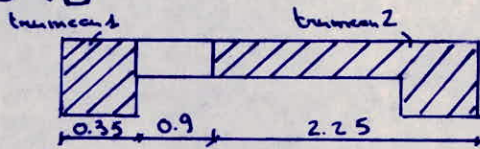
le C.T.C recommande de prendre

$$A_h = 0.15\% \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{metre}$$

on adopte $5T8/m$ $c = 20 \text{ cm}$

Voile avec ouvertures

Voile VB



Trameau 1 $M = 0 \text{ tm}$ $B_1 = 35 \times 35 \text{ cm}^2$

On a déjà étudié ce poteau sous la sollicitation du premier genre $G + 1.2P$: la section d'acier est $A = 4T14 + 4T12 = 10.67 \text{ cm}^2$

Vérification sous SP2 des armatures longitudinales

$M = 0$ donc le poteau sera calculé en compression simple avec $N' = G + P + S_V + S_H = 21.95 + 4.61 + 3.05 + 51.7 = 81.31 \text{ t}$

Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}'_{b0}(SP2) = 1.25 \bar{\sigma}'_{b0}(SP1) = 1.25 \times 68.5 = 85.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_b = \frac{N'}{nA + B_0} = \frac{81.31 \cdot 10^3}{15 \times 10.67 + 35 \times 35} = 58.70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}(SP2)$$

Condition vérifiée

donc on adoptera comme armature longitudinale $4T14 + 4T12 = 10.67 \text{ cm}^2$

Armatures transversales:

seront les mêmes que sous la sollicitation du premier genre

Trameau 2

niveau I $M = 16.71 \text{ tm}$ $N_{\text{max}} = 106.16 \text{ t}$ $N_{\text{min}} = 2.76 \text{ t}$ $T = 14.34 \text{ t}$
 $h_f = 2.25 \text{ m}$ $d = h_f/4 = 0.56 \text{ m}$ $h = 1.69 \text{ m}$

Armatures verticales

ferraillage sous N_{max}

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 6.05 \\ e_1 &= h_f/6 = 0.37 \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \Rightarrow \text{s.p.c}$$

Contrainte admissible

$$\delta = 0.6 \quad \bar{\sigma}'_b(SP2) = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a(SP2) = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode du moment fictif

$$M = M + N_{\text{min}}(h_f/2 - d) = 18.27 \text{ tm}$$

$$N = 0.0152 \quad \left\{ \begin{aligned} \epsilon &= 0.9454 \\ \kappa &= 76.5 \end{aligned} \right. \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\kappa} = 54.90 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}'_a \epsilon h} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 0.66 \text{ cm}^2$$

ferraillage minimum

$$\bar{\sigma}'_1 = -12.38 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_2 = 14.01 \text{ kg/cm}^2 \text{ longitudinale } l_f = h_f \frac{\bar{\sigma}'_2}{\bar{\sigma}'_1 + \bar{\sigma}'_2} = 105.55 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = 0.5/100 b l_f = 7.92 \text{ cm}^2 > A \text{ calculée}$$

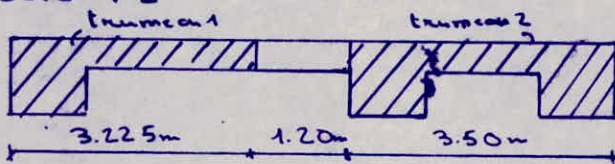
On a déjà un raidisseur à l'extrémité du voile déjà ferrillé (4T14 + 4T12 = 10.67 m²), l'autre extrémité on a 1 potelet 4T14 (6.15 m²) partie centrale sera ferrillé avec la section minimale 5T8/ml soit 8T8/mappe e = 20 cm

Armatures horizontales

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T_{max} \times 1.5}{b \bar{z}} = 9.70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

on se fixe t = 20 cm $A_t = \frac{t \cdot T_{max}}{\bar{\sigma}_a \bar{z}} = \frac{20 \times 1.5 \times 14.34 \cdot 10^3}{4200 \times 7/8 \times 169} = 0.69 \text{ m}^2 > A_{min}$
 donc on adopte 5T8/ml e = 20 cm

Voile V2



Trameau 1

niveau II: $M = 75.28 \text{ t.m}$ $N_{max} = 173.63 \text{ t}$ $N_{min} = -20.03 \text{ t}$
 $h_t = 3.225$ $d = ht/4 = 0.806 \text{ m}$ $h_z = 2.419 \text{ m}$

Armatures verticales:

ferrailage sous N_{min}

$$e_0 = M/N = 3.76 \text{ m}$$

$$e_1 = ht/6 = 0.54 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ S.P.T N (traction)

Contrainte admissible

$$\delta = 0.6 \quad \bar{\sigma}'_b (S_{P2}) = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a (S_{P2}) = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode du moment fictif

$$M = M + N (ht/2 - d) = 91.43 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0372$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9176 \\ \kappa = 45.7 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\kappa} = 91.90 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 5.03 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -4.77 \text{ cm}^2$$

ferrillage sous A_{min} = 0.5/100 bh_t = 24.19 cm²

On a le raidisseur à l'extrémité du voile déjà ferrillé 8T14 (12.36 m²)

l'autre extrémité: soit un potelet 4T14 (6.15 m²)

partie centrale du voile: 12.09 - 6.15 = 5.94 m²

$$A_{min} = 0.15/100 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc on adopte 5T8/ml soit 13T8/mappe e = 20 cm

Trameau 2

niveau II $M = 92.16 \text{ tm}$ $N_{\max} = 195.07$ $N_{\min} = 1.51 \text{ t}$
 $h_t = 3.50$ $d = h_t/4 = 0.875 \text{ m}$ $h = 2.625 \text{ m}$

Armatures Verticales:

ferraillage sous N_{\min}

$e_0 = M/N = 61.03 \text{ m}$
 $e_1 = h_t/6 = 0.58 \text{ m}$ } $e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$

Methode du moment fictif

$M = M + N(h_t/2 - d) = 145.56 \text{ tm}$

$N = 0.0503$ { $E = 0.9058$
 $K = 38.1$ $\sigma'_b = \frac{\sqrt{M}}{K} = 110.23 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$
 $\Rightarrow A' = 0$

$A_1 = \frac{M}{\sigma_a E h} = 14.57 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - A_2 = 14.21 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N}{\sigma_a} = 0.36 \text{ cm}^2$

ferraillage pour $A_{\min} = 0.5/100 b h_t = 26.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}}$

donc

les raidisseurs aux extremités ont été déjà ferraillé 4T14 + 4T12 = 10.67

partie centrale: 2x14,21 - 2x10.67 = 3.54 cm²

ferraillage minimum 5T8/ml sat 14T8/mappe; e = 20 cm

Voile : niveau I: $M = 943.68 \text{ t}$ $N_{\max} = 188.01 \text{ t}$ $N_{\min} = 151.63 \text{ t}$ $T = 104.14 \text{ t}$
 $h_t = 7.925$ $d = h_t/8 = 0.99 \text{ m}$ $h = 6.935 \text{ m}$

Armatures Verticales

ferraillage sous N_{\min}

$e_0 = M/N = 6.22 \text{ m}$
 $e_1 = h_t/6 = 1.32 \text{ m}$ } $e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$

Methode du moment fictif

$M = M + N(h_t/2 - d) = 1394.40 \text{ tm}$

$N = 0.0690$ { $E = 0.8921$
 $K = 31.3$ $\sigma'_b = \frac{\sqrt{M}}{K} = 134.18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$
 $\Rightarrow A' = 0$

$A_1 = \frac{M}{\sigma_a E h} = 53.66 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - A_2 = 17.56 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N}{\sigma_a} = 36.10 \text{ cm}^2$

ferraillage minimum

$\sigma_1 = -47.35 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 72.85 \text{ kg/cm}^2$ longueur tendue $l_t = h_t \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = 312.19 \text{ cm}$
 $A_{\min} = 0.5/100 b h_t = 23.41 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculée}}$

donc:

les raidisseurs ont été déjà ferraillé

partie centrale: 17.56 - 10.67 = 6.89 cm² sat 5T8/ml e = 20 cm

donc le ferraillage sera le même partout les deux

Armatures horizontales

$\bar{E}_b = \frac{1.5 T_{\max}}{b \cdot z} = 17.16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$

on se fixe $t = 16 \text{ cm}$

$A_t = \frac{t \cdot T_{\max}}{\sigma_{at} z} = \frac{16 \times 1.5 \times 104.146^3}{4200 \times 7/8 \times 693.5} = 0.98 \text{ cm}^2$

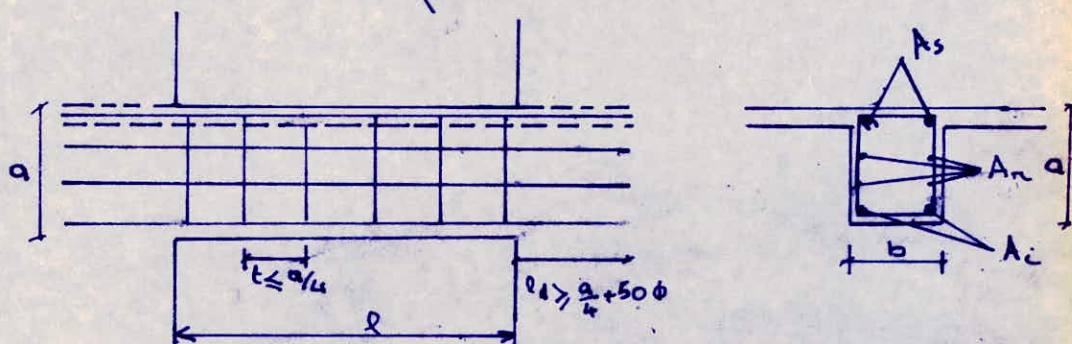
sat $A_t = 2T8$ e = 16 cm

Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments de voiles travaillant comme des poutres encastées aux deux extrémités.
 Ils sont ferrailés en flexion simple sous l'effet du moment fleurant et l'effort tranchant.

Prescriptions relatives au ferraillage (C.T.C)

* Les armatures doivent être ancrées et disposées dans les trumeaux suivant le croquis suivant



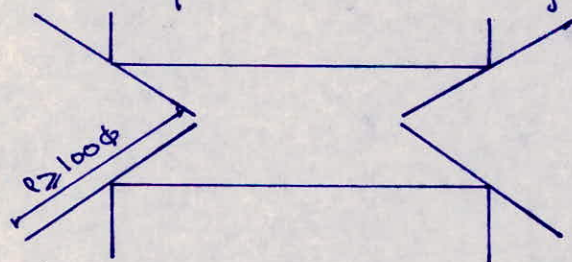
Les sections minimales d'acier sont données par :

Aciers supérieurs et inférieurs $(A_s \text{ et } A_i)_{\min} = 0.0015 b a$

Aciers de répartition $A_{\text{niv}} = 0.002 b a$

Aciers transversaux $(A_t)_{\min} = 0.0025 b \cdot t$

pour $E_b \geq 0.06 \sigma_{c28}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant le schéma :



$$A \geq 0.0015 b \cdot a$$

Calcul du linteau VB

$a = 110 \text{ cm}$ $l = 90 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm}$ $h = 105 \text{ cm}$

Détermination des contraintes

Contrainte de cisaillement $\bar{\sigma}_b \leq 0.12 \sigma_{c28} = 33 \text{ kg/cm}$

Contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_b' = 0.75 \sigma_{c28} = 206.25 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte admissible des aciers $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

le linteau supporte son poids propre et la charge de la dalle qui lui revient.

Vu la faible portée du linteau alors on néglige l'action de la charge permanente.
le linteau est calculé sous la sollicitation du 2^e genre

- effort tranchant dans le linteau $T = 1.5 \Pi$

avec $\Pi = 18.87t$ effort tranchant venant du seime horizontal

$$T = 1.5 \Pi = 28.30t$$

- moment flechissant a l'encastrement: $M_c = 1.5 \Pi \frac{l}{2} = 12.73tm$

ferailloge du linteau:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 12.73 \cdot 10^5}{4200 \times 15 \times (105)^2} = 0.0275 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0.9281 \\ K = 54.5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_b / K = 77.06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206.25 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{12.73 \cdot 10^5}{4200 \times 0.9281 \times 105} = 3.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.015 b a = 0.015 \times 15 \times 110 = 2.475 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_c = \max(3.11; 2.475 \text{ cm}^2) = 3.11 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 2T16 (4.02 \text{ cm}^2)$$

Aciers transversaux A_t :

$$\text{on prend un cadre } \Phi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{espacement } t \leq \frac{a}{4} = \frac{110}{4} = 27.5 \quad \text{on prend } t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{t T}{2 \bar{\sigma}_t} = \frac{15 \times 28.03 \cdot 10^3}{2 \times \frac{1}{105} \times 4200} = 1 \text{ cm}^2$$

$$(A)_{min} = 0.0025 b t = 0.0025 \cdot 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2 < A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Aciers de repartition A_r

$$A_r \geq 0.002 b a = 0.002 \times 15 \times 110 = 3.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 6T10 (4.71 \text{ cm}^2)$$

Aciers obliques dans les angles

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1.5 \Pi}{b \cdot \frac{z}{\rho}} = \frac{1.5 \times 18.87 \cdot 10^3}{15 \times \frac{z}{105}} = 20.54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 20.54 > 0.06 \sigma'_{2p} = 16.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \geq 0.0015 b a = 0.0015 \times 15 \times 110 = 2.475 \text{ cm}^2$$

dont la longueur est $l = 100 \phi = 140 \text{ cm}$ on adopte 2T14 (3.08 cm²)

$$\text{longueur de scellement } l_d \geq \frac{a}{4} + 50 \phi = 107.5 \text{ cm}$$

l'inteau V2

$a = 110 \text{ cm}$ $l = 120 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm}$ $h = 105 \text{ cm}$

Charges et surcharges

$\text{poids propre de l'inteau} : 0.15 \times 1.1 \times 2500 = 412.5 \text{ kg/ml}$
 $\text{poids de la dalle} : 530 \times 3.2/2 = 848 \text{ kg/ml}$
 $G = 1260.5 \text{ kg/ml}$

surcharge $P = 200 \times 3.2/2 = 320 \text{ kg/ml}$

$q = G + P = 1580.5 \text{ kg/ml}$

moment d'encastrement $\Rightarrow M = \frac{q l^2}{12} = \frac{1.58 \times (1.2)^2}{12} = 0.19 \text{ tm}$
 effort tranchant: $T = \frac{q l}{2} = \frac{1.58 \times 1.2}{2} = 0.95 \text{ t}$

l'effet de seisme horizontal

$\pi_{\text{max}} = 47.32 \text{ t}$ $T = 1.5 \pi = 70.98 \text{ t}$

moment d'encastrement $M_{s \text{ max}} = T_{\text{max}} \times l/2 = 42.59 \text{ t}$

Les effets resultant sous S.P2

$T = T_s + T_c = 70.98 + 0.95 = 71.93 \text{ t}$

$M = M_s + M_c = 42.59 + 0.19 = 42.78 \text{ tm}$

renforcement :

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 42.78 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (105)^2} = 0.0924$ $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.8781 \\ K = 26.05 \end{array} \right.$
 $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 161.23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206.25 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = 11.05 \text{ cm}^2$

$A_{\text{min}} = 0.015 b \cdot a = 2.475 \text{ cm}^2 < A \text{ calculé}$

$A_s = A_c = \text{on adopte } 4T20 (12.56 \text{ cm}^2)$

Aciers transversaux

on prend un cadre $\Phi 10 \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$

espacement $t \leq \frac{a}{4} = 27.5$ on prend $t = 8 \text{ cm}$

$A_t = \frac{t \cdot T}{2 \sigma_{at}} = \frac{8 \times 70.98 \times 10^3}{2 \times \frac{1}{8} \times 105 \times 4200} = 1.47$

$(A_t)_{\text{min}} = 0.0025 b t = 0.0025 \times 15 \times 8 = 0.56 \text{ cm}^2 < A_t = 1.57 \text{ cm}^2$

Aciers de repartition

$A_r \geq 0.002 b a = 0.002 \times 15 \times 110 = 3.3 \text{ cm}^2$ on adopte 6T10 (6.71 cm²)

Aciers obliques

$\epsilon_b = \frac{T}{b \cdot g} = \frac{70.98 \times 10^3}{20 \times \frac{1}{8} \times 115} = 33 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_b > 0.065 \times 28 = 16.5 \text{ kg/cm}^2$

$A \geq 0.0015 b \cdot a = 0.0015 \times 15 \times 110 = 2.475 \text{ cm}^2$

dont la longueur $l = 14 \text{ cm}$ on adopte 2T14 (30.6 cm²)

Longueur de scellement $l_d \geq \frac{a}{4} + 50 \phi = 127.5 \text{ cm}$

linteau V, Cage d'escalier

$a = 100 \quad l = 120 \text{ cm} \quad b = 15 \text{ cm} \quad d = 3 \text{ cm} \quad h = 97 \text{ cm}$

On ne tiendra compte que de l'effort tranchant dû au vent horizontal $T = 1.5 \pi$

$\pi = 20.53 \text{ t} \quad T = 1.5 \pi = 30.79 \text{ t}$

moment pléchinant à l'encastré $M_c = 1.5 \pi \frac{l}{2} = 18.47 \text{ t.m}$

Ferraillage du linteau

$\rho = \frac{15 M}{\sigma_c b h^2} = \frac{15 \times 18.47 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (97)^2} = 0.0467 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.3088 \\ \kappa = 39.8 \end{array} \right.$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_c}{\kappa} = 105.52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206.25 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

$A_{\min} = 0.015 b a = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon l} = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A_s = A_i = \max(A, A_{\min}) = 5 \text{ cm}^2$
 On adopte 2T12 + 2T14 (5.34 cm²)

Aciers transversaux A_t

on prend un cadre $\phi 10 \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2$
 espacement $t \leq \frac{a}{4} = \frac{110}{4} = 27.5$ on prend $t = 15$

$A_t = \frac{t \cdot T}{\gamma \sigma_a t} = \frac{15 \times 30.79 \times 10^3}{7/8 \times 197 \times 4200} = 1.29 \text{ cm}^2$

$(A_t)_{\min} = 0.0025 b \cdot t = 0.0025 \times 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2 < A_t = 1.57 \text{ cm}^2$

Aciers de répartition A_r

$A_r \geq 0.002 b \cdot a = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$ on adopte 4 T10 (3.14 cm²)

Aciers Obliques dans les angles

$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot j} = \frac{1.5 \times \pi}{b \times 7/8 h} = \frac{1.5 \times 20.53 \times 10^3}{15 \times 7/8 \times 97} = 24.19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_{b0} = 33 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\epsilon}_b > 0.06 \sigma'_s = 16.5 \text{ kg/cm}^2$

$A \geq 0.0015 b a = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$ on adopte 2 T12 (2.26 cm²)

avec une longueur $l = 100 \phi = 100 \times 1.2 = 120 \text{ cm}$

longueur de scellement $l_d \geq \frac{a}{4} + 50 \phi = 95 \text{ cm}$

Fondations

Introduction :

Les fondations seront exécutées en :

- semelles isolées sous poteaux.
- semelle filante sous 2 poteaux
- mini-radier.

Sur un terrain de consistance moyenne. Le taux de travail du sol est de 2 bars à une profondeur de 1.80m

Semelles isolées sous poteaux

on se limitera qu'aux calculs de semelles S.

prédimensionnement de semelle

Les dimensions de la sous face de la semelle seront données par la condition de portance sous la sollicitation du premier genre. Le poids propre de la semelle sera estimé de 15% à 20% environ de la force portante N'

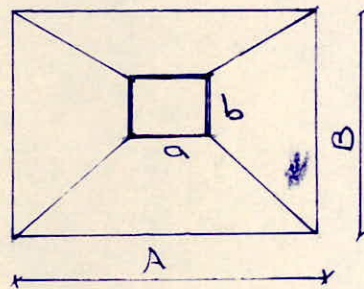
$$1.15 N' = A \times B \times \bar{\sigma}_s$$

la relation d'homothétie donne :

$$A/B = a/b$$

Des deux relations ci dessus
il en découle :

$$A = (1.15 N' \cdot a/b \cdot \bar{\sigma}_s)^{1/2} \text{ et } B = Ab/a$$



Semelle S.

Donnée $N = 111.11 \text{ t}$

$a = b = 35 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$

d'où $A = B = 252.76$ nous adopterons $A = B = 260 \text{ cm}$

La hauteur utile de la semelle sera choisie de telle sorte que

$$h \geq \max \left((A-a)/4 ; (B-b)/4 \right) = 56.25$$

$\Rightarrow h = 60 \text{ cm}$ $d = 5 \text{ cm}$

La hauteur totale adoptée $h_t = 65 \text{ cm}$

La hauteur de l'extrémité libre est telle que :

$$c \geq 6\phi + 6 \text{ pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow c = 20 \text{ cm}$$

Calcul des armatures

Nous utiliserons la méthode des bielles
 puisque on a une semelle carrée donc les armatures
 disposées dans les sens Longitudinal sont le même que dans
 le sens transverse

$$A_x = A_y = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{avec } F = \frac{N'(A-a)}{8h} \quad N' = 1.15 N_{\text{appliquée}}$$

avec $\bar{\sigma}_a = 2500 \text{ kg/cm}^2$ à cause de la fissuration

Semelle S: $N' = 1.15 \times 111.11 = 127.78 \text{ t}$ $\lambda = 260 \text{ cm}$ $a = 35 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

$A_x = A_y = 23.96 \text{ cm}^2$ soit 16 T14 espacement = 17 cm

Verifications

Condition de non poinçonnement

Conformément à l'article 39.54 des regles CBA 68, on doit
 vérifier:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1.5(P-P_1)}{P_c \cdot ht} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$

où P_c : périmètre du contour à considérer, situé à une distance $ht/2$
 pour une section rectangulaire:

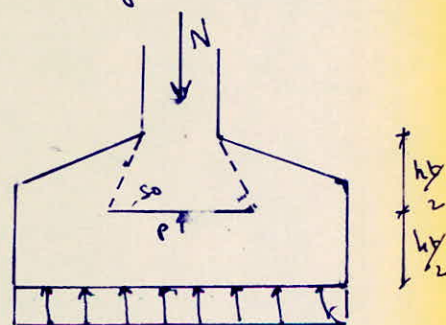
$$P_c = 2(a+b+2ht) \quad \text{Potéon rectangulaire } a \times b$$

il en découle avec $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ bars}$

$$a \Rightarrow ht^2 + (a+b)ht/2 - \frac{(P-P_1)}{18.88} \geq 0$$

$$\text{D'où } ht \geq \sqrt{(a+b)^2/16 + \frac{(P-P_1)}{18.88}} - (a+b)/4$$

avec P_1 : réaction du sol appliquée
 sur la surface délimitée par P_c (S_0)



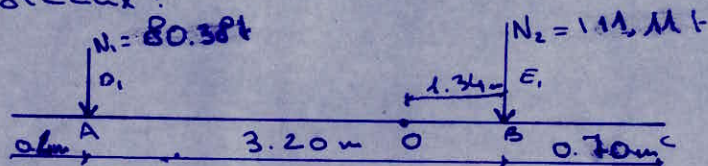
Semelle S: $P = N = 111.11 \text{ t}$ $a = b = 35$

$P_1 = 0$ le cas le plus défavorable

d'où $ht \geq 61.18$

Semelles sous deux poteaux

On prévoit une fondation commune aux deux poteaux compte tenu de la faible distance à l'extrémité extérieure de l'un des poteaux :



Predimensionnement de la semelle

$$N = N_1 + N_2 = 80.38 + 111.11 = 191.49 \text{ t}$$

peso propre de la semelle sera estimé à 12/100
 soit $12/100 \times 191.49 = 22.98 \text{ t}$

Longueur de la semelle = $3.2 + 0.7 + 0.4 = 4.3 \text{ m}$

La largeur sera déterminée par la condition de portance

$$B \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_s L} = 257 \text{ cm}$$

$$N' = 191.49 + 22.98 = 214.47 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 4.3 \text{ m}$$

On adoptera $B = 280 \text{ cm}$

Centre de charge

$$x = \frac{80.38 \times 3.2}{80.38 + 111.11} = 1.34 \text{ m}$$

excentricité $e = 0.11 \text{ m}$

donc on a $N = 191.49 \text{ t}$ et $M = Ne = 191.49 \times 0.11 = 21.06 \text{ t m}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad \text{d'où } \sigma_1 = 20.5 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 15.08 \text{ t/cm}^2$$

Détermination des efforts.

la longueur de la partie au l'écartement de la charge qui la sollicite est tel que

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

avec $l_e = \sqrt{\frac{4EI}{kb}}$ longueur élastique de la semelle

avec

I = inertie de la semelle comme precedement Bloc A -

E = module d'elasticite du beton (en prucha en moyenne 200000 kg/lac)

b = 2.80 largeur de la semelle

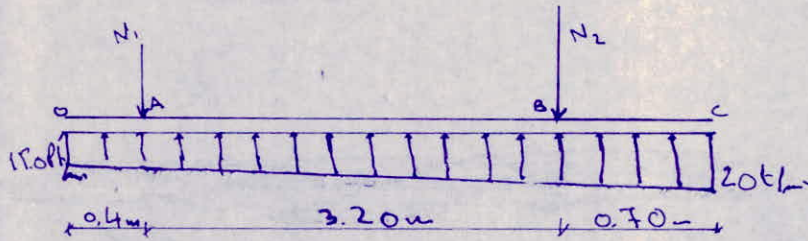
K = 4 kg/lac² Coefficient de raideur du sol

$l_e = 260 \text{ cm}$

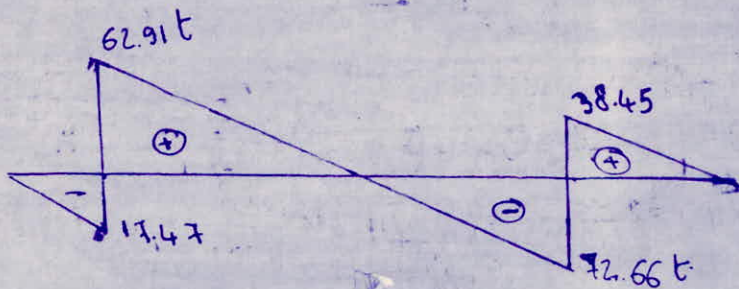
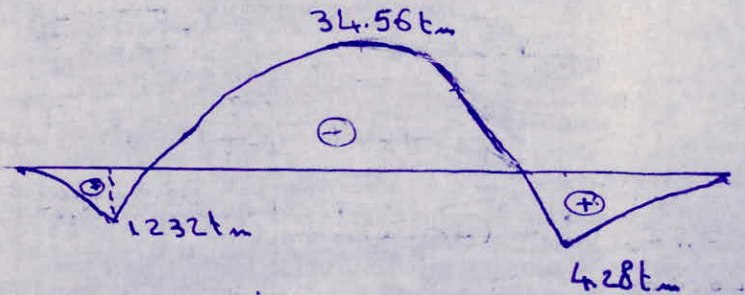
$l = 320 < \frac{\pi}{2} l_e = 408 \text{ cm}$

donc La repartition des contraintes sous la semelle

sur trapezoïdale avec $\sigma_1 = 20.08 \text{ t/lac}$ et $\sigma_2 = 15.08 \text{ t/lac}$



Moments flechissants et efforts tranchants :



Calcul des armatures longitudinales

Aux appuis: $M = -4,28 \text{ tm}$ $T = 73,4 \text{ t}$ $h_f = 5 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{15 \times 4,28 \times 10^5}{2500 \times 35 \times (30)^2} = 0,0286 \quad \begin{cases} \kappa = 55,5 \\ \epsilon = 0,9291 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2500}{55,5} = 45,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{ab} \epsilon h} = \frac{4,28 \times 10^5}{2500 \times 0,9291 \times 30} = 3,07 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4 \text{ T } 14 \text{ (6,15 cm}^2)$$

En travée $M = 34,56 \text{ tm}$

$$\mu = 0,128 \quad \text{soit} \quad \begin{cases} \epsilon = 0,8615 \\ \kappa = 21 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2500}{21,9} = 114,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 23,6 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 8 \text{ T } 20 \text{ (25,13 cm}^2)$$

Verifications.

* conditions aux appuis.

$$A > (T + M/3) / \bar{\sigma}_a$$

$$A > (74,280 - \frac{4,28 \times 10^5}{3 \times 30}) / 2500 = 24,03 \text{ donc les armatures de travée doivent filer aux appuis}$$

Armatures transversales et diagonales

$$\sigma'_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{73,4}{10 \times 20} = 3,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \times 10 \times 0,5 \times 0,5 = 13,7 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul Armatures droites avec un espacement

$$t \leq \frac{A_s \sigma_{ab}}{T} = 10 \text{ cm}$$

avec $A_s = 26 \text{ T } 10 \text{ (4,71 cm}^2)$

avec un espacement



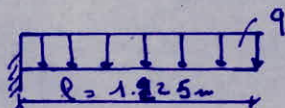
espacement admissible

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2l = 16 \\ \left(1 - 0.3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'}\right) h \end{array} \right.$$

On adopte $t = 10 \text{ cm}$

Calcul des armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité

$$q = 20,5 \text{ kN/m}$$



$$l = \frac{2.80 - 0.35}{2} = 1.225 \text{ m}$$

moment d'encastrement $M = ql^2/2 = 20,5 \times (1.225)^2/2 = 15,16 \text{ t.m}$
 pour $b = 100 \text{ cm}$ $h_f = 80 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15,16 \times 10^5}{2500 \times 100 (80)^2} = 0,6187 \quad \left. \begin{array}{l} K = 68 \\ E = 0,94 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2500}{68} = 36,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{15,16 \times 10^5}{2500 \times 0,94 \times 160} = 10,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte 6T16 (120 cm}^2)$$

Verification de la contrainte de cisaillement au niveau de l'encastrement.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{q l}{b z}$$

$$\bar{\tau}'_b < \bar{\tau}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}'_b = 20,65 \text{ kg/cm} \quad \text{et} \quad \tau_b = 4,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \quad \text{condition vérifiée}$$

radier sous $V_1, V_2, V_B, V_C, V_D, V_A$

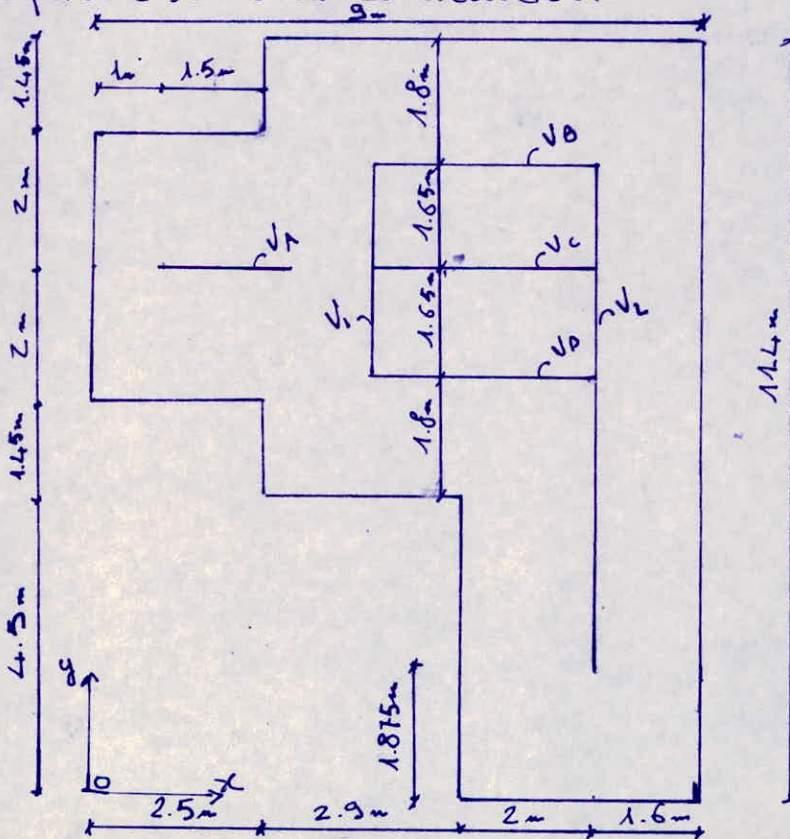
On a pour V_C $e = \frac{M}{N} = \frac{220.84}{21.78} = 10.14 \text{ m} > \frac{l}{6} = \frac{3.5}{6} = 0.58 \text{ m}$

d'où $\sigma_1 = \frac{P}{S} (1 + 6e/l)$ n'est plus valable pour une semelle rectangulaire, donc on optera pour un mini radier sous ces voiles
charges, et surcharges sur les voiles

Voiles charges	V_1	V_2	V_B	V_C	V_D	V_A
$G + 1.2 P$ (A)	104.32	181.40	25.05	25.90	25.05	90.54
$N_{max} = G + P + 5V$ (B)	112.26	195.00	27.15	28.23	27.15	96.32
$N_{min} = G + \frac{P}{5} - 5V$ (C)	77.68	140.25	21.70	21.78	21.70	64.85
$M_{fondation}$ (D)	65.63	1131.13	156.08	220.84	156.08	32.52

V_2 : Somme des charges revenant à chaque trameau
 V_B : Charges revenant aux voiles non raidisseurs

La surface nécessaire du radier est choisie de telle manière à ne pas avoir une traction sur le sol. Cette surface est donnée par le schéma ci-dessous.



Calcul du centre de gravité du radier

$$x_G = \frac{\sum x_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{3.6 \times 4.5 \times 7.2 + 6.9 \times 6.5 \times 5.75 + 2.5 \times 4 \times 1.25}{3.6 \times 4.5 + 6.9 \times 6.5 + 2.5 \times 4} = 5.45 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i} = \frac{3.6 \times 4.5 \times 2.25 + 6.9 \times 6.5 \times 7.95 + 2.5 \times 4 \times 7.95}{3.6 \times 4.5 + 6.9 \times 6.5 + 2.5 \times 4} = 6.65 \text{ m}$$

Calcul des moments d'inertie dans chaque direction

par rapport au centre de gravité du radier

$$I_{x_1} = 2.5 \times (4)^3 / 12 + 2.5 \times 4 \times (1.3)^2 = 30.23 \text{ m}^4$$

$$I_{x_2} = 6.5 (6.9)^3 / 12 + 6.5 \times 6.9 \times (1.3)^2 = 253.74 \text{ m}^4$$

$$I_{x_3} = 3.6 (4.5)^3 / 12 + 3.6 \times 4.5 \times (4.4)^2 = 340.94 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_{x_1} + I_{x_2} + I_{x_3} = 624.94 \text{ m}^4$$

$$I_{y_1} = 4 \times (2.5)^3 / 12 + 4 \times 2.5 \times (4.2)^2 = 181.61 \text{ m}^4$$

$$I_{y_2} = 6.9 (6.5)^3 / 12 + 6.5 \times 6.9 \times (0.3)^2 = 161.94 \text{ m}^4$$

$$I_{y_3} = 4.5 (3.6)^3 / 12 + 3.6 \times 4.5 \times (1.75)^2 = 49.61 \text{ m}^4$$

$$I_y = I_{y_1} + I_{y_2} + I_{y_3} = 410.66 \text{ m}^4$$

Calcul du centre de charge (sous S_{P_2})

$$x_T = \frac{\sum x_i \cdot N_i}{\sum N_i} = \frac{96.32 \times 1.925 + 112.26 \times 4.05 + 195 \times 7.25 + 2 \times 27.15 \times 5.65 + 28.23 \times 5.65}{96.32 + 112.26 + 195 + 2 \times 27.15 + 28.23}$$

$$x_T = 5.18 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{\sum y_i \cdot N_i}{\sum N_i} = \frac{96.32 \times 7.95 + 112.26 \times 7.95 + 195 \times 5.837 + 27.15 \times 6.3 + 27.15 \times 9.6 + 28.23 \times 9.7}{96.32 + 112.26 + 195 + 2 \times 27.15 + 28.23}$$

$$y_T = 7.1$$

pour ramener les efforts supposés appliqués au centre de charge au centre de gravité on doit ajouter des moments de flexion

$$M_x = -486.11 (7.1 - 6.65) = -219 \text{ t.m}$$

$$M_y = +486.11 (5.45 - 5.18) = +131 \text{ t.m}$$

donc la section est calculée en flexion déviée dont la contrainte est donnée par la formule suivante

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x$$

avec les cas suivants

seisme frappant dans la direction x

$$\begin{cases} M_x = 1197 - 219 = +978 \text{ t.m} \\ M_y = +131 \text{ t.m} \end{cases}$$

ou $\begin{cases} M_x = -1197 - 219 = -1416 \text{ tm} \\ M_y = +131 \text{ tm} \end{cases}$

Car on le suppose frappe dans la direction y

ou $\begin{cases} M_x = -219 \text{ tm} \\ M_y = -565 + 131 = -434 \text{ tm} \end{cases} \quad \begin{cases} M_x = -219 \text{ tm} \\ M_y = +565 + 131 = +696 \text{ tm} \end{cases}$

Calcul du centre de charge (Sous SP1)

$$x_T = \frac{\sum x_i N_i}{N_i} = \frac{90.54 \times 1.925 + 104.32 \times 4.05 + 181.4 \times 7.25 + 2 \times 25.05 \times 5.65 + 25.90 \times 5.65}{90.54 + 104.32 + 181.4 + 2 \times 25.05 + 25.90}$$

$$x_T = 5.18 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{\sum y_i N_i}{N_i} = \frac{90.54 \times 7.95 + 104.32 \times 7.95 + 181.4 \times 5.837 + 25.05 \times 6.3 + 25.05 \times 9.6 + 25.90 \times 7.95}{90.54 + 104.32 + 181.4 + 2 \times 25.05 + 25.90}$$

$$y_T = 7.10 \text{ m}$$

cette excentricite entre le centre de charge et le centre de gravite du radier nous donne deux moments de flexion

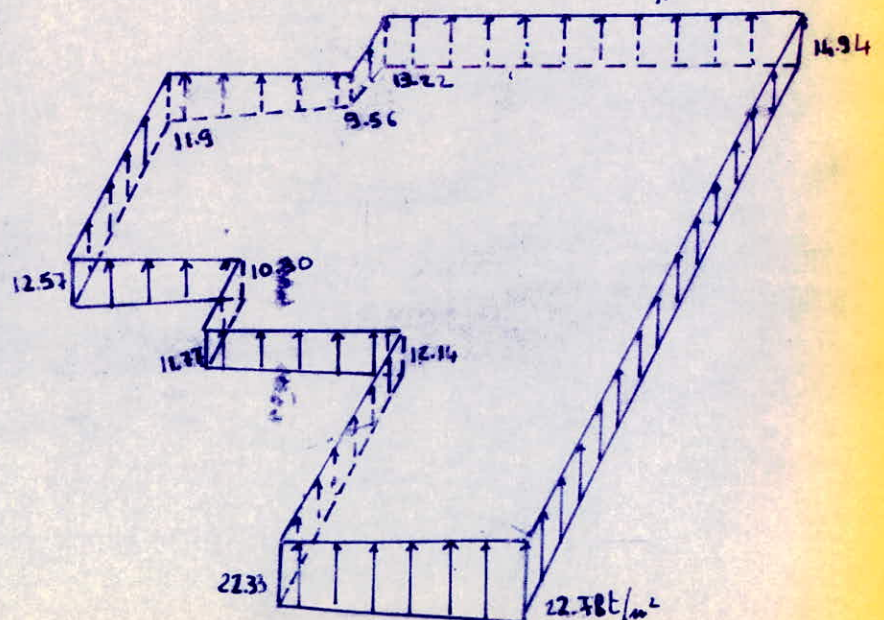
$$M_x = -452.26 (7.1 - 6.65) = -204 \text{ tm}$$

$$M_y = +452.26 (5.45 - 5.18) = 122 \text{ tm}$$

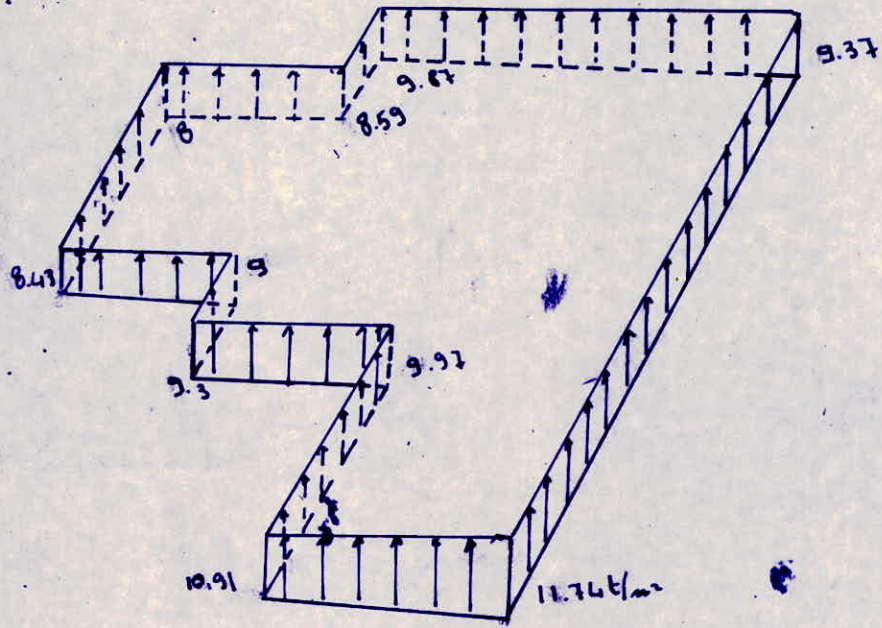
la contrainte aux extremites car de flexion deize est donnee par

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x = \frac{45226}{71.05} - \frac{204}{625} y + \frac{122}{411} x$$

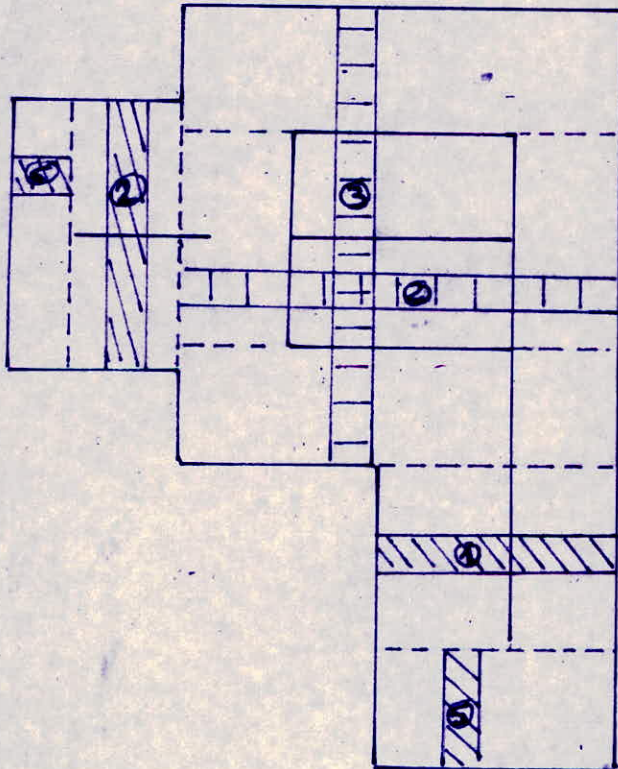
On resume les resultats dans la figure suivante donnant la contrainte maximale a chaque extremite sous les differents Cas SP2



Sous SPl



Ferraillage



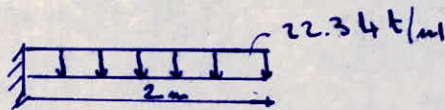
Détermination de la sollicitation la plus défavorable

De la majoration des contraintes admissibles (acier et béton) sous SP2, il résulte que la contrainte de calcul est tel que:

* Si $\max(1.5 q (SP_1), q (SP_2)) = 1.5 q (SP_1)$
la contrainte de calcul est $q_1 (SP_1)$

* Si $\max(1.5 q (SP_1); q (SP_2)) = q (SP_2)$
la contrainte de calcul est $q (SP_2)$

Le calcul des armatures se fera pour des bandes de 1 bande 1



sous SP2 $\sigma(3,55; -4,775) = q (SP_2) = 22,34 \text{ t/m}^2$

On a la hauteur totale $h_t = 55 \text{ cm}$

moment d'encastrement $M = q l^2 / 2 = 22,34 (2)^2 / 2 = 43,76 \text{ tm}$

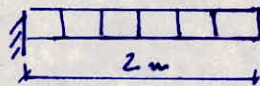
$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 43,76 \cdot 10^5}{4000 \times 100 (50)^2} = 0,0656$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8945 \\ \kappa = 32,4 \end{array} \right.$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{4000}{32,4} = 124 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{43,76 \cdot 18}{4000 \times 0,8945 \times 50} = 24,46 \text{ cm}^2$

on adopte 8T20 (25,13 cm²)

bande 2



sous SP1 $q = 9 \text{ t/m}^2$

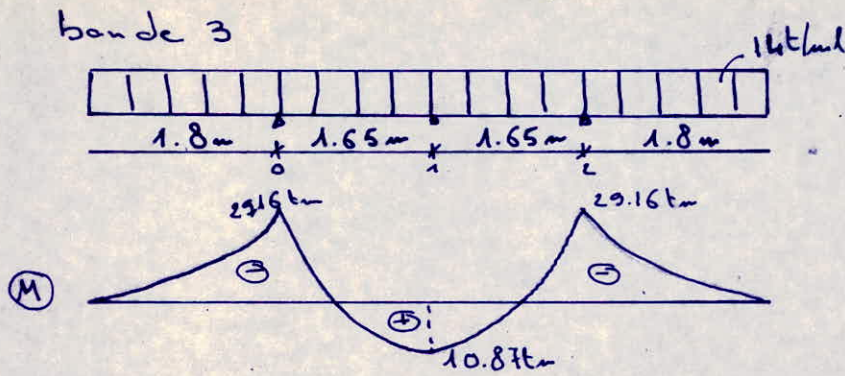
moment d'encastrement $M = q l^2 / 2 = 9 \times (2)^2 / 2 = 18 \text{ tm}$

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 18 \cdot 10^5}{2500 \times 100 (50)^2} = 0,0528$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8911 \\ \kappa = 30,9 \end{array} \right.$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2500}{30,9} = 80,91 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{22 \cdot 10^5}{2500 \times 0,8911 \times 50} = 19,75 \text{ cm}^2$ on adopte 10T16 (20,10 cm²)

7T16



Sous $S P_2 \Rightarrow q = 14t/ml$

le moment à l'appui intermédiaire est donnée par l'équation des 3 moments

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = - \frac{q l_1^2}{4} - \frac{q l_2^2}{4}$$

$$M_0 = M_2 = - 18 \left(\frac{1.8}{2} \right)^2 = - 29.16tm$$

$$\Rightarrow M_1 = 10.87tm$$

pour $M = - 29.16tm$

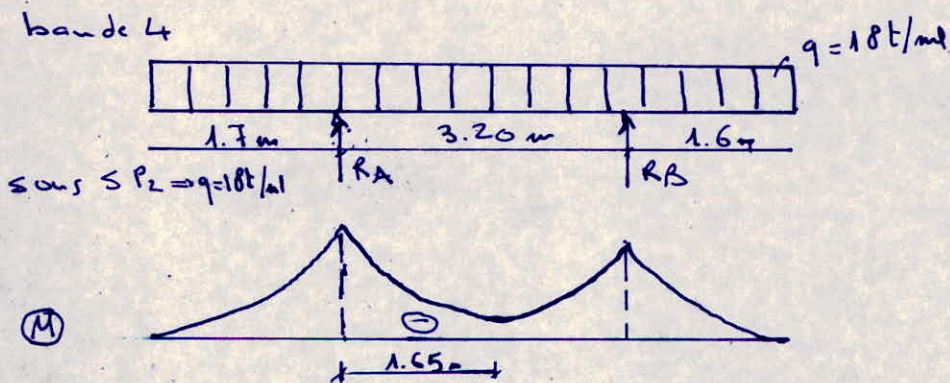
$$\mu = 0.0437 \quad \begin{cases} \kappa = 41.6 \\ \epsilon = 0.9117 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{29.16 \cdot 10^5}{4000 \cdot 0.9117 \cdot 50} = 15.99cm^2 \quad \text{on adopte } 8T16 (16.08cm^2)$$

pour $M = 10.87tm$

$$\mu = 0.0163 \quad \begin{cases} \kappa = 73.5 \\ \epsilon = 0.9435 \end{cases}$$

$$A = 5.76cm^2 \quad \text{on adopte } 8T10 (6.28cm^2)$$



$$M_A = 18 \times (1.7)^2 / 2 = 26.01 \text{ tm}$$

$$M_B = 18 (1.6)^2 / 2 = 23.04 \text{ tm}$$

les equations de la statique $R_A = 29.73 \text{ t}$
 $R_B = 27.87 \text{ t}$

pour $M = 26.01 \text{ tm}$

$$\mu = 0.0390 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0.9158 \\ \kappa = 44.4 \end{array} \right.$$

$$A = 14.20 \text{ cm}^2$$

on adopte 8T16 (16.08 cm²)

pour $M = 23.04 \text{ tm}$

$$\mu = 0.0345 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0.9204 \\ \kappa = 47.8 \end{array} \right.$$

$$A = 12.52 \text{ cm}^2$$

on adopte 8T16 (16.08 cm²)

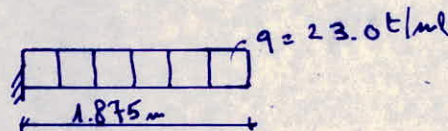
pour $M = 1.46$

$$\mu = 0.0022 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0.9783 \\ \kappa = 215 \end{array} \right.$$

$$A = 0.74 \text{ cm}^2$$

on adopte 8T16 (16.08 cm²)

bande 5



Sous $S_{P_2} \Rightarrow q = 23.0 \text{ t/ml}$

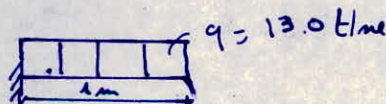
moment d'encastement

$$M = 23.3 \times (1.875)^2 / 2 = 46.76 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_{ab} b h^2} = \frac{15 \times 46.76 \times 10^5}{4000 \times 100 (50)^2} = 0.0701 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0.8914 \\ \kappa = 31.15 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{46.76 \times 10^5}{4000 \times 0.8914 \times 50} = 26.23 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 9T20 (28.27 cm}^2\text{)}$$

bande 6



Sous $S_{P_2} \quad q = 13.0 \text{ t/ml}$

moment d'encastement $M = 16.5 \times (1)^2 / 2 = 8.25 \text{ tm}$

$$\mu = 0.0124 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0.9502 \\ \kappa = 85.5 \end{array} \right.$$

$$A = 4.34 \text{ cm}^2$$

on adopte 8T10 (6.28 cm²)

Verifications

* Condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{an}}$$

d'où $A \geq 0.69 \times 100 \times 50 \times \frac{5.9}{4200} = 4.84 \text{ m}^2$ Condition Verifiée

* Condition de non poinçonnement

Nous faisons cette vérification pour la voile la plus chargée

$$N = G + 1.2 P = 181.40 \text{ t}$$

Cette condition est exprimée par

$$\frac{1.25 N}{P_{cht}} \leq \bar{E}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$$

P_c : périmètre du contour cisailé $P_c = 2(a + b + 2h_t)$

$a = 15 \text{ cm}$

$b = 792.5 \text{ cm}$

$h_t = 55 \text{ cm}$

$P_c = 1835 \text{ cm}$

d'où $\frac{1.25 \times 181.4 \times 10^3}{1835 \times 55} = 2.25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b 6.78 \text{ kg/cm}^2$

* Contraintes :

Condition Verifiée

Sous S_p

soit $N^* = S(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$

avec S : surface de radier = 71.05 m^2

γ_1 : masse volumique du radier = 2.5 t/m^3

γ_2 : masse volumique des terres = 1.8 t/m^3

h_1 : hauteur du radier = 0.55 m

h_2 : hauteur des terres = $1.8 - 0.55 = 1.25$

d'où $N^* = 257.56 \text{ t}$

l'effort total appliqué N₁ est

$$N_1 = N + N^*$$

N: effort total extérieur appliqué

$$= N_G + 1.2 P = 452.26$$

$$N_1 = 709.82 \text{ t}$$

$$T_{max} = \frac{N_1}{S} + \frac{M_x y}{I_x} + \frac{M_y x}{I_y} = \frac{709.82}{71.05} - \frac{130}{625} (-665) + \frac{94}{411} (355) = 15.36 \text{ t/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/cm}^2$$

• Armatures transversales

$$\bar{E}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{27.48 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 50} = 6.28 < \bar{E}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.785 \text{ kg/cm}^2$$

pour 1 bande de 1m

avec $T_{max} = q l = 13.74 \times 2 = 27.48 \text{ t}$

donc les cadres ne sont pas nécessaires

* Contraintes

Sous S_{P2} : de la même manière que S_{P1}

$N^* = 257.56 \text{ t}$

$T_{max} = \frac{N^*}{S} + 22.78 = 26.40 \text{ kg/cm}^2$

VOILE PERIPHERIQUE

Conformément au règlement C.T.C 81, nous avons prévu une Voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus du sol, qui ceinture les poteaux et les Voiles, et assure un bon chaînage, et par conséquent, il s'agit d'un système d'infrastructure très rigide (indéformable)

dont les caractéristiques sont :

- hauteur du Voile $\geq \max(l/10; 80\text{cm})$ l : hauteur du bâtiment.

$l = 13.75$ donc hauteur = 1.8m (hauteur d'usage)

- épaisseur du Voile $\geq \max(h/10; 15\text{cm})$ h : hauteur du Voile

$h = 180$ épaisseur = 20cm.

* Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures

$$A \geq \frac{0.2 \times 180 \times 20}{100} = 7.2\text{cm}^2$$

avec un recouvrement supérieur à 50ϕ , épaisseur de renforcement dans les angles

* Armatures longitudinales de peau.

$$A \geq 2\text{cm}^2 \text{ par face et par ml}$$

on adoptera 5T8/ml / par face $\rightarrow A = 10T8 = 5\text{cm}^2$.

* Armatures transversales : on adoptera 5 épingles/ml

PARTIE III
CHARGE D'ESCALIERS

Introduction.

Calcul de l'acrotère

Cet élément sera calculé comme une console encastree au plancher terrasse., sa hauteur est de 1m, son epaisseur est de 10 cm., les efforts auquel est soumis sont

$$G = 2500 \times 0,10 \times 1 \times 1 = 250 \text{ kg}$$

$$M = N \cdot f = 1,2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ kgm.}$$

la section est partiellement comprimée

$$\mu = 0,01 \text{ soit } \Sigma = 0,9552 \rightarrow A = 0,56 \text{ cm}^2, A' = 0$$

on adoptera alors ST8 /ml. (e = 20 cm)

avec ce ferrailage adopte toutes les verifications sont satisfaites

Calcul des Escaliers et des patiers

paillasse: c'est une dalle appuyee sur 4 cotés avec

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{3,3} = 0,36 < 0,4$$

$$G + 1,2P = 0,570 + 1,2 \times 0,4 = 1,05 \text{ t/m}^2$$

$$\text{soit } M_x = M_y = \frac{1,05 \times 1,2^2}{8} = 0,2 \text{ tm/ml soit ST8/ml}$$

patier 1

$$\beta = 1 \text{ car } l_x = l_y = 1,20 \text{ m}$$

$$M_x = M_y = 0,0423 \times 1,05 \times 1,35^2 = 0,08 \text{ tm/ml}$$

$$\text{soit ST8/ml}$$

patier 2:

c'est une dalle supposee appuyee sur 4 cotés

$$\text{tel que } \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4} = 0,75 \text{ soient } \mu_x = 0,067$$

$$\mu_y = 0,612$$

$$\left. \begin{array}{l} M_x = 0,63 \text{ tm/ml} \\ M_y = 0,4 \text{ tm/ml} \end{array} \right\} \text{ on adoptera partout ST8/ml.}$$

CALCUL DES EFFORTS SISMQUES LATÉRAUX

Pour faire ce calcul, il faudra calculer la période de vibration de la cage selon les deux axes principaux en utilisant les méthodes approchées, qui sont valables uniquement dans le cas où le centre de torsion n'est pas trop éloigné du centre de masse de l'ensemble nous allons donc, calculer en premier lieu les coordonnées du centre de torsion par rapport à un repère choisi

- Calcul des coordonnées du Centre de torsion

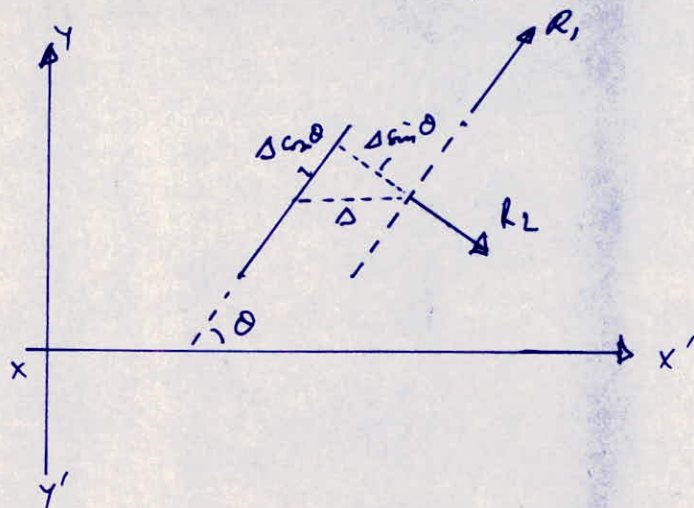
Le centre de torsion (ou centre élastique) d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends, la direction de la translation est parallèle à la direction de la force

Pour déterminer le centre de torsion d'un groupe de refends il faut choisir un système d'axes $x'-x'$, $y'-y'$ et supposer une translation unitaire selon $y'-y'$, ensuite une translation unitaire selon $x'-x$ engendre pour chaque refend les rigidités I'_x et I'_{xy} , de même la translation selon $y'-y'$ engendre dans chaque refend les rigidités I'_y et I'_{xy} , on aura alors deux résultantes Q'_x et Q'_y dont l'intersection caractérise le centre de torsion de l'ensemble.

- Calcul des rigidités I'_x, I'_y, I'_{xy}

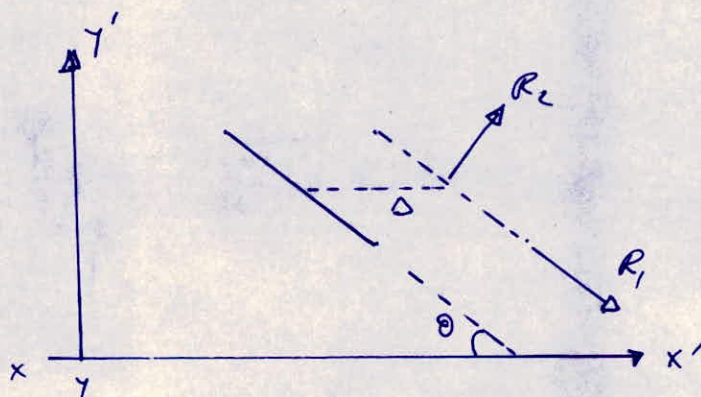
Cas 1:



Un déplacement Δ selon $x'-x$ engendre double réaction

$$\begin{cases} R_1 = I_2 \Delta \cos \theta \\ R_2 = I_1 \Delta \sin \theta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I'_x = I_2 \cos^2 \theta + I_1 \sin^2 \theta \\ I'_{xy} = (I_2 - I_1) \sin \theta \cos \theta \end{cases}$$

Cas 2:

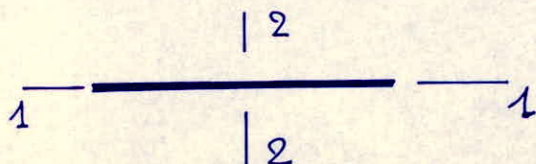


$$\begin{cases} R_1 = I_2 \Delta \cos \theta \\ R_2 = I_1 \Delta \sin \theta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I'_x = I_2 \cos^2 \theta + I_1 \sin^2 \theta \\ I'_{xy} = (I_1 - I_2) \sin \theta \cos \theta \end{cases}$$

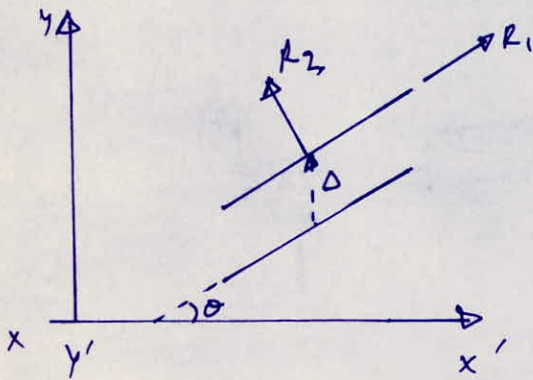
- On note par

I_1 : inertie du refend par rapport à l'axe 1-1

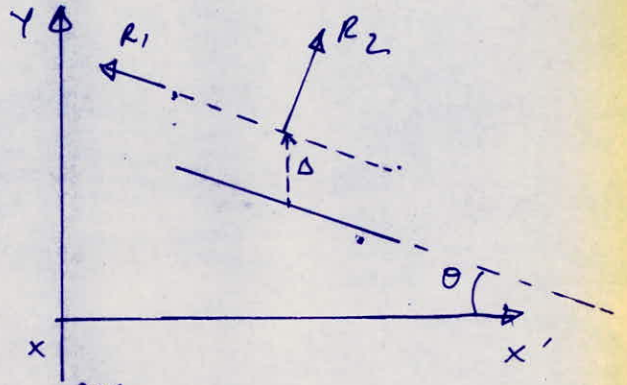
I_2 : inertie du refend par rapport à l'axe 2-2



- maintenant communiquons aux deux précédentes voiles un déplacement Δ dans le sens de $Y-Y'$ on obtient alors dans les deux Cas.



Cas 1



Cas 2

dans le Cas 1: on a

$$\begin{cases} R_1 = I_2 \Delta \sin \theta \\ R_2 = I_1 \Delta \cos \theta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{I}'_y = I_2 \sin^2 \theta + I_1 \cos^2 \theta \\ \bar{I}'_{xy} = (I_2 - I_1) \sin \theta \cos \theta \end{cases}$$

dans le Cas 2: on a

$$\begin{cases} R_1 = I_2 \Delta \sin \theta \\ R_2 = I_1 \Delta \cos \theta \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{I}'_y = I_2 \sin^2 \theta + I_1 \cos^2 \theta \\ \bar{I}'_{xy} = (I_1 - I_2) \sin \theta \cos \theta \end{cases}$$

ainsi dans le Cas d'un déplacement quelconque Δ dans $x-x'$ ou $Y-Y'$ on obtient les rigidités $\bar{I}'_x, \bar{I}'_{xy} \sim \bar{I}'_y, \bar{I}'_{xy}$ selon le Cas

Cherchons le point de passage de deux résultantes Q'_x et Q'_y et leur direction

on suppose que l'équation de Q'_x et Q'_y s'écrit

sous la forme $y = x \operatorname{tg} \psi + b$, leur point d'application a les coordonnées (x_R, y_R)

- Equation de Q'_x

dans chaque repère on a I'_x et I'_{xy} , en écrivant que la somme des moments est nulle par rapport à l'origine du repère on obtient

$$\sum I'_x y_i - \sum I'_{xy} x_i = Q'_x \cos \psi y_R - Q'_x \sin \psi x_R$$

$$\text{Soit } y_R - x_R \tan \psi = \frac{\sum I'_x y_i - \sum I'_{xy} x_i}{Q'_x \cos \psi} = b.$$

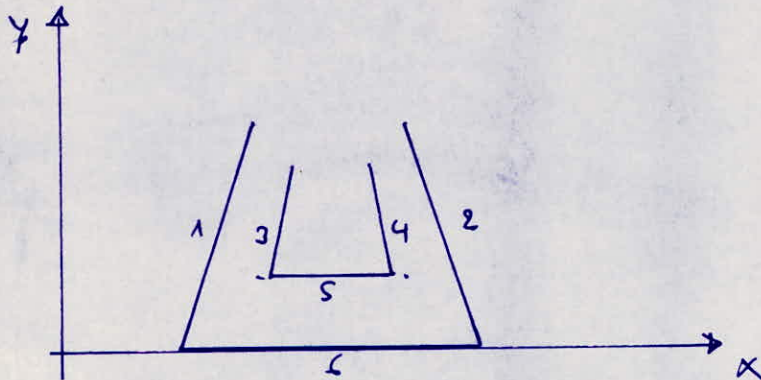
- Equation de Q'_y

dans chaque repère on a I'_y et I'_{xy}

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow \sum I'_{xy} y_i - \sum I'_y x_i = Q'_y \cos \psi y_R - Q'_y \sin \psi x_R$$

$$y_R - x_R \tan \psi = \frac{\sum I'_{xy} y_i - \sum I'_y x_i}{Q'_y \cos \psi}$$

- on obtient alors dans notre cas. les résultats suivants
on considère le repère suivant



deplacement selon X-X'

Vide	I_1	I_2	$\theta^{(0)}$	$\sin^2 \theta$	$\cos^2 \theta$	$\sin \theta \cos \theta$	x	y	I'_x	I'_{xy}
V ₁	0	5,273	75	0,933	0,07	0,25	0,97	3,62	0,369	1,318
V ₂	0	4,66	75	"	"	"	5,45	3,322	0,3262	-1,165
V ₃	0	0,305	75	"	"	"	2,93	2,75	0,02185	0,07625
V ₄	0	0,305	75	"	"	"	3,98	2,75	"	-0,07625
V ₅	0	0,22	0	0	1	0	3,054	1,35	0,22	0
V ₆	0	1,936	0	0	1	0	3,25	0	1,900	0

$\Sigma = 2,86$ $\Sigma = 0,153$

- deplacement selon Y-Y'

Vide	I_1	I_2	θ	$\sin^2 \theta$	$\cos^2 \theta$	$\sin \theta \cos \theta$	x	y	I'_y	I'_{xy}
V ₁	0	5,273	75	0,933	0,07	0,25	0,97	3,62	4,919	1,318
V ₂	"	4,66	75	"	"	"	5,45	3,322	4,347	-1,165
V ₃	"	0,305	"	"	"	"	2,13	2,75	0,284	0,07625
V ₄	"	"	"	"	"	"	3,98	2,75	0,284	-0,07625
V ₅	"	0,22	0	0	1	0	3,054	1,35	0	0
V ₆	"	1,900	0	0	1	0	3,25	0	0	0

$\Sigma = 9,834$ $\Sigma = 0,153$

- Equation de y_1

$$y_1 = x \tan \psi + b$$

$$\tan \psi = \frac{\sum I'_{yx}}{\sum I'_x} = \frac{0,153}{2,86} = 0,053$$

$$\text{soit } \psi = 3,026 \rightarrow \cos \psi = 0,9986$$

$$\text{soit } b = \frac{\sum I'_x y - \sum I'_{xy} x}{Q'_x \cos \psi}$$

$$\text{et } Q'_x = \left[(\sum I'_x)^2 + (\sum I'_{xy})^2 \right]^{1/2} = 2,864$$

$$\text{soit } b = \frac{2,8338 - (-5,21)}{2,864 \times 0,998} = 2,81$$

$$\text{soit } y_1 = 0,053x + 2,81$$

- Equation de y_2

$$y_2 = x \tan \psi + b$$

$$\tan \psi = \frac{9,834}{0,153} = 64,274 \rightarrow \psi = 89,108 \rightarrow \cos \psi = 0,0155$$

$$Q'_y = 9,835$$

$$\text{soit } b = \frac{0,9 - 30,197}{9,835 \times 0,0155} = -192,184$$

$$\text{soit } y_2 = 64,274x - 192,184$$

- on obtient alors les coordonnées du Centre de torsion

en écrivant $y_1 = y_2$

$$0,053x + 2,81 = 64,274x - 192,184$$

$$\text{soit } \left. \begin{array}{l} x_{CT} = 3,035 \text{ m} \\ y_{CT} = 2,90 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{on en conclut que le Centre n'est} \\ \text{pas éloigné du Centre de masse} \\ \text{comme nous le verrons par la suite} \end{array}$$

CALCUL DES MASSES SISMQUES

- poids propre de la paillasse : $0,12 \times 2500 = 300 \text{ Kg/m}^2$
 - Enduit Ciment (2cm) : $0,02 \times 2200 = 44 \text{ ''}$
 - Granito (2cm) : $0,02 \times 2200 = 44 \text{ ''}$
 - Enduit plâtre (1cm) : $0,01 \times 1700 = 17 \text{ ''}$
-
- 405 Kg/m^2

- poids des marches 1 $0,075 \times 2200 = 165 \text{ Kg/m}^2$

• niveau 1

- poids des viles : $V_0 = 0,075 \times 2,5 \times (2,5 + 2,4) = 11,94 \text{ t}$
 $V_5 = 0,35 \times 2,5 \times (2,5 + 2,4) = 4,28 \text{ t}$
 $V_1 + V_2 = 2 \times 1,185 \times 2,5 \times (2,5 + 2,4) = 29 \text{ t}$
 $V_3 + V_4 = 2 \times 0,435 \times 2,5 \times (2,5 + 2,4) = 10,65 \text{ t}$

- paillasse escalier : $0,405 [3 + 3,3 + 1,35] \times 1,35 = 4,2 \text{ t}$
 $0,165 [3 + 3,3] \times 1,35 = 1,4 \text{ t}$
 $0,405 [3,3 + 1,35 + \frac{3}{2}] \times 1,35 = 3,36 \text{ t}$
 $0,165 [3,3 + \frac{3}{2}] \times 1,35 = 1 \text{ t}$

- poids des dalles 1 et 2

$$S_1 = S_2 = \frac{\alpha}{2} [R_2^2 - R_1^2] = \int_{R_1}^{R_2} \alpha r dr$$

$$\text{sit } S_1 = 4,4 \text{ m}^2 \rightarrow G_{S1} = 1,78 \text{ t}$$

$$S_2 = 10,4 \text{ m}^2 \rightarrow G_{S2} = 4,2 \text{ t}$$

- surcharges : $0,400 \times [3 + 3,3 + 1,35] \times 1,35 = 4,13 \text{ t}$
 $+ 0,400 \times [3 + 1,35 + \frac{3}{2}] \times 1,35 = 3,16 \text{ t}$
 $+ 0,400 \times [4,4 + 10,4] = 6 \text{ t}$

on fera de même pour les autres niveaux on obtient

on écrivant que $W_n = G_n + \frac{P_n}{5}$,

$$* W_1 = 71,8 + \frac{13,29}{5} = 74,5 \text{ t.}$$

$$* W_2 = 69,6 + 0,2 \times 9,24 = 71,5 \text{ t}$$

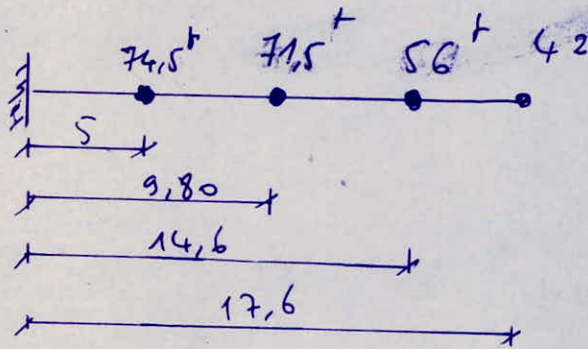
$$* W_3 = 53,84 + 0,2 \times 9,24 = 55,7 \text{ t}$$

$$* W_4 = 40,95 + 0,2 \times 3,42 = 42 \text{ t}$$

CALCUL DE LA PERIODE DE VIBRATION

Comme le Centre de torsion n'est pas très éloigné du Centre de masse on peut alors utiliser la méthode approchée de :

notre modèle mathématique est une console encastrée à sa base et libre à son extrémité



les déplacements sont calculés en utilisant l'intégrale de Mohr :

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^l m_i m_j dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} \left[x_i - \frac{x_j}{3} \right] \right]$$

avec $x_j < x_i$

i \ j	1	2	3	4
4	199,17	688,3	1357,1	1817,26
3	161,7	544,2	1037,4	1357,1
2	101,7	313,73	544,2	688,3
1	41,7	101,7	161,7	199,17

c'est $EI \delta_{ij}$

m obtient alors :

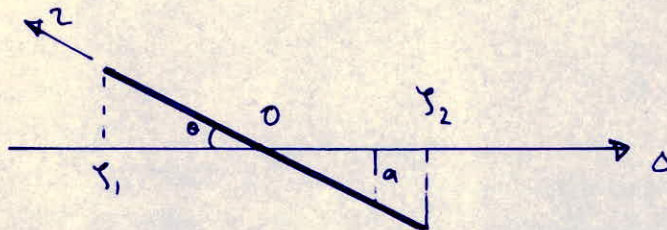
		1	2	3	4
1 ^{re} app	$\sum x_i EI$	27798,54	89392,14	166049,85	216374,14
	$\sum x_i^2$	9,57	29,53	42,95	42
	$\sum x_i^3$	8,8878	28,499	42,548	42
2 ^{de} app	$\sum x_i EI$	18712,42	62,519,7	119172,23	156843,92
	$\sum x_i^2$	0,1193	0,3986	0,7598	1
	$\sum x_i^3$	8,8878	28,499	42,548	42
3 ^{de} app	$\sum x_i EI$	18514,12	61908,1	118083,81	155452,85
	$\sum x_i^2$	0,119	0,39824	0,7596	1
	$\sum x_i^3$	8,86	28,47	42,54	42
4 ^{ie} app	$\sum x_i EI$	18508,617	61891,5	118054,68	155415,8
	$\sum x_i^2$	0,119	0,39823	0,7596	1
	$\sum x_i^3$	"	"	"	"

on remarque que la methode converge, on a alors

$$\sum_{i=1}^{(3)} x_i = \sum_{i=1}^{(4)} x_i$$

soit alors $x_{mn} = 154301,01 = \sum_n EI$

vous calculons apres les inerties I_x et I_y
on applique la formule suivante pour les voiles
inclines



$$I/O = \int_{(S)} a^2 dS \quad \text{avec } dS = L dr$$

$$\text{et } \cos \theta = \frac{y}{z}$$

soit $r = \frac{y}{\cos \theta}$ et $dr = \frac{dy}{\cos \theta}$ et $a = y \tan \theta$

$$I/O = \frac{b h^2 \alpha}{\cos \theta} \int_{-y_1}^{y_2} y^2 dy = \frac{b h^2 \alpha}{3 \cos \theta} [y_2^3 + y_1^3]$$

on obtient alors pour l'ensemble des voiles

$$I_{xx} = 1,507 m^4$$

$$I_{yy} = 6,81 m^4$$

et Comme $E = 3,45 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

$$\text{et } T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_n}{g}}$$

- ds le sens de X-X

$$\delta_n = \frac{155415,8}{E I_{yy}} = \frac{155415,8}{3,45 \cdot 10^6 \times 6,81} = 6,615 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{soit } T = 2\pi \sqrt{\frac{6,615 \cdot 10^{-3}}{9,8}} = 0,163 \text{ sec}$$

- ds le sens de Y-Y

$$\delta_n = \frac{155415,8}{3,45 \cdot 10^6 \times 1,507} = 2,989 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$\text{soit } T = 2\pi \left[\frac{2,989 \cdot 10^{-2}}{9,8} \right]^{\frac{1}{2}} = 0,347 \text{ sec}$$

- CALCUL DES COEFFICIENTS SISMQUES

* $\alpha = 1,4$

* β

$$\beta_{xx} = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,163}} = 0,1559 \approx 0,16$$

$$\beta_{yy} = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0,085}{(0,347)^{\frac{1}{3}}} = 0,12$$

on prendra dans les deux directions $\beta \approx 0,13$

* Coefficient δ

$$\delta(h) = h \cdot \frac{\sum M(z) \cdot z}{\sum M(z) \cdot z^2}$$

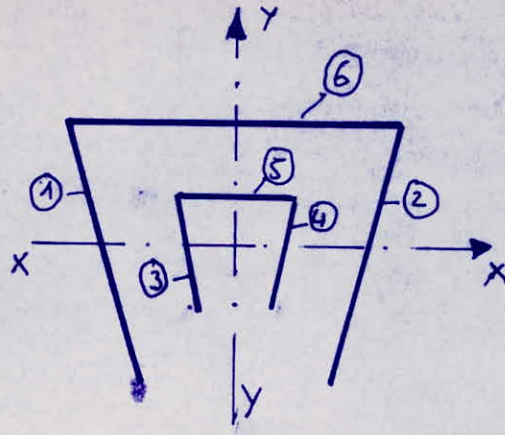
	1	2	3	4
z	5	9,8	14,6	17,6
M(z)	74,5	71,5	56	42
$\sum M(z)z$	2630			
$\sum M(z)z^2$	33676,24			
δ	0,39	0,76	1,14	1,37

mit $F_j = \alpha \beta \delta \delta w_j$

$$F_j = 1,4 \times 0,13 \times 1,15 \times \delta w_j = 0,209 \delta w_j$$

Niv	1	2	3	4
$F_i (H)$	6,02	11,4	13,2	12,3

- REPARTITION . DES . EFFORTS . SISMQUES



la translation due a la force laterale H_x produit dans chaque refend, deux forces

$$\frac{1}{\sum I_x} I_x H_x \text{ - selon } x-x$$

$$\frac{1}{\sum I_x} I_{xy} H_x \text{ selon } y-y$$

soit selon 1-1 et 2-2 les efforts suivants.

$$\left\{ \begin{aligned} h'_1 &= \frac{1}{\sum I_x} H_x [I_x \cos \phi + I_{xy} \sin \phi] \text{ . selon . 1-1} \\ h'_2 &= \frac{1}{\sum I_x} H_x [I_{xy} \cos \phi - I_x \sin \phi] \text{ . selon . 2-2} \end{aligned} \right.$$

de même pour H_y on obtient.

$$\left\{ \begin{aligned} h''_1 &= \frac{1}{\sum I_y} H_y [I_y \sin \phi + I_{xy} \cos \phi] \text{ . selon 1-1} \\ h''_2 &= \frac{1}{\sum I_y} H_y [I_y \cos \phi - I_{xy} \sin \phi] \text{ . selon 2-2} \end{aligned} \right.$$

Sous l'effet de torsion, produite par M_r , chaque refend est sollicité par.

Niv	Voile	I_1	I_{2m^4}	$\phi(\infty)$	I_{xm^4}	I_{ym^4}	$I_{xy m^4}$	$h'_{1(t)}$	$h'_{2(t)}$	$h''_{1(t)}$	$h''_{2(t)}$
4	1	0	5,27	75	0,353	4,92	1,32	3,765	0,0024	5,9	-0,0009
	2	0	5,27	"	"	"	"	"	"	5,9	"
	3	"	0,305	"	0,02	0,28	0,076	0,22	0,001	0,335	-0,001
	4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5	"	0,22	0	0,22	0	0	0,406	0	0	0
	6	"	3,4	0	3,4	0	0	9,37	0	0	0
3	1	"	5,27	75	0,353	4,92	1,32	12,06	0,0078	13,09	-0,0021
	2	"	4,66	"	0,313	4,35	1,165	10,65	-0,0055	17,57	0,0032
	3	"	0,305	"	0,02	0,28	0,076	0,69	+0,0032	0,746	-0,0023
	4	"	"	"	"	"	"	"	+0,0032	"	"
	5	0	0,22	0	0,22	0	0	1,94	0	0	0
	6	0	1,936	0	1,936	0	0	17,08	0	0	0
2	1	"	4,66	75	0,313	4,35	1,165	15,42	-0,0113	17,56	0,0048
	2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	3	"	0,305	"	0,02	0,28	0,0076	1	0,0046	1,132	-0,0035
	4	"	"	"	"	"	0,0076	1	"	"	"
	5	"	0,22	0	0,22	0	0	2,8	0	0	0
	6	"	1,936	0	1,936	0	0	24,73	0	0	0
1	1	"	4,66	75	0,313	4,35	1,165	17,99	-0,0132	20,46	0,006
	2	"	"	"	"	"	"	"	-0,0132	"	"
	3	"	0,305	"	0,02	0,28	0,0076	1,17	0,0054	1,32	-0,004
	4	"	"	"	"	"	"	"	0,0054	1,32	-0,004
	5	"	0,22	0	0,22	0	0	3,27	0	0	0
	6	"	1,936	0	1,936	0	0	28,85	0	0	0

Répartition de H_x et H_y

- Torsion.

nous allons calculer en premier lieu l'excentricité e a chaque niveau, pour cela il faudra trouver la position du Centre de masse dans chaque niveau.

	élément	1	2	3	4	5	6	Dalle 1	Dalle 2
4	M	4,22	3,54	1,63	1,63	1,46	2,7	13,09	0
	X	2,16	-2,24	1,067	-1,067	0	0	0	0
	Y	3,62	3,32	2,75	2,75	1,35	0	3,65	0
	ΣM_x		-	1,2		-			
	ΣM_y			85,744					
	ΣM			28,27					
	X_G			0,042					
	Y_G			3,03					
3	M	10,97	9,3	4,24	4,24	3,8	7,02	2,13	5,044
	X	2,16	-2,24	1,067	-1,067	0	0	0	0
	Y	3,62	3,32	2,75	2,75	1,35	0	2,83	6
	ΣM_x			2,86					
	ΣM_y			135,33					
	ΣM			46,744					
	X_G			0,062					
	Y_G			2,9					
2	M	13,50	11,45	5,22	5,22	4,68	8,64	2,13	5,044
	X	2,16	-2,24	1,067	-1,067	0	0	0	0
	Y	3,62	3,32	2,75	2,75	1,35	0	2,83	6
	ΣM_x			3,51					
	ΣM_y			158,2					
	ΣM			55,884					
	X_G			0,05					
	Y_G			2,83					
1	M	13,78	11,6	5,22	5,22	4,78	8,82	2,13	5,044
	X	2,16	-2,24	1,067	-1,067	0	0	0	0
	Y	3,62	3,32	2,75	2,75	1,35	0	2,83	6
	ΣM_x			3,78					
	ΣM_y			159,85					
	ΣM			56,594					
	X_G			0,067					
	Y_G			2,82					

on voit que l'excentricité a chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle prévue par le règlement on prendra alors dans les deux directions principales, une excentricité de 5% de la plus grande dimension

$$\text{Soit } e = \frac{5 \times 7,5}{100} \approx 0,4 \text{ m}$$

- la répartition du moment de torsion sera faite en utilisant la méthode du Centre de torsion.
- M est un moment d'axe vertical qui passe par le Centre de torsion, Il produit donc une rotation d'ensemble, qui produira les forces H_1'' et H_2'' dans chacun des refends.

$$H_1'' = \frac{M r_1 I_1}{J}$$

$$H_2'' = \frac{M r_2 I_2}{J}$$

avec r_1 : distance de l'axe 1-1 au Centre de torsion
 r_2 : distance de l'axe 2-2 au Centre de torsion

J : rigidité à la torsion de l'Ensemble

$$J = \sum I_2 r_1^2 + \sum I_1 r_2^2$$

Inc. On obtient alors les résultats suivants.

	4	3	2	1
T_{xj}	12,3	25,5	36,9	42,9
T_{yj}	"	"	"	"
$M_{x}(cm)$	4,8	10,1	14,42	16,9

Voile	1	2	3	4	5	6
π_1	1,85	2,62	0,5	1,276	1,15	2,5
π_2	0,65	0,08	0,26	0,08	0,4	0,4
$I_{2,r}^2$	18,04	32,13	0,076	0,5	0,29	12,1
$I_{1,r}^2$	0	0	0	0	0	0
J	63,136					

n_i / Voile / H_{max}	H''	1	2	3	4	5	6
1	H_1''	2,30	3,37	0,0116	0,104	0,067	1,28
2	H_2''	1,97	2,795	0,035	0,09	0,06	1,1
3	H_3''	1,56	1,96	0,024	0,062	0,04	0,77
4	H_4''	0,74	1,05	0,011	0,03	0,02	0,37

les Efforts tranchant Cumulés sur Chaque Voile sont alors -

N_{iv}		1	2	3	4	5	6
4	H_1	4,5	4,815	0,21	0,2	0,126	0,74
3	H_1	13,62	12,61	0,7	0,63	2	17,9
2	H_1	17,4	18,2	0,97	0,91	2,86	25,82
1	H_1	20,3	21,36	1,16	1,066	3,34	30,13

→
Sous S_{xx}

N_{iv}		1	2	3	4	5	6
4	H_1	6,64	4,86	0,346	0,37	0,02	0,37
3	H_1	14,65	10,21	0,77	0,7	0,04	0,77
2	H_1	19,53	14,76	1,17	1,04	0,06	1,1
1	H_1	22,76	17,1	1,33	1,22	0,067	1,28

→
Sous S_{yy}

Efforts Cumulés

Les résultats précédents sont résumés dans le tableau suivant
SUPERPOSITION DES SOLlicitATIONS (Cage d'escalier)

Voies	Niveau	G (H)	P (H)	W = G+P/S (H)	SV (H)	G cumulé (H)	P cumulé (H)	SV cumulé (H)	N cumulé			M (T.m)
									G+1/2 P (H)	G+P/2 - SV (H)	G+P+SV (H)	
N ₃ (H)	IV	5.36	0.6	5.48	1.31	5.36	0.6	1.31	6.08	4.17	7.27	0.00
	III	6.67	2.07	7.08	1.42	12.03	2.67	2.73	15.23	9.83	17.43	1.05
	II	7.65	2.07	8.06	1.08	19.68	4.74	3.81	25.37	16.82	28.23	4.75
	I	7.72	2.07	8.13	0.56	27.40	6.81	4.37	35.57	24.39	38.58	10.36
		2.7	0	2.7	0	30.10	6.81	4.37	38.27	27.09	41.28	14.62
N ₅	IV	4.53	0.5	4.63	1.11	4.53	0.5	1.11	5.13	3.52	6.14	0.00
	III	6	2.13	6.43	1.29	10.53	2.63	2.4	13.69	8.66	15.56	1.89
	II	6.7	2.13	7.13	0.95	17.23	4.76	3.35	22.94	14.83	25.34	11.49
	I	6.9	2.13	7.33	0.50	24.13	6.89	3.85	32.40	21.66	32.87	25.22
		2.2	0	2.2	0	26.33	6.89	3.85	36.66	23.86	37.07	33.33
N ₆	IV	6.51	0.44	6.60	1.58	6.51	0.44	1.58	7.04	5.02	8.53	0.00
	III	11.1	1.26	11.35	2.27	17.61	1.7	3.85	19.65	14.10	23.16	29.22
	II	13.3	1.26	13.55	1.81	30.91	2.96	5.66	34.46	25.84	39.53	115.14
	I	13.54	1.26	13.79	0.95	44.45	4.22	6.61	49.51	38.68	55.28	239.12
		6.1	0	6.1	0	50.55	4.22	6.61	55.61	44.78	61.38	335.54

Ferraillage - Voiles - De la cage d'escalier

Voile: V₃

niveau I: $M = 14.62 \text{ tm}$ $N_{\min} = 27.09 \text{ t}$ $N_{\max} = 41.28 \text{ t}$ $T = 1.33 \text{ t}$
 $h_t = 2.90 \text{ m}$ $d = \frac{h_t}{8} = 0.36 \text{ m} = 2.54 \text{ m}$

1) Armatures Verticales

Ferraillage sous N_{\min}

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 0.54 \text{ m} \\ e_1 &= h_t/6 = 0.48 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \text{ S.P.C.}$$

Contrainte admissible:

$$S = 0.41$$

$$\left. \begin{aligned} (\bar{\sigma}_b)'_{s_{p2}} &= 117.36 \text{ kg/cm}^2 \\ (\bar{\sigma}_a)_{s_{p2}} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

Calcul du moment fictif

$$M = M + N(h_t/2 - d) = 44.15 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 44.15 \times 10^6}{4200 \times 15 \times (254)^2} = 0.0163 \quad \left\{ \begin{aligned} \epsilon &= 0.9435 \\ \eta &= 73.5 \end{aligned} \right.$$

d'où $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\eta} = 57.14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 117.36 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 < 0$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Détermination de la longueur tendue:

$$\bar{\sigma}_1 = 13.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = -0.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_t = h_t \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 15 \text{ cm}$$

donc ferraillage sous A_{\min}

aux extrémités $A_{\min} = 0.5/100 b h_t = 0.5 \times 100 \times 15 \times 15 = 1.12 \text{ cm}^2$

sat potelets 2x T14

partie centrale $A_{\min} = 0.15/100 b h_t = 0.15/100 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$

sat 5T8/ml ou 12T8/mappe $e = 20 \text{ cm}$

Armatures horizontales

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{1.5 T_{\max}}{b z} = 0.60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

le C.T.C recommande de prendre

$$A_h = 0.15/100 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T8/ml $e = 20 \text{ cm}$

Voile 5

niveau I: $M = 33.33 \text{ tm}$ $N_{\min} = 23.86 \text{ t}$ $N_{\max} = 37.07 \text{ t}$ $T = 3.34 \text{ t}$
 $d = h_t/4 = 0.6$ $h_t = 2.4 \text{ m}$ $h = 1.8 \text{ m}$

1) Armatures Verticales

ferraillage sous N_{\min}

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= M/N = 1.40 \text{ m} \\ e_1 &= h_t/6 = 0.4 \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \text{ S.P.C.}$$

Contrainte admissible

$$\delta = 0.6 \quad (\bar{\sigma}_b)_{sp_2} = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}_a)_{sp_2} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul du moment fictif

$$M = M + N(h/2 - d) = 378.08 \text{ t.m}$$

$$n = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 378.08 \cdot 10^5}{4200 \times 15 \times (285)^2} = 0.1108 \quad \begin{cases} \epsilon = 0.8689 \\ \kappa = 23.15 \end{cases}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{23.15} = 181.42 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés sont nécessaires

$$\frac{15\bar{\sigma}_a}{15\bar{\sigma}_b} = \frac{4200}{171.75} = 24.45 > \frac{15(h-d)'}{\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} h + d'} = \frac{15(285 - 47.5)'}{\frac{4200}{4200} \times 285 + 47.5} = 10.71$$

$$\text{avec } d' = ht/p = 0.475 \text{ m}$$

On prend $\kappa = 24.45$ et $\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{pour } \kappa = 24.45 \text{ on a } \begin{cases} n' = 0.1660 \\ \epsilon = 0.8732 \end{cases}$$

$$\text{d'où } M_1 = n' \bar{\sigma}_b b h^2 = 0.1660 \times 171.75 \times 15 \times (285)^2 = 347.36 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\text{calc}} - M_1 = 378.08 - 347.36 = 30.72 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{n(y_1 - d)'}{y_1} \bar{\sigma}'_b \quad \text{avec } y_1 = \frac{15h}{15+k} = \frac{15 \times 285}{15+24.45} = 108.36 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{15(108.36 - 47.5) \times 171.75}{108.36} = 1447 \text{ kg/cm}^2$$

d'où

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d)'\bar{\sigma}'_a} = \frac{30.72 \cdot 10^5}{(285 - 47.5) \times 1447} = 8.93 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d)'\bar{\sigma}'_a} = \frac{378.08 \cdot 10^5}{4200 \times 0.8732 \times 285} + \frac{30.72 \cdot 10^5}{(285 - 47.5) \times 1447} = 39.25 \text{ cm}^2$$

Comme le système peut frapper dans les deux directions on prendra $A' = A = 39.25 \text{ cm}^2$

ferailage sous A min

$$\bar{\sigma}_1 = 100.81 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_2 = -85 \text{ kg/cm}^2 \quad l_f = h \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_2}} = 174 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = 0.5/100 \times b \times l_f = 0.5/100 \times 15 \times 174 = 13.01 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

donc on adoptera

$$\text{aux potelets } 2 \times 4T/4 = (2 \times 6.15 \text{ cm}^2)$$

$$\text{partie centrale : } 39.25 - 6.15 = 33.1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 24T/4 / \text{groupe } e = 24 \text{ cm}$$

trumeaux extrêmes

$$\text{seront ferailés comme des potelets soit } 4T/4 / \text{groupe } e = 15 \text{ cm}$$

ferailage minimum exigé par le C.T.C

Contrainte admissible

$\delta = 0.6$

$(\bar{\sigma}'_b)_{spc} = 171.75 \text{ kg/cm}^2$

$(\bar{\sigma}'_a)_{spc} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Calcul du Moment fact.

$M = M + N(h/2 - d) = 47.65 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 47.65 \times 10^5}{4200 \times 15 \times (180)^2} = 0.0350 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9199 \\ \eta = 47.4 \end{array} \right.$

d'où $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\eta} = 88.61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$

$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 6.85 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - A_2 = 1.17 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 5.68 \text{ cm}^2$

Determination de la longueur tendue.

$\bar{\sigma}_1 = 29.77 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_2 = -16.52 \text{ kg/cm}^2$

$l_t = h \frac{\bar{\sigma}_2}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} = 85.65 \text{ cm}$

donc ferraillement minimum $A_{min} = 0.5/100 b l_t = 6.42 \text{ cm}^2 / \text{trappe} > A_{calcul}$
donc on adopte :

aux extrémités, des potelets 2x4T14

partie centrale: $A = 6.42 - 6.15 = 0.27 \text{ cm}^2$ soit 5T8/ml c'est-à-dire 10T8/trappe ($\epsilon = 20\%$)

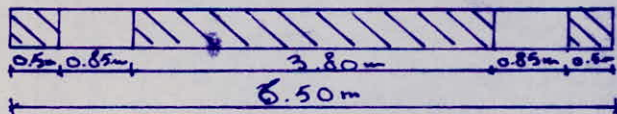
Armatures horizontales

$\bar{\epsilon}_b = \frac{1.5 T_{max}}{b \cdot z} = 2.12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b \text{ kg/cm}^2$

le C.T.C recommande de prendre

$A_h = 0.15/100 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on adopte 5T8/ml $\epsilon = 20\%$

Voile V_6



Vu les faibles dimensions des trumeaux extrêmes, et l'ouverture et la faible charge horizontale appliquée. On supposea seul le trumeau central reprend la totalité des efforts.

Trumeau central

niveau I $M = 335.54 \text{ t.m}$
 $h_t = 3.80 \text{ m}$

$N_{min} = 44.78 \text{ t}$
 $d = \frac{h_t}{4} = 0.95 \text{ m}$

$N_{max} = 61.30 \text{ t}$
 $h = 2.85 \text{ m}$
 $T = 30.13 \text{ t}$

Armatures Verticales

Ferrailage sous N_{min}

$e_0 = M/N = 7.45 \text{ m}$
 $e_1 = h_t/6 = 0.63 \text{ m}$
 $e_0 > e_1$ S.P.C.

2) Armatures horizontales

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot Z} = 12.05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

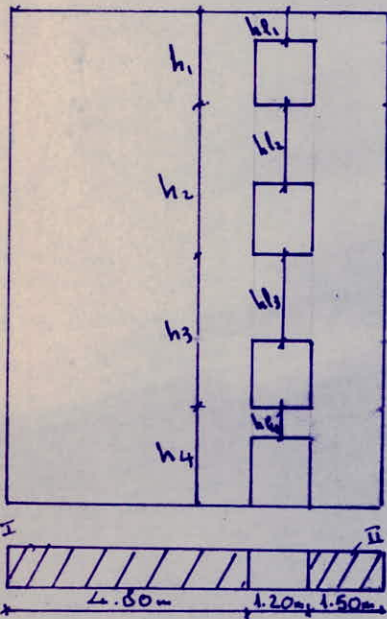
on se fixe $t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{t \cdot T_{max}}{\bar{\sigma}_t \cdot Z} = \frac{20 \times 1.5 \times 30.13 \cdot 10^3}{4200 \times 7/8 \times 265} = 0.86 \text{ cm}^2$$

soit $A_t = 2T8 \text{ (1m}^2)$

Voile $V_1(V_2)$

avec 1 file d'ouverture



Données

$$h_1 = 3.00 \text{ m} \quad h_2 = h_3 = 4.80 \text{ m} \quad h_4 = 3.20 \text{ m}$$

$$l_1 = 4.80 \text{ m} \quad I_1 = \frac{b l_1^3}{12} = 1.382 \text{ m}^4$$

$$l_2 = 1.50 \text{ m} \quad I_2 = \frac{b l_2^3}{12} = 0.042 \text{ m}^4$$

$$h l_1 = 0.8 \text{ m} \quad L_1 = \frac{b h l_1^3}{12} = 0.0064$$

$$h l_2 = h l_3 = 1.6 \text{ m} \quad L_2 = L_3 = \frac{b h l_2^3}{12} = 0.0512$$

$$h l_4 = 1 \text{ m} \quad L_4 = \frac{b h l_4^3}{12} = 0.0125$$

$$E = 3.45 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$a = 1.20 \text{ m}$$

par analogie au calcul du voile à hauteur d'étage égale le moment à l'étage n sera donné par l'expression suivante

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} h_{n-1} - (K + K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

avec M_{n-1} : moment de console en $(n-1)$ (sous les effets extérieurs)

T_{n-1} : effort tranchant en $(n-1)$

M_n : moment corrigé au dessus du linteau

De même la rotation du mur d'ouvert. $E I$ à un niveau quelconque en partant du sommet est :

$$y'_{n-1} = y'_n + \frac{M_n}{E I} \frac{h_{n-1}}{2} + \frac{T_{n-1}}{E I} \frac{h_{n-1}^2}{2} - (K + K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \frac{h_{n-1}}{E I}$$

$$\text{avec } K = \frac{3 E I (l_1 + 2a + l_2)(a + l_1)}{a^3}$$

$$K' = \frac{3 E I (l_1 + 2a + l_2)(a + l_2)}{a^3}$$

propre à chaque étage

d'où pour $L = L_1 = 0.0064m^4$ $\begin{cases} K = 2.10^6 \\ K' = 0.910^6 \end{cases}$

$L = L_2 = L_3 = 0.0512$ $\begin{cases} K = 16 \cdot 10^6 \\ K' = 7.2 \cdot 10^6 \end{cases}$

$L = L_4 = 0.0125$ $\begin{cases} K = 3.51 \cdot 10^6 \\ K' = 1.76 \cdot 10^6 \end{cases}$

$\sum EI = E(1.382 + 0.042) = 4.193 \cdot 10^6$
 $\sum 2EI = 2 E \times 1.424 = 9.826 \cdot 10^6$

NIVEAU	Moments extérieurs (t_m)	Efforts tranchants (t)
V	0.00	6.64
IV	19.92	14.65
III	90.24	19.53
II	183.98	22.76
I	256.82	22.76

On pose $F_{n-1} = M_{n-1} \frac{h_{n-1}^3}{\sum EI} + T_{n-1} \frac{h_{n-1}^2}{\sum 2EI}$

$F_1 = 0 + 6.64 \times (3)^2 \times 0.102 \cdot 10^{-6} = 6.09 \cdot 10^{-6}$

$F_2 = 19.92 \times 4.8 \times 0.203 \cdot 10^{-6} + 14.65 (4.8)^2 \times 0.102 \cdot 10^{-6} = 53.84 \cdot 10^{-6}$

$F_3 = 90.24 \times 4.8 \times 0.203 \cdot 10^{-6} + 19.53 (4.8)^2 \times 0.102 \cdot 10^{-6} = 133.83 \cdot 10^{-6}$

$F_4 = 183.98 \times 3.2 \times 0.203 \cdot 10^{-6} + 22.76 (3.2)^2 \times 0.102 \cdot 10^{-6} = 143.29 \cdot 10^{-6}$

Calcul des rotations:

Les rotations y'_i sont obtenues en résolvant la matrice suivante

$$\begin{bmatrix} 2.77 & -1 & 0 & 0 \\ 22.61 & 23.61 & -1 & 0 \\ 22.61 & 22.61 & 23.61 & -1 \\ 3.68 & 3.68 & 3.68 & 4.68 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ y'_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.09 \cdot 10^{-6} \\ 53.84 \cdot 10^{-6} \\ 133.83 \cdot 10^{-6} \\ 143.29 \cdot 10^{-6} \end{bmatrix}$$

Calcul des moments par niveau
 $I_2 \approx 0 \rightarrow M_{I_2}$ négligeable

NIVEAUX	Rotation	Parement supérieur	Parement inférieur	moments de comarota	M_{I_2}
V	$2.29 \cdot 10^{-6}$	0.00	-6.64	6.64	0.00
IV	$0.25 \cdot 10^{-6}$	13.28	7.48	5.8	13.28
III	$3.90 \cdot 10^{-6}$	77.8	-12.68	90.48	77.8
II	$15.76 \cdot 10^{-6}$	81.06	-8.32	89.38	81.06
I	0	64.51	64.51	0.00	64.51

Verification

$$M_n = M_{ext} - \sum H_t \Rightarrow 64.51 = 256.82 - 192.3$$

Calcul des efforts tranchants dans les linteaux

L'effort tranchant Π_i dans les linteaux à chaque niveau est donnée par

$$\Pi_i = \frac{6Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y_i$$

Niveaux	efforts tranchants (k)	efforts tranchants cumulés (k)
V	1.52	1.52
IV	1.33	2.85
III	20.81	23.66
II	20.53	44.19
I	0	44.19

Determination des sollicitations verticales:

la repartition se fait sur chaque element avec $F_i = F \times \frac{h_i}{l}$

Element	Charge	V	IV	III	II	I
↓	SW (k)	1.94	1.97	1.58	0.91	0
	SW cumulés (k)	1.94	3.91	5.49	6.4	6.4
	G (k)	7.92	9.65	11.54	13.04	5.33
	G cumulés (k)	7.92	17.57	29.11	42.15	47.48
	P (k)	0.72	1.08	1.08	1.08	0
	P cumulés (k)	0.72	1.8	2.88	3.96	3.96

Element	charge	V	IV	III	II	I
2	S_H (a)	0.75	0.77	0.61	0.35	0
	S_V cumulé (a)	0.75	1.52	2.13	2.48	2.48
	G (a)	3.08	3.75	4.49	5.07	2.07
	G cumulé (a)	3.08	6.83	11.32	16.39	18.46
	P (a)	0.28	0.42	0.42	0.42	0
	P cumulé (a)	0.28	0.7	1.12	1.54	1.54

Superposition des sollicitations Verticales
Dans les trumeaux

Trumeau 1

Niveaux	M (t.m)	$G + P + \overline{S_H} + S_V \downarrow$	$G + P + \overline{S_H} + S_V \downarrow$	$G + P/5 + \overline{S_H} + S_V \uparrow$	$G + P/5 + \overline{S_H} + S_V \uparrow$
V	0.00	12.1	9.06	3.10	0.06
IV	13.28	26.13	20.43	16.87	11.17
III	77.8	61.14	13.82	47.86	0.54
II	81.06	96.7	8.32	80.73	-7.65
I	64.51	102.03	13.65	86.06	41.87

Trumeau 2

Niveaux	M (t.m)	$G + P + \overline{S_H} + S_V \downarrow$	$G + P + \overline{S_H} + S_V \downarrow$	$G + P/5 + \overline{S_H} + S_V \uparrow$	$G + P/5 + \overline{S_H} + S_V \uparrow$
V	0.00	5.63	2.59	3.91	0.87
IV	0.00	11.9	6.2	8.3	5.45
III	0.00	38.23	-9.09	33.07	9.41
II	0.00	64.6	-23.78	58.41	-29.97
I	0.00	66.7	-21.71	60.48	-27.90

Ferraillage :

trameau 1

niveau II $M = 81.06 \text{ tm}$
 $h_t = 4.80 \text{ m}$

$N_{\min} = -7.65 \text{ t}$ $N_{\max} = 96.7 \text{ t}$
 $d = \frac{h_t}{4} = 1.2 \text{ m}$ $h = 3.6 \text{ m}$

Ferraillage sous N_{\min} .

$e_0 = M/N = 10.59 \text{ m}$ } $e_0 > e$, section partiellement tendue
 $e_1 = h_t/6 = 0.8 \text{ m}$ } avec N (traction)

moment fictif

$M = M + N(h_t/2 - d) = 90.24 \text{ tm}$

$N = 0.0166$

$\left\{ \begin{array}{l} N = 0.9430 \\ K = 72.75 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{M}}{K} = \frac{4200}{72.75} = 57.73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 171.75 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow A' = 0$

$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 6.33 \text{ cm}^2$

$A = A_1 + A_2 = 4.51 \text{ cm}^2$

$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -1.82 \text{ cm}^2$

ferraillage sous A_{\min}

$A_{\min} = 0.5/100 b h_t = 36 \text{ cm}^2$

donc on adopte

aux extrémités : $2 \times 4 \text{ T14}$

partie centrale : $36 - 2 \times 6.15 = 23.7 \text{ cm}^2$ soit 24 T8/m nappe $e = 18 \text{ cm}$

2) Armatures horizontales

$E_b = \frac{1.5 T_{\max}}{b \cdot z} = 7.22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$

le ferraillage adopté est celui préconisé par le C.T.C

$A_z = 0.15/100 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte 5 T8/ml $e = 20 \text{ cm}$

trameau 2

$M = 0$ $N = -27.90 \text{ t}$ $h_t = 1.50 \text{ m}$

la section est entièrement tendue

la section d'axe est donnée par

$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 6.64 \text{ cm}^2$

ferraillage minimum

$A_{\min} = \frac{0.5}{100} b h_t = 11.25 \text{ cm}^2$

donc on adopte

aux extrémités : $2 \times 4 \text{ T14}$

partie centrale : $11.25 - 2 \times 6.15 < 0$ soit 5 T8/ml $e = 20 \text{ cm}$

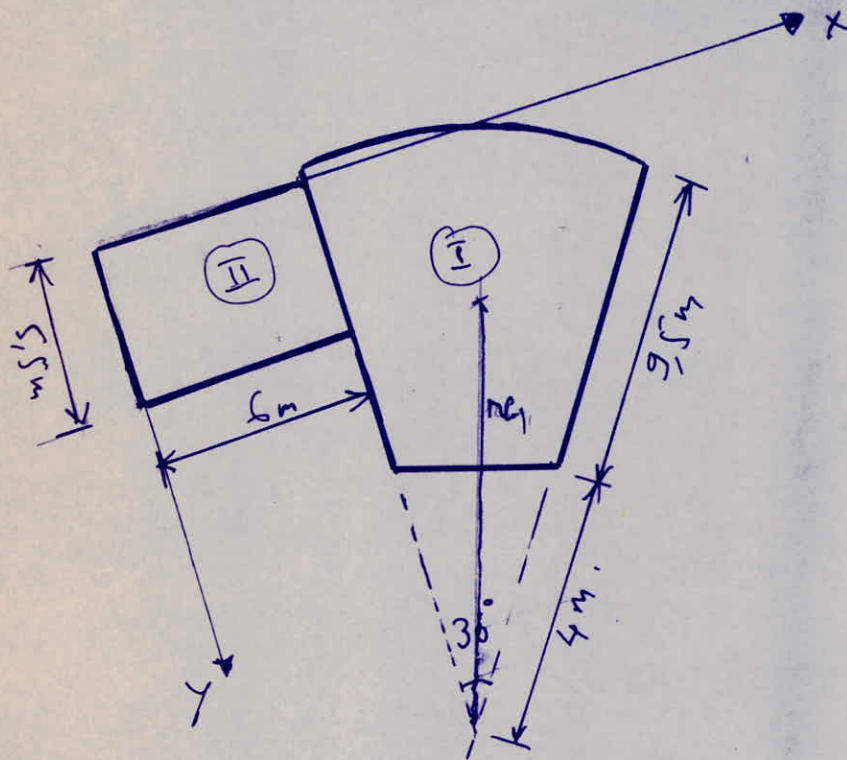
Armatures horizontales:

les mêmes que pour trameau 1

FONDATION

CALCUL DU RADIER

Vue l'importance des sollicitations horizontales devant les sollicitations verticales, les deux cages d'Escaliers reposeront sur un même radier, composée de deux parties, l'une ayant une surface de 33 m^2 et l'autre aura une surface de 48 m^2



l'aire de la partie (I) est donnée par.

$$S = \iint ds = \int \alpha r dr = \frac{\alpha}{2} [R_2^2 - R_1^2]$$

avec $\alpha = 0,17\pi \rightarrow \alpha = 30^\circ$

soit $S_1 = 48 \text{ m}^2$ et $S_2 = 33 \text{ m}^2$

- VERIFICATION. DES. CONTRAINTES. DANS. LE. SOL:

pour la verification des Contraintes, on remarque que dans la plus part des Cas. la quantité

$\frac{M}{S} - \frac{M}{K}$ est negatif, ce qui nous amene a calculer a chaque les Contraintes dans le Sol, en supposant que le diagramme des Contraintes est triangulaire

1^{er} Cas:

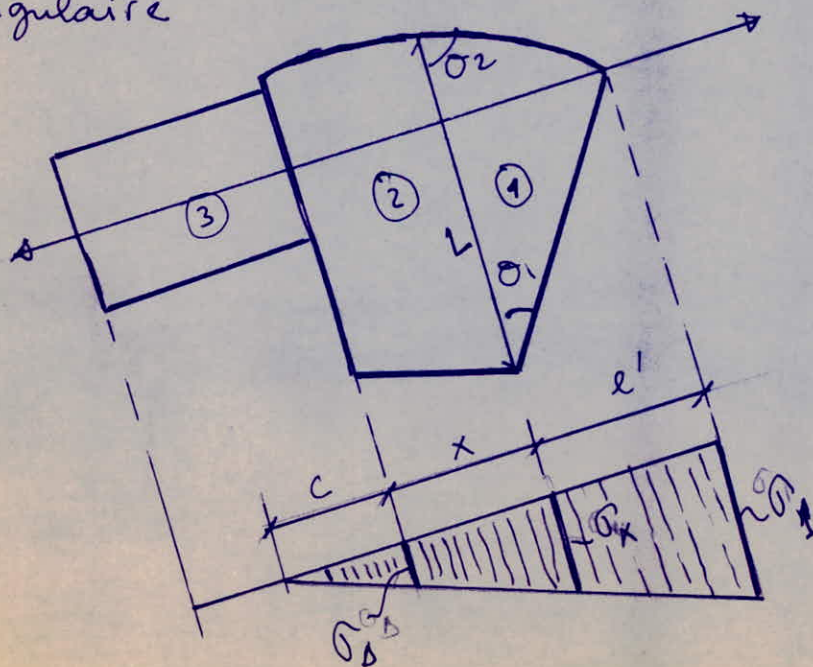


$M = 1918,8 \text{ tm}$

$M_{\text{min}} = 863,73 \text{ t}$

$M = 1918,8 \text{ tm}$. est la somme des moments agissant dans ce sens sur chaque voile, plus le moment engendré par la force verticale qui est effet excentré par rapport au Centre de gravité de l'Ensemble du Radier.

on supposera que le diagramme des Contraintes est triangulaire



Calculons le Centre de gravité de l'ensemble par rapport au repère choisi précédemment

$$r_{G_I} = \frac{\iint ds \cdot y}{\int ds}$$

$$\begin{aligned} \iint ds \cdot y &= \iint r \, d\alpha \, dr (r \cos \alpha) = \iint r^2 \cos \alpha \, dr \, d\alpha \\ &= 2 \int_{R_1}^{R_2} r^2 \, dr \int_0^{\pi/2} \cos \alpha \, d\alpha = \frac{2}{3} [R_2^3 - R_1^3] \cdot \sin \frac{\pi}{2} \end{aligned}$$

$$\text{soit } r_{G_1} = \frac{462,42}{48} = 9,7 \text{ m.}$$

soit $G_1 (x_{G_1}, y_{G_1}) = (7,50 \text{ m}, 2,9 \text{ m})$ dans le nouveau repère.

$$G_2 (x_{G_2}, y_{G_2}) = (2,45, 1,75)$$

$$\text{soit } x_G = \frac{48 \times 7,5 + 33 \times 2,45}{48 + 33} = 5,5 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{48 \times 2,9 + 33 \times 1,75}{48 + 33} \approx 2,5 \text{ m.}$$

nous calculerons pour chaque partie de ce radier la force équilibrée pour celle-ci, en supposant un diagramme de contraintes quelconque

en vérifions ensuite que $\sum N_i = N_{ext}$

et que $\frac{\sum N_i e_i}{\sum N_i} = e_0$

- Calcul de N_1

on intègre sur des bandes, perpendiculaires au diagramme des contraintes

$$\text{avec } dS = L - r \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) = (L - Ar) dr$$

$$N_1 = \int_0^{r_1} \sigma_x dS = \int_0^{r_1} \left(\sigma_x + \frac{r}{e'} (\sigma_1 - \sigma_x) \right) (L - Ar) dr$$

$$N_1 = \sigma_x L r_1 - \frac{A \sigma_x}{2} r_1^2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'} \left[\frac{L}{2} r_1^2 - \frac{A}{3} r_1^3 \right]$$

$$\text{avec } L = 9,80 \text{ m.}$$

$$r_1 = 4,70 \text{ m.}$$

$$A = 2,3 \text{ m.}$$

$$N_1 = \sigma_x \times 9,8 \times 4,7 - \frac{2,3}{2} \sigma_x \times 4,7^2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'} \left[\frac{9,8}{2} \times 4,7^2 - \frac{2,3}{3} \times 4,7^3 \right]$$

$$N_1 = 20,66 \sigma_x + 28,64 \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'}$$

- Calcul de N_2

$$N_2 = \frac{\sigma_0 + \sigma_x}{2} \times L = x L \frac{\sigma_0 + \sigma_x}{2}$$

$$N_2 = 13,72 (\sigma_0 + \sigma_x)$$

- Calcul de N_3

$$N_3 = \sigma_D \cdot C \cdot b = \sigma_D \cdot C \cdot G = 6c \cdot \sigma_D$$

- recherche du point d'application de N_1

$$y_1 = \frac{\int y dN}{\int dN}$$

$$\int y dN = \frac{\sigma_x L}{2} r_1^2 - \frac{A \sigma_x}{3} r_1^3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'} \left[\frac{L}{3} r_1^3 - \frac{A}{4} r_1^4 \right]$$

$$\int y dN = 28,64 \sigma_x + 55,6 \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'}$$

$$y_1 = \frac{28,64 \sigma_x + 55,6 \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'}}{20,66 \sigma_x + 28,64 \frac{\sigma_1 - \sigma_x}{e'}}$$

- point d'application de N_2

$$y_2 = \frac{x}{3} \frac{2\sigma_D + \sigma_x}{\sigma_D + \sigma_x}$$

- point d'application de N_3

$$y_3 = \frac{c}{3} \frac{2\sigma_2 + \sigma_D}{\sigma_2 + \sigma_D}$$

- Application

après plusieurs itérations on arrive à

$$C = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Soit } \sigma_x = 0,573 \sigma_1$$

$$\sigma_D = 0,32 \sigma_1$$

$$N_1 = 23,3 \sigma_1 \quad ; \quad N_3 = 6,72 \sigma_1$$

$$N_2 = 12,25 \sigma_1$$

l'équilibre exige.

$$\sum M_i = N_{ext} \quad \text{soit} \quad \sigma_1 = 20,43 \text{ t/m}^2$$

$$N_1 = 476,1 \text{ t} \rightarrow y_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$N_2 = 250,3 \text{ t} \rightarrow y_2 = 1,26$$

$$N_3 = 137,31 \text{ t} \rightarrow y_3 = 1,16.$$

$$\text{vérifions que } \frac{\sum N_i \cdot e_i}{N_{ext}} = e_0.$$

soit

$$\frac{N_1 (y_1 + x - 0,5) + N_2 (x - y_2 - 0,5) - N_3 (y_3 + 0,5)}{N_1 + N_2 + N_3} = 2,22 \text{ m}$$

$$N_1 + N_2 + N_3$$

$$\frac{476,1 \times 3,8 + 250,3 \times [1,04] - 137,31 \times 1,66}{863,73} = 2,132 \text{ m}.$$

soit $e_0 = 2,22 \text{ m}$, ce qui présente une légère différence, donc le diagramme des contraintes pris au départ, répond à la réalité

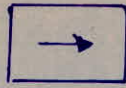
$$\text{soit } c = 3,50 \text{ m}.$$

$$\sigma_1 = 20,43 \text{ t/m}^2$$

la stabilité du radier est alors assurée pour ce cas de sollicitations.

Car 2

$$N_{max} = 927,43 \text{ t}$$



$$M = (1803 + 304,5 \times 2 - 215,38 \times 3,25) = 1712,015 \text{ tm.}$$

$$\text{Soit } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1712,015}{927,43} = 1,85 \text{ m.}$$

- prenons $c = 4 \text{ m}$.

$$\text{Soit } \sigma_x = 4 \text{ m}$$

$$\sigma_D = 0,355,$$

$$N_1 = 23,15 \sigma_1 ; N_2 = 12,91 \sigma_1 ; N_3 = 8,4 \sigma_1$$

$$(23,15 + 12,91 + 8,4) \sigma_1 = 927,43 \text{ t}$$

$$\text{Soit } \sigma_1 = 20,86 \text{ t/m}^2$$

$$N_1 = 482,9 \text{ t} \rightarrow y_1 = 1,48 \text{ m}$$

$$N_2 = 269,3 \text{ t} \rightarrow y_2 = 1,83 \text{ m}$$

$$N_3 = 175,22 \text{ t} \rightarrow y_3 = 1,33 \text{ m.}$$

Soit

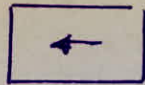
$$\frac{482,9 [3,78] + 269,3 \times [0,47] - 175,22 [1,83]}{927,43} = 1,758 \text{ m}$$

ce qui présente une légère différence entre e_0 et l'excentricité trouvée (1,758 m), ce qui est conforme à la réalité

$$\text{on en conclut que } \begin{cases} \sigma_1 = 20,86 \text{ t/m}^2 \\ c = 3,50 \text{ m.} \end{cases}$$

et que la semelle est stable.

cos 3



$$I_9 = 1803 + (151,75 \times 3,25 - 304,53 \times 2)$$

$$M = 1687,16 \text{ km}$$

$$H = 863,73 \text{ t}$$

le principe de Calal est le même que précédement, mais cette fois ci. on a

$$N_1 = 20,66 \sigma_x - 28,64 \frac{\sigma_x}{l'}$$

$$N_2 = 13,72 (\sigma_0 + \sigma_x)$$

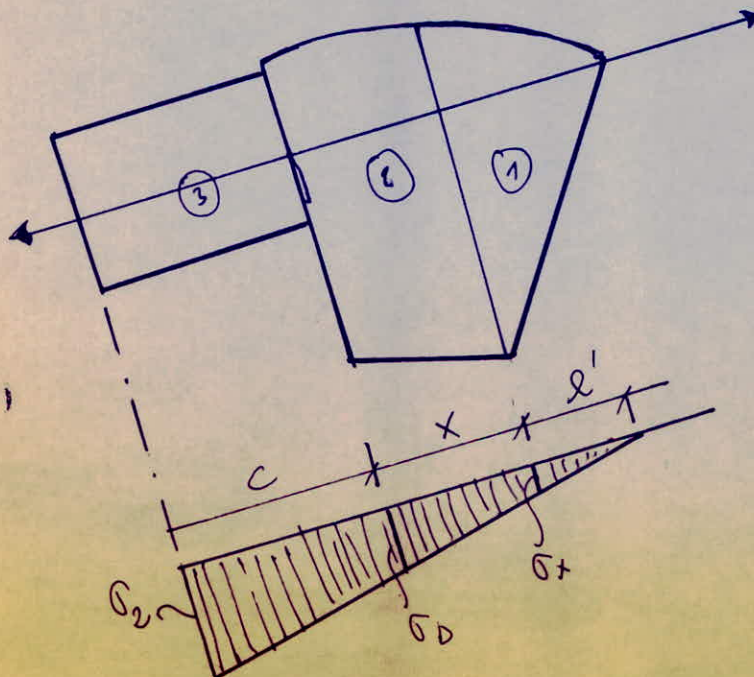
$$N_3 = \frac{\sigma_2 + \sigma_0}{2} (6 \times 6) = 18 (\sigma_2 + \sigma_0)$$

avec

$$y_1 = \frac{28,64 \sigma_x - 55,6 \frac{\sigma_x}{l'}}{20,66 \sigma_x - 28,64 \frac{\sigma_x}{l'}}$$

$$y_2 = \frac{x}{3} \frac{2\sigma_0 + \sigma_x}{\sigma_0 + \sigma_x}$$

$$y_3 = \frac{e}{3} \frac{2\sigma_2 + \sigma_0}{\sigma_2 + \sigma_0}$$



dans ce cas $e_0 = \frac{1687,16}{863,73} = 1,95 \text{ m}$.

on prendra $e' = 2,5 \text{ m}$.

Sont $\sigma_x = 0,22 \sigma_2$, $\sigma_\Delta = 0,47 \text{ m}$.

$$N_1 = 2,02 \sigma_2$$

$$N_2 = 0,47 \sigma_2$$

$$N_3 = 26,5 \sigma_2$$

$$N_1 + N_2 + N_3 = N_{ext} \Rightarrow \sigma_2 = 22,76 \text{ t/m}^2$$

Sont $N_1 = 45,97 \text{ t} \rightarrow y_1 = 0,7 \text{ m}$

$$N_2 = 218,53 \text{ t} \rightarrow y_2 = 1,6 \text{ m}$$

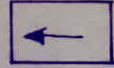
$$N_3 = 603,13 \text{ t} \rightarrow y_3 = 3,36 \text{ m}$$

$$\frac{45,97 \times 3 + 218,53 [0,7] - 603,13}{863,73} = -1,858 \text{ m} \approx e_0$$

Le diagramme des contraintes choisit. Convient
 et de plus $\sigma_1 = 22,76 \text{ t/m}^2$ et $e' = 2,5 \text{ m}$
 on en conclut que le radier est stable

cas 4:

$$N_{max} = 927,43 \text{ t}$$



$$M = (1803 + 215,38 \times 3,25 - 304,5 \times 2) = 1894 \text{ t m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 2,04 \text{ m.}$$

on prendra dans ce cas:

$$e' = 2 \text{ m}$$

$$\text{soient } \sigma_x = 0,185 \sigma_2$$

$$\sigma_0 = 0,444 \sigma_2$$

$$N_1 = 1,17 \sigma_2 ; N_2 = 8,63 \sigma_2 ; N_3 = 26 \sigma_2$$

$$\sum N_i = N_{ext} \Rightarrow \sigma_2 = 25,9 \text{ t/m}^2$$

$$N_1 = 30,32 \text{ t} \rightarrow y_1 = 0,133 \text{ m}$$

$$N_2 = 223,6 \text{ t} \rightarrow y_2 = 1,6 \text{ m}$$

$$N_3 = 673,7 \text{ t} \rightarrow y_3 = 3,4 \text{ m.}$$

$$\frac{30,32 \times [2,4] + 223,6 \times [0,8] - 673,7 \times [3,1]}{927,43} = 2 \text{ m.}$$

$$927,43$$

avec $\sigma_2 = 25,9 \text{ t/m}^2$, on en conclut que le radier est stable.

Cas 1

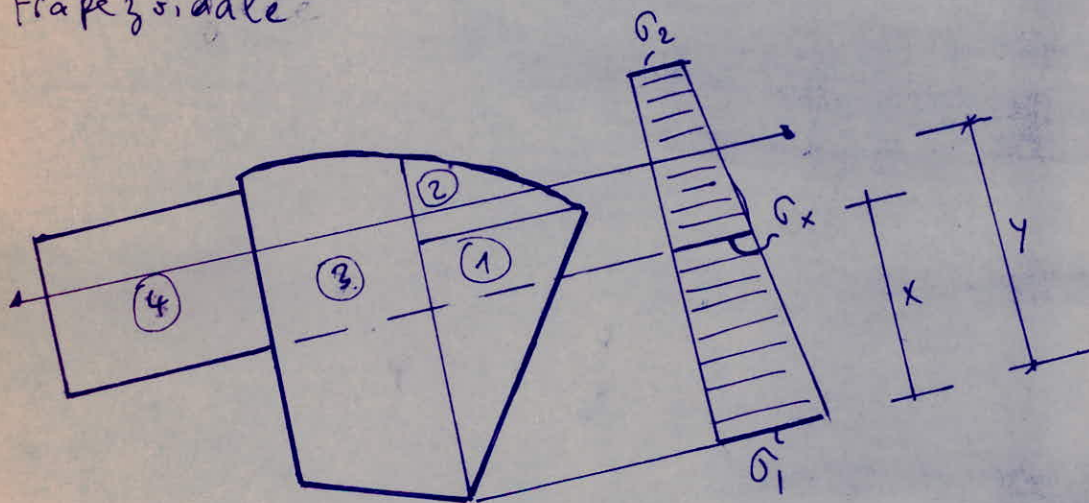
$$M_{app} = 1180,71 + (304,3 \times 0,45 - 0,75 \times 151,76) = 1203,82 \text{ tm}$$

$$N = 863,73 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{1203,82}{863,73} = 1,393 \text{ m.}$$

de même que précédemment on procédera au calcul de N_1, N_2, N_3, N_4

dans ce cas le diagramme des contraintes est trapézoïdale



$$\text{comme } \sigma_y = \sigma_2 + \frac{y}{10,2} (\sigma_1 - \sigma_2)$$

on intégrant comme précédemment on obtient

$$N_1 = 0,577 \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{10,2 \cdot 3} (y^3)_0^8 + \frac{1}{2} (y^2)_0^8 \sigma_2 \right]$$

$$N_2 = 1,73 \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{10,2 \cdot 3} (y^3)_0^{4,3} + \frac{1}{2} (y^2)_0^{4,3} \sigma_2 \right]$$

$$N_3 = 2,8 \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \times 10,2 = 14,28 (\sigma_1 + \sigma_2)$$

$$N_4 = 6 \cdot \left[\frac{\sigma_2 + \sigma_x}{2} \right] \times 5,5 = 16,5 (\sigma_2 + \sigma_x)$$

les points d'applications de ces derniers efforts sont respectivement :

$$\int_{S_1} y dN_1 = 0,577 \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{10,2 \cdot 4} (y^4)_0^8 + \frac{1}{2} (y^3)_0^8 \sigma_2 \right]$$

$$\int_{(2)} y dN_2 = 1,73 \left[\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{10,2 \cdot 3} (y^4)_0^{2,3} + \frac{1}{3} (y^3)_0^{2,3} \sigma_2 \right]$$

$$y_3 = \frac{10,2}{3} \frac{2\sigma_2 + \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

$$y_4 = \frac{5,5}{3} \frac{2\sigma_2 + \sigma_x}{\sigma_x + \sigma_2}$$

- On choisit en premier lieu $\sigma_2 = 3 \text{ t/m}^2$

on en déduit alors

$$N_1 = 9,65 \sigma_1 + 26,42$$

$$N_2 = 0,67 \sigma_1 + 11,65$$

$$N_3 = 14,28 \sigma_1 + 42,87$$

$$N_4 = 10,9 \sigma_1 + 66,33$$

et comme $\sum N_i = N_{ext}$ on a alors $\sigma_1 = 20,18 \text{ t/m}^2$

Soit alors $\sigma_x = 14,33 \text{ t/m}^2$

- on a alors

$$N_1 = 221,2 \text{ t} \rightarrow y_1 = 5,83 \text{ m}$$

$$N_2 = 25,2 \text{ t} \rightarrow y_2 = 1,64 \text{ m}$$

$$N_3 = 331,07 \text{ t} \rightarrow y_3 = 3,84 \text{ m}$$

$$N_4 = 286,3 \text{ t} \rightarrow y_4 = 2,15 \text{ m}$$

verifions que $\sum N_i l_i = N_{ext} \cdot e_0$

$$e = \frac{221,2 \times 0,67 + (25,2 \cdot (-0,33)) + 331,07 \times 2,66 + 286,33 \cdot 0,92}{863,73}$$

$$e \approx 1,48m \approx e_0$$

$$\text{car } e_0 = 1,393m$$

On en conclut que le radier est stable dans ce cas

$$\text{car } \sigma_1 = 3t/m^2$$

$$\sigma_2 = 20,18t/m^2$$

cas 6



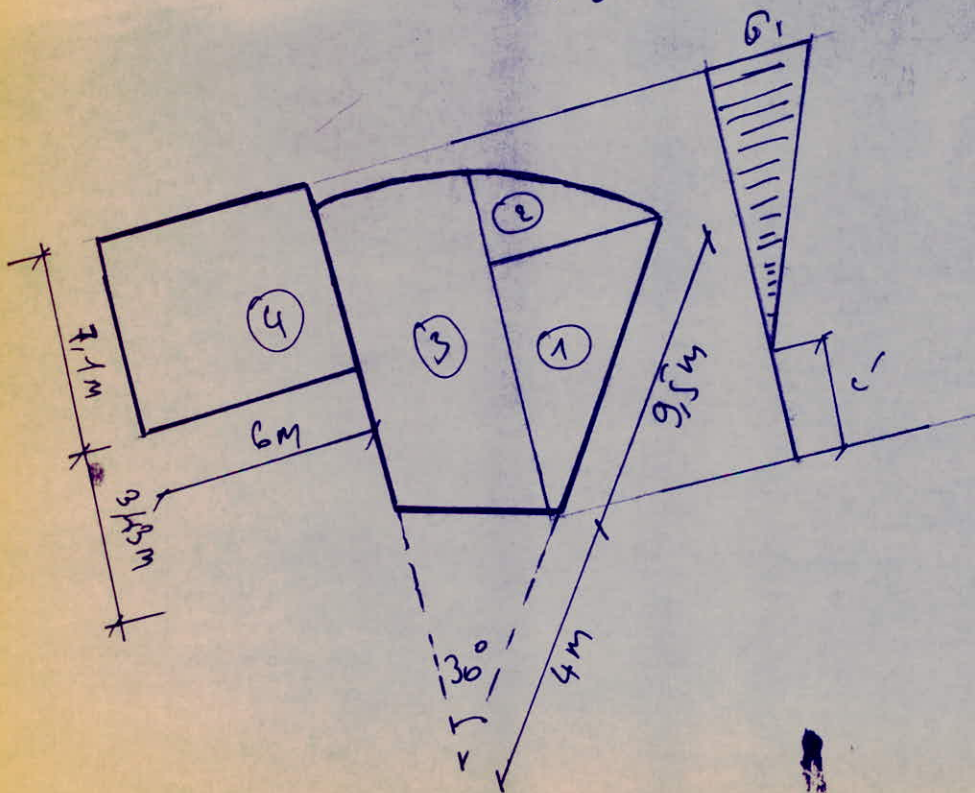
$$M_{app} = 1180,71 + (-304,3 \times 0,45 + 0,75 \times 215,38)$$

$$M_{app} = 1205,31 \text{ tn}$$

$$N = 927,43 \text{ t}$$

$$\text{Soit } e_0 = \frac{1205,31}{927,43} = 1,3 \text{ m}$$

dans ce cas le diagramme des contraintes est triangulaire, les dimensions du radier sont changés comme le montre la figure suivante



dans ce cas la valeur de c' est supérieurement à 3,43 m
 les expressions de N_1, N_2, N_3, N_4 sont alors

$$N_1 = \int_{(s_1)} dy (y \times 30) \sigma_y = 0,577 \int_{c'}^{10,53} y dy \sigma_y = 0,577 \int_{c'}^{10,53} y dy \sigma_y$$

avec
$$\sigma_y = \frac{y-c'}{10,53-c'} \sigma_1$$

soit
$$N_1 = \frac{0,577 \sigma_1}{10,53-c'} \left[\frac{1}{3} (8^3 - c'^3) - \frac{c'}{2} (8^2 - c'^2) \right]$$

de même

$$\int y dN_1 = \frac{0,577 \sigma_1}{10,53-c'} \left[\frac{1}{4} (8^4 - c'^4) - \frac{c'}{3} (8^3 - c'^3) \right]$$

* de même pour N_2

avec
$$\sigma_y = \sigma_1 - y \frac{\sigma_1}{10,53-c'}$$

$$N_2 = 1,73 \left[\int_0^{2,3} y \sigma_1 - \int_0^{2,3} y^2 \frac{\sigma_1}{10,53-c'} dy \right]$$

soit
$$N_2 = 1,73 \sigma_1 \left[2,645 - \frac{4,055}{10,53-c'} \right]$$

$$\int y dN_2 = 1,73 \sigma_1 \left(4,055 - \frac{6,99}{10,53-c'} \right)$$

*
$$N_3 = \frac{(10,2-c') \times \sigma_1 \times 2,8}{2} \quad ; \quad y_3 = \frac{1}{3} (10,2-c')$$

*
$$N_4 = \frac{(10,53-c') \times \sigma_1 \times 6}{2} \quad ; \quad y_4 = \frac{1}{3} (10,53-c')$$

- on choisit $c' = 4,5 \text{ m}$

On obtient alors

$$N_1 = 4,5 \sigma_i$$

$$N_2 = 3,4 \sigma_i$$

$$N_3 = 8 \sigma_i$$

$$N_4 = 18,09 \sigma_i$$

et Comme on doit avoir $\sum N_i = N_{ext}$ on obtient

$$\sigma_i = 27,28 \text{ t/m}^2$$

$$\text{soit } N_1 = 122,8 \text{ t} \rightarrow y_1 = 7,07 \text{ m}$$

$$N_2 = 92,77 \text{ t} \rightarrow y_2 = 1,89 \text{ m}$$

$$N_3 = 218,3 \text{ t} \rightarrow y_3 = 1,72 \text{ m}$$

$$N_4 = 493,6 \text{ t} \rightarrow y_4 = 2,01 \text{ m}$$

et de plus on doit vérifier que $\sum N_i e_i = N_{ext} \cdot e_0$

$$\text{soit } \frac{122,8 \times 0,57 + 92,77 \cdot 1,11 + 218,3 \cdot 1,28 + 493,6 \cdot 1,59}{927,43 \text{ t}} = 1,33 \text{ m}$$

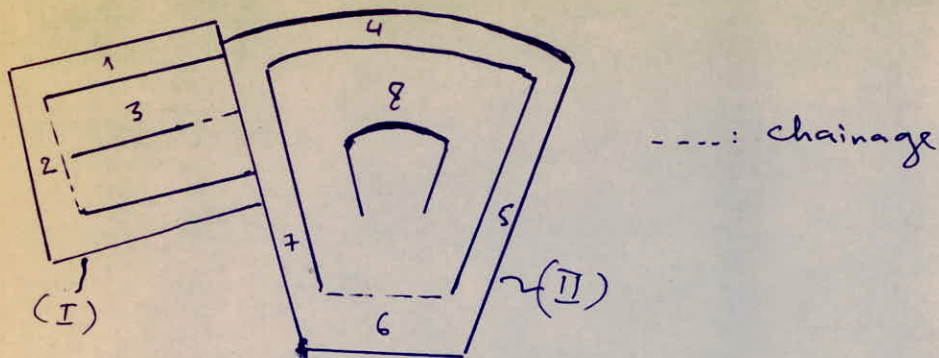
donc le diagramme choisit convient car $e_0 \approx e = 1,3 \text{ m}$, on en conclut que réellement la contrainte $\sigma_i = 27,28 \text{ t/m}^2$ ne peut pas être atteinte car $e \approx 1,33 \text{ m} > e_0$ et de plus dans le calcul qui a été fait, certaines parties du radier jugées très petites par rapport aux autres ont été négligées.

Sous G+1, 2P:

$$N = 911,3 \text{ t} \quad (\text{les poids des terres et du radier sont compris})$$

$$\sigma = \frac{911,3}{81} = 11,25 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

FERRAILLAGE DU RADIER.



les parties 1, 2, 4, 5, 6, 7 ont été calculées
comme des consoles, encastrées au radier.
on obtient alors.

$$\textcircled{1} \rightarrow M = \frac{q l^2}{2} = \frac{27,28 \times 1,80^2}{2} = 44,19 \text{ tm/ml}$$

soit $A = 26,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$\textcircled{2} \rightarrow M = \frac{26 \times 1^2}{2} = 13 \text{ tm/ml} \text{ soit } A = 7,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\textcircled{4} \rightarrow M = \frac{27,28 \times 1,5^2}{2} = 30,7 \text{ tm/ml} \rightarrow A = 17,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

et de même pour 5, 6, 7, car l'empatement est de 0,50 m
ce qui est négligeable.

$\textcircled{3}$ la partie 3 est calculée comme une dalle de
dimension $1,40 \text{ m} \times 4,75 \text{ m}$ avec $q = 26 \text{ t/m}^2$

on obtient $A = 3,72 \text{ cm}^2$ dans les deux sens.

la partie $\textcircled{8}$ du radier a été calculée en partant
des lignes de rupture.

finalement on obtient pour la partie (I)

- nappe Supérieure \rightarrow 5T10/ml dans les deux sens
- nappe Inférieure \rightarrow 9T20/ml dans le sens Y-Y
5T14/ml dans le sens X-X

9T20/ml . selon la Console de 1.80m

5T14/ml . selon la Console de 1m.

de même pour la partie (II) on obtient :

- nappe Supérieure : 6T12/ml dans les deux sens
- nappe Inférieure : 5T10/ml dans le sens X-X
 - 6T20/ml au niveau de la Console de 1,5m dans le sens Y-Y
 - 6T10/ml dans le sens Y-Y

- Vérifications

toutes les vérifications sont satisfaites pour une épaisseur de 50cm.

$$T_{max} = 49,1 \text{ t} \rightarrow \text{soit } \sigma_c = 12,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_c = 0,120'_{28}$$

(Sous Seisme)

poutre de Chainage

$$M_t = \frac{26 \times 3^2 \times 0,25}{8} = 7,3 \text{ tm} \rightarrow A = 4,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12$$

$$T = \frac{qL}{2} = 9,75 \text{ t} \rightarrow \text{Soit } 4\phi 8 \text{ avec } t = 11 \text{ cm.}$$

Bibliographie

- Calcul pratique des Ossatures de bâtiment... A Fuentes
- Calcul pratique des tours en B.A ... M. Diver
- Calcul et vérification des Ouvrages en B.A .. P Charron
- Dynamique des Structures et Let A. DOBRESCU
Sismologie de l'ingénieur
- Règles techniques. C.C. B.A. 68
- Règles parasismiques. PS 69
- Complément aux règles CTC 81
- Traité de B.A (T3 et 4) A Guerrin
- Théorie de la poutre sur Karl-Heinz Wölffer
appui Continu. Élastique

