

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

Q esc

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

Département : Génie - Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Batiment à usage
d'habitation (R+4)
ossatures à voiles

Proposé par :

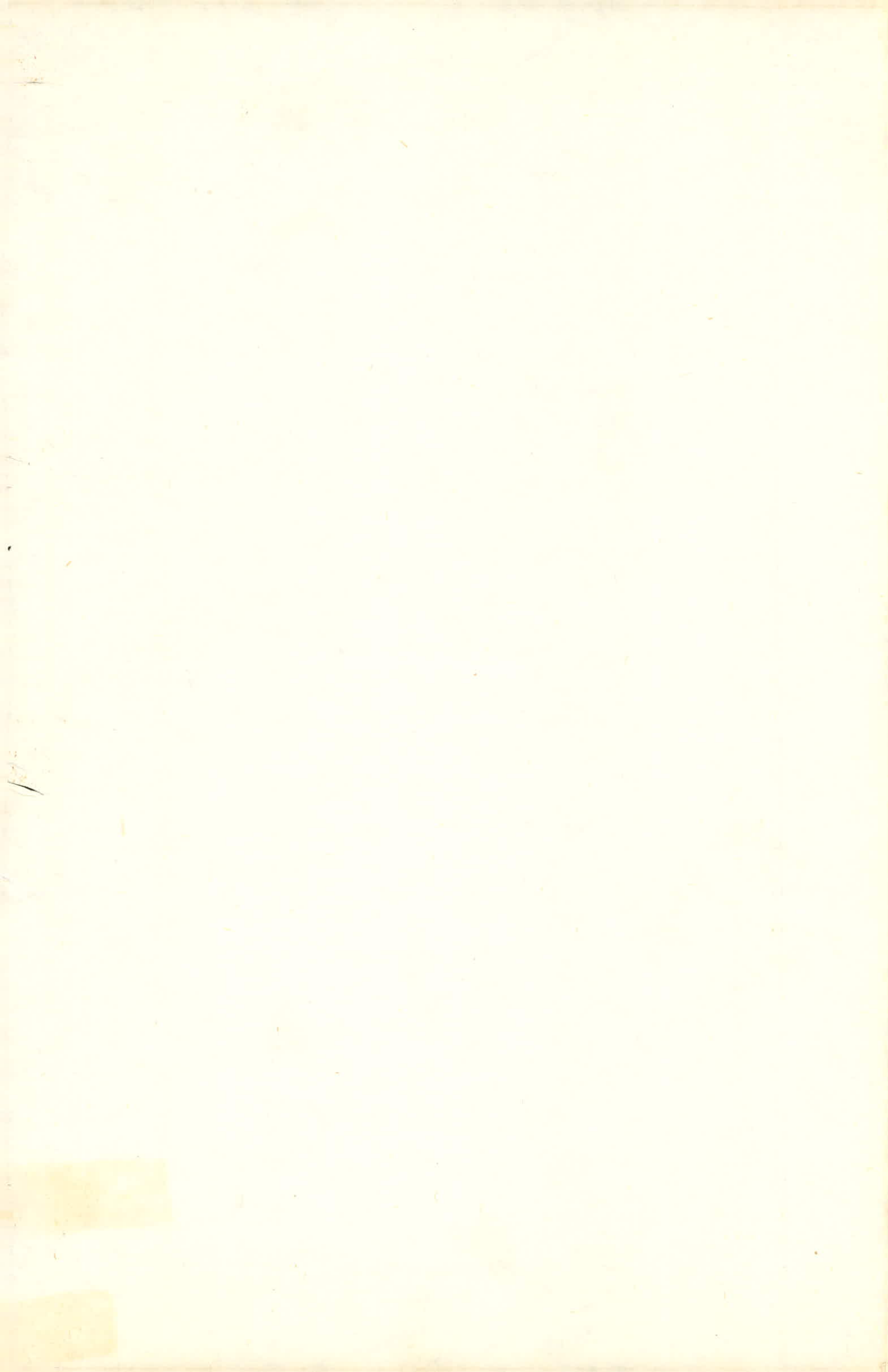
B.E.A.B

Etudié par :

BENABBES K
NOUASRA D

Dirigé par :

ACHOUR



Promoteur : ACHOUR

Étudié par : NOUASRA DJMAL

BENABES KAMEL

Resumé

Ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4) à voiles.

Ce bâtiment sera implanté dans la région de Bejaia, zone de moyenne sismicité.

Les calculs ont été faits suivant les règles parasismiques Algériennes (R.P.A.81)

Summary

This project consists of designing a building of habitation use (5 levels) in shear walls structure.

This building is located in Bejaia which is a median seismicity zone.

The computation were done in accordance with the Algerian seismic code (R.P.A. 81)

ملخص

هذا المشروع يخص حساب العناصر المقاومة للعمارة موجهة للإسكان للعمومي ذات أرض و أربعة طوابق عادية.

هذه العمارة سوف تبني في نواحي بجاية، منطقة متوسطة الزلازل.

حساب هذه العناصر يكون طبقا للقوانين الجزائرية ضد الزلازل (R.P.A. 81)

REMERCIEMENTS

Nous Tenons a remercier bien vivement M.M

- Achour , notre promoteur
- Tous les ingenieurs du B.E.A.B et surtout ghony.
- Tout le personnel du B.E.A.B et surtout Tahar.
- Tous Les professeurs qui ont Contribué à notre formation

DEDICACES

Je dedie ce travail à

- tous mes amis (ies)
- toute ma famille

Bey
+

Je dedie ce travail à .

- Mes parents
- Mes freres et sœurs
- Ainsi que tous ceux qui me sont chers(es)

D. NOUASRA

TABLE DES MATIERES

Presentation de l'ouvrage	1
Caracteristiques des materiaux	2
Descente de charge	4
Calcul des éléments	
. L'acrotère	9
. Les escaliers	12
. Les planchers	26
Etude au Seisme	41
Etude au Vent	48
Calcul des Inerties équivalentes	55
Calcul des excentricités	59
Calcul des déformations	67
Calcul des voiles	72
Charges Verticales	82
Superposition des charges et surcharges	86
Ferraillage des Voiles	90
Ferraillage des linteaux	106
Fondations	
. Introduction.	115
. Prédimensionnement des semelles	117
. Calcul des tassements	125
. Ferraillage des semelles	129

CHAP. 1

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Généralités

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R.D.C + 4 étages, à usage d'habitation implantée dans une zone de moyenne sismicité, classée en zone II.

La hauteur de notre bâtiment est : (acrotère comprise) de 15,7 m.

La longueur Totale est de : 19,72 m.

Sa largeur est de 13,58 m et la hauteur d'étage s'évalue à 3 m.

Les escaliers sont prefabriqués

Les planchers sont en dalles pleines, d'épaisseur 15 cm pour les étages courants et en predalles sur vide sanitaire

Ossature

Le contreventement est assuré par des voiles transversales et longitudinales ayant respectivement pour épaisseur 16 cm

Remplissage

- Facades : en briques creuses (double cloison)
- cloisons : en briques creuses.

Revêtement

- Plâtre : pour les murs et les plafonds
- Carrelage : pour les planchers et les paliers.

La longueur du bâtiment étant inférieure à 25 m, on peut ne pas tenir compte des efforts dus aux variations de températures et de retrait.

Coffrage

Le type de coffrage adopté est le coffrage tunnel. Ce procédé permet de couler le plancher et les voiles simultanément au moyen de panneaux métalliques.

Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Béton armé : Conformément aux règlements applicables en Algérie, la composition d'1 mètre cube de Béton est la suivante.

350 Kg de ciment C.P.A 325

800 l de gravillons. $D_g \leq 25 \text{ mm}$

400 l de sables $D_s \leq 5 \text{ mm}$

175 l d'eau

Contraintes admissibles.

Béton : dosé à 350 kg/m³ de CPA325 - Contrôle atténué.

Compression : $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}$ avec $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$
 et $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$.

Compression Simple : $\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

flexion Simple : $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

flexion Composée :

- Cas où la section est rectangulaire et l'effort normal est une traction :

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Autres Cas :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot 275 = 229,16 \delta \epsilon \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence du Béton.

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \cdot \sigma'_{28} \text{ avec } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \text{ et } \delta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers

Aciers doux : $\sigma_{en} E24 : \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 2350 \text{ bars}$

Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Aciers à haute adhérence (H.A.) : $\sigma_{en} E40$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right.$

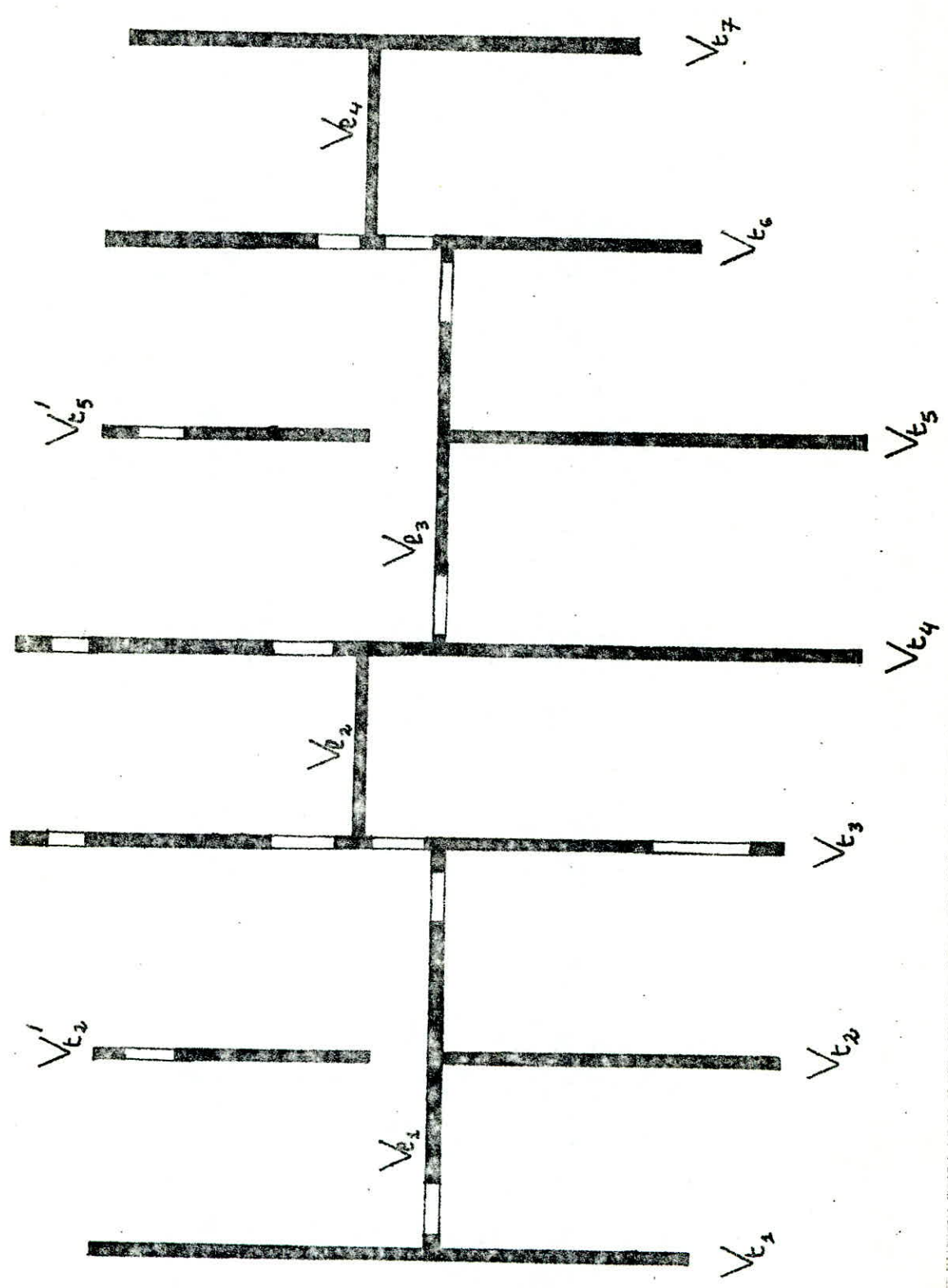
Aciers dont $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$

Aciers dont $\phi > 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes de traction admissibles imposées par les conditions de fissuration (C.C.B.A 68 art 49)

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

$$\text{avec : } \sigma_1 = \frac{k \cdot n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \text{ et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot n}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$



CHAP 2

**DESCENTE DE
CHARGES**

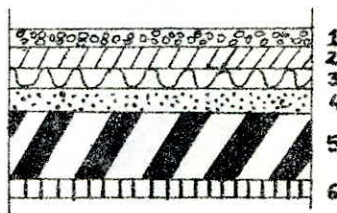
DESCENTE DE CHARGE

Generalités

Les planchers de notre bâtiment sont faits en dalles pleines d'épaisseur 15 cm
Ils sont coulés sur place, sauf le plancher au dessus du vide sanitaire qui sera réalisé en predalles

a - Terrasse

- 1 - Protection par gravier 5 cm
- 2 - Etanchéité 2 cm
- 3 - Isolation thermique 4 cm
- 4 - Béton en forme de pente 1,5% 6 cm
- 5 - Dalle pleine 15 cm
- 6 - Enduit plâtre 2 cm.



charge permanente.

- | | |
|-----|--|
| 1 - | $1600 \times 0,05 = 80 \text{ kg/m}^2$ |
| 2 - | $600 \times 0,02 = 12 \text{ kg/m}^2$ |
| 3 - | $400 \times 0,04 = 16 \text{ ''}$ |
| 4 - | $2200 \times 0,06 = 132 \text{ ''}$ |
| 5 - | $2500 \times 0,15 = 375 \text{ ''}$ |
| 6 - | $= 28 \text{ ''}$ |

$$G = 643 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

Terrasse non accessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $q = G + 1,2P = 763 \text{ kg/m}^2$

b) Plancher étage courant.

- | | | |
|----|--|-------------------|
| 1. | $2200 \times 0,02 = 44 \text{ kg/m}^2$ | (cannelage) |
| 2. | $2200 \times 0,015 = 33 \text{ ''}$ | (mortier de pose) |
| 3. | $1800 \times 0,015 = 27 \text{ ''}$ | (sable) |
| 4. | $2500 \times 0,15 = 375 \text{ ''}$ | (dalle pleine) |
| 5. | $1400 \times 0,02 = 28 \text{ ''}$ | (enduit-plâtre) |
| | cloisons | $= 75 \text{ ''}$ |



$$G = 582 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : $P = 175 \text{ kg/m}^2$

Combinaison sous SP_1 : $q = G + 1,2P = 792 \text{ kg/m}^2$

d) Loggia

charge permanente.

cannelage 44 Kg/m^2 mortier de pose 33 Kg/m^2 Sable 27 Kg/m^2 Dalle pleine 375 Kg/m^2 Enduit Plâtre ... 28 Kg/m^2

$$G = 507 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : $P = 350 \text{ kg/m}^2$ Combinaison sous SF_2 : $q = G + 1,2P = 927 \text{ Kg/m}^2$ e) Escaliera) Palier- dalle pleine (de 15 cm) - - - - - $2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2$ - revêtement - - - - - $44 + 33 + 27 + 28 = 132 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 507 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation - - - - $P = 250 \text{ Kg/m}^2$ solicitation du 1^{er} genre : $G + 1,2P = 807 \text{ Kg/m}^2$ b) Volée- dalle projetée - - - - - $\frac{2500 \times 0,12}{\cos \alpha} = \frac{2500 \times 0,12}{0,881} = 340,5 \text{ Kg/m}^2$ - Poids propre des marches - - - - - $\frac{2200 \times 0,15}{2} = 165 \text{ Kg/m}^2$ - revêtement (sable 1,5 cm + mortier de pose 1,5 cm + cannelage 2 cm) - - - - $102,5 \text{ Kg/m}^2$ - garde-corps - - - - - 20 Kg/m^2

$$G = 628,02 \text{ Kg/m}^2$$

- surcharge d'exploitation - - - - - 250 Kg/m^2 - sollicitation du 1^{er} genre - - - - - $G + 1,2P = 928,02 \text{ Kg/m}^2$

POIDS DES ELEMENTS VERTICAUX PAR HAUTEUR D'ETAGE

1. Voiles Transversaux

Voile V_{t_2} : refend plein d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$P = 2,5 \times 9,83 \times 2,85 \times 0,16 = 11,2 \text{ t}$$

Voile V_{t_2}' : refend plein d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$: $P = 2,5 \times 5,46 \times 0,16 \times 2,85 = 6,224 \text{ t}$

Voile V_{t_2}'' : refend avec une file d'ouverture d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$P = 0,16 \times 2,5 (4,41 \times 2,85 - 0,7 \times 2,15) = 4,42 \text{ t}$$

Voile V_{t_3} : refend avec quatre files d'ouvertures, épaisseur 16 cm

$$P = 0,16 \cdot 2,5 (2,85 \times 12,33 - 1,53 \times 1,95 - 0,9 \times 2,15 - 2,17 \times 1 - 0,6 \times 2) = 10,74 \text{ t}$$

Voile V_{t_4} : refend avec deux files d'ouvertures, épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

$$P = 2,5 \times 0,16 (2,85 \times 13,58 - 2,17 \times 1 - 0,6 \times 2) = 14,13 \text{ t}$$

Voile V_{t_5} : refend plein d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$P = 0,16 \times 6,71 \times 2,85 \times 2,5 = 7,65 \text{ t}$$

Voile V_{t_5}' : refend avec une file d'ouverture d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

$$P = 0,16 \times 2,5 (4,41 \times 2,85 - 0,7 \times 2,15) = 4,42 \text{ t}$$

Voile V_{t_6} : refend avec deux files d'ouvertures d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

$$P = 2,5 \times 0,16 (9,83 \times 2,85 - 2,15 \times 0,8 - 2,15 \times 0,9) = 9,74 \text{ t}$$

Voile V_{t_7} : refend plein d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$.

$$P = 2,5 \times 0,16 \times 8,42 \times 2,85 = 9,6 \text{ t}$$

2. Voiles Longitudinaux

Voiles V_{l_1} et V_{l_3} : refends à deux files d'ouvertures d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$P = 2,5 \times 0,16 \times (2,85 \times 6,78 - 2 \times 0,9 \times 2,15) = 6,18 \text{ t}$$

Voiles V_{l_2} et V_{l_4} : refends pleins d'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

$$P = 2,5 \times 0,16 (3,32) = 3,78 \text{ t}$$

Surface revenant à chaque voile

Voiles	V_{t_1}	V_{t_2}	V'_{t_2}	V_{t_3}	V_{t_4}	V_{t_5}	V'_{t_5}	V_{t_6}	V_{t_7}	V_{e_1}	V_{e_2}	V_{e_3}	V_{e_4}
Surfaces (m ²)	12,25	12,8	14,7	23,11	28,43	14,9	14,72	23,44	10,14	9,96	4,5	9,95	4,5

$$V_{t_3} = S_{q_1} + S_{q_2} = (23,11 + 1,44) m^2$$

q_1 : surcharge d'exploitation des planches.

q_2 : " " du papier

$$V_{t_4} = S_{q_1} + S_{q_2} = (28,43 + 1,44) m^2$$

$$V_{e_2} = S_{q_1} + S_{q_2} = (2,25 + 2,25) m^2$$

Arrière

$$0,70 \times 0,12 \times 2,5 = 0,22 t/ml$$

Facades : Elles sont faites en maçonnerie avec une double cloison.

matériaux utilisés.

- Briques creuses de 15 cm
- " " de 5 cm

$$157 \text{ kg/m}^2$$

$$68 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 225 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 225 \times 2,85 = 641,25 \text{ kg/ml}$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_1} et V_{t_2}

$$3 \times 641,25 \times 2 + 157 \times 1,2 \times 3 = 4,41 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_2} et V_{t_3}

$$3,3 \times 641,25 = 2,11 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V'_{t_2} et V_{t_3}

$$3,3 \times 641,25 = 2,11 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_3} et V_{t_4}

$$641,25 \times 3 + 157 \times 1,2 \times 3 + 157 \times 2,85 \times 3 = 3,3 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_4} et V_{t_5}

$$157 \times 1,2 \times 3,3 + 641,25 \times 3 = 2,54 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_5} et V'_{t_5}

$$641,25 \times 3,3 = 2,11 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_5} et V_{t_6}

$$641,25 \times 3 = 2,11 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_6} et V_{t_7}

$$641,25 \times 3 \times 2 = 3,85 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V_{t_1} et V'_{t_2}

$$157 \times 1,2 \times 3 + 641,25 \times 3 = 2,49 t$$

Facades extérieures reliant les voiles V'_{t_5} et V_{t_6}

$$157 \times 1,2 \times 3 + 641,25 \times 3 = 2,49 t$$

Determination de la charge revenant à chaque voile

Voile V_{t7}

Terrasse
charge permanente.

Plancher ----- $0,643 \times 10,14 = 6,52t$

Anotere - - - - - $0,22(8,43+3) = 2,5t$

$G = 9,02t$

Surcharge d'exploitation : $10,14 \times 0,1 = 1,01t$

Etage Courant
charge permanente

- Poids propre de voile : $9,6t$

- Plancher : $0,582 \times 10,14 = 5,9t$

- Façades : $\frac{3,85}{2} = 1,93t$

$G = 17,43t$

Surcharge d'exploitation : $10,14 \times 0,175 = 1,77t$.

Charge revenant à chaque voile au niveau du rez de chaussée.

Voiles	V_{t1}	V_{t2}	V'_{t2}	V_{t3}	V_{t4}	V_{t5}	V'_{t5}	V_{t6}	V_{t7}	V_{e2}	V_{e2}	V_{e3}	V_{e4}
G (t)	115,75	87,53	86,54	176,93	210,3	104	86,54	151,55	96,17	66,19	34,89	66,19	34,89
P (t)	13,72	12,53	14,32	32,4	38,87	14,54	14,32	23,64	9,86	9,7	5,25	9,7	4,32

Poids du bâtiment : $W = 1317,47t$

CHAP. 3

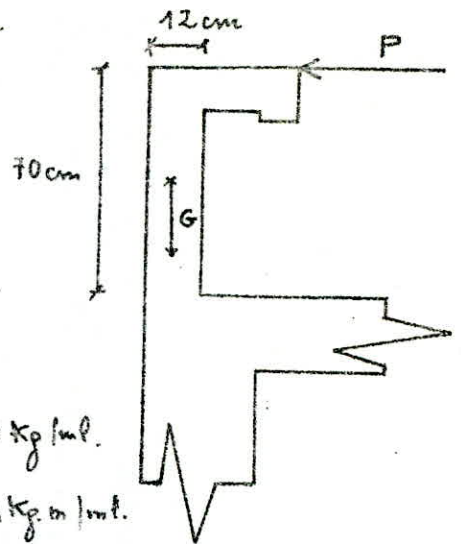
CALCUL DES

ELEMENTS

Calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastree ds le plancher-Terrasse.

Elle est soumise à son poids propre et à une poussée P dû à un vain courant.



Section dangereuse : Sect. d'encastrement.

Efforts de Calcul

Poids propre : $G = N = 0,12 \times 0,7 \times 2500 = 210 \text{ kg/ml}$.

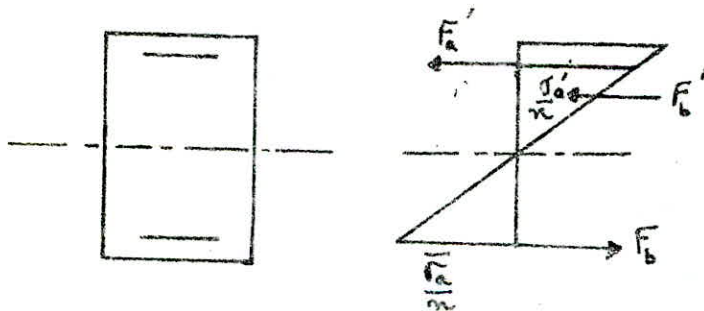
Surchage : $M = 1,2 P \times h = 1,2 \times 100 \times 0,7 = 84 \text{ kg.m/ml}$.

on fera le calcul pour 1 mètre d'acrotère.

Elle sera calculée en flexion composée, sous l'effort normal N et sous M.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{84}{210} = 0,4 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = \frac{0,12}{6} = 0,02 \text{ m} \Rightarrow \text{S. P. C.}$$

$$e_0 > \frac{h_t}{2} = 0,06 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}_{b_0} = 137 \text{ kg/cm}^2.$$



$$M_{ab} = b \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} y \left(h - \frac{y}{3} \right)$$

$$\text{avec } y = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h \quad (n=15)$$

$$y = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \cdot 10 = 4,23 \text{ cm.}$$

$$M_{RS} = 100 \cdot \frac{137}{2} \times 4,23 \left(10 - \frac{4,23}{3} \right) = 248899,5 \text{ kg.cm.}$$

Moment par rapport aux aciers Tendues.

$$M_a = N \cdot f$$

$$f = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 0,4 + \left(\frac{0,12}{2} - 0,02 \right) = 0,44 \text{ cm.}$$

$$M_a = 210 \times 0,44 = 92 \text{ kg.cm.}$$

$M_{RS} > M_a \Rightarrow$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures

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

A : en flexion composée

A₁ : en flexion simple.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 92 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0049$$

$$\mu = 0,0049 \rightarrow \begin{cases} K = 142 \\ \epsilon = 0,9682 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{92 \times 10^2}{2800 \times 0,9682 \times 10} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,34 - \frac{210}{2800} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (C.C.B.A 68 Article 52)

$$A \gg 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,969 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

on choisit 4T6 espacés de 30 cm. $\rightarrow (A = 1,13 \text{ cm}^2)$

$$e \leq (3h_e = 3 \times 12 = 36 \text{ cm}) \text{ Vérifié.}$$

Verification de la fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \times 100 \times 21} = \frac{1,13}{400} = 2,825 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{10^6 \times 1,6}{6} \times \frac{2,825 \times 10^{-3}}{1 + 10 \times 2,825 \times 10^{-3}} = 587,4 \text{ Kp/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,6 \times 5,9}{9}} = 3010,4 \text{ Kp/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010,4 \text{ Kp/cm}^2 > 2800 = \bar{\sigma}_a \quad (\text{Vérifié})$$

Verification à l'effort Tranchant.

$$\text{on doit vérifier : } A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{3}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 10 = 8,75 \text{ cm.}$$

$$T = 1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg}$$

$$M = 92 \text{ kg.m}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,13 \times 2800 = 3164 \gg 120 + \frac{92 \times 10^2}{8,75} = 1171,4 \text{ kg/cm}^2$$

Verification au seisme PS 69 Art 8.33

nous devons faire une verification au seisme local pour les elements verticaux secondaires susceptibles de reprendre des efforts horizontaux, ces efforts sont supposes agir seuls.

$$F_H = \sigma \cdot W$$

σ = Coefficient local sismique uniforme.

$$\sigma = 0,20 + 0,10 \alpha$$

notre ouvrage est de forme polygonale situe dans une zone de moyenne sismicite ; $\alpha = 1$

$$\text{donc : } \sigma = 0,20 + 0,10 \times 1 = 0,3$$

W = charge permise à l'action sismique : $W = G = 210 \text{ kg/ml}$.

$$F_H = 0,3 \times 210 = 63 \text{ kg} < 120 \text{ kg} \quad (\text{verifie}).$$

Armatures de repartition

L'acier étant expose au soleil, le retrait sera important d'ou la necessite des armatures de repartition

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

$$0,28 \leq A_r \leq 0,56 \text{ cm}^2$$

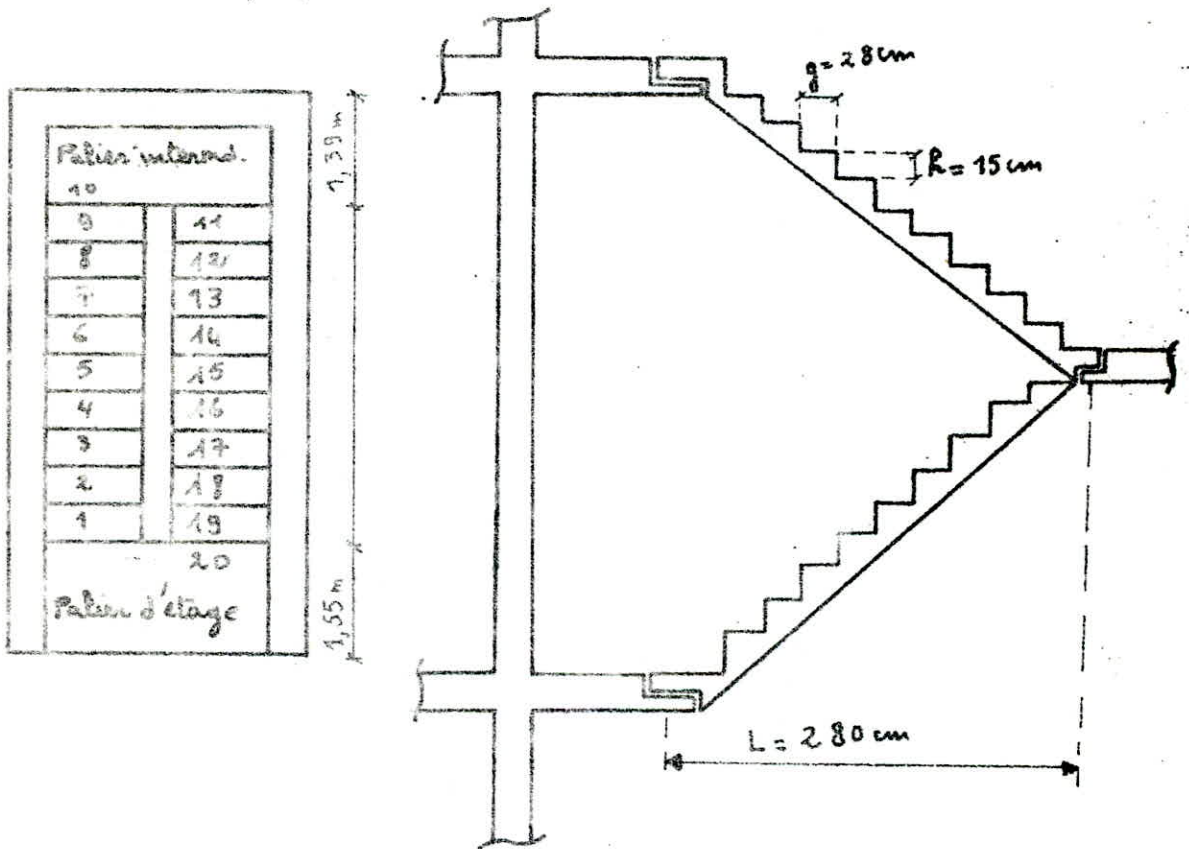
on prendra 2 T6

Calcul des escaliers

Les escaliers de notre bâtiment sont constitués d'une volée et de deux paliers encastés dans les voiles. La volée s'appuie sur les deux paliers par l'intermédiaire des bequets.

Les caractéristiques géométriques de notre palette sont les suivantes

- n : nombre de marche = 10
- h : hauteur d'une marche = 15 cm
- g : longueur d'une marche = 28 cm
- H : hauteur entre paliers = 150 cm
- L : portée projetée de l'escalier = 280 cm.



Vérification de la Condition de Blondel : $0,59 < g + 2h < 0,66$

$$g + 2h = 28 + 2 \times 15 = 58 \text{ cm} = 0,58 \text{ m.}$$

$(g + 2h)$ n'est pas supérieur à 0,59, mais elle est très proche donc on peut l'admettre.

La palette est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{15}{28} = 0,5357 \rightarrow \alpha = 28,179^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,881$$

$$\sin \alpha = 0,472$$

Predimensionnement.

La paillasse est assimilée à une dalle appuyée sur 2 cotés, son épaisseur e doit être telle que : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

$$\text{avec : } l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{m \cdot g}{\cos \alpha} = \frac{280}{0,881} = 317,82 \text{ cm}$$

$$10,52 \leq e \leq 15,89 \text{ cm on prendra } e = 12 \text{ cm.}$$

Calcul de la paillasse.

D'après le C.T.C, la paillasse sera calculée en flexion simple comme une poutre de portée horizontale L s'appuyant sur les 2 paliers, vu que l'effort normal est faible.

Évaluation de la charge de calcul.

$$G = 628,02 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 928 \text{ Kg/m}^2$$

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} = 928 \cdot \frac{(2,8)^2}{8} = 909,44 \text{ Kg.m.}$$

Ferraillage de la paillasse.

$$h_f = 12 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 909,44 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 100} = 0,0487$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 38,9 \\ E = 0,90725 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{909,44 \cdot 10^2}{2800 \times 0,90725 \times 10} = 3,58 \text{ cm}^2$$

Pour éviter la fissuration : $\phi \leq \frac{e}{10} = 12 \text{ mm}$, on prend des $\phi 10$ on choisit 5T10/ml soit $A_{\text{eff}} = 3,92 \text{ cm}^2$.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{38,9} = 71,97 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification à la fissuration.

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad \phi = 10 \text{ mm}$$

$$n = 1,6$$

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

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{2 \times 100 \times 2} = 0,0098.$$

$$\bar{\sigma}_a \ll \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 = 2142 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2855,9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{n}{\Phi} \frac{\bar{\omega}_g}{1+10\bar{\omega}_g} ; \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\Phi}}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{909,44 \cdot 10^2}{3,92 \times 0,90725 \times 10} = 2557,18 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifié.}$$

Verification de la fleche.

$$f = \frac{5}{384 EI} \cdot q l^4 \quad E = 700 \sqrt{\bar{\sigma}_1} = 700 \sqrt{270} = 116082 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 280 \text{ cm}, \quad q = 928 \text{ kg/ml.}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot (12)^3}{12} = 14400 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 928 \cdot (280)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \times 116082 \times 14400} = 0,44 \text{ cm}$$

La fleche admissible est donnée par les recommandations Techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en

Béton-armé du type paillasse pleine. $\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{280}{300} = 0,93 \text{ cm}$

on a $f = 0,44 \text{ cm} < \bar{f} = 0,93 \text{ cm}$ (fleche vérifiée)

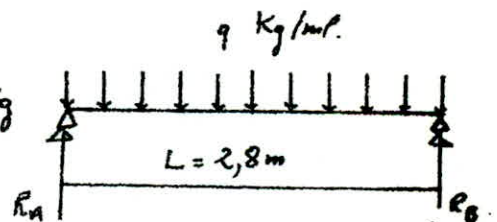
Verification à l'effort Tranchant.

$$T = R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{928 \times 2,8}{2} = 1299,2 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1299,2}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 1,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \times 1,48 = 1,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < \bar{\tau}_b \text{ (verifié)}$$



Verification à l'adhérence.

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_s \cdot \bar{\tau}_b \rightarrow \text{Acier HA : } \psi_s = 1,5$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 1,48 = 4,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{1299,2}{5 \cdot 3,14 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 9,46 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Condition de non fragilité.

$$A \gg 0,69.b.h. \frac{\sqrt{f_b}}{f_{e_n}}$$

$$A \gg 0,69.100.10. \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{vérifié})$$

Armatures de répartition

Leur sections doit être tel que : $\frac{A_e}{4} \ll A_r \ll \frac{A_e}{2}$

$$A_e = 3,92 \text{ cm}^2. \quad 0,98 \ll A_r \ll 1,96 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 5T6 \text{ soit } A_r = 1,47 \text{ cm}^2$$

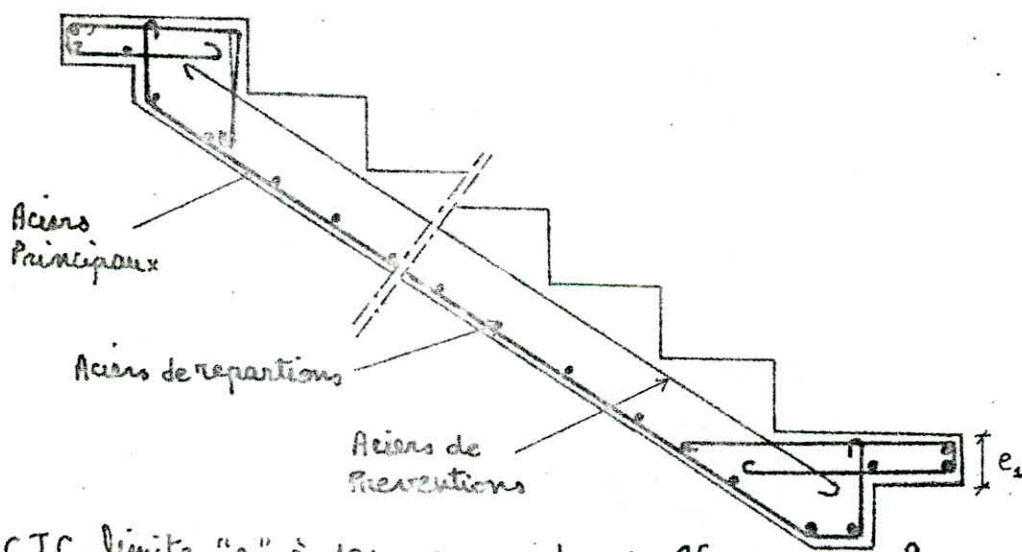
$$t \ll 4h_0 = 48 \text{ cm}, \text{ on prend } t = 20 \text{ cm.}$$

on prévoit aussi 5T6/ml dans le cas où la paillasse est soulevée avec les marches en bas.

Épaisseur des bequets.

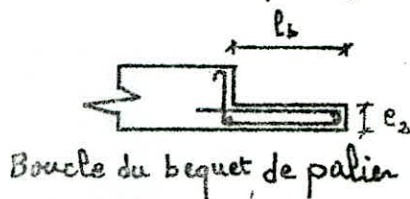
Le C.T.C préconise une épaisseur minimale de 7 cm

on prendra alors : - pour les bequets du palier $e_2 = 7 \text{ cm}$
 - " " " de la paillasse. $e_2 = 8 \text{ cm}$.



Le C.T.C limite "a" à 10cm. on prendra $a = 15 \text{ cm}$

$$l_b = a + 5 = 15 + 5 = 20 \text{ cm.}$$



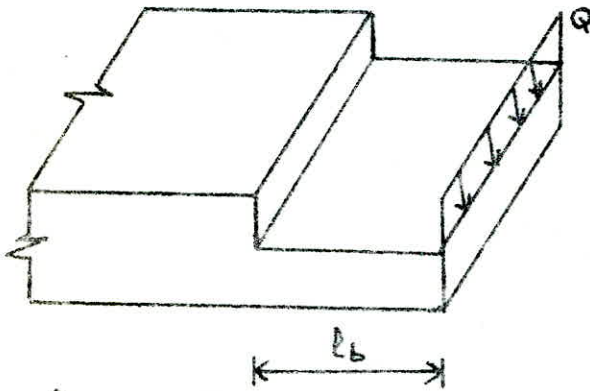
Calcul des bequets

Ils sont calculés sous une charge linéaire égale à :

$$Q = \gamma_q \cdot q \cdot L \quad \text{kg/ml}$$

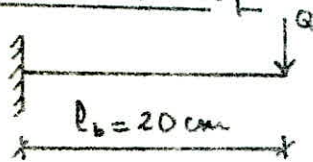
γ_q = Coefficient de Comportement expérimental $\gamma_q = 1,4$ (C.T.C)
 L = longueur de la paillese projetée sur le plan horizontal
 q = charge de calcul de la paillese.

$$Q = 1,4 \times 928 \times 2,8 = 3637,8 \text{ Kg/ml.}$$



on suppose que la charge Q est appliquée à l'extrémité du bequet en vue d'avoir l'effet le plus défavorable.

Schema statique



La section la plus défavorable est celle de l'encastrement.

$$M = Q L_b = 3637,8 \times 0,2 = 727,56 \text{ Kg.m/m}$$

Armatures.

Pour limiter la fissuration $\phi \leq \frac{e_2}{10} = \frac{7}{10} = 7 \text{ mm}$ d'où des T6.

$$A = \frac{M}{3 \cdot \sigma_a} = \frac{727,56 \times 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 5 \cdot 2800} = 5,94 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2 \text{ T6/m} \rightarrow A_{\text{eff}} = 5,94 \text{ cm}^2$$

on prend $t = 4,75 \text{ cm} < 2e_2 = 2 \times 7 = 14 \text{ cm}$ (C.T.C)

Armatures de repartition

$A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2$ (d'après C.T.C) . on prendra forfaitairement
 2T6 $\rightarrow (A = 0,56 \text{ cm}^2)$

Vérification au cisaillement.

La charge à considérer est : $Q = \gamma'_q \cdot q \cdot L$ avec $\gamma'_q = 1$

$$Q = 1 \times 928 \times 2,8 = 2598,4 \text{ Kg/ml.}$$

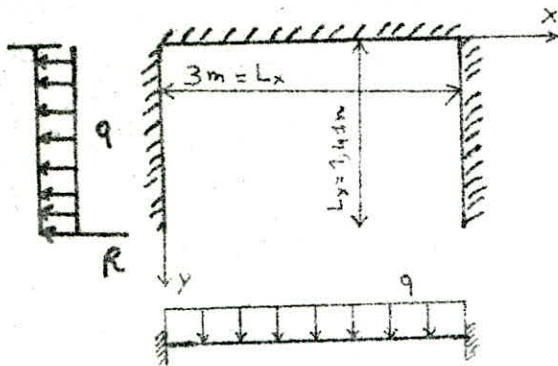
$$T_{max} = Q = 2598,4 \text{ Kg/ml.}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2598,4}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 5} = 5,94 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{f}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cisaillement vérifié \rightarrow pas nécessaire de disposer des armatures Transversales.

Calcul des poutres

- calcul de la Poutre étage courant.



q : charge et surcharge sur le palier

R : réaction de la poutre sur le bord du palier.

Pour la détermination des moments en travées et aux appuis on utilise la méthode de "Shaker El Behairy" exposée dans l'ouvrage intitulé : "Reinforced - Concrete - Design - Handbook"

Charge de Calcul q

- Poids propre du palier : 507 Kg/m²
- Réaction de la poutre : $R = \frac{1}{2} \cdot 928 \times 2,8 = 1299,23 \text{ Kg/ml.}$
- Surcharge majorée : $1,2 P = 300 \text{ Kg. m}^2.$

Total : $q = 807 \text{ Kg/m}^2$
 $R = 1299,23 \text{ Kg/ml.}$

Détermination des efforts.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{1,41}{3} = 0,47 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M = q \cdot \frac{L_y^2}{m_i} \quad m_i \text{ est déterminé à partir des Tableaux pour les différents modes } i$$

Dans notre cas pour la charge uniformément répartie, on a après interpolation

$$m_1 = 3,19 \quad ; \quad M_1 = - \frac{807 \times 1,41^2}{3,19} = -502,54 \text{ Kg. m.}$$

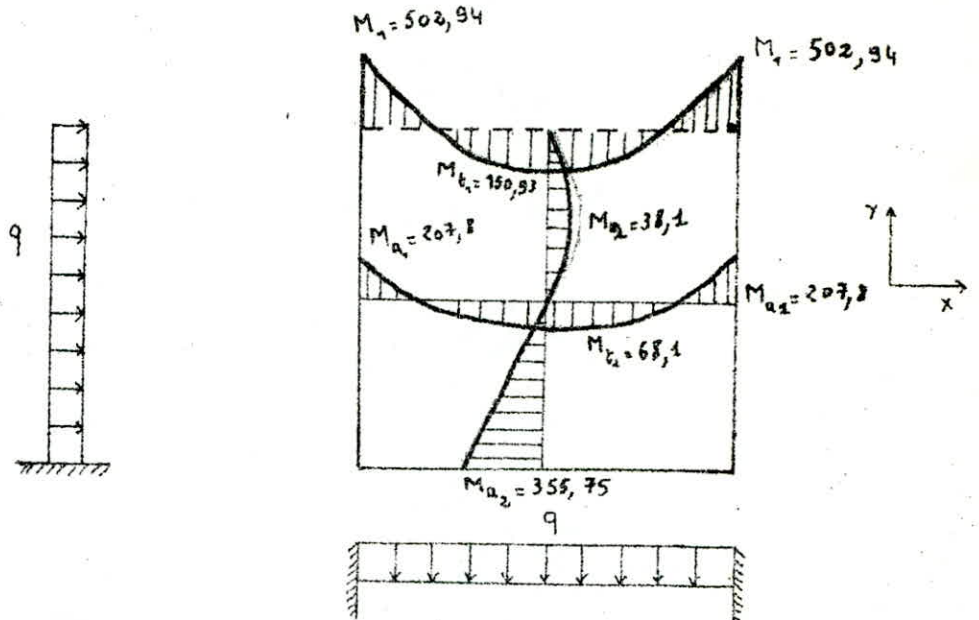
$$m_2 = 42,15 \quad ; \quad M_2 = \frac{807 \times 1,41^2}{42,15} = 38,1 \text{ Kg. m.}$$

$$m_{a1} = 7,72 \quad ; \quad M_{a1} = - \frac{807 \times 1,41^2}{7,72} = 207,8 \text{ Kg. m.}$$

$$m_{a2} = 4,51 \quad ; \quad M_{a2} = - \frac{807 \times 1,41^2}{4,51} = 355,75 \text{ Kg. m.}$$

$$m_{t1} = 10,63 \quad ; \quad M_{t1} = \frac{807 \times 1,41^2}{10,63} = 150,93 \text{ Kg. m.}$$

$m_{t2} = 23,58$; $M_{t2} = \frac{807 \times 1,41^2}{23,58} = 68,1 \text{ kg.m.}$



Moment avec la reaction $R = 1299,23 \text{ kg}$ (reaction de la roue sur le palier)

$m_1 = 2,295$; $M_1 = - \frac{1299,23 \times 3}{2,295} = -1698,4 \text{ kg.m.}$

$m_2 = 15,98$; $M_2 = + \frac{1299,23 \times 3}{15,98} = 244 \text{ kg.m.}$

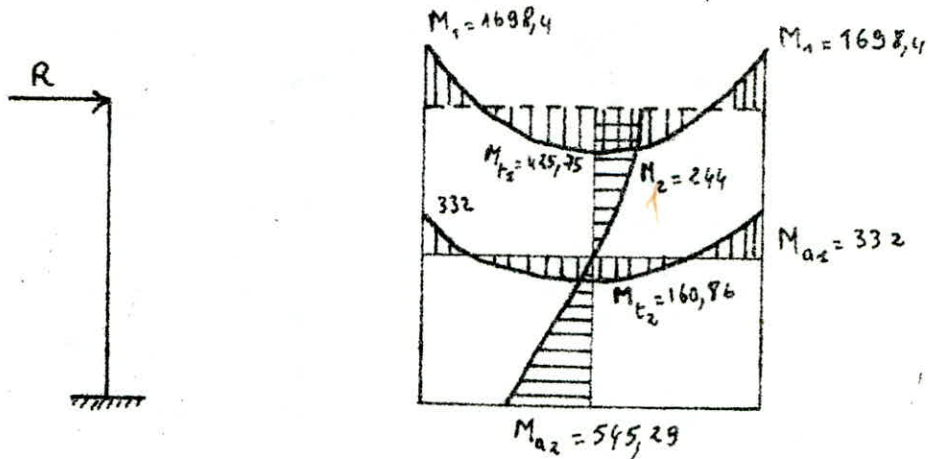
$m_{a1} = 11,74$; $M_{a1} = - \frac{1299,23 \times 3}{11,74} = -332 \text{ kg.m.}$ $M_i = \frac{q l x}{m_i}$

$m_{a2} = 7,148$; $M_{a2} = - \frac{1299,23 \times 3}{7,148} = 545,29 \text{ kg.m.}$

$m_{t1} = 9,155$; $M_{t1} = \frac{1299,23 \times 3}{9,155} = 425,75 \text{ kg.m.}$

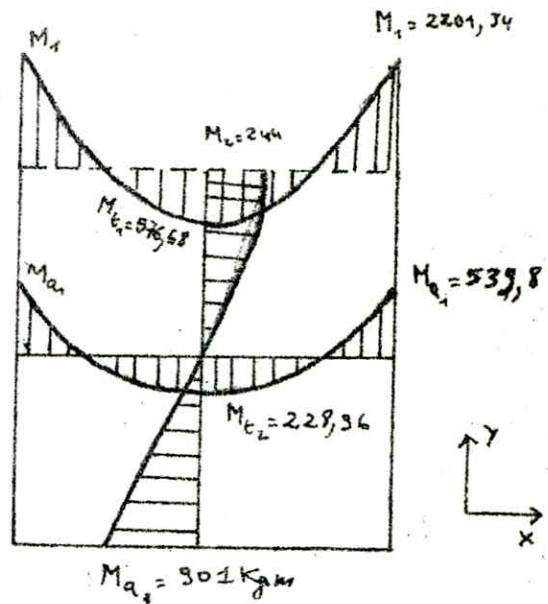
$m_{t2} = 24,23$; $M_{t2} = \frac{1299,23 \times 3}{24,23} = 160,86 \text{ kg.m.}$

Les moments sont resumés dans le diagramme ci-dessus :



Le diagramme final est la somme des deux diagrammes.

Les moments que nous avons calculés ont été déterminés à partir de la méthode classique de la résistance des matériaux. Cette méthode ne tient pas compte du facteur EI agissant le long de la fibre moyenne, et de l'intervention importante des déformations par fluage qui augmentent les moments en travées et diminuent les moments sur appuis. Et pour en tenir compte de ces faits, nous multiplions les moments sur appuis et divisons les moments en travées par un coefficient égal à $\frac{2}{3}$



$$M_t = 576,68 \times \frac{2}{3} = 865,02 \text{ kg.m.}$$

$$M_a = 2201 \times \frac{2}{3} = 1467,56 \text{ kg.m.}$$

Détermination des armatures

- En travée : $M_t = 865,02 \text{ kg.m.}$

$$h_t = 15 \text{ cm} \quad ; \quad h = 13 \text{ cm} \quad , \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg./cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 865,02 \times 10^2}{2800 \times 100 \times (13)^2} = 0,0274 \rightarrow \begin{cases} k = 54,5 \\ \epsilon = 0,9281 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{865,02 \times 10^2}{2800 \times 0,9281 \times 13} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 10T6 \quad (e = 10 \text{ cm})$$

$A_{eff} = 2,82 \text{ cm}^2$

Vérification des Contraintes.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = \frac{865,02 \times 10^2}{0,9281 \times 13 \times 2,82} = 2582,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\bar{\sigma}_t' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2582,4}{54,5} = 47,4 \text{ kg/cm}^2$$

Sur appuis : $M_a = 1467,56 \text{ kg.m.}$

$$h_t = 15 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \times 1467,56 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0465 \quad \begin{cases} k = 40 \\ \epsilon = 0,9091 \end{cases}$$

$$A = \frac{1467,56 \times 10^2}{0,9091 \times 13 \times 2800} = 4,43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10T8 \quad e = 10 \text{ cm}$$

$$A_{eff} = 5,02 \text{ cm}^2$$

Verification des Contraintes

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{Eh \cdot A} = \frac{1467,5 \times 10^3}{0,9091 \times 13 \times 5,02} = 2473,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2473,54}{90} = 61,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 61,5 \text{ kg/cm}^2$$

Verification des Contraintes de non flexuration

$$\bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot z \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,82}{2 \times 2 \times 100} = 7,05 \times 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \times 10^6 \cdot \frac{1,6}{8} \cdot \frac{7,05 \times 10^{-3}}{1 + 7,05 \times 10^{-2}} = 1975,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3193,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 < \max \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 1975,7 \text{ kg/cm}^2 \\ 3193,1 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \text{on adopte } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

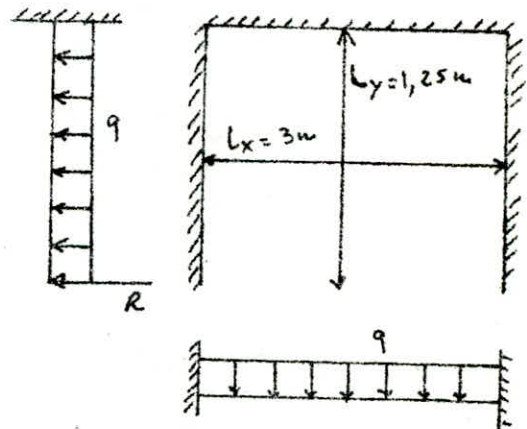
Calcul du palier intermediaire

Ce palier est une dalle encastree sur 2 cotes A et B par des voiles. Le 3^e cote (C) est suppose plus ou moins encastree au moyen d'une autre palier.

charges de calcul

$$q = G + 1,2P = 807 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 1299,23 \text{ Kg/ml.}$$

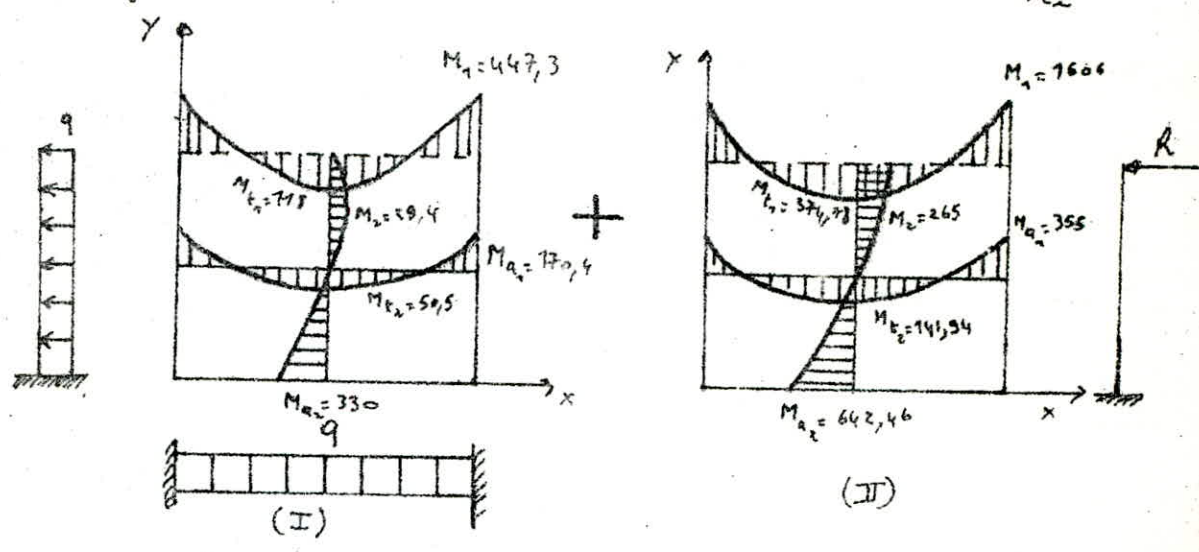


Determination des efforts.

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{1,25}{3} = 0,417$$

Charge uniformément répartie q : $M_i = \frac{q \cdot l_y^2}{m_i}$

Charge concentrée par mètre linéaire au bord libre : $M_i = \frac{R \cdot l_x}{m_i}$



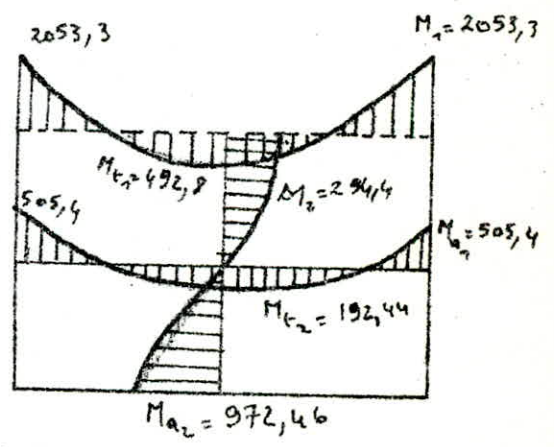
Superposition des deux diagrammes.

La Superposition des deux diagrammes I et II nous donnent les moments cherchés au niveau du palier intermédiaire.

Pour tenir compte de la rigidité (Ez) agissant le long de la fibre moyenne et de l'intervention des déformations par fluage, on multiplie les moments en travée par $\frac{3}{2}$ et les moments aux appuis par $\frac{2}{3}$

$$M_t = \frac{3}{2} 492,8 = 739,2 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = \frac{2}{3} 2053,3 = 1368,87 \text{ Kg.m}$$



Determination des armatures.

en travée $M_t = 739,2 \text{ Kg.m}$, $h_t = 15 \text{ cm}$, $h = 13 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \times 739,2 \times 10^3}{1600 \times 100 \times 13^2} = 0,041 \rightarrow \begin{cases} K = 43 \\ \epsilon = 0,9138 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{739,2 \times 100}{1600 \times 0,9138 \times 13} = 3,9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \phi 8 \text{ espacés de } 11 \text{ cm}$$

$$A_{\text{eff}} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot h \cdot A} = \frac{739,2 \times 100}{0,9138 \times 13 \times 4,52} = 7376,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{7376,7}{43} = 32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ Vérifié}$$

Aux appuis: $M_a = 1368,87 \text{ kg.m.}$; $h = 13 \text{ cm}$; $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \times 1368,87 \times 10^4}{1600 \times 100 \times (13)^2} = 0,0759 \rightarrow \begin{cases} k = 29,5 \\ E = 0,8876 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{1368,87 \times 10^2}{1600 \times 0,8876 \times 13} = 7,42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \phi 10 \text{ (e = 10 cm)}$$

$$A_{\text{eff}} = 7,85 \text{ cm}^2$$

Vérification des Contraintes.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot h \cdot A} = \frac{1368,87 \times 10^2}{0,8876 \times 13 \times 7,85} = 1511,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1600$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1511,23}{29,5} = 51,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

Aciers de répartition. A_r .

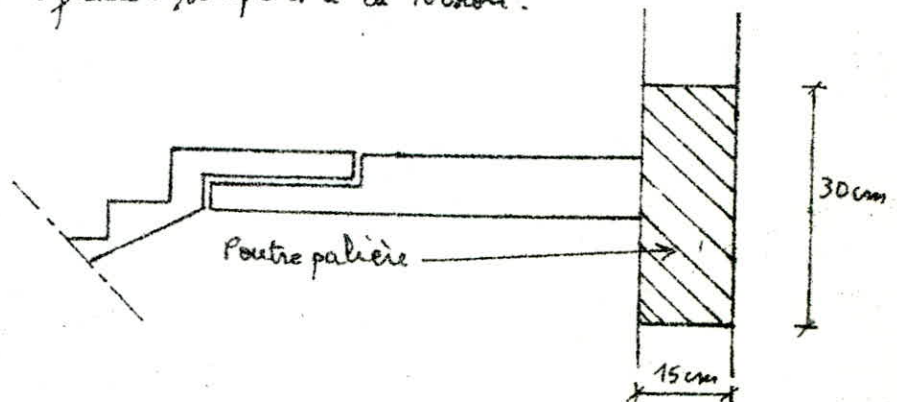
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot l \cdot h^2} = \frac{15 \times 294,4 \times 10^2}{1600 \times 100 \times 13^2} = 0,0163 \rightarrow \begin{cases} k = 73,5 \\ E = 0,9435 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{294,4 \times 10^2}{1600 \times 0,9435 \times 13} = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \phi 6 \text{ e = 16 cm.}$$

$$A_{\text{eff}} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Calcul de la poutre palier.

La poutre palier du palier intermédiaire est destinée à supporter la façade en maçonnerie de la cage d'escalier.
Elle sera calculée en flexion simple et à la torsion.



Calcul à la flexion simple

charge de calcul

P. propre du mur : $157 \times 2,85 = 447,45 \text{ kg/ml}$
 P. propre de la poutre : $2500 \times 0,3 \times 0,15 = 112,5 \text{ kg/ml}$.

$q = 560 \text{ Kg/ml}$

$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{560 \times 9}{8} = 630 \text{ Kg.m.}$

En tenant compte d'un encastrement partiel on a :

$M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \times 630 = 504 \text{ Kg.m}$

$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 630 = 315 \text{ Kg.m.}$

Determination des armatures

en travée : $M_t = 504 \text{ Kg.m}$, $h_t = 30 \text{ cm}$, $h = 28 \text{ cm}$, $b = 15 \text{ cm}$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 504 \times 10^2}{1600 \times 15 \times 28^2} = 0,0247 \rightarrow \begin{cases} k = 58 \\ \epsilon = 0,9315 \end{cases}$

$A = \frac{504 \times 10^2}{1600 \cdot 0,9315 \times 28} = 1,2 \text{ cm}^2$

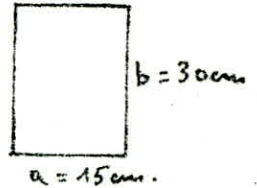
Calcul à la Torsion : $M_t = 414,2 \text{ Kg.m}$.

on utilise la méthode exposée dans l'ouvrage de Pierre Charon

$\tau_{bm} = \frac{K \cdot M_t}{a^2 \cdot b}$

$\frac{b}{a} = \frac{30}{15} = 2 \Rightarrow K = 4,07$

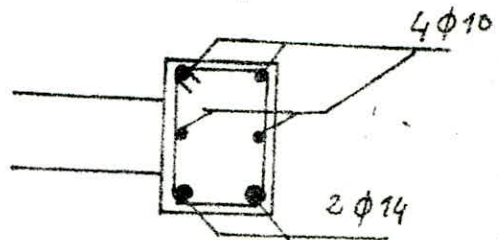
$\tau_{bm} = \frac{4,07 \times 414,2 \times 10^2}{15^2 \times 30} = 24,97 \text{ Kg/cm}^2$



$\frac{b}{a} = \frac{30}{15} = 2 < 3,5 \Rightarrow$ pourcentage des armatures longitudinales et transversales sont égaux. $\bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t$

$\bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{a+b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{15+30}{3 \times 30} \cdot \frac{24,97}{1600} = 7,8 \times 10^{-3}$

$\bar{\omega}_l = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \bar{\omega}_l \cdot B = 7,8 \times 10^{-3} \times 30 \times 15 = 3,5 \text{ cm}^2$



Armatures transversales.

Le pourcentage des armatures transversales et celui des armatures longitudinales sont égaux.

Soit l_t la longueur d'un cadre.

$$l_t = 2((15-2) + (30-2)) = 82 \text{ cm.}$$

L'espacement des cadres doit être inférieur à $15 \text{ cm} = a$.

$$\text{volume par centimètre} = \bar{\omega}_t \cdot B \times 1 = 7,8 \times 10^{-3} \times 30 \times 15 = 3,51 \text{ cm}^3$$

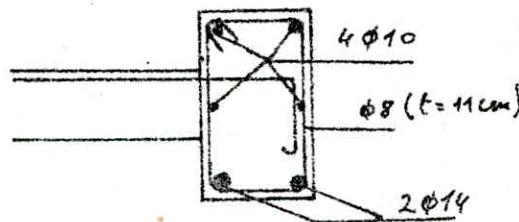
avec des cadres en $\phi 6$ (section d'un $\phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$)

Le volume d'un cadre a pour valeur.

$$0,5 \times (13 + 28) \times 2 = 41 \text{ cm}^3$$

Espacement des Cadres.

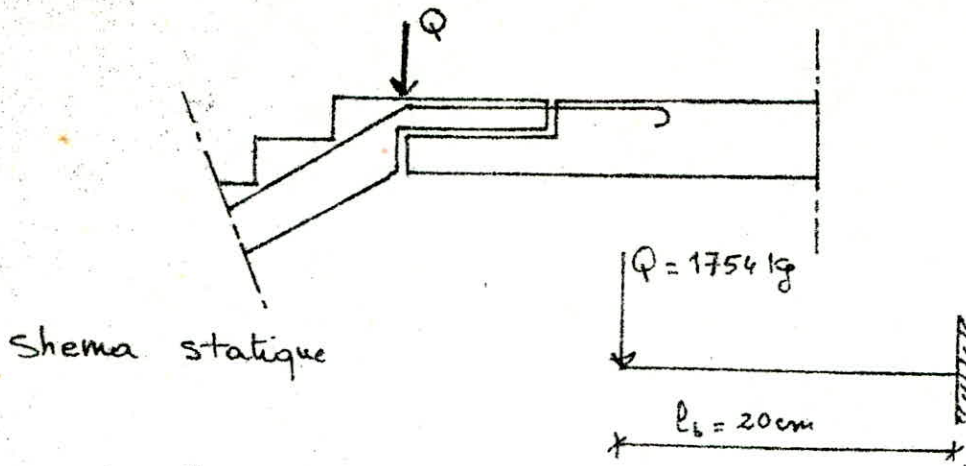
$$t = \frac{41}{3,51} = 11,6 \text{ cm on prend } t = 11 \text{ cm.} < 15 \text{ cm.}$$

Liaison palier - poutre

Afin d'éviter l'effondrement brutal en cas de séisme et aussi pour reprendre les efforts d'arrachements, qu'exerce la poutre sur les paliers on prévoit une liaison par armatures d'acier (clavetage)

Ces aciers seront calculés sous la charge Q due à la volée sur le bequet

$$Q = R \cdot l_p = 1299,23 \times 1,35 = 1754 \text{ Kp.}$$



Moment d'encastrement.

$$M = 1754,00 \times 0,2 = 350,8 \text{ kg.m.}$$

Ferraillage

$$\mu = \frac{15 \times 350,8 \times 10^2}{2800 \times 13^2 \times 135} = 0,0082 \rightarrow \begin{cases} K = 107,5 \\ E = 0,9591 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{107,5} = 26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{350,8 \times 10^2}{2800 \times 0,9591 \times 13} = 1 \text{ cm}^2$$

on choisit 3T8 ($A = 1,5 \text{ cm}^2$) par pailasse.

Methode d'execution

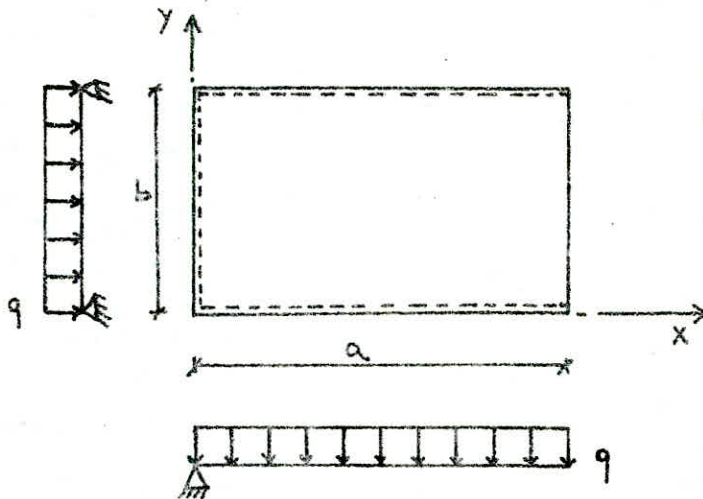
on laisse une bande de 35 cm de largeur sur 7 cm de hauteur qui ne sera coulé qu'après la pose de la paillasse avec ses aciers de liaisons en attentes, calculés si-dessus.

CALCUL DES PLANCHERS

Introduction : Les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines en B.A, d'épaisseur 15 cm, reposant sur 3 cotés et libres sur le quatrième. Vu la jonction plancher-voile qui provoque un semi-encastrement, on sera amené à faire une répartition des moments max. aux appuis et en travée.

Exposée de la méthode

La méthode de calcul utilisée étant celle de M^{le} R. BARRES exposée dans son livre : "Tables pour le Calcul des dalles et des parois"



Suivant les valeurs des coefficients ν de poisson et du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ on tire d'un Tableau les Coefficients suivants.

$M_{y_{as}}$: Coefficient de moment suivant la direction y , avec $y = \frac{b}{2}$ et $x = a$ doit être multiplié par $q \cdot b^2$ pour avoir le moment réel.

$M_{y_{s'}}$: Coefficient de moment suivant la direction y ; avec $y = \frac{b}{2}$ et $x = \frac{a}{2}$ doit être multiplié par $q \cdot b^2$ pour avoir le moment réel.

M_{x_s} : Coefficient de moment suivant la direction x ; avec $x = \frac{a}{2}$; $y = \frac{b}{2}$ doit être multiplié par $q \cdot a^2$ pour avoir le moment réel.

ω_s : Coefficient de flèche au milieu de la dalle. il doit être multiplié par $q \cdot a^4 / E h^3$ pour avoir la flèche réelle.

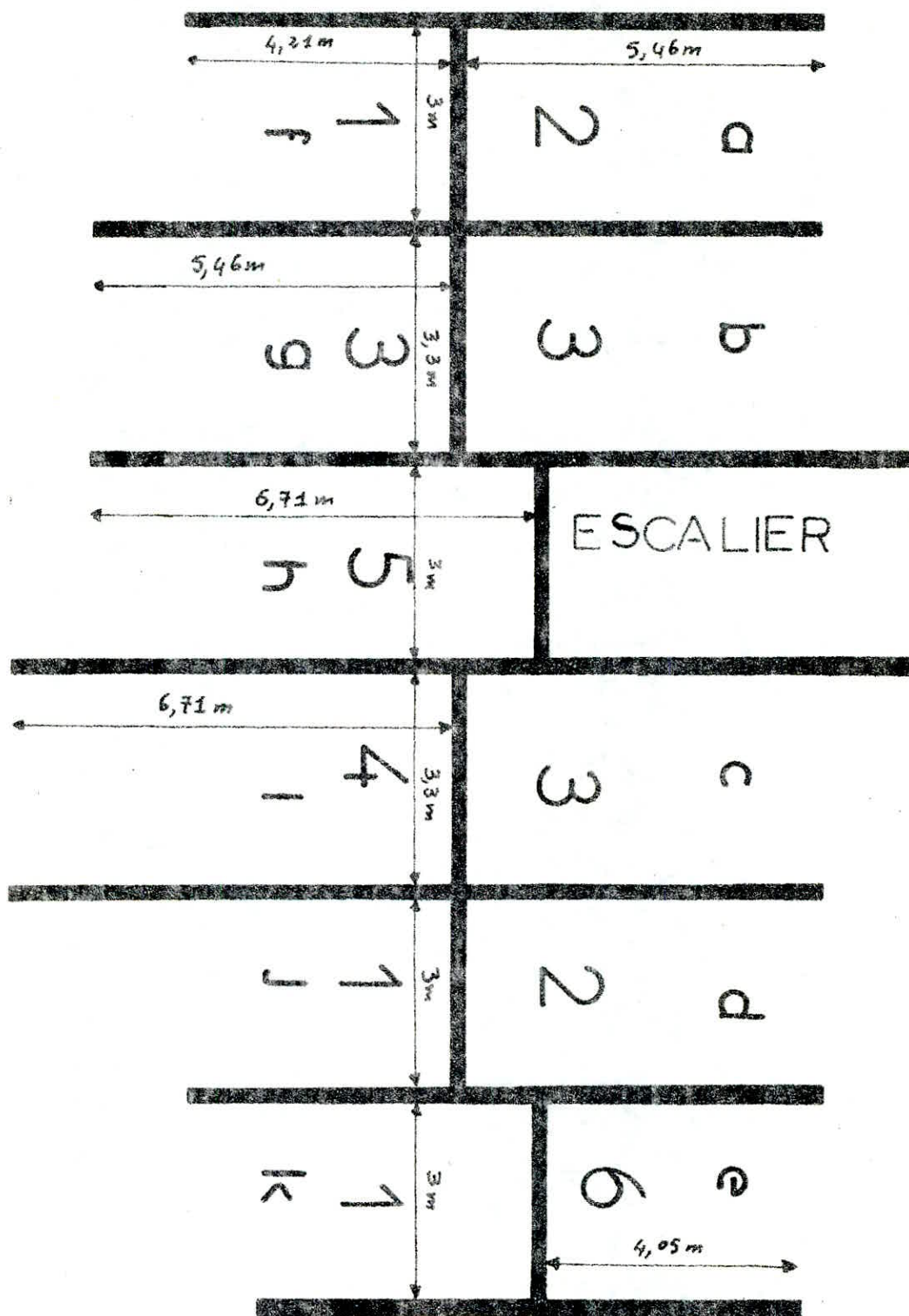
$\omega_{s'}$: Coefficient de flèche au milieu du bord libre. doit être multiplié par $q b^4 / E h^3$ pour avoir la flèche réelle.

avec : q = charge uniforme que supporte la dalle

$$E = 1,16 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

h = épaisseur de la dalle (15 cm).

IDENTIFICATION DES PANNEAUX



Le Tableau 1.32 (page 66) de l'ouvrage de BARRÈS correspondant à $\mu = 0,15$ (Béton Armé), nous donne après interpolation les valeurs suivantes.

Dalles	γ	W_s	W_{bs}	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}
1	1,4	0,0325	0,0439	0,0156	0,0956	0,1243
2	1,82	0,01377	0,01738	0,00864	0,10700	0,1297
3	1,65	0,0189	0,0243	0,0108	0,1029	0,1280
4	2,03					
5	2,34					
6	1,35	0,0369	0,0505	0,01705	0,0937	0,1232

Detail de calcul pour la dalle n° 1.

$$\left. \begin{array}{l} a = 4,21 \text{ m} \\ b = 3 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 1,4$$

$1,5 < \gamma < 2$, on procede par interpolation lineaire entre $\gamma_1 = 1,5$ et $\gamma_2 = 2$

$$W_s = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \cdot W_{s_1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \cdot W_{s_2}$$

$$\text{Posons: } A = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \quad \text{et} \quad B = \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1}$$

on aura :

$$W_{bs} = A \cdot W_{bs_1} + B \cdot W_{bs_2}$$

$$M_{xs} = A \cdot M_{xs_1} + B \cdot M_{xs_2}$$

$$M_{yas} = A \cdot M_{yas_1} + B \cdot M_{yas_2}$$

Après avoir appliqué les formules d'interpolations precedentes, on

trouve :

$$W_s = 0,0325 ; W_{bs} = 0,0439 ; M_{xs} = 0,0156 ; M_{ys} = 0,0956$$

$$M_{yas} = 0,1243.$$

Calcul des moments et verification des fleches.

$$\bar{f}_a = \frac{a}{500} ; \bar{f}_b = \frac{b}{500} \quad (a \text{ et } b \text{ en cm})$$

Flèches réelles

$$f_s = \omega_s \cdot \frac{q \cdot a^4}{E h^3} \quad \text{et} \quad f_{bs} = \omega_{bs} \cdot \frac{q b^4}{E h^3}$$

Moments réels.

$$M_{xs} = M_{xs} \cdot q \cdot a^2 \quad M_{ys} = M_{ys} \cdot q \cdot b^2 \quad M_{yas} = M_{yas} \cdot q \cdot b^2$$

La charge de calcul q est :

$$q = g + 1,2p = 582 + 1,2 \times 175 = 792 \text{ Kg/m}^2$$

Module d'élasticité du Béton : $E = 1,16 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

Dalles	a (cm)	b (cm)	\bar{f}_a (cm)	\bar{f}_b (cm)	f_s (cm)	f_{bs} (cm)	M_{xs} (Kg.m)	M_{ys} (Kg.m)	M_{yas} (Kg.m)
1	421	300	0,84	0,6	0,2	0,068	219	681,5	886
2	546	300	1,09	0,6	0,246	0,028	204	762,7	929,5
3	546	330	1,09	0,66	0,68	0,056	255	887,5	1104
4	671	330	1,34	0,66					
5	671	300	1,34	0,6					
6	405	300	0,81	0,6	0,2	0,083	221,5	668,25	878,5

N.B : on remarque que toutes les flèches sont vérifiées.

Détermination des efforts pour les dalles 4 et 5

Dalle 4 : $\gamma = \frac{a}{b} = \frac{6,71}{3,3} = 2,03 > 2$ donc la dalle dans un seul sens qui est celui de la petite portée.

on ferrailler ce panneau en considérant une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée.

$$q = 792 \text{ Kg.m} \rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{792 \cdot 3,3^2}{8} = 1078,11 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Dalle 5 : } \gamma = \frac{a}{b} = \frac{6,71}{3} = 2,24 > 2$$

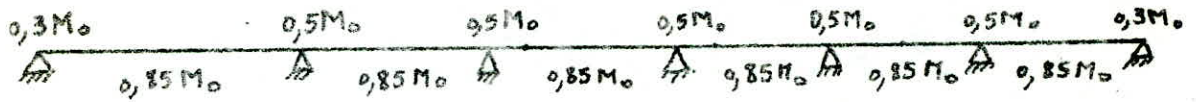
$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{792 \cdot 3^2}{8} = 891 \text{ Kg.m.}$$

Ferraillage des panneaux.

Sens Porteur.

Le moment max à prendre en compte est $M_0 = 1104 \text{ Kg.m.}$
 Nous considérons une poutre telle que les sens porteurs des panneaux soient alignés.

on fait une coupe pour les dalles f, g, h, i, j, k.



a) en travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 1104 = 938,4 \text{ Kg.m/mel}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 938,4 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 2800} = 0,0297 \rightarrow \begin{cases} K = 52,2 \\ E = 0,9256 \end{cases}$$

$$A = \frac{938,4 \times 10^2}{2800 \times 13 \times 0,9256} = 2,78 \text{ cm}^2. \text{ soit } 6T8/\text{mel} \text{ espace de } 18 \text{ cm.}$$

($A_{eff} = 3,01 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité'

$$A \geq b \cdot h \left(\psi_u + \frac{1}{2} (2 - \beta) \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} \right) \left(\frac{R_0}{R} \right)^2$$

$$A \geq 100 \times 13 \times \frac{0,54}{2} (2 - 0,6) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{13} \right)^2 = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

b) aux appuis intermédiaires

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 1104 = 552 \text{ Kg.m/mel}$$

$$\mu = \frac{15 \times 552 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 2800} = 0,0175 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9417 \\ K = 70,75 \end{cases}$$

$$A = \frac{552 \times 10^2}{2800 \times 13 \times 0,9417} = 1,61 \text{ cm}^2 \text{ d'où } 6T6/\text{mel} \text{ espaces de } t = 18 \text{ cm}$$

($A_{eff} = 1,7 \text{ cm}^2$)

- Condition de non fragilité.

$$2,78 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

c) Aux appuis de rive.

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 1104 = 331,2 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 331,2 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,01049 \rightarrow \begin{cases} K = 94 \\ E = 0,9544 \end{cases}$$

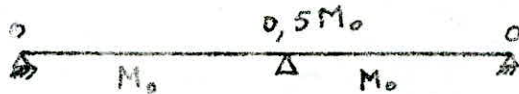
$$A = \frac{334,2 \times 100}{2800 \times 0,9541 \times 13} = 0,953 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 100 \times 13 \times \frac{0,54}{2} (2 - 0,73) \frac{5,9}{2800} \times \left(\frac{15}{13}\right)^2 = 1,27 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A \rightarrow$ on adopte le ferrailage minimum. soit $A = 1,27 \text{ cm}^2$

on prend 5 T6/ml $A_{\text{eff}} = 1,41 \text{ cm}^2$ espacés de $t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 33 \text{ cm}$.

2) Sens répartiteur.



Le moment Maxi. à considérer est $M_0 = 255 \text{ Kg. m. / ml}$.

a) en travée.

$$M_t = M_0 = 255 \text{ Kg. m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 255 \times 10^2}{100 \times 11,9^2 \times 2800} = 0,00964 \rightarrow \begin{cases} K = 98,5 \\ \mu = 0,956 \end{cases}$$

$$A = \frac{255 \times 10^2}{2800 \times 0,956 \times 11,9} = 0,8 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A \gg 100 \times 11,9 \times \frac{0,54}{4} (1 + 0,73) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{15}{11,9}\right)^2 = 0,92 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte le ferrailage minimal.

Soit $A = 0,92 \text{ cm}^2$ on prend 4 T6 ($A_{\text{eff}} = 1,13 \text{ cm}^2$) espacés de $t = 30 \text{ cm} < \bar{t} = 45 \text{ cm}$.

b) à l'appui intermédiaire

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 255 = 127,5 \text{ kg. m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 127,5 \times 10^2}{2800 \times 13^2 \times 100} = 0,00464 \rightarrow \begin{cases} K = 156 \\ \mu = 0,9708 \end{cases}$$

$$A = \frac{127,5 \times 10^2}{2800 \times 0,9708 \times 13} = 0,36 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité.

$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A = 0,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte le ferrailage minimal.

$A = 0,84 \text{ cm}^2$ soit 3 T6 ($A_{\text{eff}} = 0,85 \text{ cm}^2$) espacés de $t = 40 \text{ cm}$.

Verifications.Verification de la condition de non fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{\sigma}{E_f} = \frac{3,01}{2 \times 2 \times 10^4} = 7,52 \times 10^{-3}$$

$K = 1,5 \times 10^6$: fissuration peu prejudiciable

$\eta = 1,6$: Acier H.A

$\phi = 8 \text{ mm}$.

$\sigma_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \cdot \frac{7,52 \times 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 7,52 \cdot 10^{-3}} = 2098,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \times 10^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{5,9}{8}} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow (\text{Verifie})$$

Verification des contraintes

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} ; \text{ on prend la plus defavorable, soit } K = 52,2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{52,2} = 53,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de la dalle des loggias.

Calcul des loggias en continuité avec les dalles i et h.

on étudie le panneau le plus defavorable soit le panneau i

on a le cas le plus defavorable en surchargeant tout le panneau.

$$q = G + 1,2P = 507 + 1,2 \times 350 = 927 \text{ Kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{6,71}{3,3} = 2,033 > 2 \Rightarrow \text{on ferraille le panneau en considerant}$$

une portée de 1 m dans le sens de la petite portée.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{927 \cdot (3,3)^2}{8} = 1261,88 \text{ Kg. m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis on a:

$$\text{En travée} : M_t = 0,9 M_0 = 0,9 \times 1261,88 = 1135,7 \text{ Kg. m.}$$

$$\text{aux appuis} : M_a = 0,4 M_0 = 0,4 \times 1261,88 = 504,75 \text{ Kg. m.}$$

Ferraille.

$$\text{Travée} : \mu = \frac{15 \times 1135,7 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,036 \rightarrow \begin{cases} K = 46,6 \\ E = 0,9188 \end{cases}$$

$$A = \frac{1135,7 \times 10^2}{2800 \times 0,9188 \times 13} = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T8/ml \text{ (} A_{eff} = 3,51 \text{ cm}^2 \text{)}$$

espaces de $t = 15 \text{ cm}$.

aux appuis : $M_a = 504,75 \text{ Kg. m}$.

$$\mu = \frac{15 \times 504,75 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,016 \rightarrow \begin{cases} k = 74 \\ \epsilon = 0,9438 \end{cases}$$

$$A = \frac{504,75 \times 100}{2800 \times 0,9438 \times 13} = 1,47 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,37 \text{ cm}^2.$$

on choisit 6T6 ($A_{eff} = 1,70 \text{ cm}^2$) espacés de $t = 18 \text{ cm}$.

Sens répartiteur.

ferraillage arbitraire tel que $A_r = \frac{A_x}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$

$A_r < A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte le ferraillage minimum.

$A = 0,92 \text{ cm}^2$ soit 4T6 ($A_{eff} = 1,13 \text{ cm}^2$) espacés de $t = 30 \text{ cm}$.

Donc pour la loggia en continuité avec la dalle i, il n'y a que l'espacement des barres dans le sens porteur qui diminue de 16 cm à 15 cm.

Calcul de la loggia en continuité avec la dalle h.

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{6,71}{3} = 2,23 > 2 \Rightarrow \text{on la ferraille par bande de } 1 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{9l^2}{8} = \frac{927 \times 3^2}{8} = 1042,87 \text{ Kg. m.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 1042,87 = 886,44 \text{ Kg. m.} < 938,4 \text{ Kg. m.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 1042,87 = 521,43 \text{ Kg. m.} < 552 \text{ Kg. m.}$$

on remarque que ces moments sont inférieurs respectivement aux moments ayant servi pour la détermination des aciers en travée et aux appuis par conséquent le ferraillage déjà calculé est suffisant.

Calcul des loggias en continuité avec les panneaux "a" et "b"

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{5,46}{3} = 1,82$$

$$W_s = 0,01377$$

$$W_{bs} = 0,01738$$

$$M_{xs} = 0,00864$$

$$M_{ys} = 0,107$$

$$M_{yas} = 0,1297$$

$$q = G + 1,2P = 927 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{on trouve : } f_s = 0,29$$

$$M_{xs} = 238,77 \text{ Kg.m}$$

$$M_{yas} = 1082,1 \text{ Kg.m}$$

$$f_{bs} = 0,033$$

$$M_{ys} = 867,67 \text{ Kg.m}$$

Moment le plus défavorable: $M = 1082,1 \text{ Kg.m.} < M_0 = 1104 \text{ Kg.m.}$

on constate que ce moment est inférieur au moment ayant servi pour la détermination des aciers en travée et aux appuis par conséquent le ferrailage calculé est suffisant.

Calcul de la bande moyée "chainage"

au niveau de chaque panneau on prévoit une bande moyée, de largeur de 40cm de largeur et de hauteur 15cm sur toute la portée du panneau. Cette bande est destinée à supporter le poids du mur en brique et son poids propre. Cette poutre a été prévue car les dalles ne sont pas appuyés sur le 4^e côté.

charge revenant à la poutre

$$\text{- Poids propre du mur : } 225 \times 2,85 = 641,25 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{- Poids propre de la bande : } 0,40 \times 0,15 \times 2500 = 150 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 641,25 + 150 = 791,25 \text{ Kg/ml}$$

calcul des efforts : on calcule cette bande comme une poutre semi-encastrée à ses 2 extrémités.

$$M_t = \frac{q l^2}{10} = \frac{791,25 \times 3,3^2}{10} = 861,67 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = \frac{q l^2}{20} = \frac{791,25 \times 3,3^2}{20} = 430,83 \text{ Kg.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{791,25 \times 3,3}{2} = 1305,56 \text{ Kg.m}$$

Ferrailage

$$\text{en travée : } M_t = 861,67 \text{ Kg.m}$$

$$R = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 861,67 \times 10^2}{2800 \times 40 \times 13^2} = 0,0683 \longrightarrow \begin{cases} K = 31,575 \\ E = 0,8327 \end{cases}$$

$$A_e = \frac{861,67 \times 10^2}{2800 \times 0,8927 \times 13} = 2,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10 \text{ (} A_{app} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{31,57} = 88,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ donc}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

A l'appui : $M_a = 430,83 \text{ Kg.m.}$

$$\mu = \frac{15 \times 430,83 \times 10^2}{2800 \times 10 \times 13^2} = 0,0341 \longrightarrow \begin{cases} K = 48,1 \\ E = 0,9207 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{430,83 \times 10^2}{2800 \cdot 40 \cdot 0,9207} = 1,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T8 \text{ (} A = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Condition de non fragilité

$$A \gg 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{eu}} \cdot b \cdot h = 0,69 \frac{5,9}{2800} \cdot 40 \cdot 13 = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{matrix} A_e = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \end{matrix} > 0,5 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

Vérification des Contraintes

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{31,57} = 88,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot A \cdot h} = \frac{861,67 \times 10^2}{3,01 \times 0,8927 \times 13} = 2466,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{3,14}{2 \times 40 \times 2} = 0,019625$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{10} \cdot \frac{0,019625}{1 + 0,19625} = 3937,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \cdot \frac{5,8}{8}} = 2831,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3937,3 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

Calcul des armatures transversales

$$T = 1305,56 \text{ Kg.}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1305,56}{40 \times \frac{7}{8} \cdot 13} = 2,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$M_a = 430,83 \text{ Kg. m}$; $A = 2,01 \text{ cm}^2$

le pourcentage minimale d'acier : $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_a}{4 \cdot h} = \frac{100 \times 2,01}{100 = 13} = 0,3865$

d'où : $\begin{cases} K = 37,2 \\ E = 0,9042 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M_a}{A_a \cdot E \cdot h} = \frac{430,83 \times 10^2}{2,01 \cdot 0,9042 \cdot 13} = 1823,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1823,5}{37,2} = 49,02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$

alors la contrainte de cisaillement sera prise égale à :

$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b' = 3,5 \cdot 49,02 = 171,52 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b = 2,87 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b < 5 \bar{\tau}_b$ donc les armatures transversales obliques ne sont pas nécessaires.

Nous mettrons des armatures transversales perpendiculaire à la fibre moyenne. 1 cadre + 2 épingles $\phi 6$. $A = 1,13 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{bh}$; $\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b'} \right) \right\} = 0,946$

$\bar{\sigma}_{at} = 0,946 \times 2400 = 2270,4 \text{ Kg/cm}^2$

$t = \frac{1,13 \cdot \frac{7}{8} \cdot 2270,4}{1305,56} = 22,3 \text{ cm}$

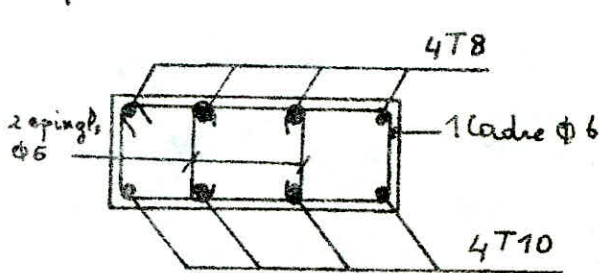
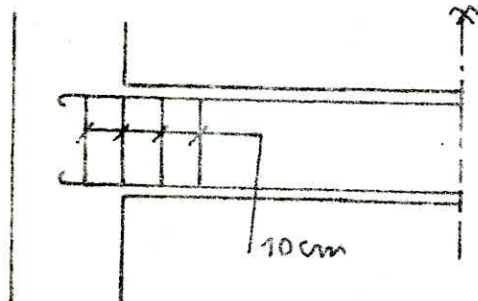
$\bar{E} = \max \left[h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b'} \right) ; 0,2 h \right] = \max [11,1 ; 2,6] = 11,1 \text{ cm}$

on prend $t = 10 \text{ cm}$.

Condition aux appuis

$\frac{T + M_a/3}{\bar{\sigma}_a} < A \Rightarrow \frac{1305,56 - \frac{430,83 \times 10^2}{7/8 \cdot 13}}{2800} = -0,88 < 0 \Rightarrow$

L'ancrage des armatures n'est pas nécessaire.

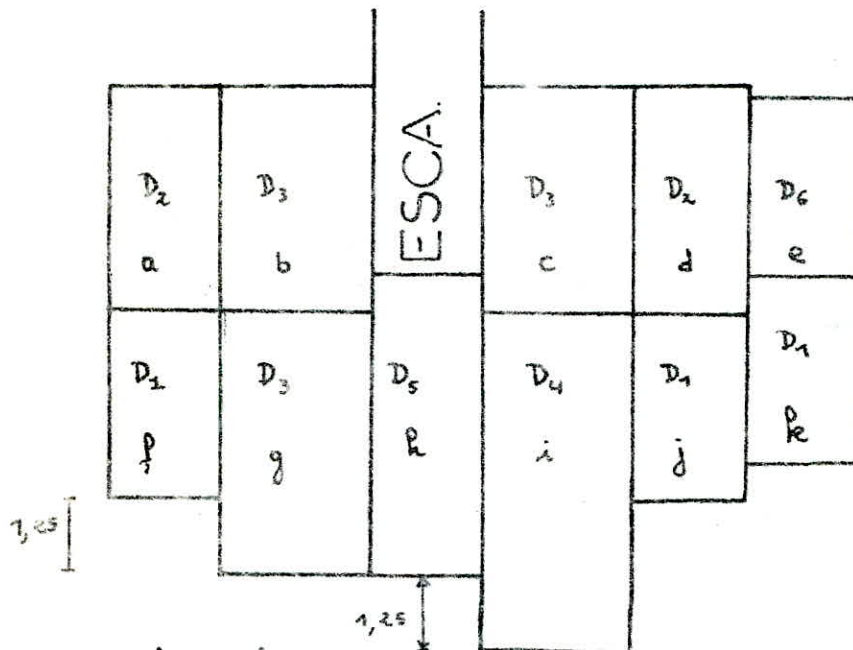


Plancher sur vide sanitaire

Vue les difficultés de Coffrage pour le plancher du rez-de chaussée et afin d'éviter des coffrages perdus en bois, on optera pour le système de predalle. Par cela, nous devons prévoir une dalle de compression coulée sur place d'une épaisseur de 6 cm. Le plancher doit comporter des armatures continues en une ou deux nappes sous forme de quadrillage avec un minimum de 0,25% dans les deux directions.

La sous face des predalles est lisse. La face supérieure est rugueuse afin de permettre une bonne reprise avec le béton coulé sur place et d'assurer le monolithisme.

Les boucles de levage des predalles sont ancrés sous les armatures principales.



Toutes les dalles sont partiellement encastrées sur 4 cotés, fait dont on tiendra compte pour faire une répartition des moments en travées et aux appuis.

Détermination des charges et surcharges.

Charges permanentes.

- Predalle	-----	150 kg/m ²
- Béton coulé	-----	225 "
- Carrelage + mortier de pose + sable	-----	104 "
		$G = 479 \text{ Kg/m}^2$

$$\text{surcharge : } P = 175 \times 1,2 = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{soit } q = 479 + 210 = 689 \text{ Kg/m}^2$$

Determination des efforts.

on utilise la méthode exposée dans le C.C.B.A.68

on a 2 cas : 1) $\beta < 0,4$

2) $0,4 < \beta < 1$

$$\text{avec } \beta = \frac{l_x}{l_y}$$

$\beta < 0,4 \rightarrow$ La dalle porte de un seul sens, celui de la petite portée

$0,4 < \beta < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les 2 sens $x-x$ et $y-y$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Dalle D₁

$$l_x = 3 \text{ m}$$

$$l_y = 4,21 \text{ m}$$

$$\beta = 0,9 \quad ; \quad 0,4 < \beta < 1$$

$$\mu_x = 0,0716 \quad ; \quad M_x = 0,0716 \times 689 \times 3^2 = 444 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu_y = 0,5624 \quad ; \quad M_y = 0,5624 \times 444 = 249,7 \text{ Kg.m/ml}$$

Dalle D₂

$$l_x = 3$$

$$l_y = 5,46$$

$$\beta = 0,55 \quad \quad 0,4 < \beta < 1$$

$$\mu_x = 0,0911 \quad ; \quad M_x = 0,0911 \times 689 \times 3^2 = 564,9 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu_y = 0,377 \quad ; \quad M_y = 0,377 \times 564,9 = 213 \text{ Kg.m/ml}$$

Dalle D₃

$$l_x = 3,3$$

$$l_y = 5,46$$

$$\beta = 0,6$$

$$\mu_x = 0,0849 \rightarrow M_x = 0,0849 \times 689 \times 3,3^2 = 637 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu_y = 0,435 \rightarrow M_y = 0,435 \times 637 = 277,1 \text{ Kg.m/ml}$$

Dalle D₄

$$l_x = 3,3$$

$$l_y = 6,71$$

$$\beta = 0,49$$

$$\mu_x = 0,0988 \rightarrow M_x = 0,0988 \times 689 \times 3,3^2 = 741,3 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu_y = 0,3196 \rightarrow M_y = 0,3196 \times 741,3 = 237 \text{ Kg.m/ml}$$

Dalle D₅

$$l_x = 3 \text{ m}$$

$$l_y = 6,71 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,45$$

$$\mu_x = 0,1031 \rightarrow M_x = 0,1031 \times 689 \times 3^2 = 639,3 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu_y = 0,286 \rightarrow M_y = 0,286 \times 639,3 = 182,84 \text{ Kg.m/ml}$$

Dalle D₆

$$l_x = 3 \text{ m}$$

$$l_y = 4,05 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,74$$

$$\mu_x = 0,0681 \rightarrow M_x = 0,0681 \times 689 \times 3^2 = 422,29 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu_y = 0,583 \rightarrow M_y = 0,583 \times 422,29 = 252,95 \text{ Kg.m/ml}$$

Ferraillage

- Sous porteur: Le moment le plus defavorable est celui correspondant au panneau "D₄" soit M₀ = 741,3 Kg.m.

en travée: M_t = 0,85 M₀ = 0,85 × 741,3 = 630,1 Kg.m.

$$\mu = \frac{15 \times 630,1 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0199 \rightarrow \begin{cases} K = 65,5 \\ E = 0,9379 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{630,1 \times 10^2}{2800 \times 0,9379 \times 13} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Le C.T.C. preconise une ferraillage minimale pour la genre de plancher de 0,25 % de chaque direction, soit

$$A_{\text{min}} = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml.} > A = 1,85 \text{ cm}^2$$

Soit 5T10/ml (A = 3,92 cm²) (t = 22 cm)

Sur Appuis.

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 741,3 = 370,65 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 370,65 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0117 \rightarrow \begin{cases} K = 88,5 \\ E = 0,9517 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{370,65 \times 10^2}{2800 \times 0,9517 \times 13} = 1,07 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T6 / \text{ml} \text{ (t = 25 cm)}$$

Sous repartiteur

- en travée: on prendra A_t = A_{min} = 5T10/ml (t = 22 cm)

- aux appuis: on prendra 4T6/ml (t = 25 cm)

Verification:

- Contrainte de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{10} \cdot \frac{0,0098}{1 + 0,098} = 2142,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \cdot \frac{3,9}{10}} = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{pas risque de fissuration}$$

- Verification à l'effort tranchant.

$$T_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^3}{l_x^3 + l_y^3}$$

$$T_y = \frac{q \cdot l_y}{2} \cdot \frac{l_x^3}{l_x^3 + l_y^3}$$

$$T_{\max} = T_x = 1074 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1074}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 994 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAP. 4

**ETUDE AU
S'EISME**

CALCUL AU SEISME

Generalités :

Le séisme par ses secousses, engendre dans les constructions des accélérations particulières pouvant atteindre parfois l'ordre de grandeur de la gravité soit $9,81 \text{ m/s}^2$. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.

L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dégâts aux constructions, à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets.

Voici par ailleurs quelques recommandations de conception générale des bâtiments.

- Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments, ainsi que le rapport de la hauteur avec sa largeur.
- Éviter des ensembles mal équilibrés en hauteur et en inertie.
- Prévoir si possible un sous-sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
- Éviter les éléments de constructions mal liés à l'ossature.
- Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvements dus au vent.
- Éviter les ouvertures de très grandes dimensions.
- Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides ainsi qu'une bonne disposition des armatures.
- Autour des ouvertures, il faut prévoir des encadrements armés liés à l'ossature.
- Dans les poteaux, les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres et réalisés sans crochets.
- Assurer l'indeformabilité de l'ensemble par des contreventements dans tous les sens.

Règlement suivi

Depuis le séisme d'EL-ASNAM, le C.T.C a élaboré un règlement Parasismique Algérien (R.P.A 81), rendant les conditions de sécurité plus strictes, donc le règlement suivi est : R.P.A 81

Principe de calcul

On va faire un calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels, des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q). Ces sollicitations sont censées être équivalentes à celles des efforts sismiques.

Ce calcul n'est valable que si les conditions suivantes sont vérifiées (R.P.A Art. 3.2.1.1)

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié a une hauteur au plus égale à 45 m en zone (II).

La hauteur de notre bâtiment (y compris l'acrotère) $h = 16,55 \text{ m}$ (Vérifié)

- 2) La forme du bâtiment est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillie ou en retrait ne dépassent pas 25% des dimensions du rectangle inscrit de référence dans le sens considéré

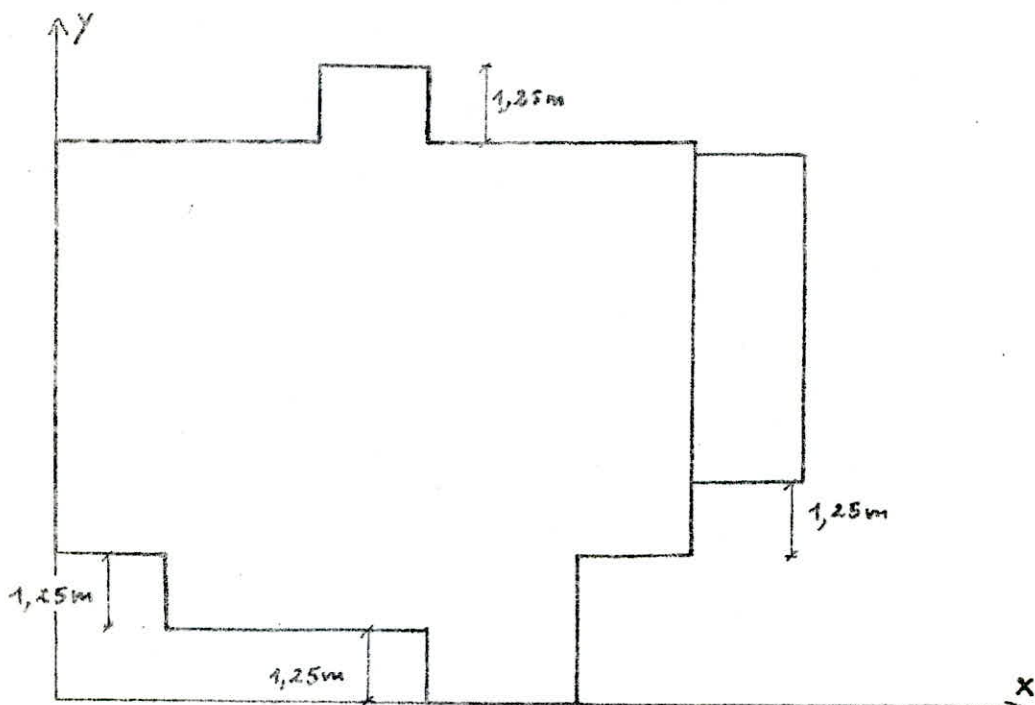
$$1,25 < \frac{13,58}{4} = 3,395 \text{ m} \quad (\text{Vérifié})$$

- 3) Dans le cas des décrochements 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.

Dans notre cas c'est vérifié.

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 mesuré perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Niveau	$ X_G - Y_G $	20% de la largeur	$ Y_G - X_G $	20% de la largeur
Terrasse	0,2 m	3,9 m	0,048 m	2,7 m
4 ^e	0,3 m	3,9 m	0,034 m	2,7 m
3 ^e , 2 ^e , 1 ^e	0,27 m	3,9 m	0,004 m	2,7 m
R.D.C	0,26 m	3,3 m	0,08 m	2,7 m.



5) Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% de chaque direction.

Dans notre cas les niveaux sont identiques → donc vérifié.

6) Le bâtiment étudié présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux. (Vérifié)

7) La structure p.m.e. présente pas plusieurs degrés de liberté dans un même plan horizontal pour chacune des directions étudiées.

8) La rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction (vérifié)

CALCUL DES FORCES SISMIQUES

Pour notre cas toutes les conditions de l'application de la méthode statique sont vérifiées donc on peut faire un calcul statique équivalent.

L'intensité des forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure est donnée par :

$$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$$

V : Force horizontale Totale.

A : Coefficient de l'accélération dans la zone donnée.

Dans notre cas : - groupe de } A = 0,15
- zone sismique II

B : facteur de Comportement de la structure. Notre Batiment est contreventé entièrement par des voiles porteurs, → B = 1/4

D : Facteur d'amplification Dynamique moyen. Il est fonction de la période T d'oscillation.

Détermination de la période T

notre bâtiment est contreventé par voiles → $T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$

H : hauteur du bâtiment

L : La dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

Sens Transversal. L = 13,58 m
H = 15,7 m.

$$T = \frac{0,09 \cdot 15,7}{\sqrt{13,58}} = 0,38 \text{ s}$$

sol meuble → D = f(T) = 2 (R.P.A 81)
Page 17

Sens longitudinal : L = 19,72 m
H = 15,7 m

$$T = \frac{0,09 \cdot 15,7}{\sqrt{19,72}} = 0,318 \text{ s} \rightarrow D = f(T) = 2$$

Q : facteur de qualité. Les valeurs de Q sont données par la formule

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^n P_q$$

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non des critères de qualité q . Les critères ainsi que les valeurs de P_q correspondantes sont données dans le Tableau suivant.

q	Critères	Valeur P_q	
		critère observé	critère non observé
1	Conditions minimales des piliers porteurs	0*	0,1
2	surabondance en plan	0*	0,1*
3	symétrie en plan.	0*	0,1
4	Régularité en élévation	0*	0,1
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,1*
6	Contrôle de la qualité de la construction	0	0,1*

Sens longitudinal : $Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,3$

Sens Transversal : $Q = 1 + 0,1 + 0,1 = 1,2$

W : Poids de la structure.

La valeur de W comprend la Totalité des charges permanentes (Poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtement, poids des équipements fixes, etc...)

$$W = 1317,47 \text{ t (descente de charge)}$$

Estimation de la force latérale Totale V.

Seisme longitudinal

$$V = A.D.B.Q.W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,3 \times 1317,17 = 128,42 \text{ t}$$

Seisme Transversal

$$V = A.D.B.Q.W = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,2 \times 1317,17 = 118,54 \text{ t}$$

Distribution des Forces latérales.

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

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

La force concentrée F_E au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante ou T est en secondes.

$$F_E = 0,07 T \cdot V \quad (F_E \text{ doit être } < \text{ à } 0,25 V)$$

$$F_E = 0 \text{ dans le cas où } T \ll 0,7 \text{ s.}$$

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

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

Dans notre cas $F_E = 0$

F_k : Effort horizontal au niveau k , elle doit être répartie sur la surface du bâtiment en fonction de la distribution des masses à ce niveau

W_i, W_k : Partie de W qui se trouve à chaque niveau.

h_i, h_n, h_k : hauteur de la base respectivement aux niveaux i, n et k le niveau n étant le plus haut niveau de la partie principale de la structure.

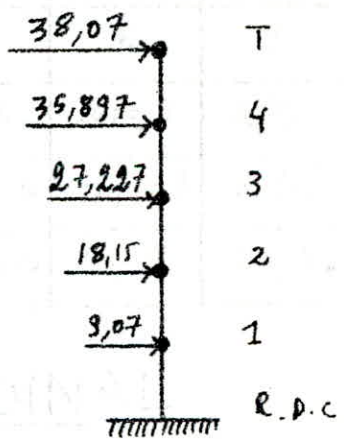
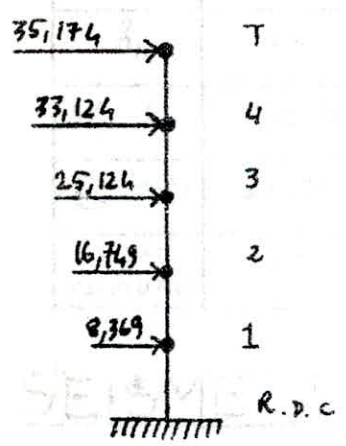
Les forces sismiques agissant à chaque niveau respectivement dans le sens transversal et longitudinal sont données dans les Tableaux suivants.

SEISME TRANSVERSAL

Niveau \	5	4	3	2	1	Σ
W_k	234,346	276,178	279,3	279,3	279,1	
h_k	15	12	9	6	3	
$W_k \cdot h_k$	3519,19	3314,136	2513,7	1675,8	837,3	11860,126
F_k (ent)	35,174	33,124	25,124	16,749	8,369	118,54
Forces cumulees	35,174	68,3	93,422	110,17	118,54	

SEISME LONGITUDINAL

Niveau \	5	4	3	2	1	Σ
W_k	234,346	276,178	279,3	279,3	279,1	
h_k	15	12	9	6	3	
$W_k \cdot h_k$	3515,19	3314,136	2517,7	1675,8	837,3	11856,126
F_k (ent)	38,07	35,897	27,227	18,15	9,07	128,41
Forces cumulees	38,07	73,967	101,194	119,344	128,41	



F_k (ent)	38,07	73,967	101,194	119,344	128,41	
Forces cumulees	38,07	73,967	101,194	119,344	128,41	

CHAP. 5

**ETUDE AU
VENT**

ETUDE AU VENT

Generalites

Les regles N.V65 supposent que la direction du vent est horizontale. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un element de paroi est considéré comme normale a cet element, elle est fonction de :

- La vitesse du vent
- La Catégorie de la Construction et de ses proportions d'ensemble.
- L'emplacement de l'element considéré dans la Construction et de son orientation par rapport au Vent.
- Les dimensions de l'element considéré.
- La forme de la paroi (plane ou courbe) a laquelle appartient l'element considéré.

Pression dynamique : La pression dynamique q en daN/m^2 est donnée en fonction de la vitesse V du Vent en (m/s) .

$$q = \frac{V^2}{16,3}$$

on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême, le rapport de la seconde sur la première est pris égale à 1,75.

Cependant la relation indiquée plus haut ne sera pas utilisée étant donné que nous n'avons pas de données météorologiques, concernant la vitesse du vent.

Par conséquent on déterminera la pression dynamique normale par la relation empirique suivante.

$$q_m = K_m \cdot K_s \cdot S \cdot q_H$$

Effet de la hauteur au dessus du Sol

Soit q la pression dynamique agissant a la hauteur H au dessus du sol exprimée en (mètres).

q_{10} la pression dynamique de base a 10m de hauteur. Pour

$0 < H < 500 \text{ m}$ le rapport entre q_H et q_{10} sera :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \cdot \frac{H+8}{H+60}$$

La hauteur H est comptée a partir du Sol environnant.

Pour un pite normale dans effet de masque, sur un element dont la plus grande dimension est de 0,5 m, la pression q_{10} exercée pour la zone II est de 70 daN/m^2 .

Effet de site "K_s" et. effet de masque "K_m"

Notre bâtiment est construit sur un sol offrant une planéité sur un grand périmètre, d'où absence de dénivellation.

Pour un site normal, on prend $K_s = 1$, de plus on suppose notre ouvrage n'est pas abrité par des constructions environnantes soit $K_m = 1$

ACTION DU VENT

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique "R" dont la direction diffère généralement de celle du vent.

Cette résultante se décompose en 3 forces.

- La première suivant la direction du vent dans un plan horizontal; c'est la Traînée (T). Elle produit un effet d'entraînement et de renversement très important. Pour cela on se basera sur cet effet pour dimensionner l'ouvrage au contreventement.
- La deuxième, elle est perpendiculaire à la première dans le plan horizontal, c'est la dérive L
- La troisième orientée suivant une direction verticale ascendante c'est la portance U, produisant un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

Vent transversal : (perpendiculaire à la grande face)

1) Détermination de l'effort de Traînée (T) :

Caractéristiques géométriques de notre bâtiment.

- grand côté : $a = 19,72 \text{ m}$
- petit côté : $b = 13,58 \text{ m}$

- hauteur totale offerte au vent. $H = 16,55 \text{ m} < 30 \text{ m}$, nous pourrions utiliser la méthode simplifiée, mais nous optons pour la méthode générale.

ouvrage prismatique à base rectangulaire.

$$T = C_T \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$$

L'effort T est fonction du niveau H considéré, pour cela, on le calcule à chaque niveau.

Coefficient de Traînée "C_T"

Dans le cas d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse il est donné par : $C_T = 1,3 \delta_0$.
La valeur du coefficient δ_0 est donnée par le diagramme R. III. 5 des règles N.V 65.

$$\text{Vent normal à la grande face : } \left. \begin{aligned} \lambda_a &= \frac{h}{a} = \frac{16,55}{19,72} = 0,839 \\ \frac{b}{a} &= \frac{13,58}{19,72} = 0,689 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \delta_0 = 1$$

$$C_T = 1,3 \times 1 = 1,3$$

Coefficient de majoration dynamique : " β "

Ce Coefficient est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de la Construction et du niveau considéré

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

ξ : Coefficient de réponse, donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillations.

T ; Pour un bâtiment à usage d'habitation contreventé par voiles est donnée par :

$$T_t = 0,08 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + L}}$$

avec :

L_x : Dimension en plan dans la direction considérée du Vent. $L_x = b = 13,58\text{m}$
 H : hauteur Totale du Bâtiment. $H = 16,55\text{m}$.

$$T_t = 0,08 \cdot \frac{16,55}{\sqrt{13,58}} \sqrt{\frac{16,55}{16,55 + 13,58}} = 0,266 \text{ s.}$$

$$T_t = 0,266 \xrightarrow{\text{N.V 65 figure R III.3}} \xi_t = 0,18$$

τ : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau. Il est donné par une échelle fonctionnelle. N.V 65 figure R. III 4.

θ : Coefficient global dépendant du type de la Construction : pour un bâtiment à usage d'habitation, il dépend de la Cote H_s du Sommet.

$$H_s = 16,55\text{m} < 30\text{m} \implies \theta = 0,7$$

$$\beta = 0,7 (1 + 0,18 \tau) \text{ au moins égale à } 1.$$

Coefficient de dimension " δ "

Ce Coefficient ne tient compte que des dimensions de la Construction, il est donné par le diagramme R III 2 (N.V 65).

$$a = 19,72\text{m} \longrightarrow \delta_t = 0,79$$

Pression du Vent " q " : La pression normale du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage, du Site et de la hauteur au dessus du Sol du niveau considéré.

$$\text{dans notre cas : } q = q_H$$

La pression dynamique normale corrigée doit être comprise entre 30 et 170 daN/m². Ce qui est vérifié dans notre cas.

Largeur du site coupe "d": d est la largeur du bâtiment.

$$d = a = 19,72 \text{ m.}$$

Pression dynamique normale et pression dynamique extrême

La Considération du vent extrême à la place du vent normal a 2 conséquences.

- Pression q_H : en région II on a :
 - vent normal = 70 daN/m^2
 - vent extrême = $122,5 \text{ daN/m}^2$

- Coefficient de majoration dynamique.

$$\text{- vent normal} = \beta = 0(1 + \xi Z)$$

- vent extrême = pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques extrêmes servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées par l'expression $[0,5 + \frac{0}{2}] \beta$ au moins égale à l'unité.

$$[0,5 + \frac{0,7}{2}] \beta = 0,85 \beta \rightarrow 1$$

Donc les efforts dus au vent extrême sont obtenus, en multipliant ceux dus au vent normal par 1,75.

DETERMINATION DE L'EFFORT DE DÉRIVE "L"

c'est une action perpendiculaire à la direction du vent et située dans le plan horizontal. Cette force prend en considération l'action des tourbillons de Karman qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent.

Ces vibrations ne se manifestent que pour des vitesses du vent relativement faible. $V \ll 25 \text{ m/s}$.

La période propre de vibration de l'ouvrage dans le sens longitudinal est

$$T_0 = 0,08 \frac{h}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{\frac{h}{h+L}}$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 16,55 \text{ m} \\ L = 19,72 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow T_0 = 0,201 \text{ s}$$

Soit T_K : la période des tourbillons.

La résonance est obtenue lorsque T_K est égale à la période propre $T = T_0$.

Dans ce cas : $V_{cr} = \frac{d}{S.T}$ avec $d = a = 19,72 \text{ m}$.

S : nombre de Strouhal variant de 0,25 à 0,30 pour les prismes à base carrée.

T : période propre de vibration de la construction ds le sens longitudinal.

$$V_{cr} = \frac{19,72}{0,25 \times 0,201} = 392,44 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s} \Rightarrow$$

il est inutile de faire un calcul de résonance et également de calculer la dérive L

DETERMINATION DE L'EFFORT DE PORTANCE "U"

$$U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$$

avec :

C_u : coefficient de portance, soit $C_u = C_i - C_e$

C_i : coefficient de succion intérieure sur la Terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Construction fermée} \\ \text{perméabilité : } \mu < 5 \end{array} \right\} C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0) = 0,3$$

$$\gamma_0 = 1$$

C_e : coefficient de dépression extérieure sur la Terrasse.

$$\left. \begin{array}{l} \text{La figure R III.6 des règles N.V 65 donne : } \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} C_e = -0,5$$

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

$$S_u = 13,58 \times 19,72 = 267,8 \text{ m}^2 \text{ (Aire de la Toiture Terrasse)}$$

q : pression du Vent. pour $H = 16,55 \text{ m}$ on a :

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \left(\frac{H+18}{H+60} \right) = 70 \cdot 2,5 \left(\frac{16,55+18}{16,55+60} \right) = 79 \text{ daN/m}^2$$

$$q = q_H = 79 \text{ daN/m}^2$$

$$U = 0,8 \times 0,79 \times 79 \times 267,8 = 13,37 \times 10^3 \text{ daN}$$

$$U_e = 1,75 U = 1,75 \times 13,37 \times 10^3 = 23,4 \times 10^3 \text{ daN} = 23,4 \text{ t}$$

Le poids du bâtiment a un poids à vide de l'ordre de 1300 t, donc U_e est négligeable devant G . Pour les ouvrages en B.A. c'est toujours vérifié.

VENT LONGITUDINAL

1) Détermination de l'effort de traînée (T) : $T = C_T \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_b = \frac{h}{b} &= \frac{16,55}{13,58} = 1,21 \\ \frac{b}{a} &= \frac{13,58}{19,72} = 0,689 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{R.III.5 P89} \rightarrow \gamma_0 = 1 \\ C_t = 1,3 \cdot 1 = 1,3 \end{array}$$

$$T_e = 0,201 \xrightarrow[\text{P.83}]{\text{R.III.3 N.V65}} \xi_e = 0,1$$

2) Détermination de l'effort de dérive : L

$T = 0,266$ (oscillation \perp à la direction du vent)

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} = \frac{13,58}{0,25 \times 0,266} = 204,2 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

donc il est inutile de calculer L

3) Détermination de l'effort de portance : U

$$U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$$

$$C_u = C_i - C_e \quad ; \quad C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,3$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \xrightarrow[\text{R.III N.V65}]{} C_e = -0,5$$

$$C_u = 0,3 - (-0,5) = +0,8$$

$$U = 0,8 \cdot 0,79 \cdot 79 \cdot 267,8 = 13,37 \times 10^3 \text{ daN}$$

$$U_e = 1,75U = 1,75 \times 13,37 \times 10^3 = 23,4 \times 10^3 \text{ daN} = 23,4 \text{ t} < W \approx 130 \text{ t}$$

Conclusion

Les effets de dérive et de portance étant négligeables, les actions du vent seront matérialisées par l'effort de traînée.

VENT TRANSVERSAL Effort de traînée

Niveau	Ct	f	Z	θ	$\beta = \theta(1+f)$	δ	Ks	q _h	S _q	d	V _h (kg/m)	V _e (kg/m ²)
16,55	1,3	0,18	0,35	0,7	1	0,79	1	78,98	62,4	19,72	1230,5	2153,3
12,85	1,3	0,18	0,356	0,7	1	0,79	1	74,17	58,6	19,72	1155,6	2022,3
9,85	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,79	1	69,8	55,2	19,72	1088,2	1904,3
6,85	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,79	1	65	51,46	19,72	1014,7	1775,7
3,85	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,79	1	59,9	47,38	19,72	934,4	1635,1
0,85	1,3	0,18	0,36	0,7	1	0,79	1	54,2	42,9	19,72	846,09	1480,6

VENT LONGITUDINAL Effort de traînée

Niveau	Ct	f	Z	θ	$\beta = \theta(1+f)$	δ	Ks	q _h	S _q	d	V _h (kg/m)	V _e (kg/m ²)
16,55	1,3	0,1	0,35	0,7	1	0,8	1	78,98	63,184	16,55	1045,7	1830
12,85	1,3	0,1	0,356	0,7	1	0,8	1	74,17	59,9	16,55	928,42	1624,7
9,85	1,3	0,1	0,36	0,7	1	0,8	1	69,8	56,34	16,55	874,26	1529,9
6,85	1,3	0,1	0,36	0,7	1	0,8	1	65	52,59	16,55	815,2	1426,6
3,85	1,3	0,1	0,36	0,7	1	0,8	1	59,9	48,43	16,55	750,7	1313,7
0,85	1,3	0,1	0,36	0,7	1	0,8	1	54,2	43,85	16,55	679,76	1189,6

EFFORTS TRANCHANTS - MOMENTS SOLLICITATION D ENSEMBLE

Niveau		16,55	12,85	9,85	6,85	3,85	0,85
Vent transvers	Heq	0	3,7	13,593	19,055	24,056	28,526
	Meq	0	114,44	46,5	95,443	159,23	237,748
Vent longitudin	Heq	0	6,391	11,255	15,794	19,96	23,704
	Meq	0	12,053	38,829	73,766	133,701	199,23

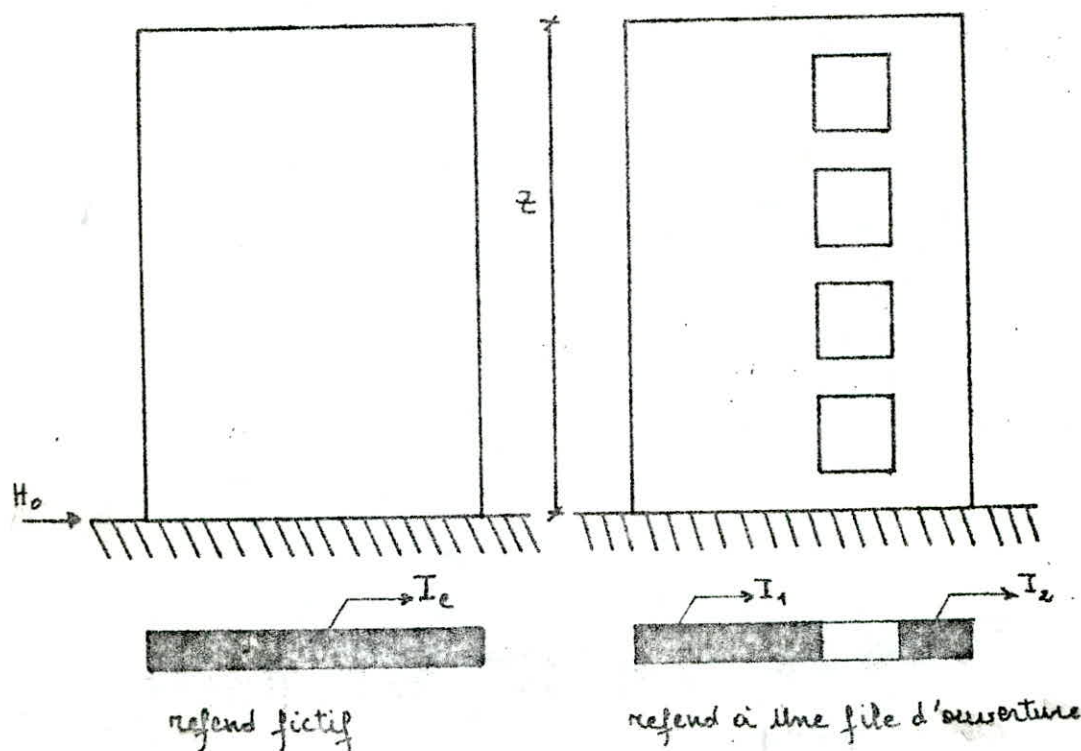
CHAP. 6

ETUDE AU CONTREVENTEMENT

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Par définition l'inertie équivalente d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, de même hauteur, qui sous les mêmes forces horizontales présente à son sommet la même flèche que celle du refend avec ouverture.



H_0 : Effort tranchant à la base du refend.

Inertie équivalente d'un refend avec une file d'ouverture :

L'inertie équivalente d'un refend avec une file d'ouverture est donnée par la formule suivante :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16.m.c.4\%}{(I_1 + I_2)\alpha_2} + 1}$$

avec :

$$I = I_1 + I_2 + 2m.c$$

I_1 et I_2 : moment d'inertie des éléments de refend (Trameau 1 et 2)

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

c : demi - distance entre les centres de gravités des deux trumeaux.

ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque (B23) M. DIVERS

α : degré de concordance. $\alpha = \omega \cdot z$

z : hauteur du bâtiment.

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

avec :

E : Coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend

E' : module d'élasticité du matériau constituant le linteau.

généralement $E = E'$ (B.A.).

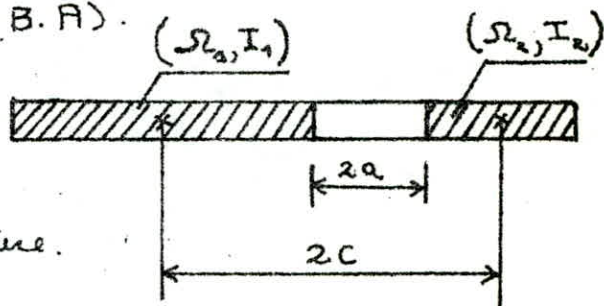
i : inertie du linteau.

h : hauteur d'étage

a : demi - portée de l'ouverture.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

avec Ω_1 et Ω_2 les sections des deux trumeaux.



Inertie équivalente d'un refend à plusieurs files d'ouvertures.

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_n} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}; \quad \omega^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_m)h} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

I_1, I_2, \dots, I_m moments d'inerties de chaque Trumeau

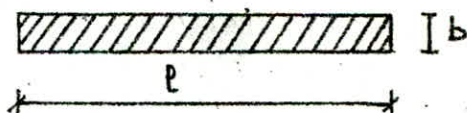
I : moment d'inertie Total du refend.

Inertie équivalente des voiles pleins.

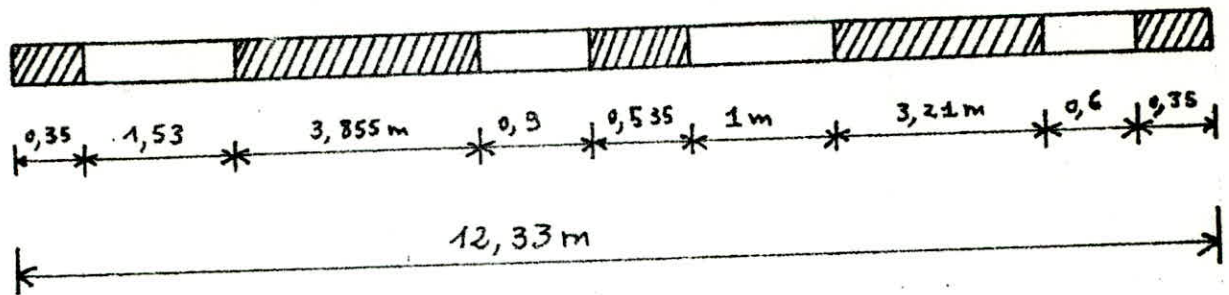
L'inertie équivalente d'un refend plein n'est autre que l'inertie de sa section Transversale.

Elle est donnée par la formule classique :

$$I_e = I = \frac{b \cdot l^3}{12}$$



Exemple : refend V_{t_3} : 4 files d'ouvertures



Inertie Totale :

$$I = \frac{0,16 \times 12,33^3}{12} - \left[\frac{0,16 \times 1,53^3}{12} + \frac{0,16 \times 0,9^3}{12} + \frac{0,16 \times 1^3}{12} + \frac{0,16 \times 0,6^3}{12} + \left(1,53 \times 0,16 (5,305)^2 \right. \right. \\ \left. \left. + 0,9 \times 0,16 \times 0,975^2 + 1 \times 0,16 \times 1,505^2 + 0,6 \times 0,16 \times 5,5^2 \right) \right] =$$

$$I = 14,627 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{0,35^3 \times 0,16}{12} ; I_2 = \frac{0,16 \times 3,855^3}{12} ; I_3 = \frac{0,16 \times 0,535^3}{12} ; I_4 = \frac{0,16 \times 3,21^3}{12}$$

$$I_5 = I_1 = \frac{0,35^3 \times 0,16}{12}$$

$$I_1 = I_5 = 5,710 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_2 = 0,7638 \text{ m}^4 ; I_3 = 2,04 \times 10^{-3} \text{ m}^4 ; I_4 = 0,44 \text{ m}^4$$

$$I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 = 1,207 \text{ m}^4$$

$$i_2 = \frac{0,16 \times 1,05^3}{12} = 0,0154 \text{ m}^4$$

$$i_2 = \frac{0,16 \times 0,85^3}{12} = 8,188 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i_3 = \frac{0,16 \times 0,83^3}{12} = 7,62 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i_4 = \frac{0,16 \times 1^3}{12} = 0,0133 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{6}{1,207 \times 3} (0,11346 + 0,215 + 0,1257 + 0,697) = 1,9074$$

$$\omega = 1,38$$

$$\kappa = 1,38 \times 15,7 = 21,67 \longrightarrow \psi_0 = 0,50$$

$$I_e = \frac{14,627}{\frac{8 \cdot 14,627}{1,207} \cdot \frac{0,5}{460,488} + 1} = 13,23 \text{ m}^4$$

Le calcul des inerties equivalentes a été fait pour tous les refends et les résultats sont donnés dans les Tableaux suivants:

VOILES PLEINS

Voiles	V_{e2} et V_{e4}	V_{e2}	V_{e5}	V_{e4}	V_{e2}
$l(m)$	3,32	5,62	6,87	3,83	3,42
$I(m^4)$	0,488	2,36	4,32	12,66	7,95

Voiles à une file d'ouverture

Voiles	V'_{e2}	V'_{e5}
$l_1(m)$	3,36	3,36
$l_2(m)$	0,35	0,35
$a(m)$	0,70	0,70
$R_2(m)$	0,85	0,85
$l(m)$	0,16	0,16
$\Omega_1(m^2)$	0,5376	0,5376
$\Omega_2(m^2)$	0,056	0,056
$I_1(m^4)$	0,5057	0,5057
$I_2(m^4)$	$5,72 \cdot 10^4$	$5,72 \cdot 10^4$
$\lambda(m^4)$	0,0102	0,0102
$c(m)$	1,2775	1,2775
$m(m^4)$	0,1296	0,1296
$I(m^4)$	0,8373	0,8373
W	1,9693	1,9693
α	30,6275	30,6275
γ_0	0,67	0,67
$I_e(m^4)$	0,8742	0,8742

Voiles à deux files d'ouverture

Voiles	V_{e4}	V_{e6}	$V_{e10}V_{e5}$
$l_1(m)$	8,42	4,44	0,35
$l_2(m)$	3,21	0,3	4,23
$l_3(m)$	0,75	3,39	0,4
$a_1(m)$	1,00	0,9	0,9
$a_2(m)$	0,60	0,8	0,9
$\Omega_1(m^2)$	1,3472	0,7104	0,056
$\Omega_2(m^2)$	0,5136	0,048	0,6768
$\Omega_3(m^2)$	0,056	0,5424	0,056
$I_1(m^4)$	7,959	1,167	$5,72 \cdot 10^4$
$I_2(m^4)$	0,441	$3,6 \cdot 10^4$	1,009
$I_3(m^4)$	$5,72 \cdot 10^4$	0,519	$8,33 \cdot 10^4$
$C_1(m)$	3,41	3,27	3,19
$C_2(m)$	1,19	2,645	3,215
$\lambda_1(m^4)$	$3,624 \cdot 10^3$	$8,19 \cdot 10^3$	$8,19 \cdot 10^3$
$\lambda_2(m^4)$	0,0793	$8,19 \cdot 10^3$	$8,19 \cdot 10^3$
W	0,1725	0,7416	0,9549
α	8,996	11,11	16,848
γ_0	0,56	0,6	0,6
I	26,618	12,68	6,23
I_e	22,6454	9,69	2,128

CALCUL DES EXCENTRICITES

A) Recherche du Centre de Torsion des elements de refends.

1) Elements longitudinaux

L'ordonnée du Centre de Torsion est donnée par l'expression :

$$Y_T = \frac{\sum_{j=1}^n I_{ej} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^n I_{ej}} \quad \begin{array}{l} Y_j : \text{ordonnée de l'élément } j \text{ ds le même repère} \\ I_{ej} : \text{Inertie équivalente de l'élément } j. \end{array}$$

Elements	$I_{ej} \text{ (m}^4\text{)}$	$Y_j \text{ (m)}$	$I_{ej} \cdot Y_j \text{ (m}^5\text{)}$
V_{e_1}	2,128	6,79	14,449
V_{e_2}	0,4207	8,04	3,3824
V_{e_3}	2,128	6,79	14,449
V_{e_4}	0,4207	8,04	3,3824
Σ	5,097		35,663

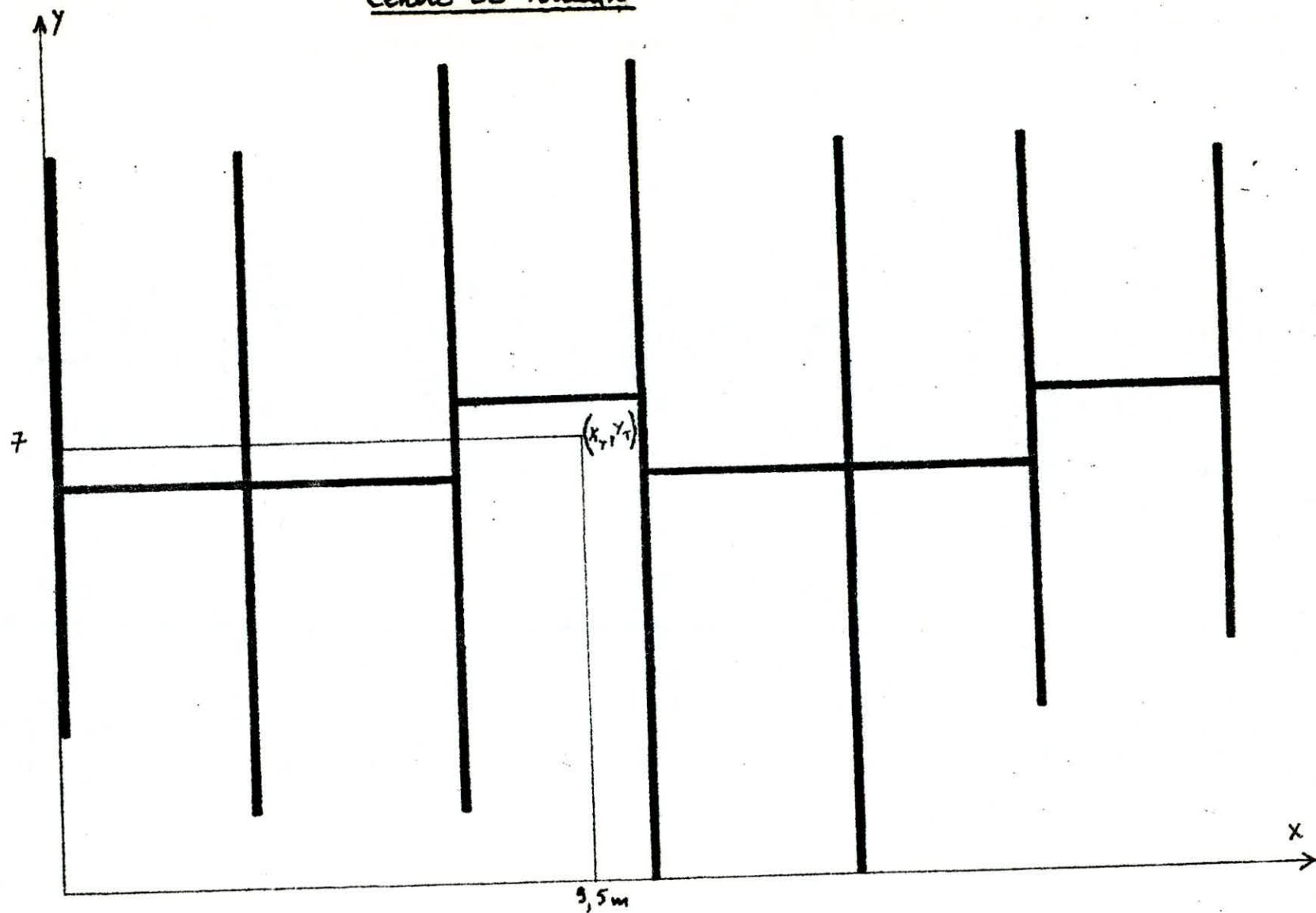
$$Y_T = \frac{\sum_{j=1}^4 I_{ej} \cdot Y_j}{\sum_{j=1}^4 I_{ej}} = \frac{35,663}{5,097} = 7 \text{ m}$$

2) Elements Transversaux.

Elements	V_{t_1}	V_{t_2}	V_{t_2}	V_{t_3}	V_{t_4}	V_{t_5}	V_{t_5}	V_{t_6}	V_{t_7}	Σ
$I_{ei} \text{ (m}^4\text{)}$	12,664	2,17	0,8342	13,23	22,645	4,028	0,8342	9,69	7,36	74,055
$X_i \text{ (m)}$	0,08	3,24	3,24	6,7	9,86	13,32	13,32	16,48	19,64	
$I_{ei} \cdot X_i$	1,013	7,031	2,703	88,641	223,287	53,653	11,11	159,69	156,334	703,45

Abcisse du Centre de Torsion.

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^9 I_{ei} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^9 I_{ei}} = \frac{703,45}{74,05} = 9,50 \text{ m.}$$

Centre de Torsion

B) recherche du Centre de masse pour chaque niveau.

Le Centre de masse est donné par l'expression :

$$X_{G_j} = \frac{\sum_{i=1}^n M_{ji} \cdot X_{ji}}{\sum_{i=1}^n M_{ji}}$$

$$Y_{G_j} = \frac{\sum_{i=1}^n M_{ji} \cdot Y_{ji}}{\sum_{i=1}^n M_{ji}}$$

avec :

M_{ji} : Masse de l'élément i du niveau j

X_{ji} : abscisse de l'élément i du niveau j

Y_{ji} : ordonnée de l'élément i du niveau j

Coordonnées du Centre de masse pour chaque niveau.

Niveau	Terrasse	4 ^e	3 ^e , 2 ^e , 1 ^{er}	R.D.C
X_G	9,65	9,75	9,72	9,71
Y_G	7,048	6,966	7,004	6,92

Calcul des excentricités.

Sens Transversal : $e_t = X_T - X_G$

Sens Longitudinal : $e_L = Y_T - Y_G$

$X_T = 9,5 \text{ m}$; $Y_T = 7 \text{ m}$.

	Terrasse	4 ^e	3 ^e , 2 ^e , 1 ^{er}	R.D.C
e_t	0,15	0,25	0,22	0,21
e_L	0,048	0,034	0,004	0,08

$\max e_t = 0,25 \text{ m}$

e_a = excentricité accidentelle = 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$e_a = \frac{5 \times 19,72}{100} = 0,986 \text{ m}$$

Excentricité de calcul.

$e = \max(e_a, e_t) = e_a = 0,986 \text{ m}$.

Distribution des efforts sismiques entre les refends dans les deux sens.

Introduction

L'excentricité entre le centre de masse et le centre de Torsion a causé la dissymétrie de notre bâtiment. Cette excentricité provoque des efforts supplémentaires dans les refends. Le centre de Torsion des refends est défini par :

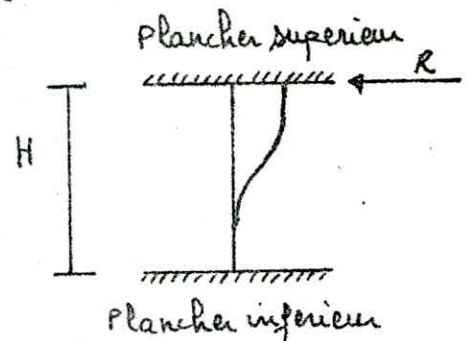
- Une force dont la ligne d'action passe par le Centre de Torsion, et qui provoque une translation des refends parallèlement à la direction de la force.
- un moment dont l'axe vertical passe par le Centre de Torsion et engendre uniquement une rotation dont le sens est le même que celui du moment

Les efforts sismiques se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieur $H(m)$ provoque une translation (ou une rotation).

pour un refend i quelconque, la rigidité est donnée par :

$$R = \frac{12 E \cdot I}{H^3}$$

I : moment d'inertie
 E : module d'élasticité
 H : Hauteur
 R : rigidité.



Comme dans notre cas, tous les refends ont même hauteur, même module d'élasticité et les mêmes conditions aux appuis, on pourra simplifier les calculs en remplaçant la rigidité par l'inertie

Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de Translation et à un effort de rotation.

Un refend perpendiculaire à la direction de la force sismique est soumis uniquement à un effort de rotation.

Force sismique agissant transversalement.

- Refend Transversal i

$$H_i = H_{i\text{rot}} + H_{i\text{trans}}$$

avec

$$H_{i\text{rot}} = H \cdot e \frac{I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

$$H_{i\text{trans}} = \frac{H \cdot I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

- Refend longitudinal j

$$H_j = H_{jrot} \quad \text{avec} \quad H_{jrot} = H \cdot e \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{J}$$

$$J = \sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{jy} \cdot Y_j^2$$

Force sismique agissant longitudinalement.

- Refend Transversal i

$$H_i = H_{irot} \quad \text{avec} \quad H_{irot} = H \cdot e \frac{I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

- Refend longitudinal j

$$H_j = H_{jrot} + H_{jtrans} \quad \text{avec} \quad H_{jrot} = H \cdot e \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{J}$$

$$H_{jtrans} = H \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}}$$

Remarque

Etant donné que la force sismique extérieure varie d'un étage à un autre, pour faciliter le travail on utilise un artifice de calcul qui consiste à prendre une force extérieure $H_i = H_j = 100t$; puis en se servant de la règle de trois, on déduit l'effort H réel à chaque niveau.

on considère :

$$F_1 = H_{i trans} = H \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} \quad ; \quad F_2 = H_{i rot} = H \cdot e \frac{I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

$$F_3 = H_{j trans} = H \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} \quad ; \quad F_4 = H_{j rot} = H \cdot e \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{J}$$

$$e = 0,986 \text{ m} \quad ; \quad H = 100t$$

on aura :

Pour un séisme agissant transversalement

- Refend Transversal i : $H_i = F_1 + F_2$

- Refend longitudinal j : $H_j = F_4$

Pour un séisme agissant longitudinalement

- Refend transversal i : $H_i = F_2$

- Refend longitudinal j : $H_j = F_3 + F_4$

DISTRIBUTION D UNE FORCE $H_x = H_y = 100t$ DANS LES REFENDS

Voile	$I_x X$	X_i	X_i^2	$I_x \cdot X_i$	$I_x \cdot X_i^2$	I_{jy}	Y_j	Y_j^2	$I_{jy} \cdot Y_j$	$I_{jy} \cdot Y_j^2$	F_1 (trav)	F_2 (20t)	F_3 (trav)	F_4 (20t)	$F_1 + F_2$	$F_3 + F_4$
Vt1	12,664	-9,37	87,797	-118,662	1111,86						17,1	-4,316			12,784	
Vt2	2,17	-6,21	38,564	-13,475	83,684						2,93	-0,49			2,44	
Vt2'	0,8342	-6,21	38,564	-5,18	32,170						1,126	-0,188			0,937	
Vt3	13,23	-2,75	7,5625	-36,38	100,05						17,865	-1,323			16,542	
Vt4	22,645	0,41	0,1681	9,284	3,806						30,579	0,338			30,917	
Vt5	4,028	3,87	14,977	15,528	60,327						5,439	0,567			6,006	
Vt5'	0,8342	3,87	14,977	3,228	12,494						1,126	0,117			1,243	
Vt6	9,69	7,03	49,421	68,12	478,828						13,087	2,478			15,562	
Vt7	7,96	10,19	103,836	81,11	826,535						10,749	2,95			13,7	
Vl1						2,128	-0,21	0,0441	-0,4468	0,0938			41,767	-0,01625		41,73
Vl2						0,4207	1,04	1,0816	0,4375	0,455			8,253	0,0159		8,2679
Vl3						2,128	-0,21	0,0441	-0,4468	0,0938			41,767	-0,01625		41,73
Vl4						0,4207	1,04	1,0816	0,4375	0,455			8,253	0,0159		8,2679
Σ	74,057				2709,217	5,0974				1,0975						

$$J = 2710,9 \text{ m}^4$$

SEISME TRANSVERSAL

EFFORT NON CUMULES

Voile	T	4	3	2	1	R.D.C
V ₁	6,497	4,234	3,212	2,111	1,07	
V ₂	0,858	0,808	0,613	0,409	0,204	
V ₃	0,329	0,310	0,235	0,157	0,0784	
V ₄	5,818	5,679	4,156	2,771	1,384	
V ₅	10,875	10,241	7,757	5,178	2,587	
V ₆	2,119	1,989	1,509	1,006	0,503	
V ₇	0,177	0,112	0,312	0,208	0,104	
V ₈	5,474	5,195	3,91	2,606	1,302	
V ₉	6,819	4,538	3,442	2,295	1,146	

EFFORTS TRANCHANT CUMULES

Voile	T	4	3	2	1	R.D.C
V ₁	6,497	9,731	11,943	14,034	15,154	15,154
V ₂	0,858	1,166	2,279	2,688	2,892	2,892
V ₃	0,329	0,647	0,875	1,032	1,111	1,111
V ₄	5,715	11,299	16,154	18,224	19,609	19,609
V ₅	10,555	24,116	28,883	34,061	36,649	36,649
V ₆	2,512	4,102	5,611	6,677	7,119	7,119
V ₇	0,477	0,849	1,161	1,369	1,473	1,473
V ₈	5,474	10,628	14,538	17,145	18,447	18,447
V ₉	5,819	9,357	12,799	15,093	16,240	16,240

MOMENTS

Voile	T	4	3	2	1	R.D.C
V ₁	0	17,691	39,624	73,513	117,765	163,227
V ₂	0	2,534	7,752	14,409	22,473	31,149
V ₃	0	0,989	2,907	5,532	8,628	11,961
V ₄	0	13,456	51,318	97,71	152,392	211,209
V ₅	0	32,635	95,973	182,622	284,809	394,752
V ₆	0	6,336	18,662	35,475	55,475	76,683
V ₇	0	1,311	3,858	7,341	11,448	15,867
V ₈	0	16,422	48,306	91,92	143,355	198,696
V ₉	0	14,657	42,598	80,925	126,204	174,924

SEISME LONGITUDINAL

EFFORTS NON CUMULES

Niveau Voile	T	4	3	2	1	R.D.C
Vl ₁	15,88	14,98	11,36	7,57	3,78	
Vl ₂	3,15	2,97	2,25	1,5	0,75	
Vl ₃	15,88	14,98	11,36	7,57	3,78	
Vl ₄	3,15	2,97	2,25	1,5	0,75	

EFFORTS TRANCHANTS

Niveau Voile	T	4	3	2	1	R.D.C
Vl ₁	15,88	30,86	42,22	49,79	53,57	53,57
Vl ₂	3,15	6,12	8,37	9,87	10,72	10,72
Vl ₃	15,88	30,86	42,22	49,79	53,57	53,57
Vl ₄	3,15	6,12	8,37	9,87	10,72	10,72

MOMENTS

Niveau Voile	T	4	3	2	1	R.D.C
Vl ₁	0	47,64	140,22	266,88	416,25	576,96
Vl ₂	0	9,45	27,81	52,92	82,53	114,69
Vl ₃	0	47,64	140,22	266,88	416,25	576,96
Vl ₄	0	9,45	27,81	52,92	82,53	114,69

CHAP. 7

CALCUL DES DEFORMATIONS

CALCUL DES DEFORMATIONS

Le système de contreventement de notre bâtiment est assuré par une structure à voiles porteurs.

Nous devons alors vérifier que les déformations horizontales provoquées par le séisme ne risquent pas de déstabiliser l'ouvrage.

On utilise alors pour le calcul des déformations la méthode du moment des aires, méthode exposée dans l'ouvrage de M^{re} ALBERT FUENTES intitulé "Calcul pratique des ossatures en Béton armé"

Exposé de la méthode

Soit un voile soumis à une série de forces horizontales R_1, R_2, \dots, R_n qui provoqueront respectivement les fleches.

f_1, f_2, \dots, f_n aux niveaux 1, 2, \dots , n.

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Ex: $n = 5$; $f_1 = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$; $f_2 = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$; \dots ; $f_5 = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$

avec

EI : la rigidité du voile considéré.

d_i : distance entre le centre de gravité de la portion de surface S_i et le niveau considéré.

l : hauteur d'étage

I : moment d'inertie du voile.

Les déplacements calculés à partir des forces latérales doivent être multipliés par $1/2B$. soit, par $\frac{1}{2} = 2$

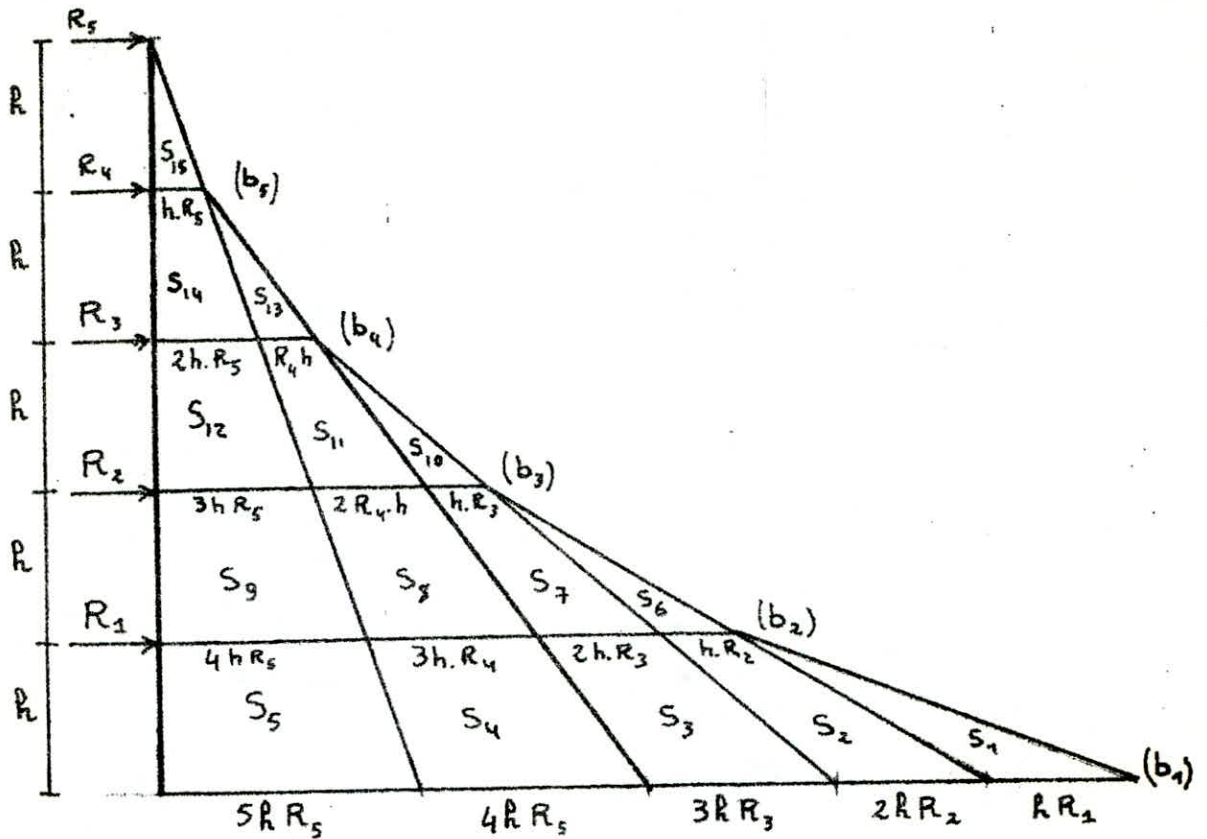
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage. R.P.A 81 Art. 33.7.1

Dans notre cas: $2(f_{i+1} - f_i) \ll 0,0075 \times 3 = 2,25 \text{ cm.}$

module d'élasticité du Béton

Pour les charges instantanées ou rapidement variables on a :

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{cr}} = 34,5 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2 = 34,5 \times 10^5 \text{ t/m}^2$$



$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad (\text{fleche au niveau } i)$$

$$S_i = \text{Surface du trapèze de base } (b_i, b_{i+1}) = \frac{b_i + b_{i+1}}{2} \cdot h$$

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h$$

b_i = moments, donnés dans les Tableaux précédents pour chaque Voile et au niveau de chaque Etage.

$$\Delta_{adm} = 0,0075 \cdot R = 0,0075 \times 3 = 2,25 \times 10^{-2} \text{ m} = 2,25 \text{ cm.}$$

Voiles V'_{t_2} et V'_{t_5}

Calcul des fleches.

$$f_1 = \frac{\sum_1^5 S_i d_i}{EI} = \frac{64,73}{34,5 \times 10^5 \times 0,8342} = 2,249 \times 10^{-5}$$

$$f_2 = \frac{\sum_1^8 S_i d_i}{EI} = \frac{232,984}{34,5 \times 10^5 \times 0,8342} = 8,09 \times 10^{-5}$$

$$f_3 = \frac{\sum_1^{12} S_i d_i}{EI} = \frac{468,235}{34,5 \times 10^5 \times 0,8342} = 16,27 \times 10^{-5}$$

$$f_4 = \frac{\sum_1^{14} S_i d_i}{EI} = \frac{739,61}{34,5 \times 10^5 \times 0,8342} = 25,69 \times 10^{-5}$$

$$f_5 = \frac{\sum_1^{15} S_i d_i}{EI} = \frac{1024,636}{34,5 \times 10^5 \times 0,8342} = 35,6 \times 10^{-5}$$

Calcul des déplacements.

$$\delta_1 = 2 \times 2,249 \times 10^{-5} = 4,498 \times 10^{-5} < \bar{\Delta} = 0,0225$$

$$\delta_2 = 2(8,09 - 2,249) \times 10^{-5} = 11,68 \times 10^{-5} < \bar{\Delta} = 0,0225$$

$$\delta_3 = 2(16,27 - 8,09) \times 10^{-5} = 16,36 \times 10^{-5} < \bar{\Delta} = 0,0225$$

$$\delta_4 = 2(25,69 - 16,27) \times 10^{-5} = 18,84 \times 10^{-5} < \bar{\Delta} = 0,0225$$

$$\delta_5 = 2(35,6 - 25,69) \times 10^{-5} = 19,82 \times 10^{-5} < \bar{\Delta} = 0,0225$$

Le calcul des déplacements a été fait pour tous les refends et les résultats sont donnés dans les Tableaux suivants.

N.B. on remarque que les déplacements sont tous inférieurs aux déplacements admissibles.

VOILE V_1

Niveau	1	2	3	4	5
$M_{i-1}(t.m)$	163,227	117,765	75,513	39,684	13,491
$\sum S_i \cdot d_i$	666,33	2397,31	4819,09	7610,94	10542,59
$f_i(m)$	$1,5251 \cdot 10^5$	$5,4871 \cdot 10^5$	$1,103 \cdot 10^6$	$1,742 \cdot 10^6$	$2,415 \cdot 10^6$
$S_i(m)$	$3,05 \cdot 10^5$	$7,96 \cdot 10^5$	$11,09 \cdot 10^5$	$1,28 \cdot 10^6$	$1,342 \cdot 10^6$

VOILE V_2

Niveau λ	1	2	3	4	5
$M_{i-1}(t.m)$	31,129	22,473	14,409	7,572	2,574
$\sum S_i \cdot d_i$	143,3	457,34	919,23	1451,72	2011,07
$f_i(m)$	$1,76 \cdot 10^5$	$5,617 \cdot 10^5$	$11,29 \cdot 10^5$	$17,83 \cdot 10^5$	$24,7 \cdot 10^5$
$S_i(m)$	$3,52 \cdot 10^5$	$7,71 \cdot 10^5$	$11,34 \cdot 10^5$	$13,08 \cdot 10^5$	$13,74 \cdot 10^5$

VOILE V_2 ou V_5

Niveau	1	2	3	4	5
$M_{i-1}(t.m)$	15,867	11,448	7,341	3,858	1,311
$\sum S_i \cdot d_i$	64,73	232,83	468,25	739,36	1024,56
$f_i(m)$	$2,249 \cdot 10^5$	$8,09 \cdot 10^5$	$16,27 \cdot 10^5$	$25,69 \cdot 10^5$	$35,6 \cdot 10^5$
$S_i(m)$	$4,5 \cdot 10^5$	$11,68 \cdot 10^5$	$16,36 \cdot 10^5$	$18,84 \cdot 10^5$	$19,82 \cdot 10^5$

VOILE V_3

Niveau	1	2	3	4	5
$M_{i-1}(t.m)$	211,21	152,382	97,71	51,35	17,454
$\sum S_i \cdot d_i$	861,29	3099,19	6230,34	9840,74	13638,3
$f_i(m)$	$1,827 \cdot 10^5$	$6,79 \cdot 10^5$	$13,65 \cdot 10^5$	$21,56 \cdot 10^5$	$29,88 \cdot 10^5$
$S_i(m)$	$3,772 \cdot 10^5$	$9,306 \cdot 10^5$	$13,72 \cdot 10^5$	$15,82 \cdot 10^5$	$16,64 \cdot 10^5$

VOILE V_4

Niveau	1	2	3	4	5
$M_{i-1}(t.m)$	394,75	284,81	182,62	95,97	32,62
$\sum S_i \cdot d_i$	1609,02	5795,61	11645,9	18402,24	25439,78
$f_i(m)$	$2,06 \cdot 10^5$	$7,42 \cdot 10^5$	$14,91 \cdot 10^5$	$23,56 \cdot 10^5$	$32,57 \cdot 10^5$
$S_i(m)$	$4,12 \cdot 10^5$	$10,72 \cdot 10^5$	$14,98 \cdot 10^5$	$17,7 \cdot 10^5$	$18,02 \cdot 10^5$

VOILE Vt5

Niveau	1	2	3	4	5
M _{i-1} (t.m)	76,683	55,326	35,475	18,642	6,336
Σ S _i .d _i	311,49	1125,25	2262,43	3573,98	4951,11
f _i (m)	2,09.10 ⁵	7,55.10 ⁵	15,18.10 ⁵	23,98.10 ⁵	37,22.10 ⁵
S _i (m)	4,18.10 ⁵	10,92.10 ⁵	15,26.10 ⁵	17,6.10 ⁵	18,48.10 ⁵

VOILE Vt6

Niveau	1	2	3	4	5
M _{i-1} (t.m)	198,67	143,355	91,92	48,306	16,422
Σ S _i .d _i	809,02	2915,14	5857,02	9250,22	12813,91
f _i (m)	2,42.10 ⁵	8,72.10 ⁵	17,52.10 ⁵	27,67.10 ⁵	38,33.10 ⁵
S _i (m)	4,84.10 ⁵	12,6.10 ⁵	17,6.10 ⁵	20,3.10 ⁵	41,62.10 ⁵

VOILE Vt7

Niveau	1	2	3	4	5
M _{i-1} (t.m)	174,924	126,204	80,925	42,528	14,457
Σ S _i .d _i	713,115	2567,21	5161,85	8107,57	11278,19
f _i (m)	2,16.10 ⁵	9,36.10 ⁵	18,82.10 ⁵	29,56.10 ⁵	41,12.10 ⁵
S _i (m)	5,2.10 ⁵	13,52.10 ⁵	18,92.10 ⁵	21,48.10 ⁵	23,12.10 ⁵

VOILE Vt1 ou Vt3

Niveau	1	2	3	4	5
M _{i-1} (t.m)	576,96	416,25	266,88	140,22	67,64
Σ S _i .d _i	2353,72	8471,47	17025,17	26893,01	37257,15
f _i (m)	32,06.10 ⁵	115,39.10 ⁵	231,9.10 ⁵	366,31.10 ⁵	507,48.10 ⁵
S _i (m)	64,12.10 ⁵	166,66.10 ⁵	233,02.10 ⁵	268,8.10 ⁵	282,34.10 ⁵

VOILE Vt2 ou Vt4

Niveau	1	2	3	4	5
M _{i-1} (t.m)	194,69	82,53	52,92	27,81	9,45
Σ S _i .d _i	466,69	1679,73	3375,62	5329,6	7379,72
f _i (m)	27,72.10 ⁵	99,77.10 ⁵	200,5.10 ⁵	316,16.10 ⁵	438,33.10 ⁵
S _i (m)	55,44.10 ⁵	144.10 ⁵	201,46.10 ⁵	232,56.10 ⁵	243,54.10 ⁵

CALCUL DES VOILES

Distribution des efforts horizontaux dans les éléments de refends.

Generalités.

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de A. Fuentes "Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé"

Ainsi par cette méthode, on peut déterminer les efforts T et M dans les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques, ou sous l'action du vent.

Dans notre cas l'effet du vent n'est pas prépondérant devant l'effet sismique (surtout dans les zones de moyenne ou forte sismicité) donc l'effet du vent sur le bâtiment ne peut être pris en considération sur les petites valeurs des efforts résultants.

Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données.

Les refends pleins sans ouvertures ne posent pas de problème particulier et en conséquence, ils ne seront pas mentionnés dans ce chapitre.

Exposé de la méthode.

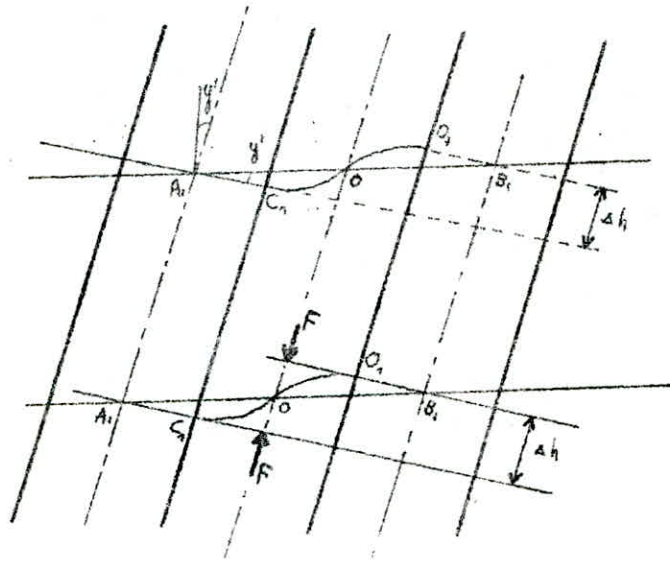
Refend à une seule file d'ouverture

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 de largeurs égales, reliés par des éléments horizontaux (linteaux) de faible rigidité relative, encastres dans les demi-refends à leur extrémités. Pour effectuer un tel calcul nous devons écrire :

- que deux points A_1 et B_2 des fibres moyennes des demi-refends, situés dans un même plan horizontal (planches) avant déformation, restent dans un même plan horizontal et ont même déplacement après déformation.
- qu'une section plane A_1C_1 ou B_1D_1 perpendiculaire à la fibre moyenne sans sollicitations, 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_1 et D_2 sous l'effet de la rotation y'_A des demi-refends reliés par le linteau, ce linteau subit une déformation telle qu'au point O , le milieu de b , deux efforts F égaux et opposés sont créés de sorte que la fleche du linteau s'écrit :



$$\frac{F \left(\frac{b}{2}\right)^3}{3Ei} = \frac{\Delta h}{2} \Rightarrow F = \frac{3Ei \cdot \Delta h}{2 \cdot \frac{b^3}{8}} = \frac{24Ei \Delta h}{2b^3} = \frac{12Ei \cdot \Delta h}{b^3}$$

avec i = inertie du linteau
 F = Effort tranchant dans le linteau

Le moment du linteau en C_1 et D_2 est donc

$$M_{C_1} = F \cdot \frac{b}{2} = \frac{6Ei \cdot \Delta h}{b^2}$$

En admettant un point de moment nul en O , milieu de CD , Δh s'exprime par rapport à y'_A (qui est égale à $\Delta h / (b+l)$) par l'égalité suivante :

$$\Delta h = (b+l) \cdot y'_A \quad ; \quad M_{C_1} = \frac{6Ei \cdot (b+l) \cdot y'_A}{b^2}$$

Le moment par rapport à la fibre neutre des demi-refends est :

$$M_{A_1} = F \cdot \frac{(l+b)}{2} = \frac{12Ei \cdot \Delta h}{b^3} \cdot \frac{l+b}{2} = \frac{6Ei \cdot \Delta h \cdot (l+b)}{b^3} = \frac{6Ei \cdot (l+b)^2}{b^3} \cdot y'_A$$

c'est le moment dû au linteau, à chaque niveau, exprimé en fonction de la rotation du demi-refend à ce niveau.

on peut donc écrire le moment à chaque niveau en partant du haut du refend, de la façon suivante.

Si P = charge horizontale concentrée à chaque niveau
 I = inertie de chaque demi-refend
 h = hauteur d'étage.

on a :

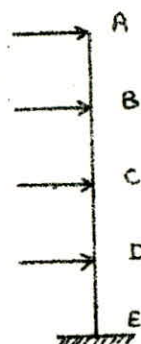
$$M_B = P.h - \frac{6E.i(l+b)^2}{b^3} Y'_A = P.h - K.Y'_A$$

avec : $K = \frac{6E.i(l+b)^2}{b^3}$

$$Y'_A = Y'_B + \frac{Ph^2}{2EI} - K Y'_A \cdot \frac{h}{EI} \quad \text{d'où } Y'_B \text{ en fonction } Y'_A$$

$$M_C = (2Ph + Ph) - K(Y'_A + Y'_B)$$

$2Ph + Ph$: moment de console en C.



on calculera de proche en proche la rotation à chaque niveau en fonction de Y'_A , enfin en écrivant que la rotation au niveau de l'encastrement c.à.d au R.D.C est égale à zéro.

Conclusion et notation finale :

Puisque le moment dû au linteau à chaque niveau s'exprime en fonction de la rotation à ce niveau et qu'une rotation à un niveau quelconque peut s'exprimer en fonction de la rotation y'_1 en tête, nous avons d'une façon générale à l'étage (n) en partant du sommet et après avoir effectué les calculs de $y'_1, y'_2, y'_3, \dots, y'_{n-1}$, la valeur de y'_n en écrivant

$$y'_{n-1} = y'_n + \text{moment en console en } (n-1) \cdot \frac{h}{EI} + \text{Effort Tranchant en } (n-1) \cdot \frac{h^2}{2EI} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \frac{h}{EI}$$

et la valeur du moment à l'étage (n) en écrivant

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

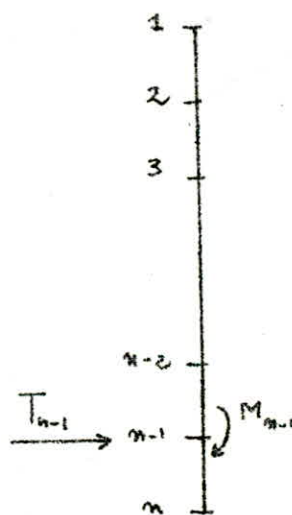
ou T_{n-1} = effort Tranchant en (n-1)

M_{n-1} = moment de console en (n-1)

$$K = \frac{6Ei(l+b)^2}{b^3}$$

i = inertie du linteau

I = Inertie du demi-refend.



Pour chaque niveau nous calculons la valeur des deux moments
- l'un au droit du parement supérieur du linteau

$$M_x = \text{moment ext.} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

- l'autre au droit du parement inférieur du linteau

$$M_x = \text{moment ext.} - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_n)$$

Remarque: Si $l_1 \neq l_2$ pour un refend à une pile d'ouvertures le

$$\text{Coefficient } K \text{ deviendra : } K = \frac{3E.i(l_1 + 2b + l_2)}{b^3} (b + l_1)$$

Détermination des rotations pour chaque niveau.

notations utilisées.

- i : inertie du linteau.
 I_i : Inertie de l'élément i du repend
 h : hauteur d'étage
 E : module d'élasticité
 l_i : longueur de l'élément i du repend.
 b : largeur de l'ouverture.

$$A = \frac{h}{\sum EI} \quad B = \frac{h^2}{\sum 2EI} \quad \alpha = \frac{kh}{\sum EI}$$

a. Détermination de la matrice donnant les rotations y'_i .

Nous rappelons que la rotation à un niveau (n) en partant du haut est donné :

$$y'_{n-1} = y'_n + \text{moment en console en } (n-1) \cdot A + \text{effort tranchant en } (n-1) \cdot B - \alpha \sum_1^{n-1} y'_i$$

niveau 2 : $y'_1 = y'_2 + P_1 \cdot B - \alpha y'_2$ ou $y'_1(1+\alpha) - y'_2 = P_1 \cdot B$

niveau 3 : $y'_2 = y'_3 + P_1 h \cdot A + (P_1 + P_2) B - \alpha (y'_1 + y'_2)$

ou $\alpha y'_1 + (1+\alpha)y'_2 + y'_3 = P_1 h \cdot A + (P_1 + P_2) B$

niveau 4 : $y'_3 = y'_4 + (2hP_1 + hP_2) A + (P_1 + P_2 + P_3) B - \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3)$

ou $\alpha y'_1 + \alpha y'_2 + (\alpha+1)y'_3 - y'_4 = (2hP_1 + hP_2) A + (P_1 + P_2 + P_3) B$

niveau 5 : $y'_4 = y'_5 + (3hP_1 + 2hP_2 + hP_3) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) B - \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4)$

niveau 6 : à ce niveau la rotation y'_6 est nulle d'où on a :

$$y'_5 = (4hP_1 + 3hP_2 + 2hP_3 + hP_4) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5) B - \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4 + y'_5)$$

ou $\alpha y'_1 + \alpha y'_2 + \alpha y'_3 + \alpha y'_4 + \alpha y'_5(1+\alpha) = (4hP_1 + 3hP_2 + 2hP_3 + hP_4) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5) B$

En posant :

$$F_1 = P_1 \cdot B$$

$$F_2 = P_1 h \cdot A + (P_1 + P_2) B$$

$$F_3 = (2hP_1 + hP_2) A + (P_1 + P_2 + P_3) B$$

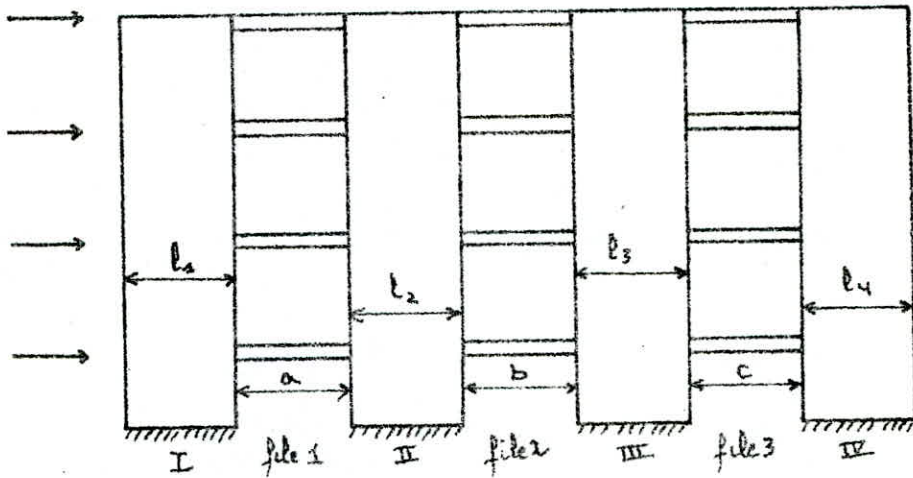
$$F_4 = (3hP_1 + 2hP_2 + hP_3) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) B$$

$$F_5 = (4hP_1 + 3hP_2 + 2hP_3 + hP_4) A + (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5) B.$$

on aboutit à la matrice suivante :

$$\begin{bmatrix} 1+\alpha & -1 & 0 & 0 & 0 \\ \alpha & 1+\alpha & -1 & 0 & 0 \\ \alpha & \alpha & 1+\alpha & -1 & 0 \\ \alpha & \alpha & \alpha & 1+\alpha & -1 \\ \alpha & \alpha & \alpha & \alpha & 1+\alpha \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ y'_4 \\ y'_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_2 \\ F_4 \\ F_5 \end{bmatrix}$$

Refends à plusieurs files d'ouvertures.



Le principe est le même que pour un refend à une file d'ouvertures en rotant:

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_1) \\ K'_1 &= \frac{3EI}{a^3} (l_2 + 2a + l_1)(a + l_2) \\ K_2 &= \frac{3EI}{b^3} (l_2 + 2b + l_3)(b + l_2) \\ K'_2 &= \frac{3EI}{b^3} (l_3 + 2b + l_2)(b + l_3) \\ K_3 &= \frac{3EI}{c^3} (l_3 + 2c + l_4)(c + 2l_3) \\ K'_3 &= \frac{3EI}{c^3} (l_4 + 2c + l_3)(c + 2l_4) \end{aligned} \right\} \alpha = \frac{(\sum K + \sum K') \frac{h}{\sum EI}}$$

La rotation à l'étage (n) est donnée par :

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \frac{h}{\sum EI} + I_{n-1} \frac{h^2}{\sum 2EI} - (\sum K + \sum K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \frac{h}{\sum EI}$$

Les efforts normaux dans les truses I, II et III

$$N_1 = \sum F_1 \quad ; \quad N_2 = \sum F_1 - \sum F_2 \quad N_3 = \sum F_1 - \sum F_2$$

Le moment à l'étage (n) est donné par :

- au droit du parement supérieur du linteau

$$M_x = M_{m-1} + T_{m-1} \cdot h - (\sum K + \sum K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{m-1})$$

- au droit du parement inférieur du linteau ...

$$M_x = M_{m-1} + T_{m-1} \cdot h - (\sum K + \sum K') (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_n)$$

Le moment des les éléments de refend à chaque niveau .

$$M_{I_i} = \frac{M_n \cdot I_i}{\sum I_i}$$

les efforts Tranchants dans les linteaux à chaque niveau (n)

$$\pi_{1n} = \frac{6E i_1}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y'_n \longrightarrow \text{linteau 1}$$

$$\pi_{2n} = \frac{6E i_2}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y'_n \longrightarrow \text{linteau 2}$$

$$\pi_{3n} = \frac{6E i_3}{c^3} (l_3 + 2c + l_4) y'_n \longrightarrow \text{linteau 3}$$

Application

Voiles V_{e2} et V_{e3} : Voiles à deux files d'ouvertures

$$h = 3 \text{ m} , b = 0,9 , a = 0,9$$

$$l_1 = 0,35 , l_2 = 4,23 \text{ m} , l_3 = 0,40 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{0,16 \times 0,35^3}{12} = 5,716 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,16 \times 4,23^3}{12} = 1,0091 \text{ m}^4$$

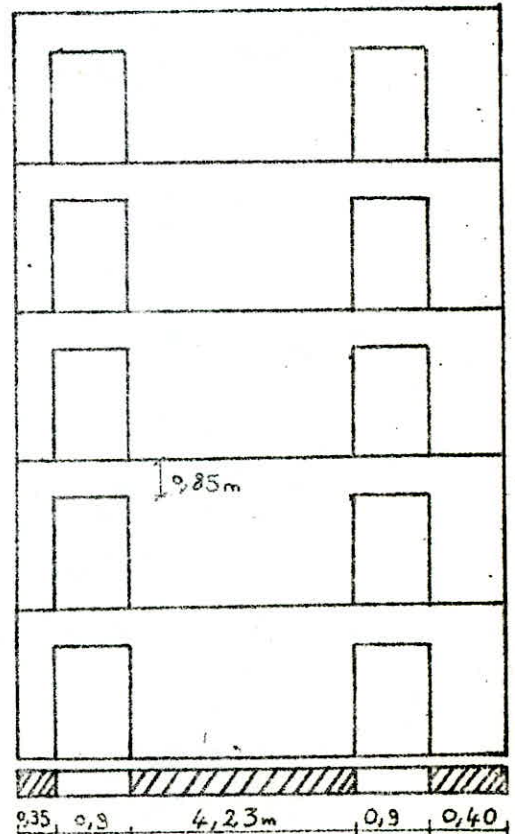
$$I_3 = \frac{0,16 \times 0,4^3}{12} = 8,53 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 34,5 \times 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$i_2 = i_3 = \frac{0,16 \times 0,85^3}{12} = 0,008188 \text{ m}^4$$

$$\sum EI = 34,5 \times 10^5 (I_1 + I_2 + I_3) = 3486310$$

$$\sum 2EI = 2 \sum EI = 6972620$$



$$K_1 = \frac{3 \times 34,5 \times 10^5 \times 0,008188}{0,9^3} (0,35 + 1,8 + 4,23) (0,9 + 0,35) = 927088,92$$

$$K'_1 = \frac{3 \times 34,5 \times 10^5 \times 0,008188}{0,9^3} (0,35 + 1,8 + 4,23) (0,9 + 4,23) = 3804772,5$$

$$K_2 = \frac{3 \times 34,5 \times 10^5 \times 0,008188}{0,9^3} (0,4 + 1,8 + 4,23) (0,9 + 4,23) = 3834590,5$$

$$K'_2 = \frac{3 \times 34,5 \times 10^5 \times 0,008188}{0,9^3} (4,23 + 1,8 + 0,4) (0,9 + 0,4) = 971728,59$$

$$A = \frac{h}{\sum EI} = \frac{3}{3486310} = 8,6 \times 10^{-7}$$

$$B = \frac{h^2}{\sum 2EI} = \frac{9}{6972620} = 1,29 \times 10^{-6}$$

$$\alpha = \frac{(\sum K + \sum K') h}{\sum EI} = \frac{[(K_1 + K_2) + (K'_1 + K'_2)] \cdot h}{\sum EI} = 8,2 \rightarrow \alpha + 1 = 9,2$$

$$F_{n-1} = M_{n-1} \cdot A + T_{n-1} \cdot B$$

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1} \cdot A + T_{n-1} \cdot B - \alpha (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

$$F_1 = 0 + 15,88 \times 1,29 \times 10^{-6} = 20,48 \times 10^{-6}$$

$$F_2 = 47,64 \times 8,6 \times 10^{-7} + 30,86 \times 1,29 \times 10^{-6} = 80,78 \times 10^{-6}$$

$$F_3 = 140,22 \times 8,6 \times 10^{-7} + 42,22 \times 1,29 \times 10^{-6} = 175,05 \times 10^{-6}$$

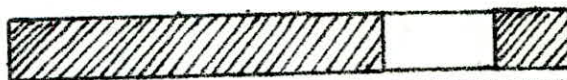
$$F_4 = 266,88 \times 8,6 \times 10^{-7} + 49,79 \times 1,29 \times 10^{-6} = 293,746 \times 10^{-6}$$

$$F_5 = 416,25 \times 8,6 \times 10^{-7} + 53,57 \times 1,29 \times 10^{-6} = 427,08 \times 10^{-6}$$

$$\begin{vmatrix} 9,2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 8,2 & 9,2 & -1 & 0 & 0 \\ 8,2 & 8,2 & 9,2 & -1 & 0 \\ 8,2 & 8,2 & 8,2 & 9,2 & -1 \\ 8,2 & 8,2 & 8,2 & 8,2 & 9,2 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ y'_4 \\ y'_5 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 20,48 \cdot 10^{-6} \\ 80,78 \cdot 10^{-6} \\ 175,05 \cdot 10^{-6} \\ 293,746 \cdot 10^{-6} \\ 427,08 \cdot 10^{-6} \end{vmatrix}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} y'_1 &= 3,02 \times 10^{-6} \\ y'_2 &= 7,3 \times 10^{-6} \\ y'_3 &= 1,1 \times 10^{-5} \end{aligned}$$


$$\begin{aligned} y'_4 &= 14,16 \times 10^{-6} \\ y'_5 &= 14,46 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

VOILE V_{t2}^1 


	π	N_1	N_2	M_1	M_2	y_i
T	0,218	0,218	0,218	0	0	$6,94 \cdot 10^{-8}$
4	0,566	0,784	0,784	0,557	$6,3 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-8}$
3	0,881	1,665	1,665	0,901	$10,2 \cdot 10^{-4}$	$2,8 \cdot 10^{-7}$
2	1,101	2,766	2,766	1,276	$14,47 \cdot 10^{-4}$	$3,5 \cdot 10^{-7}$
1	1,164	3,93	3,93	1,559	$17,63 \cdot 10^{-4}$	$3,7 \cdot 10^{-7}$
R.D.C	0	3,93	3,93	1,917	$21,69 \cdot 10^{-4}$	0

VOILE V_{t5}^1 

	π	N_1	N_2	M_1	M_2	y_i
T	0,29	0,29	0,29	0	0	$9,22 \cdot 10^{-8}$
4	0,752	1,042	1,042	0,569	$6,44 \cdot 10^{-4}$	$2,39 \cdot 10^{-7}$
3	1,17	2,212	2,212	1,195	$17,51 \cdot 10^{-4}$	$3,72 \cdot 10^{-7}$
2	1,469	3,681	3,681	1,687	$19,09 \cdot 10^{-4}$	$4,93 \cdot 10^{-7}$
1	1,551	5,232	5,232	2,041	$23,08 \cdot 10^{-4}$	$4,93 \cdot 10^{-7}$
R.D.C	0	5,232	5,232	2,497	$28,25 \cdot 10^{-4}$	0

VOILE Vt_6


	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3	y'
T	1,72	1,98	1,72	0,26	1,98	0	0	0	$1,13 \cdot 10^{-6}$
4	3,8	4,38	5,52	0,84	6,36	3,86	$1,2 \cdot 10^{-3}$	1,72	$2,5 \cdot 10^{-6}$
3	5,84	6,73	11,36	1,73	13,09	9,3	$2,87 \cdot 10^{-3}$	4,14	$3,84 \cdot 10^{-6}$
2	7,21	8,31	18,57	2,93	21,4	13,97	$4,3 \cdot 10^{-3}$	6,22	$4,74 \cdot 10^{-6}$
1	7,06	8,12	25,63	3,89	29,52	18,1	$5,6 \cdot 10^{-3}$	8,1	$4,64 \cdot 10^{-6}$
R.D.C	0	0	25,63	3,89	29,52	25,53	$7,9 \cdot 10^{-3}$	11,36	0

VOILE Vp_1 et Vp_3


	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3	y'
T	4,48	4,58	4,48	0,1	4,58	0	0	0	$3,02 \cdot 10^{-6}$
4	10,83	10,91	15,31	0,18	15,49	$1,06 \cdot 10^{-2}$	18,8	$1,58 \cdot 10^{-2}$	$7,7 \cdot 10^{-6}$
3	16,32	16,44	31,63	0,3	31,93	$2,36 \cdot 10^{-2}$	41,72	$3,5 \cdot 10^{-2}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$
2	21	21,17	52,63	0,47	53,1	$3,59 \cdot 10^{-2}$	63,43	$5,36 \cdot 10^{-2}$	$14,16 \cdot 10^{-6}$
1	21,45	21,61	74,08	0,63	74,71	$4,4 \cdot 10^{-2}$	77,72	$6,56 \cdot 10^{-2}$	$14,46 \cdot 10^{-6}$
R.D.C	0	0	74,08	0,63	74,71	$5,69 \cdot 10^{-2}$	100,48	$8,49 \cdot 10^{-2}$	0

VOILE V_3 

	π_1	π_2	π_3	π_4	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	y'
T	0,26	0,58	0,77	2,45	0,26	0,32	0,21	2,08	2,45	0	0	0	0	0	$4,039 \cdot 10^{-4}$
4	0,69	1,54	0,97	6,51	0,95	1,17	0,78	7,62	8,96	$3,7 \cdot 10^{-3}$	4,93	$13,12 \cdot 10^{-3}$	2,85	$7,7 \cdot 10^{-3}$	$1,07 \cdot 10^{-6}$
3	1,1	2,4	1,5	10,14	2,05	2,47	1,68	16,25	19,1	$7,6 \cdot 10^{-3}$	10,2	$27 \cdot 10^{-3}$	5,9	$7,6 \cdot 10^{-3}$	$1,668 \cdot 10^{-6}$
2	1,35	3	1,9	12,76	3,4	4,12	2,78	27,91	31,85	$10,7 \cdot 10^{-3}$	14,73	$3,8 \cdot 10^{-2}$	8,27	$10,7 \cdot 10^{-3}$	$2,096 \cdot 10^{-6}$
1	1,45	3,21	2,1	13,53	4,85	5,88	3,89	38,58	45,42	$12,9 \cdot 10^{-3}$	17,24	$4,6 \cdot 10^{-2}$	9,95	$12,9 \cdot 10^{-3}$	$2,23 \cdot 10^{-6}$
R.D.C	0	0	0	0	4,85	5,88	3,89	38,58	45,42	$15,5 \cdot 10^{-3}$	20,75	$5,5 \cdot 10^{-2}$	12	$15,5 \cdot 10^{-3}$	0

VOILE V_4 

	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3	y'
T	1,190	5,048	1,19	3,258	5,048	0	0	0	$8,32 \cdot 10^{-7}$
4	3,551	10,017	5,341	9,724	15,065	7,973	0,442	$5,726 \cdot 10^{-4}$	$16,51 \cdot 10^{-7}$
3	5,728	15,028	10,669	19,624	30,093	22,474	1,245	$1,614 \cdot 10^{-3}$	$24,72 \cdot 10^{-7}$
2	6,453	18,201	17,172	31,122	48,294	36,281	2,010	$2,606 \cdot 10^{-3}$	$30 \cdot 10^{-7}$
1	5,999	16,921	23,121	42,094	65,215	50,386	2,792	$3,619 \cdot 10^{-3}$	$27,89 \cdot 10^{-7}$
R.D.C	0	0	23,121	42,094	65,215	77,664	4,303	$5,578 \cdot 10^{-3}$	0

CHARGES VERTICALES

Introduction.

Chaque repend est calculé sous les sollicitations des charges verticales et horizontales qui lui seront distribués, afin de déterminer le ferrailage nécessaire.

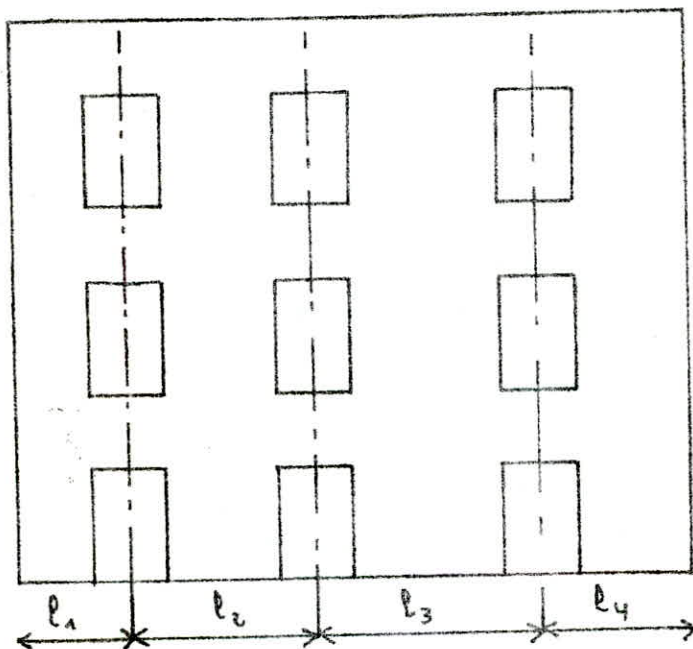
Les sollicitations verticales résultent de l'action :

- des charges permanentes G
- des surcharges d'exploitations P

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation P sont résumés dans des Tableaux pour chaque voile dans le chapitre concernant la descente de charge.

Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux

On distribue les charges verticales sur les différents trumeaux (pour les voiles avec ouvertures) suivant leurs longueurs.



$$F_i = F \cdot \frac{l_i}{l}$$

F : charge verticale revenant à tout le Voile.

l : longueur totale du Voile

l_i : longueur du trumeau i + la moitié de la longueur du linteau.

F_i : charge verticale revenant au trumeau i .

L'effort normal N_j à un niveau j est donné par :

$$N_j = \sum_{i=0}^j F_i$$

Nous présenterons les charges verticales ainsi trouvés sous forme de Tableaux (Pour chaque Voile et Pour chaque niveau.)

VOILE V_{t1}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C
G(t)	10,7	31,23	51,76	72,29	92,82	113,35
P(t)	1,22	3,72	6,22	8,72	11,22	13,72

VOILE V_{t2}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C
G(t)	8,95	24,67	40,38	56,1	71,81	87,53
P(t)	1,284	3,53	5,78	8,03	10,28	12,53

VOILE V_{t3}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I	G(t)	8,53	21,4	34,24	47,1	60	72,81
	P(t)	1,24	3,4	5,57	7,73	9,90	12,1
Trumeau II	G(t)	1,61	4,0	6,42	8,85	11,3	13,7
	P(t)	0,23	0,63	1,1	1,44	1,86	2,26

VOILE V_{t3}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I	G(t)	2	4,6	7,5	10,33	13,16	16
	P(t)	0,29	0,75	1,3	1,85	2,4	2,93
Trumeau II	G(t)	9,1	20,95	34,1	47	59,9	72,75
	P(t)	1,3	3,43	5,92	8,4	10,9	13,31
Trumeau III	G(t)	2,66	6,14	10	13,76	17,54	21,31
	P(t)	0,38	1	1,73	2,46	3,19	3,9
Trumeau IV	G(t)	7,20	16,57	26,98	37,47	47,36	57,54
	P(t)	1,1	2,71	4,68	6,65	8,61	10,54
Trumeau V	G(t)	1,17	2,69	4,37	6,1	7,68	9,33
	P(t)	0,17	0,44	0,76	1,1	1,4	1,71

VOILE V_{t4}

Niveau Effort		T	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	15,18	38,77	63,64	88,47	117,3	138,13
	P(t)	2,2	6,42	11,22	16	20,8	25,53
Trumeau II	G(t)	6,82	17,25	29,61	39,8	51	62,16
	P(t)	0,98	2,88	5,1	7,2	9,36	11,48
Trumeau III	G(t)	1,1	2,8	4,64	6,45	8,26	10
	P(t)	0,16	0,47	0,82	1,17	1,52	1,97

VOILE V_{t5}

Niveau Effort		T	4	3	2	1	R.D.C
G(t)		10,824	29,48	48,13	66,78	85,43	104,08
P(t)		1,49	4,1	6,71	9,32	11,93	14,54

VOILE V_{t5}^1

Niveau Effort		T	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	8,53	21,4	34,24	47,1	60	72,81
	P(t)	1,24	3,4	5,56	7,73	9,9	12,1
Trumeau II	G(t)	1,61	4,0	6,42	8,85	11,3	13,7
	P(t)	0,23	0,63	1,1	1,45	1,86	2,26

VOILE V_{t6}

Niveau Effort		T	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G(t)	8,17	21,56	35	48,3	61,75	75,2
	P(t)	1,11	3,24	5,37	7,5	9,63	11,76
Trumeau II	G(t)	1,92	5,1	8,22	11,37	14,52	17,67
	P(t)	0,26	0,76	1,26	1,76	2,26	2,76
Trumeau III	G(t)	6,33	16,71	27,1	37,47	47,85	58,23
	P(t)	0,86	2,5	4,16	5,81	7,46	9,11

VOILE V_{17}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C
G(t)	9,02	24,52	40,02	55,52	71,02	86,52
P(t)	1,01	2,78	4,55	6,32	8,09	9,86

VOILES V_{11} et V_{13}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C	
Thumeauz	G(t)	0,75	1,41	2,16	3,57	4,98	6,4
	P(t)	0,12	0,32	0,53	0,74	0,94	1,15
Thumeau B	G(t)	3,86	11,1	18,74	25,58	32,82	40
	P(t)	0,76	2,1	3,4	4,71	6,1	7,35
Thumeau	G(t)	0,8	2,3	3,8	5,3	6,8	8,3
	P(t)	0,13	0,35	0,57	0,78	1	1,22

VOILES V_{12} et V_{14}

Niveau Effort	T	4	3	2	1	R.D.C
G(t)	2,89	9,29	15,69	22,09	28,49	34,89
P(t)	0,45	1,41	2,37	3,33	4,28	5,25

CHAI? 83

FERRAILLAGE

SUPERPOSITION DES CHARGES ET SURCHARGES

Introduction

Les superpositions des forces sismiques et des charges verticales trouvées par le R.P.A sont données par les combinaisons suivantes: R.P.A 81 art 3.3.2

$$- G + Q + E$$

$$- 0,8G + E$$

$$- 0,8G - E$$

avec : G = charge permanentes

Q = charge d'exploitation non pondérée

E = Effets des séismes

Les éléments résistants de la structures (voiles) seront calculés avec la plus défavorable de ces trois combinaisons.

Nous présenterons tous les résultats des combinaisons sous forme de Tableau. (Pour chaque voile et au niveau de chaque étage)

Voile Vt1 : Plein E=0

Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
G+Q	11,92	34,95	57,98	81,01	104,04	129,47
0,8G	8,56	24,98	41,41	57,83	74,26	92,6
Moment	0	13,491	39,684	75,513	117,765	163,227

Voile Vt2 : Plein E=0

Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
G+Q	10,274	28,2	46,16	64,13	82,09	100,06
0,8G	7,16	19,74	32,3	44,88	57,45	70,02
Moment	0	2,574	7,572	14,409	22,473	31,149

Voile Vt3 Plein E=0

Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
G+Q	12,31	37,58	54,84	76,1	97,36	118,62
0,8G	8,66	23,58	38,5	53,42	68,34	83,26
Moment	0	6,336	18,642	35,475	55,326	76,683

Voile Vt7 Plein E=0

Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
G+Q	10,03	27,3	44,57	61,84	79,11	106,03
0,8G	7,22	19,62	32,02	44,42	56,82	76,94
Moment	0	14,457	42,528	80,925	126,04	174,924

Voiles Vli et Vli4 Pleins E=0

Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
G+Q	3,34	10,70	18,06	25,42	32,77	40,14
0,8G	2,31	7,43	12,55	17,67	22,79	27,91
Moment	0	9,45	27,81	52,92	82,53	114,69

VOILE V_{t_5} 1 FILE D OUVERTURE

Element	Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I	N	G+Q+E	10,008	27,114	44,565	62,176	79,93	96,47
		0,8G+E	7,058	19,128	31,513	44,111	56,81	68,286
		0,8G-E	6,622	17,56	28,183	38,578	48,95	60,622
M		0	0,557	0,901	1,276	1,559	1,917	
Trumeau II	N	G+Q+E	2,058	5,744	9,865	13,976	18,25	21,37
		0,8G+E	1,506	4,24	7,365	10,566	13,838	16,066
		0,8G-E	1,07	2,672	4,015	5,036	6,038	8,206
	M		0	$6,3 \cdot 10^{-4}$	$10,2 \cdot 10^{-4}$	$14,43 \cdot 10^{-4}$	$17,63 \cdot 10^{-4}$	$21,69 \cdot 10^{-4}$

VOILE V_{t_2} 1 FILE D OUVERTURE

Element	Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I	N	G+Q+E	10,06	25,84	42,1	58,68	75,13	90
		0,8G+E	7,11	18,16	29,6	41,36	53,63	63,48
		0,8G-E	6,53	16,08	25,18	34	42,77	53
M		0	0,569	1,195	1,69	2,04	2,5	
Trumeau II	N	G+Q+E	2,12	5,67	9,73	14	18,4	21,2
		0,8G+E	1,57	4,24	7,35	10,76	14,27	16,2
		0,8G-E	0,99	2,16	2,92	3,4	3,81	5,73
	M		10^{-4}	$6,44 \cdot 10^{-3}$	$13,51 \cdot 10^{-4}$	$19,1 \cdot 10^{-4}$	$23,1 \cdot 10^{-4}$	$28,25 \cdot 10^{-4}$

VOILE V_{t_3} 4 FILE D OUVERTURE

Element	Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I	N	G+Q+E	2,55	6,3	10,85	15,58	20,41	27,78
		0,8G+E	1,86	4,63	8,05	11,664	15,378	19,65
		0,8G-E	1,34	2,73	3,95	4,804	5,678	7,95
M		0	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$7,6 \cdot 10^{-3}$	$10,3 \cdot 10^{-3}$	$12,9 \cdot 10^{-3}$	$15,5 \cdot 10^{-3}$	
Trumeau II	N	G+Q+E	10,72	25,55	42,49	59,52	76,68	91,95
		0,8G+E	7,6	17,93	29,75	41,72	53,8	64,08
		0,8G-E	6,96	15,59	24,81	33,48	42,04	52,32
	M		0	4,97	10,2	14,33	17,24	20,75
Trumeau III	N	G+Q+E	3,25	7,92	13,41	19	24,62	29,1
		0,8G+E	2,338	5,692	9,68	13,79	17,9	21
		0,8G-E	1,918	4,132	6,72	8,03	10,14	13,16
M		0	$13,18 \cdot 10^{-3}$	$2,7 \cdot 10^{-2}$	$3,8 \cdot 10^{-2}$	$4,6 \cdot 10^{-2}$	$5,5 \cdot 10^{-2}$	
Trumeau IV	N	G+Q+E	10,38	26,9	47,91	70,93	94,55	106,66
		0,8G+E	7,84	20,816	37,874	56,846	76,468	84,622
		0,8G-E	7,68	5,636	5,374	2,626	-0,692	7,452
	M		0	2,85	5,9	8,27	9,95	12
Trumeau V	N	G+Q+E	3,79	12,09	24,23	39,05	54,5	56,46
		0,8G+E	3,386	11,112	22,16	36,73	51,564	52,9
		0,8G-E	-1,514	-6,81	-15,604	-26,97	-39,3	-38
	M		0	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$7,6 \cdot 10^{-3}$	$10,7 \cdot 10^{-3}$	$12,9 \cdot 10^{-3}$	$15,5 \cdot 10^{-3}$

VOILE V₄: 2 FILES D'OUVERTURES

Element		Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
Trameca I	N	G+Q+E	19,87	50,13	85,53	121,59	157,22	186,78
		0,8G+E	13,934	36,036	61,6	87,9	117,76	133,62
		0,8G-E	10,354	25,36	40,24	53,66	67,52	84,38
	M		0	7,97	24,47	36,28	50,4	73,66
Trameca II	N	G+Q+E	11,06	29,85	53,13	78,17	103,46	115,74
		0,8G+E	8,72	23,58	42,31	63,01	82,9	94,83
		0,8G-E	2,2	6,08	7,47	0,67	-1,3	7,628
	M		0	0,448	1,245	2,01	2,79	4,3
Trameca III	N	G+Q+E	6,31	18,33	35,56	55,82	75	77,08
		0,8G+E	5,93	17,3	32,82	53,46	71,82	73,81
		0,8G-E	-4,17	-12,82	-26,39	-43,14	-58,6	-57,21
	M		0	5,32.10 ⁻⁴	1,61.10 ⁻³	2,67.10 ⁻³	3,62.10 ⁻³	5,58.10 ⁻³

VOILE V₆: 2 FILES D'OUVERTURES

Element		Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
Trameca I	N	G+Q+E	11	30,32	57,73	74,37	97,01	112,59
		0,8G+E	8,26	22,77	39,36	53,21	75,03	85,79
		0,8G-E	4,82	14,73	16,64	20,07	23,77	24,53
	M		0	3,86	9,3	13,97	18,1	25,53
Trameca II	N	G+Q+E	2,44	6,7	11,21	15,21	20,67	24,32
		0,8G+E	1,796	4,92	8,31	11,93	15,51	18,03
		0,8G-E	-1,216	3,24	4,85	6,246	7,73	10,25
	M		0	1,2.10 ⁻³	2,82.10 ⁻³	4,7.10 ⁻³	5,6.10 ⁻³	7,9.10 ⁻³
Trameca III	N	G+Q+E	7,45	20,05	33	46,11	59,2	71,23
		0,8G+E	5,326	14,21	23,41	32,81	42,17	50,474
		0,8G-E	4,804	12,53	19,15	27,15	34,39	42,69
	M		0	1,72	4,14	6,22	8,1	11,36

VOILES V_{Q1} ET V_{Q3}: 2 FILES D'OUVERTURES

Element		Combinaison	T	4	3	2	1	R.D.C
Trameca I	N	G+Q+E	5,35	17,04	34,32	56,94	80	87,63
		0,8G+E	5,08	16,44	33,36	55,5	78,1	79,2
		0,8G-E	-3,88	-14,2	-29,9	-49,78	-70,1	-68,96
	M		0.10 ⁻²	1,06.10 ⁻²	2,36.10 ⁻²	3,59.10 ⁻²	4,4.10 ⁻²	5,69.10 ⁻²
Trameca II	N	G+Q+E	4,72	13,32	26,04	39,76	39,55	47,98
		0,8G+E	3,2	9,06	14,98	21	26,9	32,63
		0,8G-E	2,988	8,7	14,37	20	25,6	31,77
	M		0	18,8	41,72	63,43	77,72	100,48
Trameca III	N	G+Q+E	5,51	18,14	36,3	54,2	82,51	84,23
		0,8G+E	5,22	17,33	34,97	52,74	80,14	81,35
		0,8G-E	-7,94	-17,65	-28,9	-48,9	-69,3	-68,1
	M		0	1,58.10 ⁻²	7,5.10 ⁻²	5,76.10 ⁻²	6,56.10 ⁻²	8,49.10 ⁻²

FERRAILLAGE DES VOILES

Règlement utilisé.

Le calcul est fait par le règlement parasismique Algérien R.P.A 81

Principe de calcul.

- La vérification de la résistance, aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables, doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du premier genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} .
- La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec :

$$\bar{T} = 1,4 T ; N = 0, \quad \bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28} ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$$

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

- La vérification des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doivent être effectuée avec :

$T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul.

M : calculé à partir de la valeur ci-dessus de T

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 0,75 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$$

Disposition des armatures.

Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\omega_t = \frac{\bar{\sigma} - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{doit être} > \omega_{min}$$

$$\text{avec } \bar{\sigma} = 1,4 \frac{T}{b \cdot e}$$

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

$$\bar{\omega}_{min} = 0,15\% \quad \text{pour } \bar{\sigma}_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\omega}_{min} = 0,25\% \quad \text{pour } 0,025 \sigma'_{28} < \bar{\sigma}_b < 0,12 \sigma'_{28}$$

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

$$\bar{\omega}_v = 0,5\%$$

- Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

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

$$t \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 1,5b \end{cases}$$

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

- A chaque extrémité du voile l'espacement "t" des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.

- Les barres verticales des zones extrême devraient être ligaturées avec des cadres horizontales dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$\times 50\phi$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

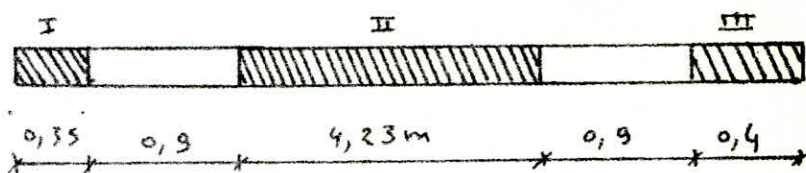
$\times 20\phi$ dans le cas contraire.

- Le long des joints de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vs} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Ferraillage du Voile V_{p2} et V_{p3} Voiles de m Caractéristiques géométriques.



Trameau III et I

Niveau I (R.D.C et 1^{er} étage)

$$I = 0,5716 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$h_t = 0,35 \text{ m}$$

$$b = 0,16 \text{ m}$$

$$d = 0,09$$

$$M = 5,69 \times 10^{-2} \text{ t.m}$$

$$N_{\max} = 81,63 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = -70,96 \text{ t.m}$$

Sollicitation (M, N_{\max})

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,69 \times 10^{-2}}{81,63} = 6,97 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,35}{6} = 5,83 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$e_0 < e_1 \rightarrow \text{S.E.C.}$$

Ferraillage: Méthode Charon: $A' = 8,05 \text{ cm}^2$

Sollicitation (M, N_{\min})

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,69 \times 10^{-2}}{70,1} = 8,1 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\frac{t}{2} = \frac{17}{2} = 8,5 \text{ cm} \rightarrow e_0 < \frac{t}{2} \rightarrow \text{S.E.T}$$

$$e_1 = \frac{t}{2} - e_0 = 8,5 - 8,1 \times 10^{-2} = 8,42 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{t}{2} + e_0 = 8,5 + 8,1 \times 10^{-2} = 8,58 \text{ cm}$$

$$A = \frac{N \cdot e_2}{t \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{70,1 \times 10^3 \times 8,58}{17 \times 4200} = 8,42 \text{ cm}^2$$

donc la sollicitation la plus défavorable est (M, N_{\min})

$$A = 8,42 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6T14 \rightarrow A_{\text{eff}} = 9,42 \text{ cm}^2 \text{ (e = 6cm)}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_a = \frac{N \cdot e}{t \cdot A} = \frac{70,1 \times 8,58 \times 10^3}{17 \times 9,23} = 3833,1 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$$

zone courante: pas de zone courante.

Section minimale: $A_{\min} = 0,005 \times 16 \times 35 = 2,8 \text{ cm}^2$

$A_{\text{cal}} > A_{\min} \rightarrow$ on adopte A_{cal} .

Armatures Transversales

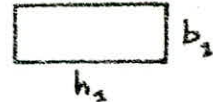
Des efforts de Compression très importants agissent sur ces traveaux, les barres horizontales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. R.P.A 81 Art. 4.3.3.8.

La section des armatures Transversales est donnée par:

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25 T}{h_1 \cdot f_{cu}}$$

S: espacement entre les cours successifs d'armatures transversales
 $S \leq 12 \phi$ et $\min(10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

T: 2 fois T calculée.
 h_1 : longueur du poteau.



$A_{t \min} = 0,004 \cdot S \cdot b_1$. (en zone II) Complément R.P.A 81 Art. 4.2.3.1.2
 avec b_1 = largeur du Poteau.

$S \leq 12 \phi = 12 \times 1,4 = 16,8 \text{ cm}$ comme en a des refends on prend
 $S = 16 \text{ cm}$. en zone courante.

$S = \min(10 \phi, 15 \text{ cm}) = \min(14, 15) = 14 \text{ cm}$.

Les deux valeurs sont proches, pour faciliter le Travail, on garde la même distance sur toute la hauteur du Poteau
 Soit $S = 14 \text{ cm}$.

$$\frac{A_t}{14} = \frac{1,25 \times T}{h_1 \cdot f_{cu}}$$

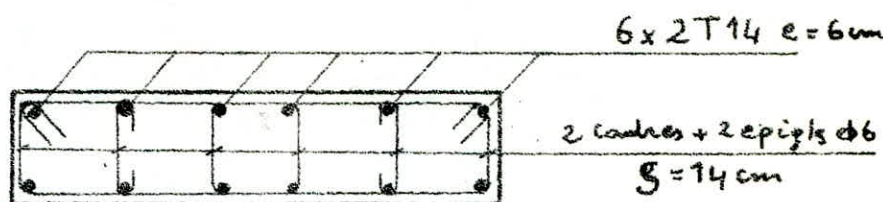
$$T = \frac{53,57 \times 0,5716 \times 10^{-3}}{1,0091 (0,5716 + 0,85) \times 10^{-3}} = 0,03 T$$

$$A_t = \frac{14 \times 1,25 \times 0,03 \times 10^3}{35 \times 2400} = 6,25 \times 10^{-3} \text{ cm}^2. \text{ section très faible.}$$

donc on vérifie la section minimale.

$$A_{t_{\min}} = 0,004 \cdot 14 \times 16 = 0,896 \text{ cm}^2. \text{ Soit 2 cadres + 2 epingles } \phi 6$$

$$A_t = 1,7 \text{ cm}^2$$



Niveau II : 2^e, 3^e et 4^e étage.

$$M = 3,59 \times 10^{-2} \text{ t.m.}$$

$$N_{\max} = 56,94 \text{ t}$$

$$N_{\min} = -49,78 \text{ t.}$$

Sollicitation (M, N_{max})

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,59 \times 10^{-2}}{56,94} = 6,3 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$$e_1 = 5,83 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

$$e_0 < e_1 \rightarrow \text{S.E.C}$$

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \times 6,3 \times 10^{-2}}{35} \right) 68,5 = 103,12 \text{ kg/cm}^2$$

Ferraillage : Methode P. Charon. on trouve $A' < 0$

Sollicitation (M, N_{min})

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,59 \times 10^{-2}}{49,78} = 7,2 \times 10^{-4} \text{ m.}$$

$$\frac{z}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ cm} \rightarrow e_0 < \frac{z}{2} \rightarrow \text{S.E.T}$$

$$l_1 = \frac{z}{2} + e_0 = 7,5 + 7,2 \times 10^{-2} = 8,57 \text{ cm.}$$

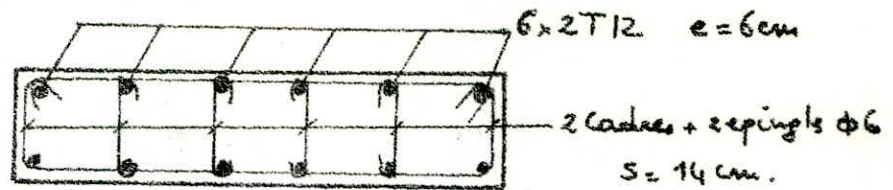
$$A = \frac{49,78 \times 10^3 \times 8,57}{14 \times 4200} = 5,97 \text{ cm}^2$$

La sollicitation la plus defavorable est (M, N_{min})

$$A = 5,97 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T12 \quad (A_{\text{app}} = 6,78 \text{ cm}^2) \quad e = 6 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 0,5 \times 35 \times 16 \times 0,01 = 2,8 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal.}}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot A} = \frac{49,78 \times 10^3 \times 8,57}{8,5 \times 6,78} = 3701,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



Tronçon :

$$\begin{aligned} I &= 1,001 \text{ m}^4 \\ h_e &= 4,23 \text{ m} \\ b &= 0,1 \text{ m} \\ d &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Niveau I : $M = 465,8 \text{ t.m}$ R.O.C, 1^{er} étage.
 $N_{\max} = 47,98 \text{ T}$
 $N_{\min} = 31,37 \text{ T}$
 $T = 43,26 \text{ T}$

Sollicitation (M, N_{max})

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} = \frac{M \cdot v}{I} = \frac{47,98 \times 10^3}{0,1 \times 0,1} \pm \frac{465,8 \times 10^5 \times 211,5}{1,0091 \times 10^8} = \begin{cases} \sigma_1 = 104,72 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -90,74 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Sollicitation (M, N_{min})

$$\sigma_{12} = \frac{31,37}{16 \times 42} + \frac{465,8 \times 10^5 \times 211,5}{1,0091 \times 10^8} = \begin{cases} \sigma_1 = 104,26 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -93 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

La sollicitation la plus défavorable est (M, N_{min})

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{465,8}{31,37} = 14,85 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{4,23}{6} = 0,705 \text{ m}$$

$$e_0 > e_1 \rightarrow \text{i.P.C}$$

$$e_0 > \frac{h_e}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_0' = 2 \times 1,5 \times 68,5 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = e_0 + \frac{h_e}{2} \quad d = 14,85 + 2,115 - 0,75 = 16,215 \text{ m}$$

$$M_f = N \cdot f = 3,37 \times 16,215 = 508,67 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 508,67 \times 10^5}{4200 \times 10^8 \times 348^2} = 0,09375 \rightarrow \begin{cases} k = 25,85 \\ E = 0,8775 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{25,85} = 162,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot E \cdot h} - \frac{N}{\sigma_a} = \frac{508,67 \times 10^5}{4200 \times 0,8775 \times 348} - \frac{31,37 \times 10^3}{4200} = 32,19 \text{ cm}^2$$

zone Tendue:

$$\frac{N}{A} - \frac{M \cdot X}{I} = 0 \quad \frac{31,37 \times 10^3}{423 \times 16} - \frac{465,8 \times 10^5 \cdot X}{1,0091 \times 10^8} = 0 \rightarrow X = 10,04 \text{ cm.}$$

zone Tendue: $y = \frac{h_c}{2} - X = \frac{423}{2} - 10,04 = 201,46 \text{ cm.}$

$$A_{\min} = 0,005 \times y \times b \quad \text{R.P.A 81 Art. 4.3.3.3}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 201,46 \times 16 = 16,11 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}}$$

Armatures de Contour.

$$A_{0j} = 1,1 \cdot \frac{T}{\sigma_{\text{ser}}}$$

$$A = A_{\text{cal}} + A_{0j} \quad \text{R.P.A 81 art. 4.3.3.12.}$$

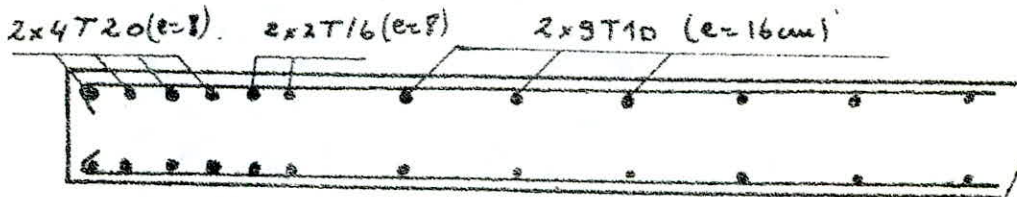
$$A_{0j} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \times 20,95 \times 10^3}{4200 \times 4,23} = 1,82 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = 32,19 + 1,82 = 34,01 \text{ cm}^2 \quad \text{soit}$$

$$2 \times 4T20 + 2 \times 2T16 + 2 \times 9T10 \quad \text{soit } A_{\text{eff}} = 45,4 \text{ cm}^2$$

Verification des Contraintes.

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{25,13 \times 15 + 6,15 \times 39 + 123 \times 14,12}{45,4} = 51,84 \text{ cm.}$$



$$A = 45,4 \text{ cm}^2, \quad d = 51,84 \text{ cm}, \quad e_0 = 14,85 \text{ m}, \quad h_c = 423 \text{ m.}$$

$$|C| = e_0 - \frac{h_c}{2} = 14,85 - \frac{4,23}{2} = 12,735 \text{ m} \rightarrow C = -12,735 \text{ m.}$$

$$P = -4106943 \rightarrow P_2 = \frac{P}{m^2} = -6,41 \quad \text{pour } m = 800$$

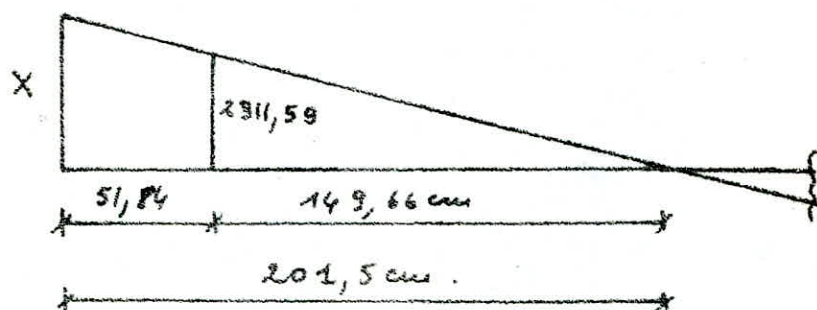
$$q = 239139 \times 10^4 \rightarrow q_2 = \frac{q}{m^3} = 5,84$$

$$\Rightarrow t = 1,75 \quad \begin{cases} y_2 = mt = 800 \times 1,75 = 1400 \text{ cm.} \\ y_1 = y_2 + c = 1400 - 1273,5 = 126,5 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$I = 55355806$$

$$K = \frac{N}{I} y_2 = 0,79337$$

$$\sigma_a = mK(h_c - d - y_1) = 15 \times 0,79337 (423 - 51,84 - 126,5) = 2911,59 \text{ kg/cm}^2$$



Soit X la contrainte de la barre extrême.

$$X = \frac{201,5 \times 2911,59}{149,66} = 3920,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200$$

zone armée.

Le ferrailage sera constitué par un quadrillage d'armatures en double nappe.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \times 43,26 \times 1000}{16 \times \frac{7}{8} \cdot 371,16} = 11,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,025 \sigma_{1,8} = 0,025 \times 270 = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,12 \sigma_{1,8} = 32,4 \text{ kg/cm}^2$$

$0,025 \sigma_{1,8} < \tau_b < 0,12 \sigma_{1,8}$. \rightarrow on adopte le pourcentage d'armature préconisé par le R.P.A Art. 4.3.3.2 Soit

$$\omega_c = 0,25\%$$

$$\text{Soit } A_{c1} = 0,25 \times 16 = 4 \text{ cm}^2 / \text{m}^2 \text{ l.}$$

Armatures Horizontales: $A_h = 4 \text{ cm}^2$ soit 10 T8/m l ($A = 5,09 \text{ cm}^2$)

soit 5 T8 par face espacés de $e = 20 \text{ cm}$.

Niveau II: 2^e, 3^e et 4^e Etage.

$$N_{\max} = 30,76 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 20 \text{ t}$$

$$M = 215,43 \text{ t.m}$$

$$T = 40,19 \text{ t.}$$

$$d = 0,3 \text{ m.}$$

$$b = 0,16 \text{ m.}$$

Sollicitation (M, N_{\min}) la plus défavorable.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{215,43}{20} = 10,77 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_0}{6} = \frac{4,23}{6} = 0,705 \text{ m.}$$

$$e_0 > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$e_0 > \frac{h_0}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \times 1,5 \times 68,5 = 205,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f = 1077 + \frac{423}{2} - 30 = 1288,5 \text{ cm.} = 12,885 \text{ m.}$$

$$M_p = N \cdot f = 20 \times 12,885 = 257,7 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 257,7 \times 10^5}{4200 \times 16 \times 393^2} = 0,0363 \rightarrow \begin{cases} k = 46,4 \\ \epsilon = 0,9186 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{46,4} = 90,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5.$$

$$A = \frac{257,7 \times 10^5}{4200 \times 0,9186 \times 393} - \frac{20 \times 10^3}{4200} = 11,84 \text{ cm}^2$$

zone tendue.

$$\frac{N}{A} - \frac{M \cdot x}{I} = 0 \rightarrow \frac{20 \times 10^3}{423 \times 16} - \frac{215,43 \times 10^5 \cdot x}{1,0091 \times 10^8} = 0 \rightarrow x = 13,84 \text{ cm.}$$

$$\text{zone tendue: } y = \frac{h_0}{2} - x = \frac{423}{2} - 13,84 = 197,66 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{197,66 \times 16 \times 0,1}{100} = 15,81 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{\text{cal}} \rightarrow$ on adopte A_{\min} .

Soit $2 \times 6T10 + 2 \times 9T8 \rightarrow A = 18,46 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes.

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = \frac{9,42 \times 23 + 123 \times 9,04}{23,55} = 71,97 \text{ cm}$$

$$e_0 = 10,77 \text{ m.}$$

$$C = e_0 - \frac{h_f}{2} = 10,77 - \frac{4,23}{2} = 8,655 \text{ m.} \rightarrow C = -8,655$$

$$P = -2023815,7 \rightarrow P_1 = \frac{P}{m} = -5,62$$

$$Q = 1051743820 \rightarrow Q_1 = \frac{Q}{m} = 4,87 \quad \text{avec } m = 60 \rightarrow t = 1,65$$

$$y_2 = m t = 600 \times 1,65 = 990$$

$$y_1 = y_2 + C = 990 - 865,5 = 124,5.$$

$$I = 72954980,16$$

$$K = \frac{N}{I} y_1 = 0,2714$$

$$\sigma_a = m K (h_f - d - y_1) = 15 \cdot K (423 - 71,97 - 124,5) = 922,2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Contrainte à l'extrémité du voile.

$$\bar{\sigma}_a = 1450,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

VOILE $V_{2,1}$ PLEIN

Efforts de calcul									Zone courante	Zone tendue	Zone d'extrémité		Verification		
Niveau	M (t.m)	N _{min} (t)	N _{max} (t)	e ₀ (m)	e ₁ (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²) $\bar{\sigma}_c = 6,875$	φ et n par ml	ρ_t (cm)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²) calculée	A (cm ²) adoptée	σ'_c (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
I	163,227	90,68	127,07	1,8	1,64	15,154	140,38	$1,62 < \bar{\sigma}_c$	12 T6 (3,4) b = 20 cm	44	3,53	-6,39	4 T10 b = 30 cm	11,92	7,52
II	75,513	57,83	81,01	1,3	1,64	14,084	130,05	$1,51 < \bar{\sigma}_c$	12 T6 (3,4) b = 20 cm	0	0	0	4 T10 b = 20 cm	8,03	—

VOILE $V_{2,7}$ PLEIN

Efforts de calcul									Zone courante	Zone tendue	Zone d'extrémité		Verification		
Niveau	M (t.m)	N _{min} (t)	N _{max} (t)	e ₀ (m)	e ₁ (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²) $\bar{\sigma}_c = 6,875$	φ et n par ml	ρ_t (cm)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²) calculée	A (cm ²) adoptée	σ'_c (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
I	174,324	69,22	96,38	2,53	1,4	16,240	164,13	$2,03 < \bar{\sigma}_c$	10 T8 (5,02) b = 20 cm	187	15	-2,72	4 T10 b = 20 cm	75	86,2
II	80,925	44,42	61,84	1,82	1,4	15,093	147,21	$1,89 < \bar{\sigma}_c$	10 T8 (5,02) b = 20 cm	96,62	7,74	-2,83	4 T10 b = 20 cm	0,01	0,02

VOILE $V_{2,4}$ PLEIN

Efforts de calcul									Zone courante	Zone tendue	Zone d'extrémité		Verification		
Niveau	M (t.m)	N _{min} (t)	N _{max} (t)	e ₀ (m)	e ₁ (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²) $\bar{\sigma}_c = 6,875$	φ et n par ml	ρ_t (cm)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²) calculée	A (cm ²) adoptée	σ'_c (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
I	225,6	27,91	44,14	8,08	0,55	20940	205,5	$7,47 < \bar{\sigma}_c$	10 T8 (5,02) b = 20 cm	143,65	11,49	6,34	10 T16 + 10 T8 b = 20 cm sur $\frac{h}{10}$	108,3	3853,2
II	104,34	17,67	25,42	5,9	0,55	19470	205,5	$5,97 < \bar{\sigma}_c$	10 T8 (5,02) b = 20 cm	135,34	10,82	2,23	8 T12 + 10 T8 b = 20 cm sur $\frac{h}{10}$	56,3	3375

VOILE V₂ PLEIN

Efforts de calcul									Zone Courante	Zone tendue	Zone d'extrémité		Verification		
Niveau	M(t.m)	N _{min} (t)	N _{max} (t)	e ₀ (m)	e _g (m)	T(kg)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\frac{Z_b}{Z_b}(\text{kg/cm}^2)$ $Z_b = 6,875$	ψ et n p.m ^l	l _t (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{Calculée} (cm ²)	A _{Adoptée} (cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_{ca} (kg/cm ²)
I	31,149	70,02	100,06	0,44	0,94	2892	119,02	0,543 < \bar{Z}_b	10T6 e = 20 cm	0	0	0	4T10(e=20)	14,7 < $\bar{\sigma}_b$	
II	14,409	44,88	64,73	0,32	0,94	2688	114,5	0,503 < \bar{Z}_b	10T6 e = 20 cm	0	0	0	4T10(e=20)	14,7 < $\bar{\sigma}_b$	

VOILE V₂ ou V₅ 1 FILE D'OUVERTURE

Efforts de calcul									Zone Courante	Zone tendue	Zone d'extrémité		Verification			
Niveau	M(t.m)	N _{min} (t)	N _{max} (t)	e ₀ (m)	e _g (m)	T(kg)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\frac{Z_b}{Z_b}(\text{kg/cm}^2)$ $Z_b = 6,875$	ψ et n p.m ^l	l _t (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{Calculée} (cm ²)	A _{Adoptée} (cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_{ca} (kg/cm ²)	
Niveau I	I	13,7	53	90	0,15	0,56	1470	104,7	0,47 < \bar{Z}_b	10T6 (A=282) e = 20 cm	0	0	0	4T10 e = 20 cm	27,3	
	II	9,684	34	58,48	0,16	0,56	1368	104,7	0,44 < \bar{Z}_b	10T6 (A=282) e = 20 cm	0	0	0	4T10 e = 20 cm	14,1	
Niveau II	I	28,25.10 ⁻⁴	5,73	21,2	13.10 ⁻⁴	0,06	1,66	102,83	5,53.10 ⁻³ < \bar{Z}_b	10T6(e=15)	0	0	0	4T10(e=30)	37,8	
	II	19,15.10 ⁻⁴	3,4	14	1,4.10 ⁻⁴	0,06	1,547	102,8	5,16.10 ⁻³ < \bar{Z}_b	10T6(e=15)	0	0	0	4T10(e=30)	37,8	

VOILE V_{t5} PLEIN

Efforts de calcul									zone Courante	zone Tendue.		Zone d'extrémité		Verification	
Niveau	M (t.m)	N_{max} (t)	N_{min} (t)	e_0 (m)	e_1 (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²) $\bar{\sigma}_b = 6,875$	ϕ et n P. m. l.	ρ_t (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	σ'_s (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)
I	76,683	83,26	118,62	0,92	1,14	7119	130,3	1,09 < 6,875	10T6 (2,80) $e = 20\text{cm}$	0	0	0	4T90 + 2T6 $e = 10\text{cm}$	10,8	—
II	35,475	53,42	76,1	0,66	1,14	6,677	122,6	1,013 < 6,875	10T6 (2,80) $e = 20\text{cm}$	0	0	0	4T10 + 2T6 $e = 10\text{cm}$	9,7	—

VOILE V_{t6} 2 FILES D'OUVERTURE

Efforts de calcul									zone Courante	zone Tendue		Zone d'extrémité		Verification	
Niveau	M (t.m)	N (t)	N_{max} (t)	e_0 (m)	e_1 (m)	T (t)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²) $\bar{\sigma}_b = 6,875$	ϕ et n P. m. l.	ρ_t (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	σ'_s (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)
I	25,53	34,53	112,59	0,23	0,74	12,768	113,2	3,5 < $\bar{\sigma}_b$	5T8/face $e = 24\text{cm}$	0	0	0	4T10 + 2T8 $e = 12\text{cm}$	20,7	—
	13,97	20,07	74,37	0,19	0,74	11,867	111,5	2,83 < $\bar{\sigma}_b$	5T8/face $e = 24$	0	0	0	4T10 + 2T8 $e = 12\text{cm}$	13,13	—
II	$7,9 \cdot 10^{-3}$	10,25	24,32	$7,7 \cdot 10^{-4}$	0,05	$4 \cdot 10^{-3}$	103	0,016 < $\bar{\sigma}_b$	4T10	—	—	0	4T10, $e = 24$	50,34	—
	$4,3 \cdot 10^{-3}$	6,266	18,21	$7 \cdot 10^{-4}$	0,05	$3,7 \cdot 10^{-3}$	103	0,014 < $\bar{\sigma}_b$	4T10	—	—	0	4T10, $e = 24$	40,4	—
III	11,36	42,69	71,23	0,16	0,56	5,68	112,45	1,8 < $\bar{\sigma}_b$	6T6/face $e = 19\text{cm}$	—	—	0	4T10 + 2T6 $e = 10$	16,8	—
	6,22	27,16	46,11	0,13	0,56	5,277	110,93	1,68 < $\bar{\sigma}_b$	6T6/face $e = 19\text{cm}$	—	—	0	4T10 + 2T6 $e = 10$	28,8	—

VOILE V_{t4} 2 FILES D'OUVERTURE

Efforts de calcul									Zone Courante	Zone tendue	Zone d'extremite		Verification			
Niveau	M(t.m)	N_{min} (t)	N_{max} (t)	e_0 (m)	e_1 (m)	T(t)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²) (kg/cm ²)	Z_b (kg/cm ²) $Z_b = 6,875$	$\varphi \sigma_{pm}$ par m ²	g_t (cm)	A (cm ²) min	A (cm ²) calculé	A (cm ²) Adoptée	σ_p (kg/cm ²)	σ_{aL} (kg/cm ²)	
Plume a/c I	I	77,66	87,78	786,78	0,44	1,4	34,722	112,9	4,34 \bar{Z}_b	10T8 (5,02) t=20cm	0	0	0	4T10 t=20cm	18	/
	II	3628	53,66	121,59	0,3	1,4	32,271	110,03	4,034 \bar{Z}_b	10T8 (5,02) t=20	0	0	0	4T10 t=20cm	10,9	/
Plume c/a II	I	2,79	-13	102,46	2,15	0,64	3,33	205,5	0,91 \bar{Z}_b	10T6 (2,82) t=20cm	135	10,81	-0,27	4T10 t=20cm	5,2	3780
	II	2,01	0,67	78,17	3	0,64	3,097	205,5	0,84 \bar{Z}_b	10T6 (2,82) t=20cm	151	12,12	0,05	4T10 (3,14) t=20cm	7,7	3940
Plume a/c III	I	$3,62 \cdot 10^3$	-58,6	75	$\frac{4,83}{10^5}$	0,058	$2,32 \cdot 10^3$	103	7,35 \bar{Z}_b	/	/	/	/	8T16 t=10	94,4	3732,5
	II	$2,61 \cdot 10^3$	-43,14	55,92	$\frac{6,05}{10^5}$	0,058	$2,318 \cdot 10^3$	102,8	7,35 \bar{Z}_b	/	35	$2,8 \text{ cm}^2$	5,14	8T10 (6,45) t=10	100	/

VOILE V_{t3} 4 FILES D'OUVERTURE

Efforts de calcul									Zone Courante	Zone tendue	Zone d'extrémité		Vérification			
Niveau	$M(t.m)$	$N_{min}^{(t)}$	$N_{max}^{(t)}$	$e_0(m)$	$e_1(m)$	$T(t)$	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm^2)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm^2) $\bar{\sigma}_b = 6,875$	$\varphi et n$ par ml	$b_t(cm)$	$A(cm^2)$ min	$A(cm^2)$ Calculé	$A(cm^2)$ Adoptée	σ_1 (kg/cm^2)	σ_2 (kg/cm^2)	
I - Zone Courante	I	$15,5 \cdot 10^3$	7,95	23,78	$65 \cdot 10^{-5}$	0,06	$9,3 \cdot 10^3$	103	$0,029 < \bar{\sigma}_b$	10T6(2,82) $t = 20cm$	0	0	4T10+2T6 $t = 15cm$	$42,9 < \bar{\sigma}_b$	/	
	II	$10,7 \cdot 10^3$	15,58	4,864	$0,69 \cdot 10^{-3}$	0,06	$8,63 \cdot 10^3$	103	$0,027 < \bar{\sigma}_b$	10T6(2,82) $t = 20cm$	0	0	4T10+2T6 $t = 15cm$	28,2	/	
II - Zone Courante	I	20,75	52,32	91,95	0,22	0,64	12,409	115	$3,39 < \bar{\sigma}_b$	10T8(5,02) $t = 20cm$	0	0	4T10+2T8 $t = 10cm$	30,14	/	
	II	14,33	33,48	59,52	0,24	0,64	11,53	115,6	$3,15 < \bar{\sigma}_b$	10T8 $t = 20cm$	0	0	4T10+2T8 $t = 10cm$	13,27	/	
III - Zone Courante	I	$5,5 \cdot 10^2$	13,16	39,1	$3,89 \cdot 10^{-3}$	0,09	0,033	103,5	$0,065 < \bar{\sigma}_b$	10T6(2,82) $t = 20cm$	0	0	4T10+2T6 $t = 10cm$	16,26	/	
	II	$3,8 \cdot 10^2$	8,23	19	$2 \cdot 10^{-3}$	0,09	0,0308	103,5	$0,061 < \bar{\sigma}_b$	10T6(2,82) $t = 20cm$	0	0	4T10+2T6 $t = 10cm$	10,64	/	
IV - Zone Courante	I	9,95	-0,692	94,55	14,4	0,535	7,165	205,5	$2,35 < \bar{\sigma}_b$	/	166	13,82 Soit 22,710	0,88	6T10 $t = 10cm$	0,2	-2,4
	II	8,27	2,626	70,93	3,15	0,535	6,659	205,5	$2,18 < \bar{\sigma}_b$	10T8 $t = 20$	133	10,66 Soit 4,70000	0,34	4T10+2T8 $t = 10cm$	5,2	52
V - Zone Courante	I	$12,9 \cdot 10^3$	-39,3	54,5	$3,3 \cdot 10^{-4}$	0,06	$9,3 \cdot 10^3$	102,9	$0,029 < \bar{\sigma}_b$	/	35	2,8	9,36	8T14 $t = 10cm$	/	3135
	II	$10,7 \cdot 10^3$	-26,37	33,05	$4 \cdot 10^{-4}$	0,06	$8,63 \cdot 10^3$	103	$0,027 < \bar{\sigma}_b$	/	35	2,8	6,42	8T12 $t = 10cm$	/	2983,4

Remarque Concernant le ferrailage des voiles

Lors de l'étude au périsse de notre bâtiment on a Considéré que les efforts engendrés par ce dernier sont repris par le voile en entier sans distinction entre le degré d'influence de chaque Trumeau. Or les trumeaux extrêmes ont une inertie très faible par rapport aux trumeaux Centraux ce qui implique que la plus grande part des efforts est reprise par le trumeau central. et de cette disproportionnalité des efforts dans les trumeaux, les linteaux Cassent. Pour le ferrailage, on suppose que dès la 1^{ère} secousse les linteaux Cassent, il s'en suit une 2^{ème} redistribution des efforts et les voiles longitudinaux ont été Calculés pour résister à cette 2^{ème} secousse.

Pour les voiles Transversaux, on les a Calculés pour la première secousse puisqu'on a trouvé des efforts peu différents pour la 1^{ère} secousse et la 2^{ème}. et ceci est dû à leur nombre qui est assez important

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux seront calculés et ferrillés en flexion simple, comme des poutres encastées à leurs extrémités, sous l'effet de :

- M_e : moment d'encastrement
- M_t : moment en travée
- T : effort tranchant.

charges et surcharges: Un linteau est soumis à :

- q_G : son poids propre + poids propre de la surface du plancher qui lui revient.
- q_P : surcharge d'exploitation due au plancher.
- q_{SH} : surcharge due au séisme horizontal.

$$q_T = q_G + q_P + q_{SH}$$

Efforts de Calcul.

- L'effort tranchant sollicitant le linteau est la combinaison de tous les efforts agissant sur ce dernier.

$$T = T_G + T_P + T_{SH}$$

avec $T_{SH} = 1,4\pi$ π : effort tranchant dans un élément de refend.

$$T = q_T \cdot \frac{l}{2} + 1,4\pi \quad l : \text{longueur du linteau.}$$

- Le moment flechissant sollicitant le linteau est la combinaison de tous les moments résultant des efforts agissant sur ce linteau.

$$M = M_G + M_P + M_{SH}$$

$$M_e = q_T \cdot \frac{l^2}{12} + 1,4\pi \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_t = q_T \frac{l^2}{24}$$

Contraintes admissibles

- Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \times \sigma'_{28} = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de flexion

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \times \sigma'_{28} = 270 \times 0,75 = 202,5 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de traction des aciers

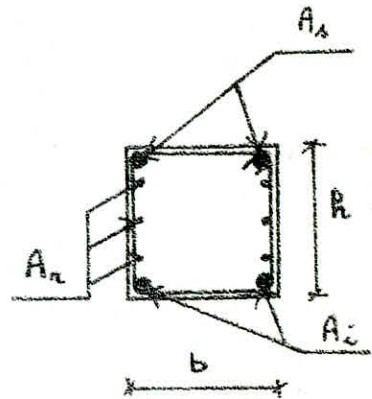
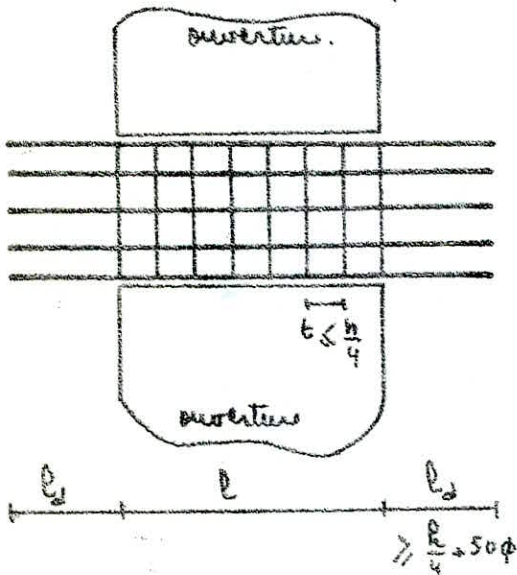
$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_a = \tau_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de Traction du béton.

$$\bar{\sigma}_b = 1,25 \bar{\sigma}'_b = 7,387 \text{ Kg/cm}^2$$

Prescriptions - relatives au ferrailage des linteaux.

- Les armatures doivent être ancrées et disposées dans les Trumeaux suivant le croquis ci-dessous :

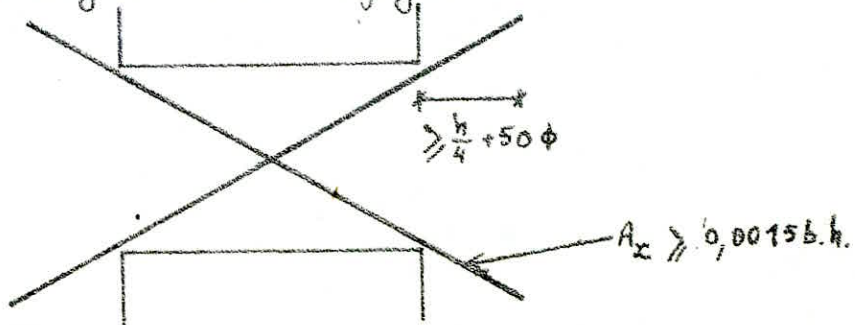


$$A_c, A_s \geq 0,0015 b \cdot h$$

$$A_n \geq 0,0020 b \cdot h$$

$$A_b \geq 0,0025 b \cdot t$$

- Pour $\bar{\sigma}_b \geq 0,06 \bar{\sigma}'_{28}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure ci-dessous :



Linteaux des voiles: $V_{0,2}$ et $V_{0,2}$

Caractéristiques géométriques

Niveau le plus sollicité: 1^{er} étage.

$$R_t = 0,85 \text{ m} \quad l = 0,9 \text{ m} \quad b = 0,16 \text{ m} \quad \pi = 21,61 \text{ t}$$

charges Transmises au linteau.

longueur du plancher qui lui revient: $l = 1,14 \times 2 + 0,16 = 2,44 \text{ m}$

- charge permanente.

$$\cdot \text{Poids propre du linteau} : 2,5 \times 0,16 \times 0,7 = 0,28 \text{ t/ml}$$

$$\cdot \text{Poids propre du plancher} : 2,44 \times 0,582 = 1,42 \text{ t/ml}$$

$$q_G = 1,7 \text{ t/ml}$$

- Surcharge d'exploitation.

$$q_P = 0,175 \times 2,44 = 0,427 \text{ t/ml}$$

$$q_T = q_P + q_G = 0,427 + 1,7 = 2,127 \text{ t/ml}$$

- Effort Tranchant.

$$T = q_T \cdot \frac{l}{2} + 1,4 \pi = 2,127 \cdot \frac{0,9}{2} + 1,4 \times 21,61 = 31,21 \text{ t}$$

- Moment fléchissant.

$$M_e = q_T \cdot \frac{l^2}{12} + 1,4 \pi \frac{l}{2} = 13,76 \text{ t.m}$$

$$M_t = q_T \cdot \frac{l^2}{24} = 0,072 \text{ t.m}$$

Vérification des contraintes de cisaillement.

$$\Lambda \bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28} = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_s = \frac{31,21 \times 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 80} = 27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 32,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Ferraillage du linteau

Aciers sup. A_s : $M_e = 13,76 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 \times 13,76 \times 10^5}{4200 \times 16 \times 80^2} = 0,048 \rightarrow \begin{cases} k = 39,2 \\ \omega_c = 0,353 \% \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{k} = \frac{4200}{39,2} = 107,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$$

\Rightarrow Pas d'aciers comprimés.

$$\left. \begin{aligned} A_{s,cal} &= \bar{\omega}_{s,cal} \cdot b \cdot h = \frac{0,353 \times 16 \times 85}{100} = 4,8 \text{ cm}^2 \\ A_{s,min} &= \bar{\omega}_{s,min} \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 16 \times 85 = 2,04 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow A_{s,cal} > A_{s,min}$$

d'où $A_s = 4,8 \text{ cm}^2$ on choisit 2T14 + 2T12 ($A_{eff} = 5,34 \text{ cm}^2$)

Aciers inférieurs (A_s) : $M_t = 0,072 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 \times 7200}{4200 \times 16 \times 85^2} = 0,00024 \rightarrow \bar{\omega}_c = 0,0013\%$$

$\bar{\omega}_{cal} < \bar{\omega}_{min} = 0,0015$ on adopte le ferrailage minimale.

$$A_{s,min} = 0,0015 \times 16 \times 85 = 2,04 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T12 \quad A_{eff} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Aciers de repartitions A_r

La Section d'acier de repartition est donnée par le R.P.A

$$A_r = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 16 \times 85 = 2,72 \text{ cm}^2$$

on choisit 6T8 ($A_{eff} = 3,01 \text{ cm}^2$)

Soit 3T8 par face $e = 19,3 \text{ cm}$.

Aciers obliques dans les angles.

$\tau_b = 27 \text{ kg/cm}^2 > 0,06 \sigma_{cp} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$ on place donc des armatures de repartition dans les angles.

$$A_x = 0,0015 \cdot b \cdot h = 2,04 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 4T10 \rightarrow A_{eff} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales.

on choisit 1 cadre T8 ($A_t = 1 \text{ cm}^2$)

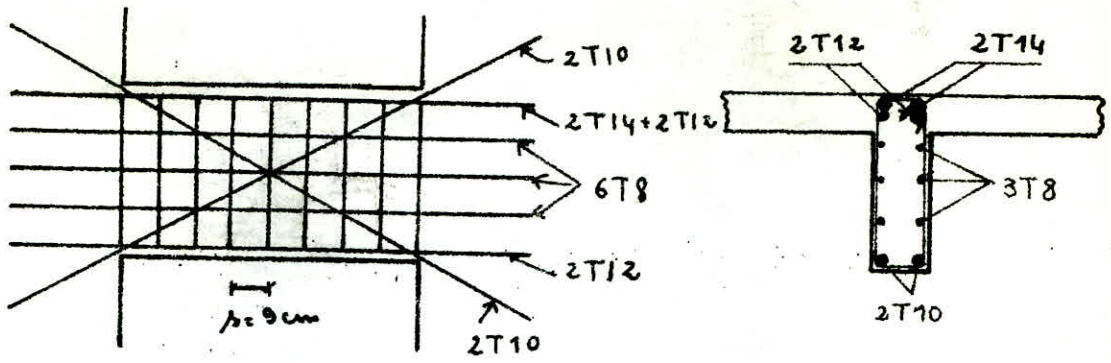
$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{3 \cdot \sigma_{at}} = \frac{31,21 \times 10^3}{70 \times 4200} = 0,106 \Rightarrow t \ll \frac{A_t}{0,106}$$

$$t \ll \frac{1}{0,106} = 9,43 \text{ cm}$$

on prend $t = 9 \text{ cm} < \bar{t} = \frac{h_t}{4} = \frac{85}{4} = 21 \text{ cm}$.

Vérification

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 > 0,0025 \cdot b \cdot A = 0,0025 \times 16 \times 9 = 0,36 \text{ Vérifié.}$$



Linteaux du voile V_t

Caractéristiques géométriques	Linteau I Niveau le plus sollicité: 1 ^{er} Étage		Linteau II N. le + S. 1 ^{er} Étage		Linteau III N. le + S. 1 ^{er} Étage		Linteau IV N. le + S. 1 ^{er} Étage	
	l (m)	1,53	l (m)	0,9	l (m)	1	l (m)	0,6
	b (m)	0,16	b (m)	0,16	b (m)	0,16	b (m)	0,16
	h_t (m)	1,05	h_t (m)	0,85	h_t (m)	0,83	h_t (m)	1
Efforts de Calcul	q_G (t/m ²)	2,286	q_G	0,96	q_G	2,27	q_G	1,273
	q_P (t/m ²)	0,579	q_P	0,203	q_P	0,828	q_P	0,375
	π (t)	1,45	π	3,21	π	2,1	π	13,57
	T_e (t)	4,22	T_e	5	T_e	4,49	T_e	19,5
	M_e (t.m)	2,11	M_e	2,1	M_e	1,73	M_e	5,75
	M_t (t.m)	0,28	M_t	0,04	M_t	0,13	M_t	0,025
Ferraillage	A_{scal} (cm ²)	0,53	A_{scal}	0,66	A_{scal}	0,56	A_{scal}	neglig.
	A_{smin} (cm ²)	2,52	A_{smin}	2,04	A_{smin}	2	A_{smin}	2,4
	A_{sadop} cm ²	2T14 3,08	A_{sadop}	2T12 2,26	A_{sadop}	2T12 2,26	A_{sadop}	2T14 3,08
	A_{ical}	0,2	A_{ical}	negligible	A_{ical}	/	A_{ical}	2,4
	A_{imin}	2,52	A_{imin}	2,04	A_{imin}	2	A_{imin}	2,4
	$A_{iadopte}$	2T14 3,08	$A_{iadopte}$	2T12 2,26	$A_{iadopte}$	2T12 2,26	$A_{iadopte}$	2T14 3,08
	A_{radopt}	2x4T8 4,01	A_{radopt}	2,72	A_{radopt}	2,66	A_{radopt}	3,2
	A_{rmin} cm ²	3,36	A_{radopt}	6 3,01	A_{radopt}	2x3T8 3,01	A_{radopt}	2x4T8 4,01
	A_t (cm ²)	1cadre Φ6	A_t	1cadre Φ6	A_t	1cadre Φ6	A_t	1cadre T6
	espacem. (cm)	14	espacement (cm)	12,8	espacement	12,5	espacem.	12
	τ_b	2,96	τ_b	4,37	τ_b	4	τ_b	14,5
	aciens obliques	0	aciens obliques	0	aciens obliques	0	aciens obliques	0

Linteaux du Voile V_{t_4}

Caractéristiques géométriques	Linteau I N. S. 1 ^{er} Etage		Linteau II N. S. 1 ^{er} Etage	
	l (m)	1	0,6	
	b (m)	0,16	0,16	
h_t (m)	0,83	1		
Efforts de Calcul	q_G (t/ml)	2,27	1,273	
	q_P (t/ml)	0,828	0,375	
	π (t)	6	76,9	
	T_e (t)	9,95	24,15	
	M_e (t.m)	4,46	7,15	
	M_t (t.m)	0,13	0,0247	
Ferraillage	$A_{s,cal}$ (cm ²)	1,46	1,97	
	$A_{s,min}$ (cm ²)	2	2,4	
	$A_{s,adop.}$	2T12 2,26	2T14 3,08	
	$A_{s,cal}$ (cm ²)	negligé	negl.	
	$A_{s,min}$ (cm ²)	2,26	2,4	
	$A_{s,adoptée}$	2T12 2,26	2T14 3,08	
	$A_{s,min}$ (cm ²)	2,66	3,2	
	$A_{s,adopté}$	2x3T8 3,01	2x4T8 4,01	
	A_t	1cadre T6	1cadre T6	
	espacement (cm)	12,5	7,5	
	σ_b	8,89	17,97	
	aciers obliques	0	2x2T10 3,14	

Linteaux du Voile V_{t_6}

Caractéristiques géométriques	Linteau I N. S. 1 ^{er}		Linteau II N. S. 1 ^{er}	
	l (m)	0,8	0,9	
	b (m)	0,16	0,16	
h_t (m)	0,85	0,85		
Efforts de Calcul	q_G (t/ml)	2,12	2,14	
	q_P (t/ml)	0,553	0,573	
	π (t)	8,12	7,06	
	T_e (t)	12,44	12,58	
	M_e (t.m)	4,69	4,8	
	M_t (t.m)	0,0713	0,09	
Ferraillage	$A_{s,cal}$ (cm ²)	1,45	1,8	
	$A_{s,min}$ (cm ²)	2,04	2,04	
	$A_{s,adop.}$	2T12 2,26	2T12 2,26	
	$A_{s,cal}$	negligé	negl.	
	$A_{s,min}$	2,04	2,04	
	$A_{s,adop.}$	2T12 2,26	2T12 2,26	
	$A_{s,min}$	2,72	2,72	
	$A_{s,adop.}$	2x3T8 3,01	2x3T8 3,01	
	A_t	1cadre T6	1cadre T6	
	espacement	13,3	12,8	
	σ_b	10,83	8,88	
	aciers obliques	0	0	

Enteaux des Voiles V'_{t_2} et V'_{t_3}

Caracteristiques Geometriques	Niveau le plus sollicite 1 ^{er} Etage.	
	l (m)	0,7
	h_e (m)	0,85
Efforts de Calcul.	q_0 (t/ml)	2,206
	q_r (t/ml)	1,16
	π (t)	1,55
	T_e (t)	3,346
	M_e (t.m)	0,9
	M_t (t.m)	0,0686
Ferraillage.	A_{soul} (cm ²)	0,28
	A_{smin} (cm ²)	2,04
	$A_{s.adopte}$ (cm ²)	2 T 12 2,26 cm ²
	A_{ical} (cm ²)	negligeable
	A_{imin} (cm ²)	2,04
	$A_{i.adop}$ (cm ²)	2 T 12 2,26
	A_{emin} (cm ²)	2,72
	$A_{e.adop}$ (cm ²)	2 x 3 T 8 3,02 cm ²
	A_t	1 Cadre $\phi 6$
	espacement (cm)	14
	σ_b (Kp/cm ²)	2,9
	aciers obliques.	0

Ferraillage du voile peripherique

Conformement à l'article 3.3.8.5 de R.P.A 81, il est prévu un voile peripherique entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus du sol.

Ce voile ceinture le batiment et assure un bon chainage et une bonne stabilité d'ensemble.

Dimensions du voile

- epaisseur 20 cm
- hauteur 220 cm.

Ce voile sera ferraillé parfaitement d'après le R.P.A 81

- Armatures longitudinales filants, superieures et inferieures

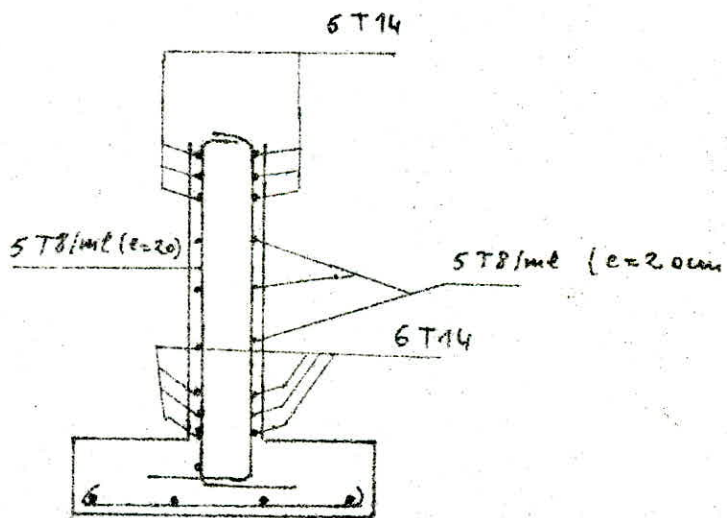
$A \gg 0,20\%$ de la Section transversale du voile soit $A =$

$$A \gg 0,20\% \times h \times e = 0,20 \times 0,01 \times 220 \times 20 = 8,8 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6T14 \quad A = 9,23 \text{ cm}^2$$

avec espacement $\gg 50 \phi$, epierre de renforcement dans les angles.

- Armatures longitudinales de peau de section $\gg 2 \text{ cm}^2$ par face

et par ml de hauteur. soit 5 T8/ml. $A = 2,51 \text{ cm}^2$



CHAP. 9

**CALCUL DES
FONDITIONS**

1) Introduction

L'étude des fondations d'une construction comporte deux parties distinctes mais complémentaires.

- * La première partie consiste à étudier le sol sur lequel va être édifiée cette construction.
- * La seconde partie consiste à étudier la stabilité des fondations proprement dites et leur ferraillement en conséquence.
Elle permet de choisir le type de fondations qui convient.

2) Résultats de l'étude du sol - Conclusion.

2.1) Nature du sol.

- Dans son ensemble, le sol est composé de deux couches :

- * Une couche superficielle de 0,5 m d'épaisseur constituée par du limon noir (qui représente la couche végétale)
- * Une couche de base constituée par de l'argile limoneuse jaune.
En effet, c'est cette dernière couche qui va servir d'assise pour les fondations

2.2) Essais physiques

- La teneur en eau naturelle : $W = 12,56\%$
- degré de saturation $S_r = 57,12\% \Rightarrow$ sol non saturé.
- poids volumique sec (masse volumique sèche) : $\gamma_d = 1,69 \text{ t/m}^3$
nous indique un sol moyennement compact.

Le poids volumique du sol humide (γ_h) est :

$$\gamma_h = (1 + W)\gamma_d = (1 + 0,1256) 1,69 = 1,902 \text{ t/m}^3$$

Du point de vue plasticité, les essais réalisés sur un échantillon à 1,50 m de profondeur nous donne un indice de plasticité $I_p = 21,3\%$ et une limite de liquidité $W_L = 40,6\%$, ce qui nous indique une argile moyennement plastique (d'après le diagramme de plasticité de CASAGRANDE)

2.3) Essais mécaniques

a) Cisaillement : L'essai de cisaillement (essai non consolidé, non drainé, saturé) nous donne pour couple de valeurs

$$C = 0,600 \quad (\text{cohésion})$$

$$\phi = 16^\circ \quad (\text{angle de frottement})$$

2-4) Essais de Compressibilitéa) oedométrie

Un seul essai réalisé sur la profondeur 1,5 m nous indique un sol surconsolidé, non gonflant, peu compressible

Profondeur 1,5 m :

$$P_c = 2,7 \text{ bars} \rightarrow \text{Pression de Consolidation}$$

$$C_c = 0,196 \rightarrow \text{Coefficient de Compressibilité}$$

$$C_g = 0,040 \rightarrow \text{Coefficient de Gonflement}$$

$$\sigma_c > \sigma'_{0z}$$

2-5) Contrainte admissible - Tassements

À partir des résultats précédents, pour des semelles filantes en béton armé, la contrainte admissible du sol est donnée par la formule suivante : D.T.U.

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_h \cdot D + \frac{\frac{B}{2} \gamma_h \cdot N_q + \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + C \cdot N_c}{F_s}$$

γ_h : poids volumique humide du sol.

D : hauteur d'ancrage.

B : largeur de la semelle.

C : cohésion du sol d'assise.

$F_s = 3$ (Coefficient de Sécurité)

$$Q = 16^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_q = 2,72 \\ N_c = 4,33 \\ N_c = 11,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,902 \times 1,5 + \frac{1}{3} \left(\frac{B}{2} \times 1,902 \times 2,72 + 1,902 \cdot 1,5 (4,33 - 1) + 6 \times 11,6 \right)$$

$$\bar{\sigma}_a = 0,8622 B(m) + 29,2 \text{ t/m}^2$$

3) Prédimensionnement des Semelles.

a) Efforts revenant à chaque voile au niveau des fondations

Voiles	V _A	V _B	V _C	V _D	V _E	V _F	V _G	V _H	V _I	V _J	V _K
G (t)	126,56	186,26	199,5	215,24	204,1	162,4	105,4	73,3	38,2	73,3	38,2
P (t)	13,72	26,87	32,4	38,87	28,86	23,64	9,86	9,7	5,25	9,7	4,38
G + 1,2P (t)	143	218,5	229,4	271,88	238,33	190,77	117,23	84,94	44,5	84,94	43,5
M (t.m)	163,23		211,21	394,78	32,55	198,7	174,9	576,96	225,6	465,74	225,6

charge Totale de la Semelle sous V_A.

- Superstructure : 143 t
- Poids propre de la Semelle : $0,5 \times 2,5 \times 11,83 \times B = 14,79B$
- Poids des Terres au débord extérieur : $11,83 \times 1 \times 1,902 \times \left(\frac{B-0,2}{2}\right) \times 2$

$$\text{Total: } N = 37,29B + 138,5 \text{ t}$$

Cette charge crée au niveau des fondations une contrainte égale ou inférieure à la contrainte admissible du sol; d'où l'inégalité:

$$B(0,8622B + 29,2) \gg 37,29B + 138,5$$

$$10,2B^2 + 308,14B - 138,5 \gg 0 \Rightarrow B = 0,45 \text{ m.}$$

or la dimension minimale d'une fondation est de 0,6 m, on prend

$$B = 0,6 \text{ m.} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 29,7 \text{ t/m}^2 = 2,97 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour chaque semelle on doit résoudre l'équation :

$$0,8622B^2l + 26,048Bl + 0,38l - N \gg 0$$

tel que : l = longueur de la Semelle.

B = largeur de la Semelle qu'on cherche.

4) Stabilité des fondations

* Pour la répartition trapézoïdale, la contrainte au quart de la larg. de la Semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

* Pour la répartition triangulaire: ds ce cas la contrainte σ_2 est nulle, et la contrainte σ_1 est égale à $1,33 \bar{\sigma}_s$.

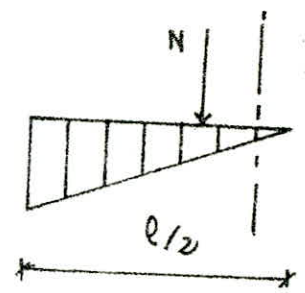
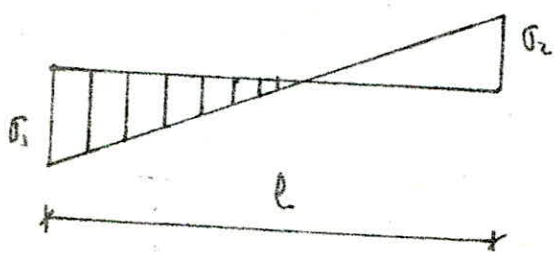
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right)$$

si $e = \frac{l}{6}$ donc $\sigma_2 = 0$ et $\sigma_1 = \frac{2N}{S}$

si $e > \frac{l}{6}$ dans ce cas l'effort normal est relativement faible vis à vis du moment de flexion.

* Le diagramme triangulaire est encore admissible si la valeur de la contrainte à la pointe du triangle reste limitée à $1,33 \bar{\sigma}_s$.

La formule $\sigma_1 = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{l} \right)$ n'est plus valable.



on se ramène alors au diagramme triangulaire sur une largeur égale à $3(\frac{l}{2} - e)$. Soit B, la largeur de la Semelle, on devra avoir

$$\sigma_{max} = \frac{3N}{3B(\frac{l}{2} - e)} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

* Pour les fondations superficielles on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des charges verticales reste inférieur ou égale au quart de la dimension de la fondation dans la direction considérée.

Predimensionnement des Semelles longitudinales.

on choisit A et L de Telle façon pour vérifier les 2 conditions

$$\sigma_2 > 0 \quad (1) \quad \text{et} \quad \sigma_1 \leq 1,33 \bar{\sigma}_s \quad (2)$$

La condition pour vérifier (1) et (2) en même Temps. est.

$$\begin{cases} \frac{N^x}{S} + \frac{6M}{AL^2} = 1,33 \bar{\sigma}_s \\ \frac{N^x}{S} - \frac{6M}{AL^2} = 0 \end{cases}$$

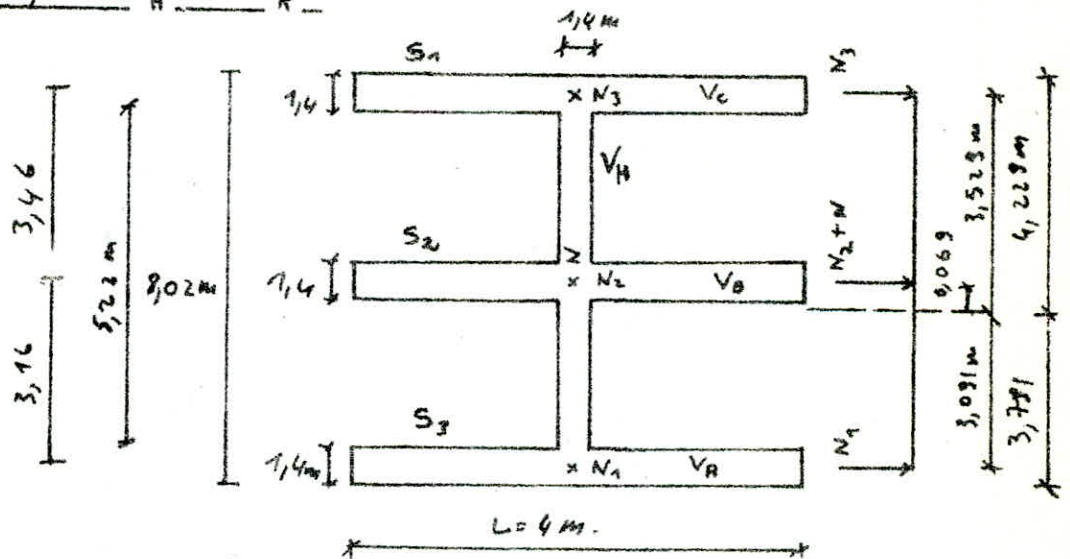
Ces deux équations donnent: $\frac{12M}{AL^2} = 1,33 \bar{\sigma}_s \Rightarrow AL^2 = \frac{12M}{1,33 \bar{\sigma}_s}$

Pour le pile V_H : $M = 576,96 \text{ t.m.}$

Pour $A = 2 \text{ m} \rightarrow L = 82,42 \text{ m.} \rightarrow$ donc c'est pas possible.

Donc on dimensionne avec la méthode des Semelles croisées.

Semelle pour V_H et V_K



$$\sum S_i = 22,148 \text{ m}^2$$

$$y_G = \frac{1,3 \times 4 (0,7 + 7,32) + 1,4 \times 3,86 \times (2,6 + 5,22)}{22,148} = 3,791$$

$$N_1 = 75,79 \text{ t}$$

$$N_2 = 62,31 \text{ t}$$

$$N_3 = 31,4 \text{ t}$$

$$N = 87,56 \text{ t.}$$

$$R = \sum N_i = 316,44 \text{ t.}$$

$$I_{xx} = 2 \cdot \frac{4 \times 1,4^3}{12} + 4 \times 1,4 (3,791^2 + 4,229^2) + \frac{2,6 \times 1,4^3}{12} + \frac{1,4 \cdot 5,22^3}{12} + 1,4 (2,6 + 5,22) 0,069^2 = 199,7045 \text{ m}^4$$

Si le séisme agit de gauche à droite: \overrightarrow{SI} .

$$M_1 = 576,96 + (62,31 + 87,56) 0,069 + 91,4 \times 3,529 - 70,33 \times 3,091 = 677,474$$

Si le séisme agit de droite à gauche: \overleftarrow{SI} : $M_2 = 476,44 \text{ t.m.}$

$$\sigma_1 = \frac{316,449}{22,148} + \frac{677,474 \times 4,229}{199,7045} = 28,634 \text{ t/m}^2 = 2,8 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = \frac{316,449}{22,148} - \frac{677,474 \times 3,791}{199,7045} = 1,427 \text{ t/m}^2 = 0,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,8 + 0,14}{4} = 2,1 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \overline{\sigma}_s = 1,33 \times 3 = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Si \overleftarrow{SI} agit de droite à gauche.

$$\sigma_1 = \frac{316,449}{22,148} + \frac{476,446 \times 4,229}{199,7} = 24,37 \text{ t/m}^2 = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{316,449}{22,148} - \frac{476,446 \times 3,791}{199,7} = 5,24 \text{ t/m}^2 = 0,524 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 19,59 \text{ t/m}^2 < 1,33 \overline{\sigma}_s = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Verification de la stabilité des Semelles.

$$\text{Semelle } S_1: I = \frac{4 \times 1,4^3}{12} = 0,914 \text{ m}^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot B}} \quad \text{longueur élastique de la Semelle.}$$

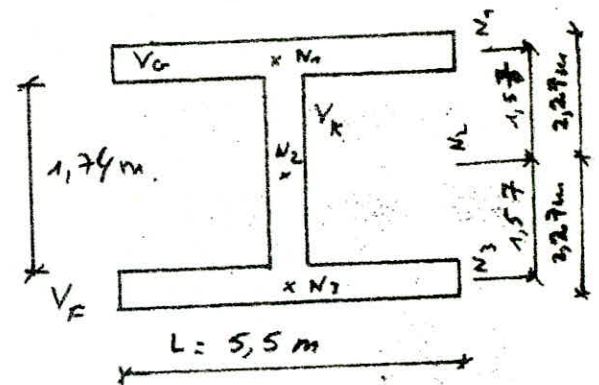
$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 0,9147 \times 10^8}{4 \times 140}} = 6,01 \text{ m.}$$

$$K = 4 \text{ (sol meuble)}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 9,44 \text{ m} > L = 4 \text{ m} \rightarrow \text{vérifié.}$$

de même pour les Semelles S_2 et S_3 . donc la Semelle est stable et $B = 140 \text{ cm}$ est acceptable.

Semelles sous les voiles V_I et V_K



Efforts au niveau de Semelle.

$$N_1^* = \frac{117,23 \times 5,5}{8,42} = 76,577 \text{ t}$$

$$N_2^* = 44,5 \text{ t}$$

$$N_3^* = \frac{190,77 \times 5,5}{9,83} = 106,73 \text{ t}$$

Poids Propre des Semelles + poids des Tenes.

$$G_{E_2} = 5,5 \times 1,4 \times 1 \times 1,902 + 5,5 \times 1,4 \times 0,5 \times 2,5 = 24,27 \text{ t}$$

$$G_{E_1} = 1,74 \times 1,4 \times 1 \times 1,902 + 1,74 \times 1,4 \times 0,5 \times 2,5 = 7,68 \text{ t}$$

$$G_{E_3} = G_{E_1} = 24,27 \text{ t}$$

Effort au niveau inférieur des fondations.

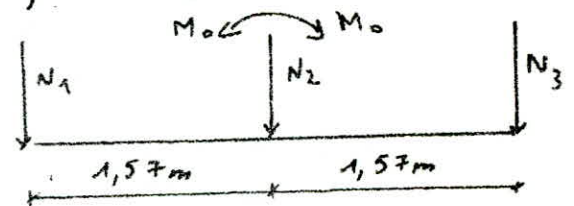
$$N_2 = G_{E_1} + N_1^* = 24,27 + 76,577 = 100,85 \text{ t}$$

$$N_2 = G_{E_2} + N_2^* = 44,5 + 7,68 = 52,18 \text{ t}$$

$$G_{N_3} = G_{E_3} + N_3^* = 24,27 + 106,73 = 131 \text{ t}$$

$$\sum S_i = 17,8 \text{ m}^2$$

$$R = \sum N_i = 284,03 \text{ t}$$



$$I = \left[\frac{5,5 \times 1,4^3}{12} + 1,4 \times 5,5 \times 1,57^2 \right] \times 2 + \frac{1,4 \times 1,74^3}{12} = 41 \text{ m}^4$$

Si le seisme agit de gauche à droite : \vec{SI}

$$M_1 = M_0 + N_3 \times 1,57 - N_1 \times 1,57 = 225,6 + 131 \times 1,57 - 100,85 \times 1,57 = 272,9 \text{ t.m.}$$

Si le seisme agit de droite à gauche. \overleftarrow{SI}

$$M_2 = M_0 + N_1 \times 1,57 - N_3 \times 1,57 = 225,6 + 100,85 \times 1,57 - 731 \times 1,57 \\ = 178,26 \text{ t.m.}$$

Si \overrightarrow{SI} : $\sigma_{12} = \frac{R}{S} \pm \frac{M \cdot v}{I}$

$$\sigma_{12} = \frac{284 \times 10^3}{17,8 \times 10^4} \pm \frac{272,9 \times 10^5 \times 1,57 \times 10^2}{41 \times 10^8} = \begin{cases} \sigma_1 = 2,64 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,55 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,64 + 0,55}{4} = 2,11 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Si \overleftarrow{SI}

$$\sigma_{12} = \frac{284 \times 10^3}{17,8 \times 10^4} \pm \frac{178,26 \times 10^5 \times 1,57 \times 10^2}{41 \times 10^8} = \begin{cases} \sigma_1 = 2,28 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,91 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 2,28 + 0,91}{4} = 1,93 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la stabilité des semelles.

Pour S_1 et S_2 : $I = \frac{5,5 \times 1,4^3}{12} = 1,257 \text{ m}^4$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 1,257 \times 10^8}{4 \times 140}} = 6,5 \text{ m.}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 6,5 \times \frac{\pi}{2} = 10,2 \text{ m.}$$

$$L = 5,5 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 10,2 \text{ m} \rightarrow \text{Vérifié.} \Rightarrow$$

$A = 1,40 \text{ m}$ est acceptable.

Les caractéristiques des autres semelles sont données, dans le Tableau suivant.

	B(m)	L(m)	N (t)	\vec{M} (t.m) \overleftarrow{M} (t.m)	$\frac{6 \cdot e}{l}$	$\sigma_1 = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{l}\right)$ (t/m ²)	$\sigma_2 = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{l}\right)$ (t/m ²)	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ (t/m ²)	$1,33 \bar{\sigma}_s$ t/m ²	$\bar{\sigma}_s$ (t/m ²)	$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S}$ t/m ²
V _A	1,4	11,83	193,742	250,46	0,656 < 1	19,368	4,028	15,533	40,4	30,4	1,1,69
V _B	1,4	13,08	274,577	61,36	0,1025 < 1	16,53	13,457	15,76	"	"	15,00
V _C	1,4	14,33	290,836	211,209	0,304 < 1	18,905	10,089	16,7	"	"	14,5
V _D	1,4	15,58	338,675	394,75	0,443 < 1	22,497	8,557	19,01	"	"	15,5
V _E	1,4	14,33	300,166	128,33	0,179 < 1	17,64	12,28	16,3	"	"	15
V _F	1,4	11,83	241,49	158,69	0,42 < 1	20,666	8,496	17,62	"	"	14,6
V _G	1,4	10,42	161,903	236,4	0,841 < 1	20,429	1,767	15,76	"	"	11,1
V _H	1,4	8,18	316,449	677,47	/	28,634	1,427	21,83	"	"	14,3
				476,44	/	24,377	5,243	13,534			
V _I	1,4	4,56	287	237,5	/	30,979	4,866	24,45	"	"	15,95
				213,299	/	27,33	2,43	21,105			
V _J	1,4	8,18	340,6	637,34	/	28,87	3,28	22,476	"	"	14,3
				516,58	/	26,318	5,572	21,13			
V _K	1,4	4,56	287	272,88	/	26,4	1,23	23,72	"	"	15,95
				178,26	/	22,8	6,46	21,11			

5-2) Calcul des Tassements

Le calcul des Tassements du sol sous les semelles est pratiquement le seul critère du choix d'une fondation. C'est seulement, si ces résultats sont acceptables, c'est à dire qu'ils restent inférieurs à la valeur admissible des Tassements, que le Type de fondation étudié sera définitivement adopté.

- En pratique, la valeur des Tassements est calculée par l'une ou l'autre des méthodes suivantes.

* méthode d'intégration par tranches

* méthode globale.

Ces deux méthodes reposent sur l'essai œdométrique.

La méthode d'intégration par tranches nécessite de connaître la répartition en profondeur des contraintes verticales induites par la fondation.

Quant à la méthode globale, elle nécessite de connaître la valeur du module de réaction du sol (k)

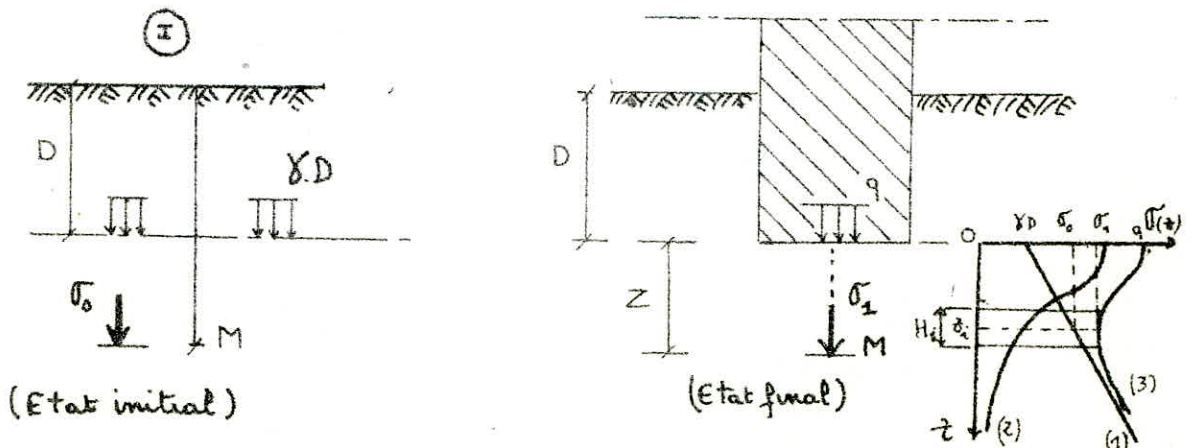
Le module de réaction du sol, inversement proportionnel à la largeur (B) de la semelle, ne dépend que de la forme et des dimensions de la semelle.

- Les Tassements obtenus sont valables uniquement pour les semelles parfaitement souples. Alors que les semelles superficielles possèdent une rigidité importante pour lesquelles on admet que le Tassement est égale à 80 % de celui au centre de la semelle souple équivalente.

Pour la suite on envisagera que la 1^{ère} méthode pour laquelle on dispose des essais œdométriques

5-3) Calcul des Tassement par la méthode d'intégration par Tranches

5-3-1) Cas d'une semelle souple.



5) Verification des Tassements du sol.

5-1) Calcul des charges à différentes profondeurs.

La semelle étant de surface S , la contrainte $\sigma(z)$ en un point M du sol peut être obtenue par la formule

$$\sigma(z) = \int \frac{3q}{2\pi z^2} \cos^5 \theta \, ds$$

dans laquelle : q - est la contrainte appliquée sur la semelle.

$\sigma(z)$ étant proportionnelle à q , il est donc possible de calculer pour chaque point du milieu la valeur numérique du rapport $\frac{\sigma(z)}{q}$ à l'aide de la formule précédente.

Ce rapport est appelé "facteur d'influence" \Rightarrow

$$I(z) = \frac{\sigma(z)}{q} \Rightarrow \sigma(z) = q \cdot I(z)$$

Les valeurs numériques de $I(z)$, obtenues à l'aplomb de l'angle d'un rectangle simple de section $B \times L$ ($B < L$), sont traduites sous forme de Tableaux (G. PHILIPPONNAT. *fondations et ouvrages en Terre*) ou d'abaques en fonction de L/B et de z/B ; z étant la profondeur considérée.

Pour déterminer la contrainte $\sigma(z)$ à l'aplomb d'un point quelconque A' on additionnera l'effet à l'aplomb du point A' des quatre rectangles I à IV.

$$\Rightarrow I(z) = I_1(z) + I_2(z) + I_3(z) + I_4(z)$$

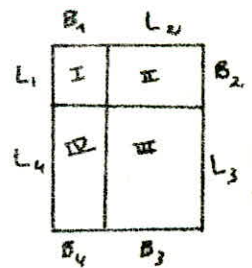
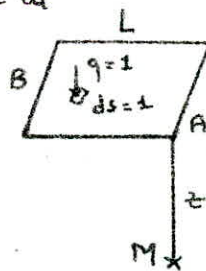
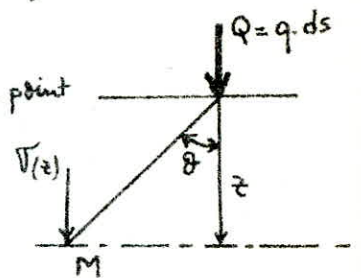
En particulier, si A' est le centre de la semelle, les quatre rectangles sont égaux avec $B_1 = B/2$ et

$L_1 = L/2$. Le coefficient d'influence globale est donc

$$I(z) = 4 I_1(z) \quad \text{t.q. } I_1(z) \text{ est}$$

donné par le Tableau en considérant B_1 et L_1 .

Le Tableau est dans l'ouvrage de G. PHILIPPONNAT intitulé *fondations et ouvrages en Terre*.



- Avant construction, la contrainte agissant au point M du milieu est égale au poids des Terres, c'est à dire que :

$$\sigma_0 = \gamma(z+D) \quad \text{« état I »}$$

- Après construction, la semelle a entraîné une surcharge égale à $(q-\gamma D)$ au niveau de la fondation.

La répartition des contraintes en profondeur sous l'action de $(q-\gamma D)$ est déterminée à partir des coefficients d'influence, c'est à dire que :

$$\sigma_1 = \sigma_0 + (q-\gamma D) \cdot I(z)$$

t. q $I(z)$ - Coefficient d'influence (voir paragraphe précédent)

- L'interprétation des courbes ci-dessus est la suivante :

* La courbe (1) représente le poids des Terres : $\sigma_0 = \gamma(z+D)$

* La courbe (2) représente l'effet de la surcharge : $\sigma(z) = (q-\gamma D) I(z)$

* La courbe (3) est la résultante des deux courbes précédentes.

$$\text{c. a. d. : } \sigma_1 = \sigma_0 + (q-\gamma D) I(z)$$

- A la profondeur (z_i) sous la semelle, la contrainte verticale est donc passée de la valeur σ_0 à la valeur σ_1 .

Sur la courbe oedométrique du sol, on en déduit les indices des rides correspondants. e_0 et e_1 .

$$\begin{array}{l} \sigma_0 \xrightarrow{\text{red.}} e_0 \\ \sigma_1 \xrightarrow{\text{red.}} e_1 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \Delta e = e_0 - e_1$$

Le tassement ΔS_i de la couche d'épaisseur H_i est donc :

$$\Delta S_i = H_i \cdot \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

- Le tassement total de la semelle s'obtient en découpant le sol en tranches horizontales (d'où le nom de la méthode) depuis le bas de la semelle jusqu'à une profondeur telle que l'effet des contraintes devienne négligeable ou que le toit inférieur de la couche compressible soit atteint.

Le tassement total sera : $S_t = \sum_{i=1}^n \Delta S_i$

L.M.T.R.B. Dossier n° 2191 0017

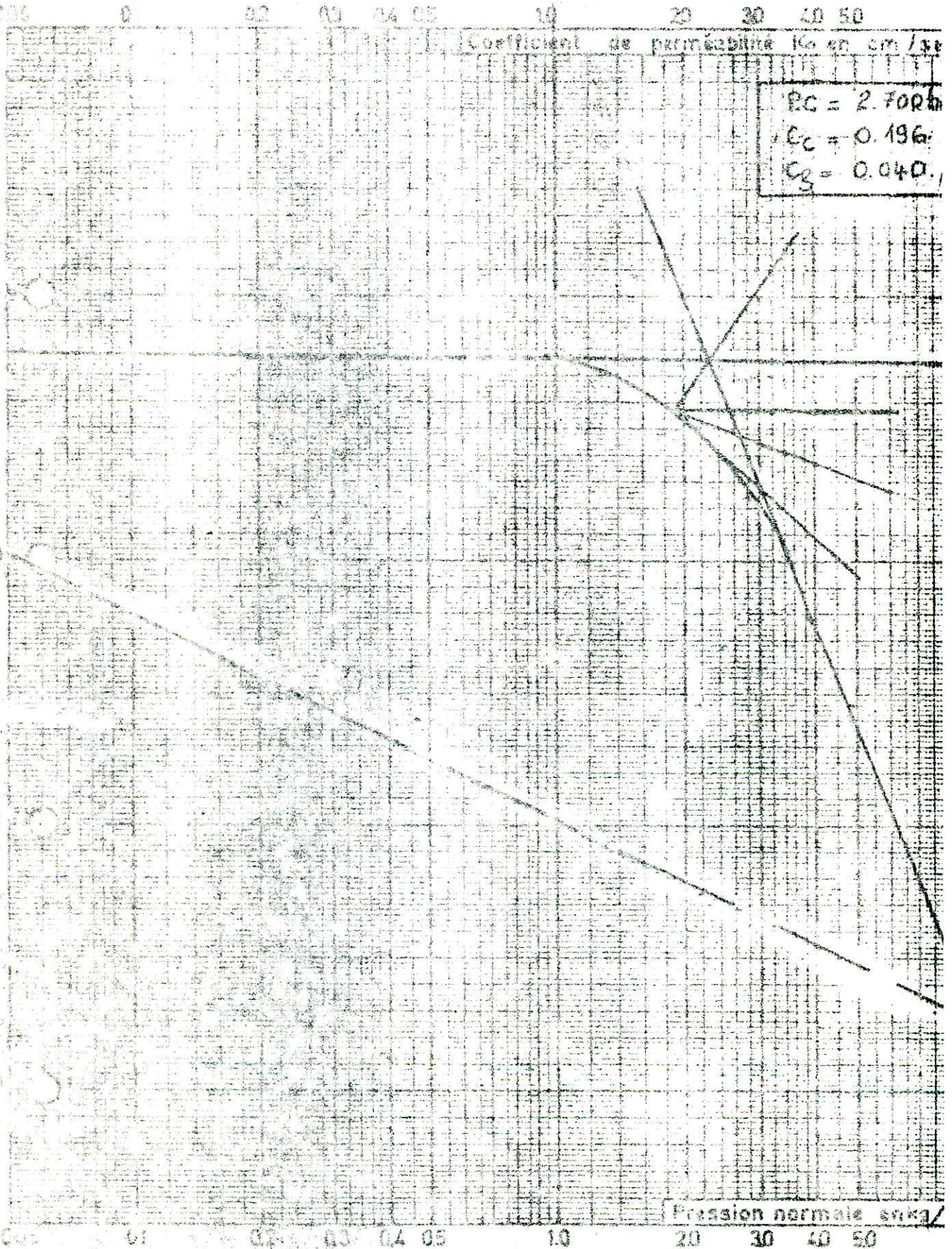
TECHNICUM 1000/500 (Soc. 1)

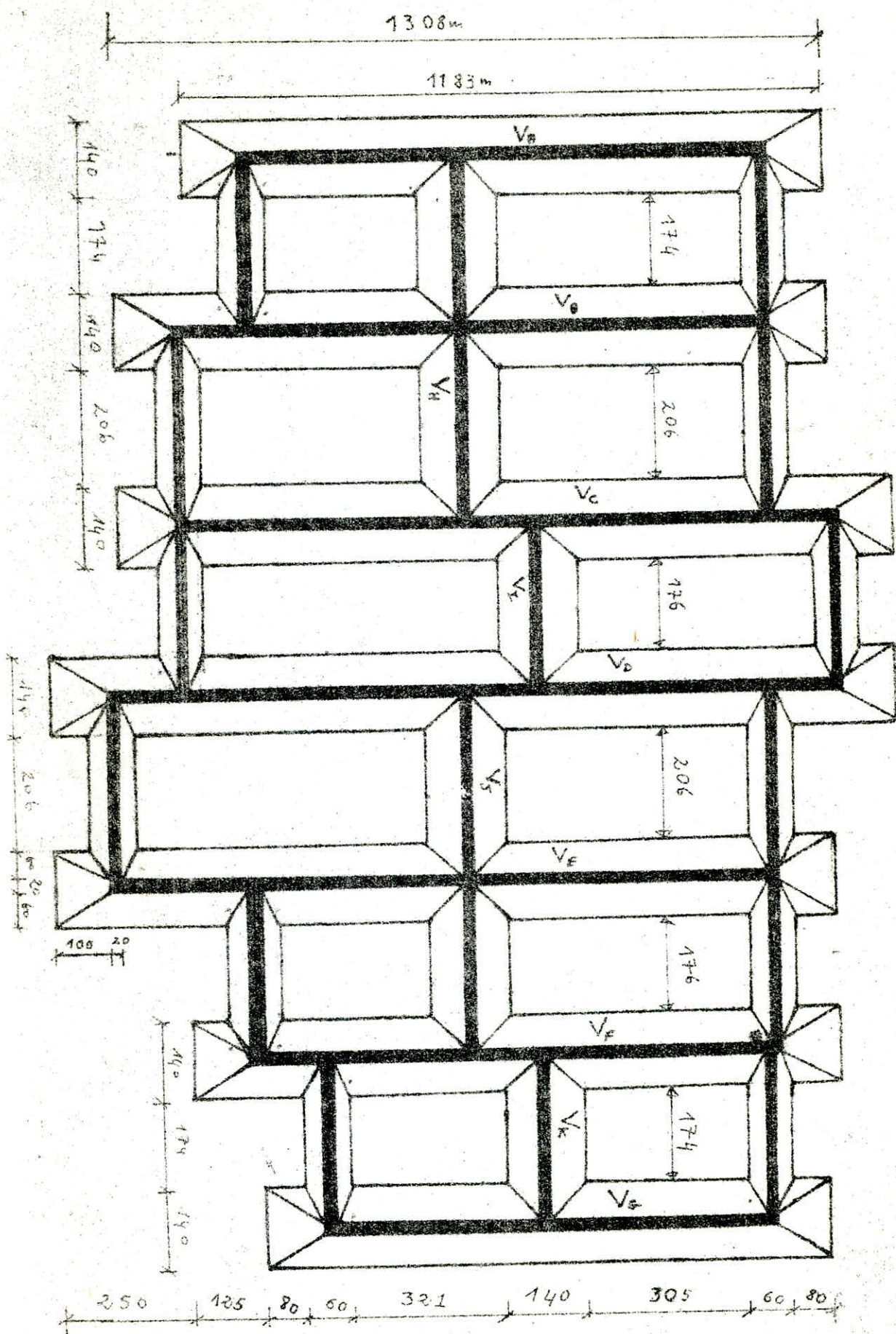
ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

Sondage: Puits 5
Echantillon: V
Profondeur: 1.50 - 2.90 m.

Coefficient de perméabilité K_0 en cm/sec

$e_c = 2.70\%$
 $e_c = 0.196$
 $e_c = 0.040$





Ferraillage des semelles.

a) hauteur : la hauteur h_t de la Semelle doit satisfaire la condition ci-après et ceci en vue de ne dispenser au Calcul du Poinçonnement.

$$h = h_t - d \geq \frac{A-a}{4}$$

$$h = \frac{140 - 20}{4} = 30 \text{ cm.}$$

on prend $h = 30 \text{ cm}$ et $h_t = h + d = 30 + 5 = 35 \text{ cm.}$

b) hauteur libre

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm.}$$

Semelle sous le poteau V_A . ferraillage sous SF_2

$$Q(\frac{L}{4}) = 15,533 \text{ t/m}^2$$

$$Q' = Q(\frac{L}{4}) \times B = 15,533 \times 1,4 = 21,75 \text{ t.}$$

$$A_s = \frac{Q'(A-a)}{8h \bar{\sigma}_s} = \frac{21,75 \times 10^3 (140 - 20)}{8 \times 30 \times 4200} = 2,58 \text{ cm}^2.$$

ferraillage sous SF_2 .

$$Q = 16,377 \text{ t/m}^2.$$

$$A_s = \frac{Q(A-a)}{8h \bar{\sigma}_s} = \frac{16,377 \times 10^3 (140 - 20)}{8 \cdot 30 \cdot 2800} = 2,92 \text{ cm}^2.$$

section très faible on adopte le ferraillage minimale.

soit 0,2% de la Section Transversale de la semelle.

Si on place des T10 $\Rightarrow e = 6\phi + 6 = 12 \text{ cm.}$

La section Transversale: $B = 140 \times 12 = 1680 \text{ cm}^2.$

section d'acier:

$$A = 0,2 \times 0,01 \times B = 0,02 \times 0,01 \times 1680 = 3,36 \text{ cm}^2.$$

Soit 5T10/ml ($e = 20 \text{ cm.}$)
Le ferraillage des autres semelles est donné dans le Tableau suivant.

Voiles	Largeur (cm)	Longueur (cm)	$q_{s_1} = \frac{N}{S}$ ou $q_{s_2} = \frac{P}{S}$ (kg/cm ²)	$Q = q \cdot B \cdot l_m$ t/ml	Armatures dans le sens transversal			Armatures de répartition		Armatures transversales (cm)
					$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adoptée	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	1 cadre T8 e=25cm
V _A	140	11,83	1,17	16,377	2,92	3,36	5T10 e=20cm	0,73	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _B	140	15,08	1,5	20,992	3,75	3,36	5T10 e=20cm	0,94	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _C	140	14,35	1,45	20,256	3,62	3,36	5T10 e=20cm	0,91	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _D	140	15,58	1,55	21,739	3,88	3,36	5T10 e=20cm	0,97	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _E	140	14,33	1,63	22,82	2,71	3,36	5T10 e=20cm	0,68	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _F	140	11,83	1,2	16,795	3	3,36	5T10 e=20cm	0,75	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _G	140	10,42	1,62	22,687	4,05	3,36	6T10 e=16cm	1,01	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _H	140	8,18	1,63	20,02	3,6	3,36	5T10 e=20cm	0,9	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _I	140	4,56	1,75	24,45	4,075	3,36	6T10 e=16cm	1,02	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _J	140	8,18	1,6	22,476	3,75	3,36	5T10 e=20cm	0,94	2T8	1 cadre T8 e=25cm
V _K	140	4,56	1,69	23,72	4	3,36	5T10 e=16cm	1	2T8	1 cadre T8 e=25cm

BIBLIOGRAPHIE

Calcul et Vérification des ouvrages en béton armé.

P. CHARON

Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton Armé

ALBERT FUENTES

Règlement Parasismique Algérien. R.P.A. 81

Règles C.C.B.A 68

Calcul des Tours en Béton Armé (M. DIVERS)

Neige et Vent 65

Reinforced Concrete design handbook (SHAKAR EL-BELHAIJ)

Fondations et ouvrages en terre (G. PHILIPPONNAT)

