

lea

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT (R 7) STRUCTURE
EN
VOILES

Proposé par : ERCA

Etudié par R. LALLAM
B. MATAOUI

Dirigé par : M. L. ARIBI

PROMOTION : JUIN 86



REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement, notre promoteur Monsieur Laribi, qui nous a aidés de son mieux au cours de cette étude, ainsi que Monsieur Hafidi, et avoir accepté de nous orienter, sans oublier tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Mohamed B.

Lallam. R.

DEDICACES

Je dedie ce modeste travail

- A ma mere qui a consenti à beau coup de sacrifices pour ma formation
- A la memoire de mon Pere
- A mes freres et soeurs
- A mes Amis

Bayl

Je dedie ce modeste travail:

- à ma mère
- mon père
- mes frères et Soeurs.
- A tous mes Amis

Lallam.

Presentation de l'ouvrage



I) Introduction :

Nous nous proposons dans ce qui suit de faire l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation. Celle-ci consiste au calcul de ses éléments résistants. Ce bâtiment sera implanté dans la région de Hussein-Dey dans le cadre du projet les Halles, qui correspond à une zone de moyenne sismicité (zone II), aussi bien pour les règlements parasismiques, que pour les règlements "N.V"

La structure est composée d'un vide sanitaire, d'un rez de chaussée et de sept étages

II) Caractéristiques géométriques: les dimensions en plan sont de 22,6m dans le sens longitudinal, et 10 m dans le sens transversal. La hauteur du bâtiment est de 22,8 m (accrotère comprise). L'ossature est constituée uniquement par des voiles en B.A coulé sur place, assurant le contreventement longitudinal et transversal.

- Planchers: Les planchers d'étages courants et de la terrasse sont réalisés en dalle pleine de 16 cm d'épaisseur, par contre le plancher haut du vide sanitaire sera réalisé en poutrelles préfabriquées et en corps creux.

- Escaliers: L'escalier est constitué par 2 volées adjacentes coulées sur place, s'appuyant chacune d'une part sur le palier et d'autre part sur le plancher

Caractéristique du sol

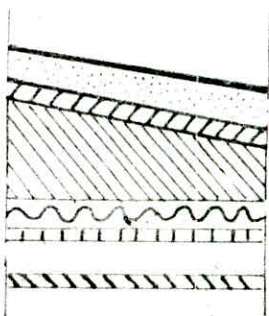
Le sol sur lequel repose notre bâtiment est du type meuble. La contrainte admissible est de 1,5 b à de profondeur

Descente de charges

La descente de charge se fait comme suit, chaque voile est supposé porter son poids propre, et la part de charges et de surcharges que lui transmettent les planchers, cette dernière est obtenue par un découpage à partir des lignes de rupture à 45°

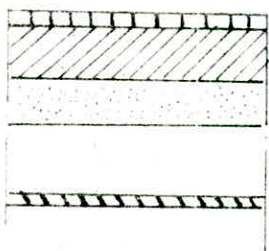
I - Evaluation des charges et des surcharges:

a) Plancher terrasse (non accessible):



Gravier de protection (~ 5 cm)	$0,05 \cdot 1,6 = 0,0804$ t/m ²
Étanchéité multicouche	$= 0,02$ t/m ²
Forme de pente en béton maigre	$0,12 \cdot 2,2 = 0,264$ t/m ²
Isolation liège (~ 4 cm)	$0,04 \cdot 0,25 = 0,010$ t/m ²
Pare vapeur	$= 0,005$ t/m ²
Dalle pleine (16 cm)	$0,16 \cdot 2,5 = 0,40$ t/m ²
Enduit de plâtre (2 cm)	$0,02 \cdot 1,4 = 0,028$ t/m ²
G	$= 0,80$ t/m²

b) Plancher courant



Carrelage grès-céramique (2 cm)	$0,02 \cdot 2,2 = 0,044$ t/m ²
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \cdot 2 = 0,04$ t/m ²
Sable (3 cm)	$0,03 \cdot 1,7 = 0,051$ t/m ²
Dalle pleine (16 cm)	$0,16 \cdot 2,5 = 0,4$ t/m ²
Enduit de plâtre (2 cm)	$= 0,028$ t/m ²
Cloisons	$= 0,075$ t/m ²
G	$= 0,65$ t/m²

c) Plancher du Rez de chaussée

- Carrelage (2cm) 0,04 t/m²
 - Mortier de pose (2cm) 0,04 t/m²
 - Sable (3cm) 0,051 t/m²
 - Dalle en B.A (4 cm) 0,04 · 2,5 = 0,1 t/m²
 - NERVURE 0,04 · 0,12 · 2,5 = 0,018 t/m²
 - Corps CREUX ^{0,65} 0,07 t/m²
 - Cloisons 0,075 t/m²
- G = 0,319 t/m²
- Charge pondérée 1,2P = 1,2 · 0,175 t/m²
- q = G + 1,2P = 0,521 t/m²

d) Escaliers:

1) Palier:

Charge permanente:

- Revêtement (Carrelage 2cm + mortier 1,5 cm + sable 3cm) . 125 kg/m²
 - dalle pleine 25 cm 625 kg/m²
- surcharge d'exploitation: S = 250 kg/m² G = 750 kg/m²
- q: G + 1,2S = 1,05 t/m²

2) Volée: α = 26,5

- Revêtement: 2cm 44 kg/m²
 - mortier de pose (1,5 cm) 30 "
 - pailleuse (16cm) 450 "
 - poids propre des marches 165 "
 - enduit de plâtre 28 "
 - garde corps métallique 12 kg/m^l 10 "
- Surcharge pondérée: 1,2S = 1,2 · 250 G = 727 kg/m²
- G + 1,2S = 1,03 t/m²

* Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \sigma_{ent} \quad \text{avec} \quad f_{at} = \frac{2}{3} \quad (\text{il y a reprise de bétonnage})$$

- Contraintes à Prendre en Compte Pour Limiter la fissuration

La contrainte maximale de traction ne doit en aucun cas dépasser le max de ces deux valeurs.

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f}$$

avec $K = 1,5 \cdot 10^6$ (fissuration peu nuisible)

$\eta = 1,6$ pour les aciers HA et 1 pour les aciers doux

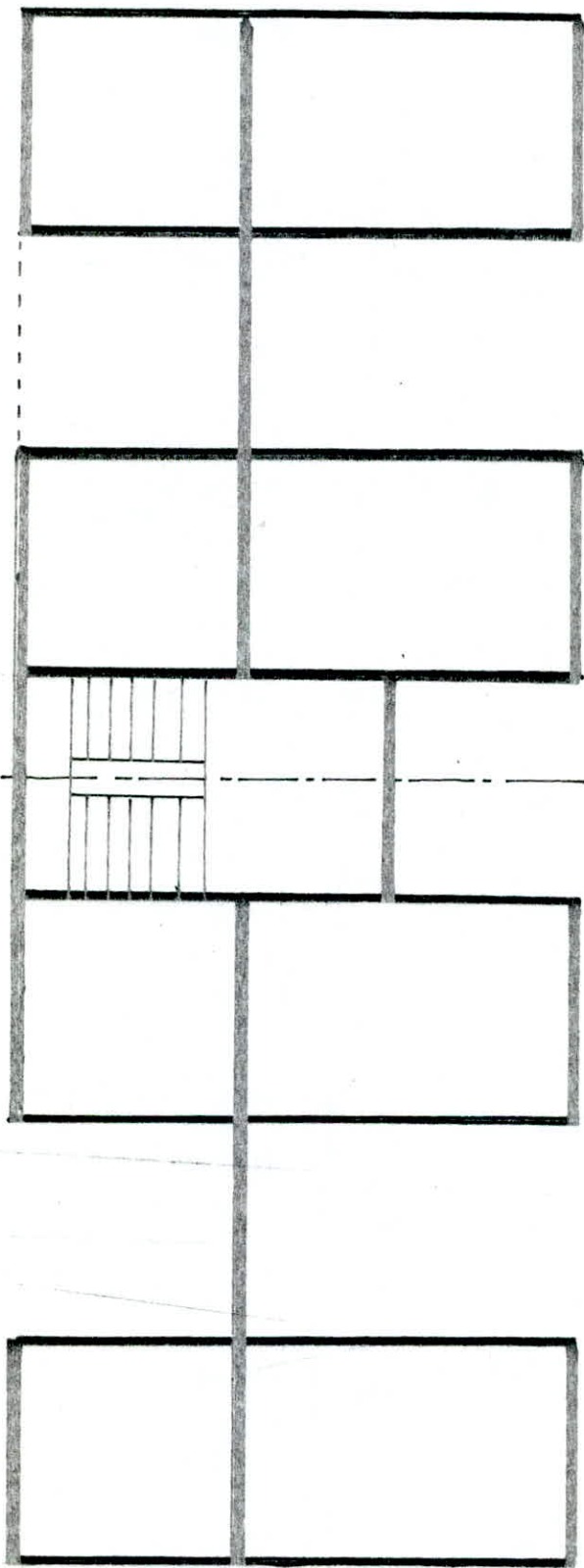
$\bar{w}_f = \%$ de fissuration = $\frac{A}{B_f}$ (B_f = section d'enrobage des barres tendues)

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

$$- \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{ent} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

NB: Pour les sollicitations du 2^e genre, les contraintes admissibles seront obtenues en majorant celle du 1^{er} genre de 50%

PLAN RDC

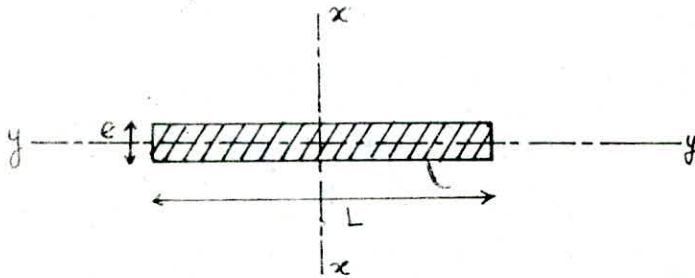


INERTIES EQUIVALENTES

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

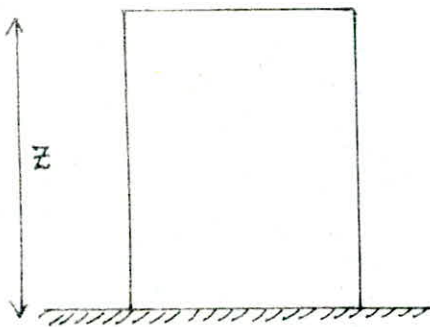
Par définition l'inertie équivalente "Ie" est égale à l'inertie du refend plein qui aurait la même flèche au sommet que le refend avec files d'ouverture soumis à une charge triangulaire pour le Seisme.

1. Refend plein.

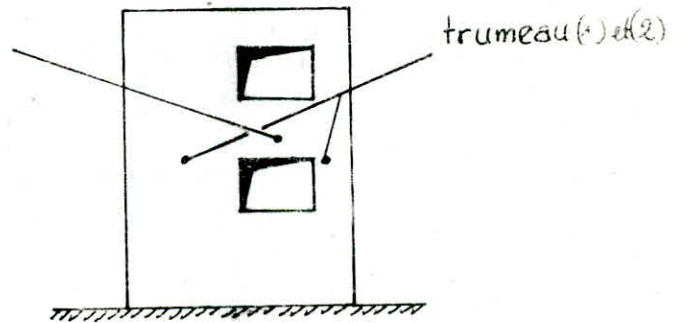


$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

2. Refend à une file d'ouverture



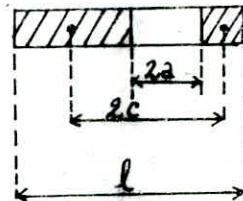
Linteau



Refend fictif équivalent Ie

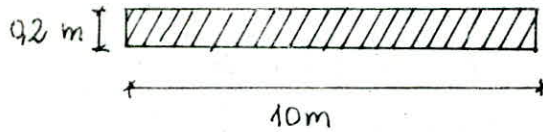
i : inertie du linteau

E : module de Young longitudinal du matériau constituant les trumeaux.



CALCUL DES INERTIES

1. Refend plein : Voile V_1



$$I = \frac{0,2 \cdot 10^3}{12} = 16,667$$

2. Refend à 1 file d'ouverture

	$V_{l_1}, V_{l_2}, V_{l_4}$	V_{l_6}	V_{t_2}, V_{t_4}
$l_1 (m)$	1,6	0,6	4,87
$l_2 (m)$	0,25	0,6	4,13
$a (m)$	0,675	0,9	0,5
$I_1 (m^4)$	0,0683	0,0036	1,925
$I_2 (m^4)$	0,0003	0,0036	1,1741
$\sum I_i (m^4)$	0,0686	0,0072	3,0991
$C (m)$	1,1375	1,20	2,75
$m (m^3)$	0,0984	0,144	2,4583
$i (m^4)$	0,0366	0,0042	0,0042
w	2,507	1,5876	0,4647
α	56,156	35,563	10,41
ψ_b	0,66	0,66	0,66
$I (m^4)$	0,2925	0,3528	16,6198
$I_e (m^4)$	0,3264	0,3476	16,2579

E' : module de Young longitudinal du matériau constituant les linteaux

l_1, l_2 : longueur des trumeaux

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

$$m = \frac{2bc}{\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}}$$

I_1, I_2 : inertie des 2 trumeaux

I : inertie totale du refend à 1 file d'ouverture

$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

α : degré de monolithisme $\alpha = \omega Z$ avec

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \quad \frac{1}{m} \quad \frac{c}{a^3 l}$$

d'inertie équivalente pour le cas d'1 voile sollicitée par des charges triangulaire concentrées est:

$$I_e = \frac{\alpha_n I}{\frac{60}{11} \left(\frac{2mc \psi_0}{I_0 \alpha^2} + 1 \right)}$$

$$\alpha_n = \frac{11}{20} + \frac{g}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$$

n : nombre de niveau

ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque p 81 de l'abaque RPA

3. Refend à plusieurs files d'ouvertures

Suivant le même principe que précédemment on a:

$$I_e = \frac{\alpha_n I}{\frac{60}{11} \left(\frac{\sum I_i \psi_0}{\sum I_i} \alpha^2 + 1 \right)}$$

$$\text{avec } \omega^2 = \frac{6E'}{El \sum I_i} \cdot \sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3}$$

$$I = \sum I_i + b \sum l_i d_i^2$$

3. Refend à 3 files d'ouverture

	V_{t3}	V_{l3}	V_{l5}
$I_1 (m^4)$	0,071	0,168	0,0026
$I_2 (m^4)$	0,022	0,177	0,406
$I_3 (m^4)$	0,339	0,026	0,406
$I_4 (m^4)$	0,003	0,029	0,0026
$a_1 (m)$	1,075	0,42	0,675
$a_2 (m)$	0,5	0,5	0,2
$a_3 (m)$	0,42	0,42	0,675
$C_1 (m)$	1,755	1,51	1,4625
$C_2 (m)$	1,458	1,34	1,65
$C_3 (m)$	1,243	1,01	1,4625
$\sum I_i (m^4)$	0,435	0,4	0,813
$\lambda_i (m^4)$	0,0042		$\lambda_1 = 0,0366$ $\lambda_2 = 0,1775$
w	0,9	1,1376	12,67
α	20,21	25,48	283,83
ψ_0	0,66	0,66	0,66
$I (m^4)$	11,4	11,3	5,6
$I_e (m^4)$	11,564	11,82	6,27

Remarque: D'après M.DIVER l'inertie du refend avec Porte-à-faux ($V_{t2} - V_{t3}$) aura une valeur comprise entre celle du Voile avec porte-à-faux et celle du Voile sans Porte-à-faux. Pour notre projet on a pris l'inertie du Voile sans Porte-à-faux.

CENTRE DE MASSE ET DE TORSION

1. Calcul du Centre de masse

En Supposant que les masses sont Concentrées au niveau du planchers, on Calcul pour chaque element de la structure, son poids propre M_i et son Centre de gravité x_i par rapport à une origine arbitraire, et on determine le Centre de masse.

2. Calcul du Centre de torsion.

Le Centre de torsion des Voiles est defini par

$$x_T = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i} \quad y_T = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i}$$

I_i : Inertie equivalente du voile i

x_i et y_i position du Centre de gravite au

rapport aux axes x et y

Dans le sens longitudinal les Voiles de notre batiment sont dispos de façon symetrique donc On aura $x_T = 11,3$, les resultats sont donnees dans le tableau suivant.

	Vl ₁	Vl ₂	Vl ₃	Vl ₄	Vl ₅	Vl ₆
I_i	0,3264	0,3264	11,82	0,3264	6,27	0,3476
y_i	1,6	1,6	7,47	11,4	11,4	4,4
$I_i y_i$	1,044	1,044	176,591	7,442	71,478	1,529
	Vl ₁ (sym)	Vl ₂ (sym)	Vl ₃ (sym)	Vl ₄ (sym)		

$$y_T = \frac{259,129}{32,216} = 8,043 \text{ m}$$

Donc les coordonnees du Centre de torsion $y_T = 8,043 \text{ m}$

A - Centre de masse des Voiles.

a/ Etage Courant

	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$M_i y_i$	
Vl ₁	3,19	1,6	5,1040	Vl _{1(sym)}
Vl ₂	3,19	1,6	5,1040	Vl _{2(sym)}
Vl ₃	10,24	7,47	76,4928	Vl _{3(sym)}
Vl ₄	3,19	11,4	36,366	Vl _{4(sym)}
Vl ₅	11,02	11,4	62,814	
Vl ₆	2,25	4,4	9,9	
Vt ₁	14,28	6,5	92,82	Vt _{1(sym)}
Vt ₂	15,3	5,56	85,068	Vt _{2(sym)}
Vt ₃	12	5,46	65,52	Vt _{3(sym)}
Vt ₄	1,29	6,49	83,721	Vt _{4(sym)}

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,373 \text{ m}$$

b/ RDC

	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$M_i y_i$	
Vl ₁	3,19	1,6	5,10	Vl _{1(sym)}
Vl ₂	3,19	1,6	5,10	Vl _{2(sym)}
Vl ₃	10,24	7,47	76,493	Vl _{3(sym)}
Vl ₄	3,19	11,4	36,366	Vl _{4(sym)}
Vl ₅	11,02	11,4	62,814	
Vl ₆	2,25	4,4	9,9	
Vt ₁	14,28	6,5	92,82	Vt _{1(sym)}
Vt _{2a}	12,91	6,47	83,5277	Vt _{2a(sym)}
Vt _{3a}	9,67	6,64	64,2	Vt _{3a(sym)}
Vt ₄	12,91	6,49	83,721	Vt _{4(sym)}

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,7252 \text{ m}$$

B - Centre de gravite de dalles.

	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$M_i y_i$	
1	9,06	9,44	85,5264	1 _{sym}
2	9,06	"	"	2 _{sym}
3	9,06	"	"	3 "
4	13,78	4,54	62,56	4 "
5	17,91	3,0	53,73	5 "
6	13,78	4,54	62,56	6 "
7	6,32	3,0	9,48	
8	7,26	6,0	21,78	

* Dalles Terrasse

$$y_M = 5,8748 \text{ m}$$

* Dalles Etages Courant

	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$M_i y_i$	
1	7,3	9,44	68,912	1 sym
2	7,3	"	"	2 "
3	7,3	"	"	3 "
4	11	4,54	49,94	4 "
5	14,37	3,59	51,5883	5 "
6	11	4,54	49,94	6 "
7	5,07	3,0	7,60	
8	6,24	6,0	19,03	

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,02 m$$

Centre de masse de La terrasse

	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$M_i y_i$
plancher	79,44	5,8748	466,69
Acr	8,73	5,913	51,62
1/2 Voiles inf	41,025	6,373	261,45
1/2 mur inf	4,475	4,984	22,30
	133,67		802,1

$$y_M = \frac{802,1}{133,67} = 6,00 m$$

$$M_T = 2 * 133,67 = 267,34 t$$

$$M_T = 267,34 t$$

$$e_y = 2,04 m \quad e_x = 1,13 m$$

Centre de masse niveau 7^{eme} Etage

	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$M_i y_i$
Plancher	63,925	6,02	384,83
Voile	82,05	6,373	522,90
mur	8,95	4,984	44,61
1/4 palier	0,46	9,89	4,55
1/2 Vollee	1,18	8,9	10,5

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,18 m$$

$$y_M = 6,18 m$$

$$M_7 = 2 * 157,245 = 314,49$$

$$M_7 = 314,49 t$$

Centre de masse des niveaux 6-5-4-3-2

	M_i (t)	y_i (m)	$M_i y_i$
Plancher	63,925	6,02	384,83
Voile	32,05	6,373	522,9
mur	8,95	4,984	44,61
1/2 palier	0,920	9,89	9,1
Volée	2,36	8,9	21
G.C	0,68	5,75	3,91

$$y_M = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,21 \text{ m}$$

$$M = 2 \times 158,885 = 317,77 \text{ t}$$

$$M = 317,77 \text{ t}$$

$$e_y = 1,83 \text{ m}$$

$$e_x = 1,13 \text{ m}$$

Centre de mass du 1^{er} étage

	M_i (t)	y_i (m)	$M_i y_i$
Plancher	63,925	6,02	384,83
1/2 Voile inf	41	6,373	261,29
1/2 Voile sup	38,665	6,725	260,02
mur	8,95	4,984	44,61
Escalier	3,28	9,18	30,1
G.C	0,68	5,75	3,91

$$y_M = 6,29 \text{ m}$$

$$M = 313 \text{ t}$$

$$e_y = 1,75 \text{ m}$$

$$e_x = 1,13 \text{ m}$$

Centre de masse RDC

	M_i (t)	y_i (m)	$M_i y_i$
Plancher	49,435	6,32	312,43
1/2 Voile sup	38,665	6,725	260,02
1/2 mur sup	4,475	4,984	22,3
1/4 palier	0,46	9,89	4,55
1/2 Volée	1,18	8,9	10,50

$$y_M = 6,47 \text{ m}$$

$$M = 188,43 \text{ t}$$

$$e_y = 1,57 \text{ m}$$

$$e_x = 1,13 \text{ m}$$

**CALCUL DES
ELEMENTS**

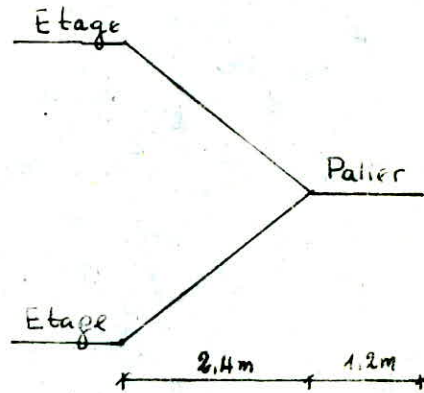
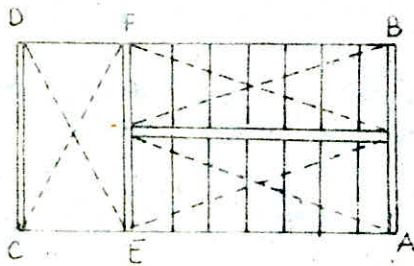
CALCUL DES ESCALIERS

Caracteristiques

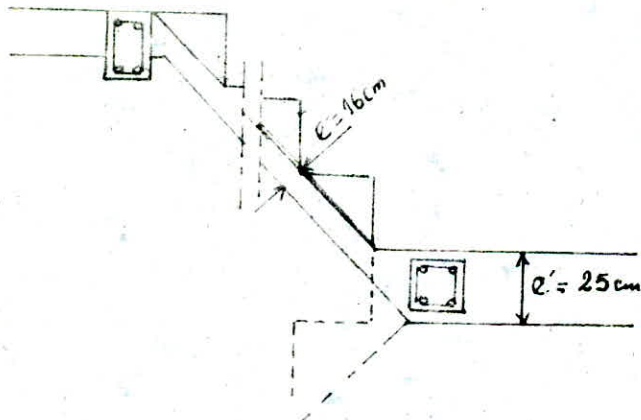
giron $g = 30 \text{ cm}$

Contre marche $h = 15,5 \text{ cm}$

Emmarchement $= 1,2 \text{ m}$



Les poutres prennent appuis sur les planchers d'étage (encastrement partiel) et selon la ligne EF par une poutre. Le palier sera calculé comme dalle horizontale avec encastrement le long de EF et EA.



l'épaisseur e' du palier a été déterminée par un tracé graphique

Vérification de la relation de Blondel

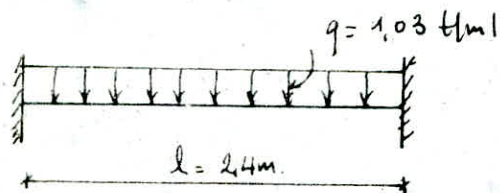
$$0,59 \leq g + 2h = 0,67 \leq 0,66 \quad \text{c'est vérifié}$$

* Volume d'escalier $G + 1,25 = 1,03 \text{ t/m}^2$

* palier $G + 1,25 = 1,05 \text{ t/m}^2$

CALCUL DE LA PAILLASSE

Elle sera calculée pour 1 bande de 1m, comme poutre encastrée à ses 2 extrémités, d'une part à la poutre palière, d'autre au plancher.



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,03 \cdot \frac{2,4^2}{8} = 0,74 \text{ tm}$$

* En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 0,74 = 0,63 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{en} b h^2} = \frac{15 \cdot 0,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,01997 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 65,5 \\ \varepsilon = 0,9379 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{en} \varepsilon \cdot h} = \frac{0,63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9379 \cdot 13} = 1,845 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

espacé de 25cm

* En appui

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 0,74 = 0,37 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{en} b h^2} = 0,01173 = 0 \quad \left. \begin{array}{l} K = 88,5 \\ \varepsilon = 0,9517 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{en} \varepsilon \cdot h} = \frac{0,37 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9517 \cdot 13} = 1,068 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

espacé de 25cm

Vérification des Contraintes:

* en travée

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,1546 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 62,5 \\ \varepsilon = 0,9355 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{0,63 \cdot 10^5}{2,01 \cdot 0,9355 \cdot 13} = 2577,25 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2577,25}{62,5} = 41,23 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

* En appuis

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 1,13}{100 \cdot 13} = 0,087 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 85,5 \\ \varepsilon = 0,9502 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = 2650,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2650,72}{85,5} = 31 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifications

1- Condition de non fragilité

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 < 0,8\% = \bar{\omega}_0 = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 16 \times 100 = 1,28 \text{ cm}^2$$

on prend 4HA8 = 2,01 cm² espace de 25 mm

2- Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{8} \cdot \frac{3,35 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 3,35 \cdot 10^{-3}} = 972,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 3,35 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

3- Flèche

$$f = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{1,03 \cdot 2,4^4}{384 \cdot 1,26 \cdot 10^9 \cdot 3,41 \cdot 10^{-4}} = 0,021 \text{ cm}$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_{28}} = 1,26 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 10^2 \cdot \frac{16^3}{12} = 3,41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm} > f \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

4- Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = 1,03 \times \frac{2,4}{2} = 1,236 \text{ t}$$

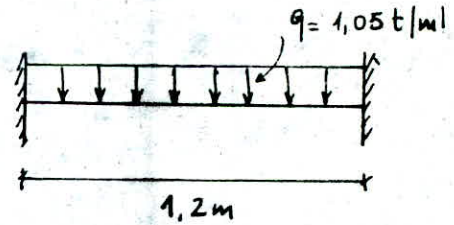
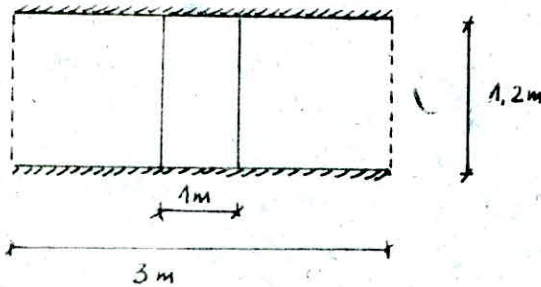
$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b} = \frac{1,236 \cdot 10^3}{110} = 1,1 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\epsilon}_b = 1,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ les armatures transversales sont inutiles.

CALCUL DU PALIER

Dalle pleine $e' = 25 \text{ cm}$

$$G + 1,25 = 1,05 \text{ t/m}^2$$



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 1,05 \cdot \frac{1,2^2}{8} = 0,19 \text{ tm}$$

* En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,16 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{en} b h^2} = \frac{15 \cdot 0,16 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 22^2} = 0,001778 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 650 \\ \epsilon = 0,9925 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{en} \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,16 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9925 \cdot 22} = 0,26 \text{ cm}^2$$

* En appuis

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,095 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,0010 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 320 \\ \epsilon = 0,9851 \end{array} \right.$$

$$A = 0,1565 \text{ cm}^2$$

Vérification:

1- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,8 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2 > A = 0,26 \text{ cm}^2$$

on adoptera donc 5T10 = 3,92 cm² espacé de 20cm

Dans le sens repartiteur on adopte 4HA8/ml espacé de 25cm

2 - Vérification de la flèche

$$f = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{1,05 \cdot 10^3 \cdot 1,2^4}{384 \cdot 1,26 \cdot 10^9 \cdot 1152 \cdot 10^6} = 0,00038 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{f}{500} = \frac{120}{500} = 0,24 \text{ cm} > f \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

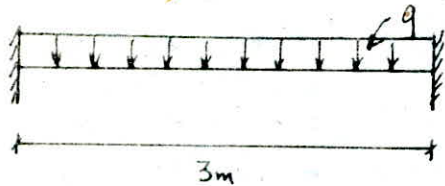
3 - Cisaillement

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{1,05 \cdot 1,2}{2} = 1,75 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1,75 \cdot 10^3}{100 \times 0,875 \cdot 22} = 0,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE

C'est une poutre de hauteur 25cm (noyée dans l'épaisseur e du palier) et de largeur 30cm servant d'appuis au palier et à la paillasse. Elle sera semi-encastrée dans les 2 volées.



$$q = \text{Réaction (Tmax) due à la volée} + \text{Réaction due au palier} \\ = 1,236 + 1,75 = 2,986 \text{ t/m}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 3 \cdot \frac{3^2}{8} = 3,375 \text{ tm}$$

* En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 2,87 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{on} b h^2} = \frac{15 \cdot 2,87 \cdot 10^5}{2800 \times 30 \times 22^2} = 0,1058 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 23,8 \\ \epsilon = 0,8711 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{23,8} = 117,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{on} \epsilon h} = 5,348 \text{ cm}^2$$

on prendra 4 T 14 = 6,16 cm²

* En appui :

$$M_a = 0,5 M_0 = 1,69 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,06226 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 33,4 \\ \epsilon = 0,8967 \end{array} \right\}$$

$$A = 3,06 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 4 T 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification

1/ Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,001 b h = 0,001 \cdot 30 \cdot 25 = 0,75 \text{ cm}^2$

2/ Condition de non fissuration

$$\bar{w}_t = \frac{A}{2bd} = \frac{6,16}{2 \times 30 \times 3} = 0,0342$$

$$\sigma_t = \frac{k\gamma}{\phi} \cdot \frac{w_t}{1 + 10w_t} = 4368,7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Oui}$$

à l'appui

$$\bar{w}_t = 0,01744$$

$$\sigma_t = 3564 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

30/ Flèche

$$f = \frac{q l^4}{384 E I} = \frac{3 \cdot 3^4}{384 \cdot 1,26 \cdot 10^4 \cdot 39 \cdot 10^5} = 0,1286 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm} > f \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

40/ Vérification des contraintes

* travée

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot 6,16}{30 \times 22} = 0,9333 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 21,8 \\ \epsilon = 0,8641 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2450,8 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2450,8}{21,8} = 112,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

* à l'appui

$$\bar{w} = 0,476 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 32,9 \\ \epsilon = 0,8956 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2731,62 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = 3 \cdot \frac{3}{2} = 4,5 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{0,3} = \frac{4,5 \cdot 10^3}{30 \cdot 0,875 \cdot 22} = 7,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_{bm} = 83 \text{ kg/cm}^2 \ll 2 \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{83}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 19,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Espacement des armatures transversales

$$A_t = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - 0,3 \frac{7,79}{5,9} \right) = 13,3 \text{ cm} \\ 0,2h = 0,2 \cdot 22 = 4,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{3 \cdot 1,13 \cdot 0,875 \cdot 22 \times 2800}{4,5 \cdot 10^3} = 37,5 \text{ cm}$$

on prend $t = 12 \text{ cm}$

Calcul de la poutre noyée dans le plancher

C'est une poutre noyée dans le plancher servant d'appui à la volée de hauteur 20cm (donc elle a une retombée) et de largeur 30cm

$q =$ charge + surcharge du plancher + poids propre de la poutre + réaction due à la volée

$$q = (0,84 \times 0,3) + 1,236 + (0,3 \times (0,2 - 0,16)) \cdot 2,5 = 1,52 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,52 \cdot \frac{3^2}{8} = 1,744 \text{ tm}$$

* En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 1,482 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,0916 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 26,2 \\ \xi = 0,8786 \end{array} \right.$$

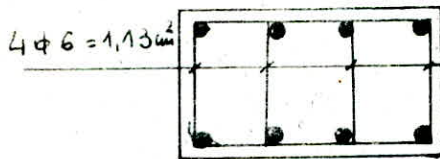
$$A = 3,54 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

* En appuis.

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,872 \text{ tm}$$

$$\mu = 0,0538 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 36,6 \\ \xi = 0,9031 \end{array} \right.$$

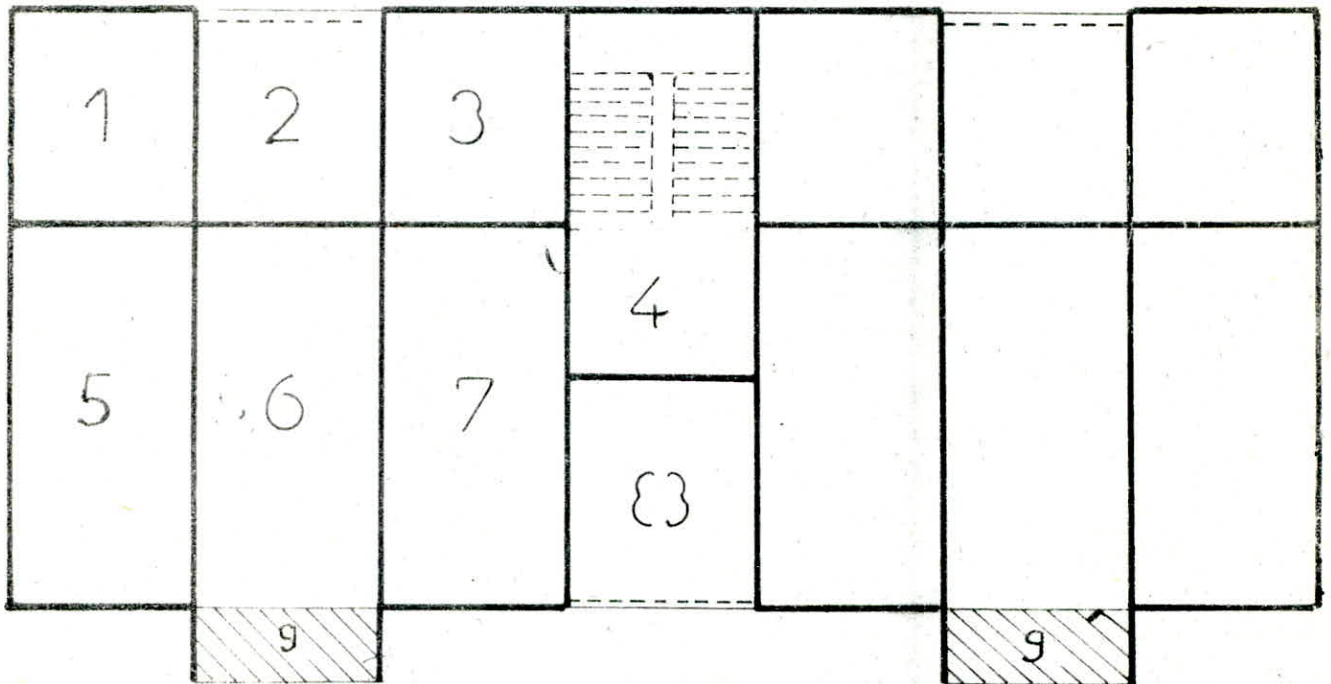
$$A = 2,03 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$



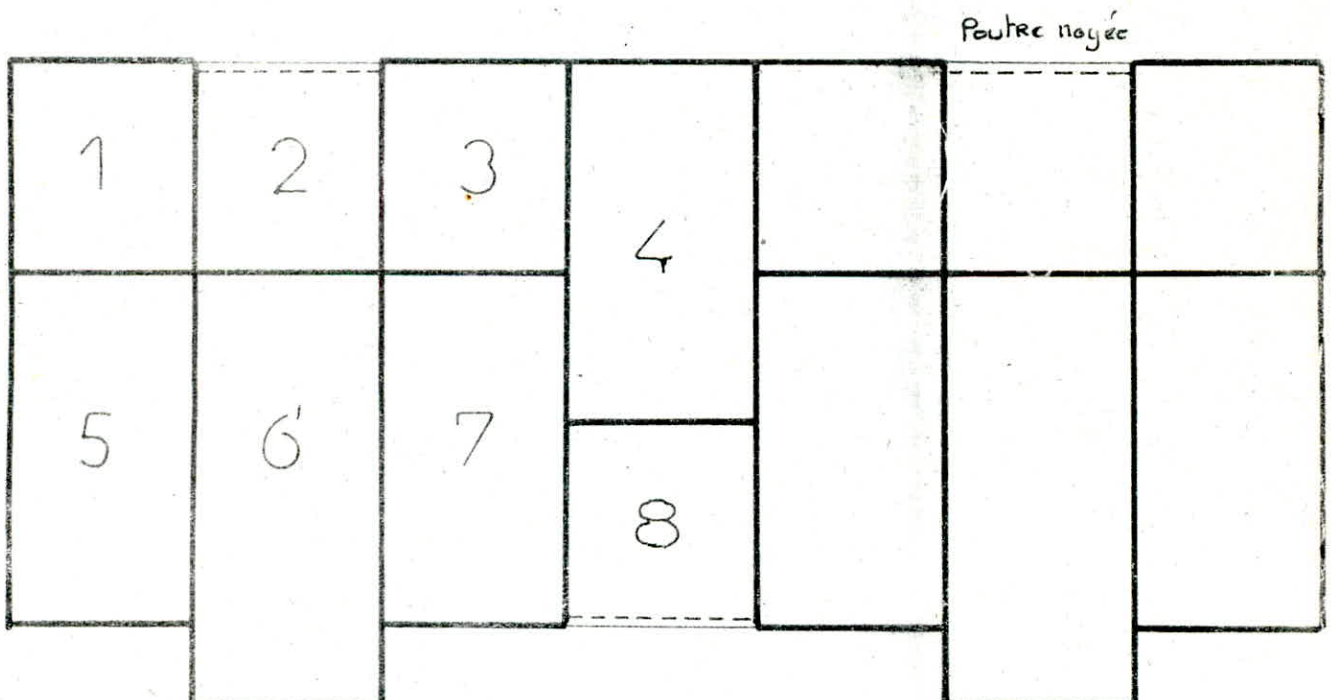
Toutes les vérifications sont satisfaites.

Plancher étage courant et terrasse

a) Plancher du 1^{er} étage:



b) Plancher du 2^e étage jusqu'à la terrasse:



Etage Courant et terrasse

Vu que notre bâtiment est rigide (structure en voile), on a donc opté pour des planchers en dalles pleines. Car ces derniers présentent une assez grande rigidité.

Le coffrage utilisé est du type "Tables et banches", c'est un système qui permet de coffrer les murs (voiles) et les planchers séparément.

Nos 2 planchers en question se composent :

- Panneaux portant dans 2 sens et encastrés sur 4 côtés
- Panneaux portant dans 2 sens, encastrés sur 3 côtés et le 4^e est libre.

Pour le calcul des différents panneaux, on utilisera la méthode de M^r BARRÉS.

Calcul des dalles :

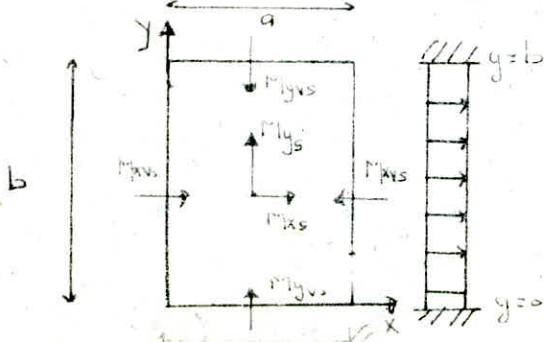
- Dalle portant dans 2 sens encastrée sur 4 côtés

Plancher terrasse : $G + 1,2.P = 0,80 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,92 \text{ t/m}^2$

plancher d'étage courant : $G + 1,2.P = 0,65 + 1,2 \cdot 0,175 = 0,86 \text{ t/m}^2$

les panneaux de dalles (plancher courant et terrasse) seront calculés sous la surcharge $q = 0,92 \text{ t/m}^2$, mais les panneaux de dalles comportant des loggias, seront calculés sous la charge $q = 1,67 \text{ t/m}^2$.

Exemple de calcul : Panneaux ①, ②, ③



$$\left. \begin{array}{l} a = 3,00 \text{ m} \\ b = 3,73 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = \frac{a}{b} = 0,80$$

$$qa^2 = 8,28 \text{ t.m}$$

$$qb^2 = 12,79 \text{ t.m}$$

$$4a^4 =$$

les moments dans le panneau sont déduits de la table de Barnes

(1-12)

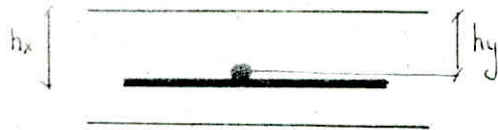
	W_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}
$V=0,8$	0,0214	0,0293	0,0668	0,0103	0,0360
Coef. multiple	$\frac{9a^4}{E \cdot t^3}$	$9a^2$	$9a^2$	$9b^2$	$9b^2$
Moment		0,242	0,553	0,131	0,460

On voit que les moments de flexion max sont:

Sens X: $M_{xvs} = 0,553 \text{ t.m/m}^2$

Sens Y: $M_{yvs} = 0,460 \text{ t.m/m}^2$

Ferraillage



$\phi \leq 10$
 $c = 2 \text{ cm}$ on prend $\begin{cases} h_x = 13,6 \text{ cm} \\ h_y = 12,8 \text{ cm} \end{cases}$

Direction X: $M = 0,553 \text{ t.m/m}^2$

$$\rho = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 0,553 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13,6)^2} = 0,016 \Rightarrow \begin{cases} k = 74 \\ \epsilon = 0,9438 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{74} = 37,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

on prendra. $6 \text{ TG/m}^2 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ (on les mettra en appui et en travée)

Direction Y: $M = 0,460 \text{ t.m/m}^2$

$$\rho = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 0,460 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (12,8)^2} = 0,0150 \Rightarrow \begin{cases} k = 77 \\ \epsilon = 0,9457 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 36,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h_y} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}^2 \Rightarrow 6 \text{ TG/m}^2 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

on les disposera en travée et en appui

Verification

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

Sens X : $A_0 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{\bar{\sigma}_L}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{(2-\beta)}{2} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où : $\max(A_0, \min(A_1, A_2)) = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée

Sens Y : $A_0 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_L}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{(1+\beta)}{4} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\max(A_0, \min(A_1, A_2)) = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée

Verification de la fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{1,69}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 4,2 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{k_1 \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1612,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_1 \eta}{\phi} \cdot \bar{\omega}_f} = 3655 \text{ kg/cm}^2$$

$\left. \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3655 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \\ \text{donc il n'y a pas de risque} \\ \text{de fissuration} \end{array} \right\}$

Verification des Contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,69}{100 \cdot 13,6} = 0,124 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 70,5 \\ \epsilon = 0,9415 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h_x} = \frac{0,553 \cdot 10^5}{1,69 \cdot 0,9415 \cdot 13,6} = 2555 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 36,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifiées}$$

Verification de la fleche : Vu que les Conditions de l'article 40

C.C.B.A ne sont pas vérifiées ($\sigma_{16} > 0,75 \sigma_{10}$) donc on fait une justification

$$w_s = 0,0214 \quad E = 7000 \sqrt{1,2628} = 126000 \text{ bar} = 128520 \text{ kg/cm}^2$$

$$q \cdot a \cdot f_s = q \cdot \frac{a^4}{6 \cdot h^3} \cdot w_s = 0,92 \cdot \frac{(300)^2}{128520 \cdot (13,6)^3} = 0,0034$$

$$f_{\max} = \frac{p}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 > f_s \quad \text{Vérifiée}$$

Ferraillages des différents panneaux

Panneaux	5-7-4	6-	2-8-4'
M _{xy}	0,45	0,473	0,468
A _{xy} (calculée)	1,32	1,41	1,29
A _{xy} (adoptée)	5T6 (1,41)	5T6 (1,41)	5T6 (1,41)
espacement	20	25	20
M _{yx}	0,45	0,473	0,468
A _{yx} (calculée)	1,32	1,41	0,129
A _{yx} (adoptée)	5T6 (1,41)	5T6 (1,41)	5T6 (1,41)
espacement	20	20	20
M _{tx}	0,68	0,698	0,7
A _{tx} (calculée)	1,90	2,25	2,09
A _{tx} (adoptée)	4T8 (2,01)	5T8 (2,51)	5T8 (2,51)
espacement	25	20	20
A _{xt}	0,68	0,698	0,7
A _{xt} (calculée)	1,90	2,25	5T8 (2,51)
A _{xt} (adoptée)	4T8 (2,01)	5T8 (2,51)	5T8 (2,51)
espacement	25	20	20

Remarque: - les panneaux 5-7-4 ont été calculée comme des dalles encastrées sur 4 cotés

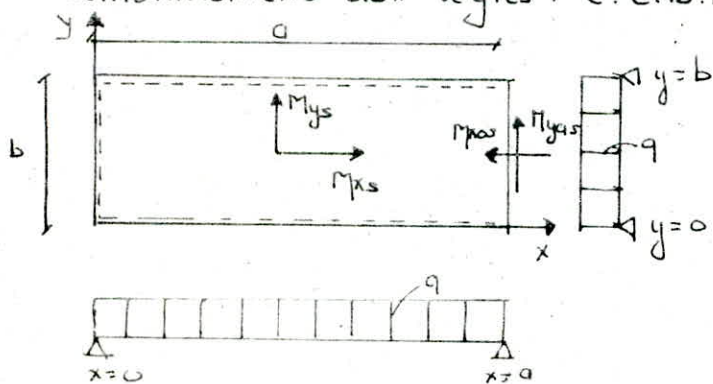
- les panneaux 2,8,4', et 6 comme des dalles portant dans 2 sens, encastrée sur 3 cotés et la 4^e libre (table de BARES 1-35)

Tableau donnant les différentes vérifications:

Vérifications		Panneaux	5-7-4	6	2-8-4'
		$\beta = \frac{q}{b}$	0,53	0,53	0,8
Condition de non fragilité $A = \max(A_0, \min(A_1, A_2))$	Direction	1,2 litre $\sigma_{adm} = 2200$	0,96	0,96	0,96
	Direction Y	A_0 (cm ² /ml)	1,41	1,41	2,51
		A_1 (cm ² /ml)	1,69	1,69	3,01
		A_2 (cm ² /ml)	0,46	0,46	0,55
		A (cm ² /ml)	1,41	1,41	2,51
	Direction X	A_0 (cm ² /ml)	2,01	2,51	1,41
		A_1 (cm ² /ml)	2,41	3,01	1,69
		A_2 (cm ² /ml)	0,96	0,96	0,77
A (cm ² /ml)		2,01	2,51	1,41	
Vérification de la fissuration $\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a$		σ_1 (kg/cm ²)	1361,9		
		σ_2 (kg/cm ²)	3655	3165	3165,8
Vérification des contraintes $\bar{\sigma}_b = 137$ kg/cm ²		σ_a (kg/cm ²)	2656	2197,2	2346
		σ_b (kg/cm ²)	41,51	38,54	42,66
Cisaillement $\tau_b < \tau_{ad} = 1,15 \bar{\sigma}_b$		T (kg)	2608	5216,4	1715,8
		τ_b (kg/cm ²)	2,32	4,34	1,53

Panneau : 6'

Ce panneau sera calculés comme une dalle appuyée sur 3 cotés et le 4^e étant libre, et compte tenu de la jonction Voile plancher qui provoque un semi-encastrement, on sera amené à faire une répartition des moments isostatiques en travers et sur appui conformément aux règles C.C.B.A 68 art. 55



INFLUENCE du Coefficient du Poisson ν :

Le rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ dans le panneau de la dalle en question est supérieure à 2 ; alors que dans les tables de BARE'S ce rapport est compris entre 0,3 et 2 pour $\nu = 0,15$ (Béton armé) sachant que ce coefficient est clifféré selon le matériau dont la dalle est faite.

Etudions les ERREURS que nous comettions, en supposant pour le béton armé $\nu = 0$: si on a $\nu = 0$ on obtient une fleche plus faible de 2% que si $\nu = 0,15$. Car le déplacement vertical est inversement proportionnel à la rigidité $D = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)}$, cette erreur peut être négligé, par contre le remplacement de $\nu = 0$ par $\nu = 0,15$ a pour conséquence une ERREUR de 15% sur le côté étrangereux. si nous examinons les moments flechissants et les moments de torsion, et ceci est du au fait que le Coeff de Poisson influence la répartition des tensions dans les systèmes hyperstatiques.

En augmentant le coeff de Poisson la dalle semble devenir plus rigide
 les fleches se réduisent et les moments s'accroissent

- Pour éviter ces erreurs : on procède comme suit :

- si on connaît le déplacement vertical w_1 de la dalle pour coefficient ν_1 alors le déplacement w_2 pour ν_2 est :

$$w_2 = \frac{1 - \nu_2}{1 - \nu_1} w_1$$

les moments M_{x_1} et M_{x_2} pour ν_2 en un certain point de la dalle se déterminent en fonction de M_{x_1} et M_{y_1} correspondant à ν_1 dans ce même point de dalle, par les formules suivantes :

$$M_{x_2} = \frac{1}{1 - \nu_2} \left[(1 - \nu_1 \cdot \nu_2) (M_{x_1}) + (\nu_2 - \nu_1) (M_{y_1}) \right] \quad (1)$$

$$M_{y_2} = \frac{1}{1 - \nu_2} \left[(1 - \nu_1 \cdot \nu_2) (M_{y_1}) + (\nu_2 - \nu_1) (M_{x_1}) \right] \quad (2)$$

en conclusion les déplacements verticaux et les moments flechissants du panneau considéré dont le rapport $\gamma = \frac{a}{b} > 2$, seront deduits à l'aide des équations précédentes à partir des déplacements verticaux, et des moments flechissants correspondant à $\nu = 0,3$ pour le même rapport.

Calcul : on a $\nu_1 = 0,30$ et $\nu_2 = 0,15$

de la table de Barres : on en déduit

Panneau	a(m)	b(m)	$\gamma = a/b$	q (kg/m ²)	Ws	v (lbs)	ν_{x_1} M _{x1}	ν_{y_1} M _{y1}	M _{xas} M _{yas}
	7,47	3	2,49	920	9,0048	0,0062	0,0073 374,75	0,1170 968,76	0,1322 1095,5

et on en appliquant les formules (1) et (2)

$$M_{x_s} = 233,59 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{y_{as}} = 996,9 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{y_s} = 954,89 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_{x_{as}} = \nu M_{y_{as}} = 149,53 \text{ kg.m/ml}$$

La répartition des moments en travée et sur appui se fera de la manière suivante

sens Y: $M_{by} = 0,85 \cdot M_{0y}$

$M_{ay} = 0,3 M_{0y}$

sens X: $M_{bx} = 0,85 M_{0x}$

$M_{ax} = 0,3 M_{0x}$

Ferraillage:

Direction X: $M_{0x} = M'_{xs} = 233,59 \text{ kg.m/ml}$

en travée: $M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 198,55 \text{ kg.m/ml}$

$$\rho = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 198,55 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot (13,6)^2} = 0,0057 \Rightarrow \begin{cases} \mu = 130 \\ \varepsilon = 0,9655 \end{cases}$$

$$\sigma'_{ib} = \frac{\sigma_a}{\mu} = \frac{2800}{130} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h_x} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } 4T6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sur appui: $M_{0x} = 0,3 \cdot M_{0x} = 116,79 \text{ kg.m/ml}$

$$\rho = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 116,79 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot (13,6)^2} = 0,0033 \Rightarrow \begin{cases} \mu = 160 \\ \varepsilon = 0,9714 \end{cases}$$

$$\sigma'_{ib} = \frac{\sigma_a}{\mu} = \frac{2800}{160} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h_x} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } 4T6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Direction Y: $M_{0y} = M_{yos} = 996,9 \text{ kg.m/ml}$

en travée: $M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} = 847,36 \text{ kg.m/ml}$

$$\rho = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 847,36 \cdot 10^3}{2800 \cdot 100 \cdot (12,8)^2} = 0,0275 \Rightarrow \begin{cases} \mu = 54,5 \\ \varepsilon = 0,9281 \end{cases}$$

$$\sigma'_{ib} = \frac{\sigma_a}{\mu} = \frac{2800}{54,5} < \bar{\sigma}'_a \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h_y} = 2,54 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } 6T8/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sur appui: $M_{ay} = 0,3 \cdot M_{0y} = 299,07 \text{ kg.m/ml}$

Calcul de la dalle 9

Au niveau du 1^{er} étage, au prolongement du panneau ⑥, il y a une dalle ($l = 1.5\text{m}$) en console (panneau 9)

Calcul :

Cette dalle sera calculée sous la charge $q = G + 1,2P$ et s

$$\left. \begin{array}{l} \text{avec } G = 0,65 \text{ t/m}^2 \text{ (étage courant)} \\ P = 0,4 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow q = 1,13 \text{ t/m}^2$$

et $s = 0,113 \text{ t/ml}$ (poids propre du garde corps)

Le moment max est :

$$M = q \cdot \frac{l^2}{2} + s \cdot l = 1,13 \cdot \frac{(1,5)^2}{2} + 0,113 \cdot 1,5 = 1,44 \text{ t.m}$$

$$C = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0393 \Rightarrow \begin{cases} \kappa = 44,2 \\ \epsilon = 0,9155 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 63,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9155 \cdot 14} = 4,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra $5T10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verification

$$1) \text{ Contraintes: } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4,01}{100 \cdot 14} = 0,2864 \Rightarrow \begin{array}{l} \epsilon = 0,9155 \\ \kappa = 44,2 \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,44 \cdot 10^5}{4,01 \cdot 0,9155 \cdot 14} = 2801 \text{ (acceptable)}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 63,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

2) fissuration

$$\bar{\sigma}_e = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot l \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2855 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_0 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 9,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,35$$

$$A \geq \max(A_0, \min(A_1, A_2)) \quad \text{vérifiée}$$

4) Cisaillement:

$$T = q \cdot l + S = 0,113 \times 1,5 + 0,113 = 1,80 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,80 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,46 \text{ kg/cm}^2$$

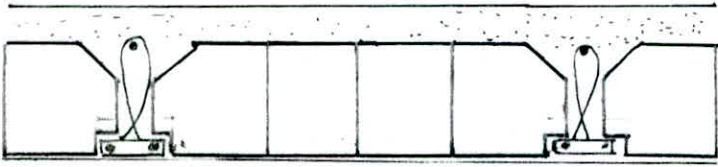
$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b$$

Remarque

A l'extrémité des panneaux de dalles des étages courant (2 et 8) on a prévu des poutres noyées pour supporter le poids du mur en maçonnerie qu'elles supportent. Elles ont été calculées comme des poutres encastrées à leurs extrémités sur les refends, sous le poids du mur, et leur poids propre.

Plancher haut du vicie sanitaire:

Ce plancher étant à faible surcharge, nous avons opté pour le plancher à corps creux et poutrelles préfabriquées



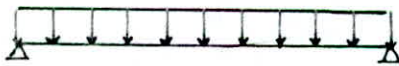
les poutrelles préfabriquées possèdent des attentes permettant une bonne liaison avec le béton et la table de compression. Elles seront calculées sous la sollicitations du 1^{er} genre (G+1,2P)

Le calcul se fera en 2 étapes:

1^{er} étape: avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est simplement appuyée puisqu'il n'y a aucune continuité, elle supporte son poids propre, et la surcharge de l'ouvrier qui pose le hourd

2^e étape: après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une section en T et repose sur plusieurs appuis

a) 1^{er} étape:



charge venant à la poutrelle:

- Pd propre de la poutrelle: $2500 \times 0,12 \times 0,04 = 12$

- Pl. du Corps creux: $0,65 \times 0,70 = 45,5$

- surcharge: $175 \times 0,65 \times 1,2 = 136,5$

$$q = G + 1,2P = 194 \text{ kg/ml}$$

La poutrelle étant isostatique donc:

$$M_{\max} = q \cdot \frac{l^2}{8} = 194 \cdot \frac{3,2^2}{8} = 248,3 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures:

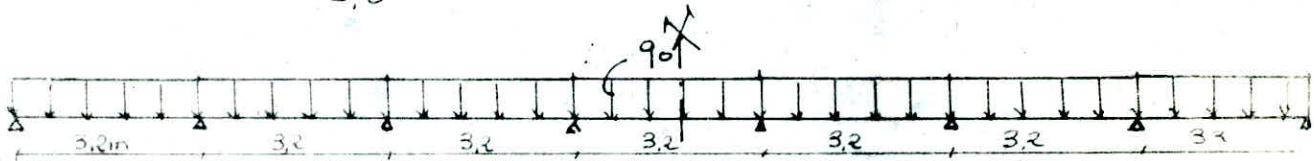
$$\mu = \frac{15r^2}{\sigma_a b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 248,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot (3)^2} = 1,23 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,7312 \\ k = 3,6 \end{cases}$$

d'où $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 777 \text{ kg/cm}^2 > 137$ donc les armatures sont comprimées sont nécessaires, or il est impossible de les placer vu que

la section du béton est très réduite, alors on doit prévoir des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges qui leur reviennent.

b) 2^e étape: la dalle de compression étant coulé, le béton ayant atteint sa résistance nominale, la poutre (section en T) est alors continue et repose sur plusieurs appuis

- Calcul des efforts: la méthode forfaitaire de l'article 55 C.C.B.A.90 peut être appliquée dans notre cas, vu que l'hypothèse de base concernant le rapport de la travée libre considérée aux portées libres des travées soit $\frac{3,2}{3,2} = 1$ est compris entre 0,8 et 1,25

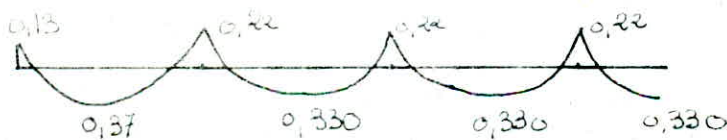


charge sous laquelle sera calculé ce plancher

$$q = (G + 1,2P) = 0,529 \text{ t/m}^2$$

$$\text{soit } q_0 = q \times 0,65 = 0,529 \times 0,65 = 0,343 \text{ t/m}^2$$

$$M = q_0 \cdot \frac{P^2}{8} = 0,439 \text{ t.m}$$



Ferraillage des poutrelles:

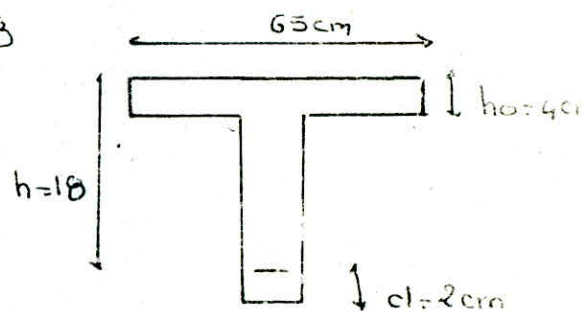
La largeur de l'hourdis d'un côté de la nervure, à été calculée conformément à l'article 23 C.C.B.A. 68

Calcul du moment de la table:

$$M_T = N b z$$

$$N b = \frac{1}{2} \sigma_b' \cdot h_0 \cdot b \quad \text{avec}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_c}{\eta} \cdot \frac{h_0}{(h - h_0)} \quad \text{et } z = h \cdot \frac{h_0}{3}$$



$$\text{et ou } M_T = \frac{1}{2} \frac{\bar{\sigma}_c}{n} \cdot \frac{(h - h_{c/3})}{(h - h_0)} \cdot h_0^2 \cdot b = 1,15 b \cdot m$$

$M_T > M_e \Rightarrow$ la poutrelle se calcule en section pseudo. rectangulaire
 et la largeur $b = 65 \text{ cm}$, $h = 18 \text{ cm}$

$$A = M \cdot \eta = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot \eta} = 0,00941 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9536 \\ \kappa = 99,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,769 \text{ cm}^2$$

la condition de non fragilité nous donne

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{e1}} = 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$$

on prendra $3 \Phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$ en travée et $1 \text{ HA} 12$ sur appui
 toutes les vérifications ont été faites.

Calcul de l'acrotère

Introduction:

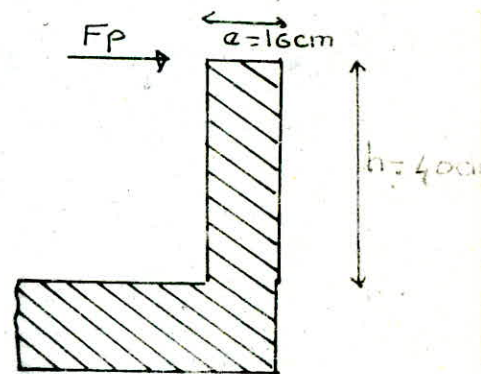
L'acrotère est un élément assimilable à une console encastrée dans le plancher de la terrasse et puisque celle-ci n'est pas accessible, on ne tiendra pas compte de la surcharge due à la main courante, et on le calculera sous l'effet de la force horizontale due au séisme $F_p = Z I C_p \cdot \psi_p$, conformément à l'article 3.3.9 du R.P.A concernant les éléments secondaires.

Dimensions de l'acrotère

largeur $b = 100 \text{ cm}$

hauteur $h = 40 \text{ cm}$

épaisseur $e = 15 \text{ cm}$



Calcul des efforts

le calcul se fait pour une bande de 1 mètre

- Poids propre: $0,15 \times 0,4 \times 2,5 = 0,150 \text{ t} = 150 \text{ kg}$

Force horizontale due au séisme:

$$F_p = Z I C_p \psi_p \rightarrow \begin{cases} C_p = 0,8 \text{ (élément en console)} \\ Z I = 0,6 \text{ (zone II, groupe d'usage 2)} \\ \psi_p = 150 \end{cases}$$

$$F_p = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 150 = 72 \text{ kg}$$

Effort normal $N = 150 \text{ kg}$

Moment d'encastrement: $M = F_p \cdot h = 72 \cdot 0,4 = 28,8 \text{ kg.m}$

L'acrotère est soumise à une flexion composée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{28,8}{72} = 19,2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_b}{6} = \frac{40}{6} = 2,5 \text{ cm} < e_0 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Ferrailage: Moment fictif: $M_f = M + \left(\frac{h_b}{2} - d\right) \cdot N =$

$$M = 2880 + 150 \left(\frac{15}{2} - 2 \right) = 3705 \text{ kg.cm}$$

$$\epsilon = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3705}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0012 \Rightarrow \begin{cases} k = 300 \\ \epsilon = 0,9841 \end{cases}$$

$$A' = A_i$$

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

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{300} < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3705}{2800 \cdot 0,9841 \cdot 13} = 0,103 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0,103 - \frac{150}{2800} = 0,049 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité nous donne la section min égale à : $A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,25 \text{ cm}^2$

$A = 0,049 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{\min} \Rightarrow$ on adoptera donc la section minimale d'acier $A = A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$

Verification de la fissuration:

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 59}{6}} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

Verification de l'effort tranchant: $T = F_p = 72 \text{ kg}$

on doit vérifier que: $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

$$T + \frac{M}{z} = 72 - \frac{2880}{\frac{7}{8} \cdot h} = 181,2 \text{ kg} < A \cdot \bar{\sigma}_a =$$

la condition est vérifiée par conséquent les armatures tendues ne sont pas soumises à un effort de traction, et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage de celles-ci.

ETUDE AU

SEISME

ETUDE DYNAMIQUE

Période et formes propres

Les valeurs de la période données par les formules empiriques (Art. 33.1.2.2) tiennent compte des dimensions du bâtiment et négligent l'influence des inerties sur la période. Comme notre bâtiment présente des inerties différentes suivant les deux directions principales ($I_{xx}/I_{yy} = 0,25$) on a entrepris de faire l'étude dynamique pour déterminer les périodes propres avec une précision satisfaisante.

La dynamique des structures a pour but le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations, pour des raisons simplificatrices, ce comportement est considéré élastique.

L'étude pour la détermination des périodes et modes propres d'oscillation de la structure ne peut se faire directement sur celle-ci, pour cela on doit représenter la structure réelle par un modèle mathématique qui reflète aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure.

Pour des bâtiments à étages, le modèle mathématique retenu est une console, à masse concentrée, encastrée à une de ses extrémités.

Dans ce système, les masses M_1, M_2, \dots, M_n sont concentrées au niveau de chaque plancher et accolées à un support d'inertie variable ou constante et de masse négligeable.

Nous utiliserons la méthode de RAYLEIGH, lors de cette étude on ne tiendra compte que des déformations de flexion plane. C'est à dire qu'il n'y a qu'un seul degré de liberté de chaque masse M_i est une translation dans la direction de vibration.

Cette méthode se base sur le principe de la conservation de l'énergie elle ne s'applique donc qu'aux systèmes conservatifs, néanmoins elle peut être appliquée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures en admettant que les frottements et l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes et pulsations propres sont négligeables.

Pour un système élastique, la loi de conservation de l'énergie s'écrit :

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) = C^{te}$$

E_T : énergie totale

$E_c(t)$: Énergie cinétique.

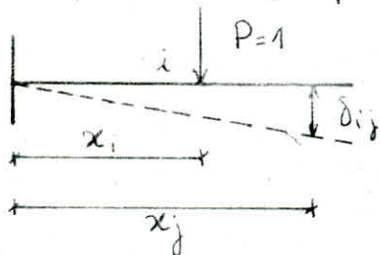
$E_p(t)$: Énergie potentielle.

Quand $E_c = 0$, E_p est maximum et vice-versa.

Donc $E_T = E_p^{max} = E_c^{max} = C^{te}$. De là on tire la valeur de la pulsation fondamentale du système.

Etape de Calcul

a) On calcule les coefficients d'influence δ_{ij} qui est le déplacement d'une section "j" produit par une force unitaire appliquée en "i".



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

$$(2) \quad i \geq j \quad \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$$

(1) la section "i" se trouve à gauche de la section "j"

(2) "i" " " " droite " " " "j"

- D'après le théorème de réciprocité de MAXWELL-BETTI: $\delta_{ij} = \delta_{ji}$
 les valeurs δ_{ij} sont données sous forme de matrice symétrique
 (8x8)

b) on détermine les déplacements statiques par la relation :

$$\delta_j(\text{stat}) = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij} \quad \text{et on écrit} \quad \delta_{jst} = x_{0j}$$

la précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif qui corrige la forme initiale choisie "déformé statique"

Procédé itératif

a) Calculer le coefficient adimensionnel p :

$$P_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad \text{avec } x_{0n} : \text{flèche (déplacement) au sommet de la console}$$

b) la première correction nous oblige à calculer une nouvelle force F

$$F_{1j} = P_{1j} \cdot P_j$$

L'indice "1" correspond à la 1^{ère} correction
l'indice "j" correspond à la côte à laquelle on veut avoir F ou p .

c) Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements x_{1j}

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{1i} \cdot \delta_{ij}$$

d) on calcule ensuite le coefficient adimensionnel p de la 2^{ème} itération

$$P_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

e) la 2^{ème} correction consiste à calculer une nouvelle force F_{2j}

$$F_{2j} = P_{2j} \cdot P_j$$

f) Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements:

$$x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2i} \cdot \delta_{ij}$$

Le processus itératif est rapidement convergent et le nombre d'itération dépend de la précision voulue. Le processus est arrêté lorsque :

$$P_{mj} = P_{(m-1)j}$$

on a alors $F_j^m = P_{mj} \cdot P_j$ et $P_{mj} = P_{(m+1)j} = \frac{x_{mj}}{x_{mn}}$
d'où $x_{mj} = P_{mj} \cdot x_{mn}$

Determination de la periode.

L'energie potentielle maximale qui n'est autre que le travail de la force d'inertie sera donc

$$E_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_{mj} X_{mj}$$

De même l'energie cinétique maximale est donc donnée par

$$E_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_{mj}^2$$

Comme $E_c^{\max} = E_p^{\max} = E_T = e^{\frac{1}{2}}$

on tire
$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_{mj} X_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j X_{mj}^2}$$

En remplaçant $F_{mj} = \rho_{mj} P_j$ et $X_{mj} = \rho_{mj} X_{mn}$

on aura:
$$\omega^2 = g \cdot \frac{1}{X_{mn}} \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{g}{X_{mn}}}$$

et la periode:
$$T = \frac{2\pi}{\omega} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{X_{mn}}$$

X_{mn} : le déplacement au sommet à la $n^{\text{ème}}$ et dernière iteration

T : periode propre de vibration correspondant au mode fondamental d'oscillation

masses soumise à l'action

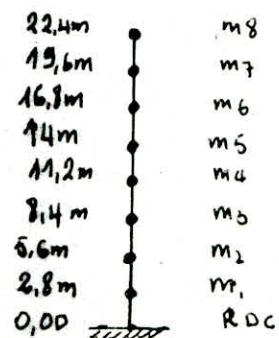
dynamique:

$$m_1 = 313 \text{ t}$$

$$m_2 = m_3 = m_4 = m_5 = m_6 = 317,77 \text{ t}$$

$$m_7 = 314,5 \text{ t}$$

$$m_8 = 267,34 \text{ t}$$



TABEAU DES DEPLACEMENTS UNITAIRES δ_{ij} EI (m³)

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8
1	7,131733	18,2933	29,26933	40,24533	51,2213	62,1973	73,1733	84,1493
2	18,2933	58,5387	102,4427	146,34667	190,2507	234,15467	278,0587	321,9627
3	29,26933	102,4427	197,568	296,352	395,136	493,92	592,704	691,488
4	40,24533	146,3467	296,352	468,3093	643,9253	891,5413	995,1573	1170,773
5	51,22133	190,2507	395,136	643,9253	914,6667	1189,0667	1463,4667	1737,8667
6	62,19733	234,1547	493,92	829,5413	1189,0667	1467,648	2003,904	2370,816
7	73,1733	278,0587	592,704	995,1573	1463,4667	2003,904	2509,8453	3047,6693
8	84,14933	321,9627	691,488	1170,7733	1737,8667	2370,816	3047,6693	3746,4747

	massas	313	317,77	317,77	317,77	317,77	317,77	314,5	267,34
	j	1	2	3	4	5	6	7	8
1 st iteration	EIX_j^0	111685,5	411771,73	852450,61	1888005,9	2000035,7	2622697,4	3325645,6	3986110,3
	ρ_j	0,028019	0,103302	0,213855	0,473646	0,501751	0,657959	0,834308	1,00
	F_j^1	8,769947	32,826277	67,956703	150,51049	159,44142	209,07963	262,38987	267,34
2 nd iteration	EIX_j^1	71576,848	269394,53	568301,24	958966,67	1373509,6	1822711,6	2325463,8	2808549,1
	ρ_j^2	0,0254853	0,0959195	0,2023469	0,3414456	0,489046	0,6489869	0,8279947	1,00
	F_j^2	7,9769136	30,480329	64,299779	108,50116	155,40413	206,22857	260,40434	267,34
3 rd iteration	EIX_j^2	69201,151	260732,37	550685,36	930716,87	1334538,2	1772494,5	226417,5	2736188,1
	ρ_j^3	0,0252911	0,0952904	0,2012601	0,3401509	0,4877363	0,647797	0,8274925	1,00
	F_j^3	7,9161143	30,28042	63,954422	108,08975	154,98796	205,85045	260,24639	267,34
5 th iteration	EIX_j^4	69111,801	260404,26	550011,57	929600,71	1332996,5	1770516,9	2261676,7	2733224,6
	ρ_j^5	0,0252858	0,0952736	0,2012318	0,3401113	0,487701	0,6477759	0,8274756	1,00
	F_j^5	7,9144554	30,275092	63,945429	108,07717	154,97675	205,84375	260,24108	267,34
6 th iteration	EIX_j^5	69111,744	260404,05	550011,14	929600	1332995,5	1770515,7	2261675,1	2733222,7
	ρ_j^6	0,0252858	0,0952736	0,2012317	0,3401113	0,487701	0,6477759	0,8274756	1,00
	F_j^6	7,9144554	30,275092	63,945397	108,7717	154,97675	205,84375	260,24108	267,34

Determination des déplacements

Dans le sens longitudinal $\sum I_{el} = 32,216 \text{ m}^4$

Dans le sens transversal $\sum I_{et} = 121,494 \text{ m}^4$

- déplacement longitudinal : $X_{jl} = \frac{(X_{mj} \cdot EI)}{E \cdot \sum I_{el}}$

- déplacement transversal : $X_{jt} = \frac{(X_{mj} \cdot EI)}{E \cdot \sum I_{et}}$

$(X_{mj} \cdot EI)$ Valeurs prises du tableau précédent

$$E = 3851820 \text{ t/m}^2$$

Tableau des déplacements

j	Sens longitudinal	Sens transversal
	$X_{jl} \text{ (cm)}$	$X_{jt} \text{ (cm)}$
1	0,055	0,015
2	0,21	0,055
3	0,44	0,11
4	0,75	0,2
5	1,07	0,28
6	1,42	0,38
7	1,82	0,48
8	2,2	0,58

j : représente l'étage

CALCUL DES PERIODES

$$T_l = 2\pi \sqrt{\frac{x_{8l}}{g}} = 0,2975 \text{ s}$$

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{x_{8t}}{g}} = 0,1528 \text{ s}$$

Conclusion: les 2 périodes étant inférieures à 0,5 s, le calcul des forces sismiques sera mené en ne considérant que le mode

Déplacement relatifs

le déplacement admissible est égale à $0,0075h$

$$h = \text{hauteur d'étage} = 2,8\text{m}$$

$$\bar{f} = 0,0075 \cdot 2,8 = 2,1\text{cm}$$

$\Delta f_i =$ déplacement relatif

$$\Delta f_i = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2B}$$

$$\text{avec } \frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \times 1/3} = 1,5$$

Nous faisons la vérification pour le sens longitudinal pour le moment d'inertie est le plus faible.

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8
f_i (cm)	0,09	0,332	0,687	1,522	1,612	2,114	2,681	3,214
Δf_i (cm)		0,363	0,533	1,252	0,135	0,753	0,85	0,800

on remarque donc que tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible.

CALCUL DES FORCES SISMQUES

$$\gamma_i = \frac{\sum m_k \phi_k}{\sum m_k \phi_k^2} = 5 \cdot 10^{-7} \text{ E I}$$

$$s'' = \frac{s}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} = \frac{s}{\sqrt{3 \cdot 1,4 - 1}} = \frac{0,3}{\sqrt{3 \cdot 1,4 - 1}} = 0,168$$

$$s = A \cdot D = 0,3$$

$$s' = 0,168 \times 1,4 = 0,2348$$

$$F_{ik} = m_k \cdot \gamma_i \cdot 0,2348 \phi_{ik}$$

i : Tang. du mode

h (m)	m_k (t)	F_k (t)	Cum F_k
22,4	267,34	85,8	85,8
19,6	314,5	83,5	171,3
16,8	317,77	66,1	237,4
14	317,77	49,7	287,1
11,2	317,77	34,7	321,8
8,4	317,77	20,5	342,3
5,6	317,77	9,71	352,01
2,8	313	2,54	354,55
0	/	0	354,55

F_t est la force concentrée au sommet de la structure

Puisque les périodes longitudinales et transversales étant inférieures à 0,7s nous prendrons $F_t = 0$

La partie restante de l'effort total V sera distribué sur la hauteur du bâtiment suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

W_k et h_k sont respectivement le poids propre et la hauteur à partir de la base au niveau k .

	$W_i (t)$	$h_i (m)$	$W_i h_i (tm)$	$F_i (t)$	Cumul F_i	Cumul M_i
8	267,34	22,4	5988,414	74,991	74,991	0
7	314,5	19,6	6164,2	77,192	152,183	210
6	317,77	16,8	5338,536	66,853	219,036	636,08
5	317,77	14	4448,78	55,511	274,547	1249,4
4	317,77	11,2	3559,024	44,568	319,115	2018,4
3	317,77	8,4	2669,268	33,426	352,541	2911,63
2	317,77	5,6	1779,512	22,284	374,825	3898,756
1	313	2,8	876,4	10,975	385,8	4948,266
0	188,43	0	0	0	385,8	6028,5

CALCUL AU SEISME

Introduction

Notre étude sera faite par application des Règles RPA dont le but est de prévoir les mesures nécessaires à la Conception et à l'exécution des Construction, de façon à fournir un degré de protection acceptable.

la force latérale totale est donnée par:

$$V = A.D.B.Q.W.$$

A est le Coefficient d'accélération des zones. Il dépend du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage II} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

Ce Coefficient correspond au rapport de l'accélération max du sol à celle due à la gravitation

D est le facteur d'amplification dynamique moyen: sa valeur sera déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment

$$\left. \begin{array}{l} T_l = 0,2978s \\ T_f = 0,1533s \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2,00$$

D'après la formule empirique 3-3A donnée par les RPA

$$T_l = 0,424s \Rightarrow D = 2,00$$

$$T_f = 0,637s \Rightarrow D = 1,77$$

Donc $D = 2,00$ est supérieur à 80% de D obtenue par la formule empirique 3-3A

B: est le facteur de comportement de la structure : Il depend du type et de la nature des contreventements de la structure

Structure Voiles porteurs \Rightarrow $B = 1/3$

Q: est le facteur de qualité: le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité, de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation, et de la qualité du contrôle pendant la construction

Q est donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

(Voir RPA)

q	1	2	3	4	5	6
P _q	0	1	1	0	1	1

$$\Rightarrow Q = 1,4$$

W: est le poids de la structure : Il comprend la totalité des charges permanentes

$$W = W_{ter} + 7 W_{EC} + W_{RDC} = 2756,7t$$

$$\text{D'où } V = 0,15 \cdot 2,00 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,4 \cdot 2756,7 = 385,8t$$

Distribution des forces laterales (Art. 3.3.3. RPA81)

La force laterale totale V doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment selon les formules

$$V = F_t + \sum F_i$$

Distribution des sollicitations aux refends

la distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présente pas de variation brusque, et le système de contreventement est conservé sur toute la hauteur du bâtiment ce qui entraîne un rapport d'inertie constant. L'effort tranchant total dans chaque plan horizontal sera distribué aux différents éléments de contreventement proportionnellement à leur rigidité. Pour l'évaluation des sollicitations, moment, efforts tranchants dans les éléments de la structure, on prend comme modèle, un modèle élastique linéaire. L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale doit être prise en compte les efforts tranchants négatifs. Dus à la torsion devront être négligés.

La méthode choisie pour le calcul est la méthode du centre de torsion.

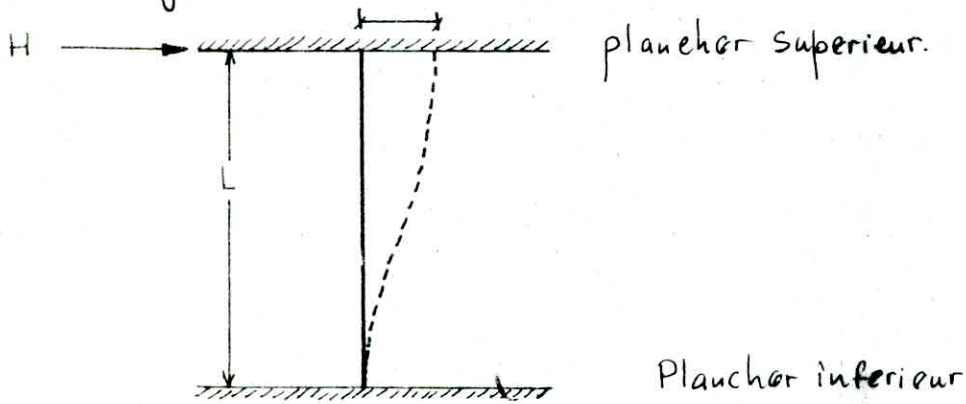
Méthode du Centre de torsion.

Le centre de torsion d'un refend est le pt caractérisé par les propriétés suivantes.

- 1- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends.
- 2- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends.

La rigidité à la flexion I d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit, quand une force (ou un couple) extérieur H produit une

translation (ou une rotation) unitaire telle qu'elle est représenté sur la figure suivante:



Rigidité à la flexion d'un refend

$$y = \frac{12E \cdot I}{L^3}$$

I = moment d'inertie

y = rigidité.

CALCUL SIMPLIFIÉ

Le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents où les axes d'inertie principaux de la plupart des refends sont parallèles. Ceux disposés selon une autre direction constituant une exception.

De plus les conditions pour effectuer les calculs avec les moments à la place des rigidités sont respectées, en effet tous les refends ont le même modul d'élasticité, la même hauteur et présentant les mêmes conditions aux appuis. Pour simplifier les calculs on remplace la rigidité par le moment d'inertie.

ETAPES DE CALCUL

1. Les axes $x-x$ et $y-y$ passant par le centre de torsion seront parallèles aux axes principaux des refends.

2- On détermine pour chaque refend I_x et I_y

3- Les rigidités transversales I_{xy} sont nulles, en conséquence le centre de torsion est le centre de gravité des moments d'inertie

4- Les forces provenant des translations

$$H_{trans}^x = \frac{H_x I_x}{\sum I_x}$$

$$H_{trans}^y = \frac{H_y I_y}{\sum I_y}$$

5- Les forces provenant des rotations

$$H_{rot}^x = \frac{H_x I_x e_x}{\theta} y$$

$$H_{rot}^y = \frac{H_y I_y e_y}{\theta} x$$

6- Les forces totales distribuées dans les refends

$$H_{tot}^x = H_{trans}^x + H_{rot}^x$$

$$H_{tot}^y = H_{trans}^y + H_{rot}^y$$

Distribution des efforts à la base des refends

Sens longitudinal							
	$I_x (m^4)$	$y (m)$	$I_x y^2$	H_{trans}^x	H_{rot}^x	$H_{tot}^x (t)$	
Vl ₁	0,3264	-6,443	13,55	3,909	0,203	4,112	Vl _{1,sym}
Vl ₂	0,3264	-6,443	13,55	3,909	0,203	4,112	Vl ₂ "
Vl ₃	11,82	-0,573	3,881	141,549	0,654	142,2	Vl ₃ "
Vl ₄	0,3264	+3,357	3,678	3,909	/	3,909	Vl _{4,sym}
Vl ₅	6,27	+3,357	70,659	75,086		75,086	Vl ₅
Vl ₆	0,3476	-3,643	4,613	4,163	0,122	4,285	Vl ₆

Sens transversal

	$I_y (m^4)$	$x(m)$	$I_y x^2$	H_{tran}	H_{rot}	H_{tot}
V_{t1}	16,667	12,33	2533,87	52,925	12,8	65,72
V_{t2}	16,2579	9,13	1355,21	51,626	9,24	60,87
V_{t3}	11,564	5,93	406,65	36,72	4,27	40,99
V_{t4}	16,2579	2,73	121,17	51,63	2,76	54,4

$$\theta = \sum I_x y^2 + \sum I_y x^2 = 7000 m^6$$

Cumul des efforts tranchants dans les refends

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
V_{l1}	4,112	4,112	3,997	3,759	3,403	2,928	2,336	1,623	0,800	$V_{l1, sym}$
V_{l2}	4,112	4,112	3,997	3,759	3,403	2,928	2,336	1,623	0,8	$V_{l2} "$
V_{l3}	142,2	142,2	138,33	130,012	117,685	101,25	80,77	56,112	27,656	$V_{l3} "$
V_{l4}	3,91	3,91	3,80	3,574	3,235	2,783	2,220	1,542	0,76	$V_{l4, sym}$
V_{l5}	75,086	75,086	72,988	68,649	62,14	53,461	42,652	29,63	14,6	
V_{l6}	4,285	4,285	4,165	3,92	3,546	3,051	2,434	1,691	0,833	

	0	1	2	3	4	5	6	7	8
V_{t_1}	65,72	65,72	63,85	60,05	54,36	46,77	37,31	25,92	12,77
V_{t_2}	60,87	60,87	59,14	55,62	50,35	43,32	34,56	24,01	11,83
V_{t_3}	41,0	41,0	39,83	37,47	33,91	29,18	23,28	16,17	7,97
V_{t_4}	54,4	54,4	52,85	49,71	45,0	38,71	30,89	21,46	10,57
$V_{t_4 \text{ sym}}$	51,63	51,63	50,16	47,18	42,71	36,74	29,31	20,37	10,04
$V_{t_3} \circ$	36,72	36,72	35,68	33,55	30,37	26,13	20,85	14,48	7,14
$V_{t_2} \circ$	51,63	51,63	50,16	47,18	42,71	36,74	29,31	20,37	10,04
$V_{t_1 \text{ sym}}$	52,93	52,93	51,42	48,37	43,78	37,67	30,05	20,88	10,29

Cumul des moments dans les refends

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
V_{l_1}	64	52,74	41,575	31,046	21,521	13,325	6,784	2,24	0	$V_{l_1 \text{ sym}}$
V_{l_2}	64	52,74	41,575	31,046	21,521	13,325	6,784	2,24	0	$V_{l_2} \circ$
V_{l_3}	2202	1811,1	1437,8	1073,77	744,25	460,76	234,576	77,43	0	$V_{l_3} \circ$
V_{l_4}	60,73	50,137	39,526	29,52	20,458	12,665	6,445	2,128	0	$V_{l_4 \text{ sym}}$
V_{l_5}	1174,4	963,05	759,19	566,57	392,98	243,29	123,86	40,884	0	
V_{l_6}	67	54,96	43,32	32,36	22,425	13,884	7,068	2,33	0	
V_{t_1}	1026,94	818,94	624,61	495,95	343,78	212,84	108,35	35,77	0	
V_{t_2}	951,15	758,53	578,53	459,36	318,42	197,14	100,38	33,12	0	
V_{t_3}	640,66	510,86	389,75	309,46	214,45	132,79	67,61	22,31	0	
V_{t_4}	850,05	677,85	517,06	410,55	284,58	176,16	89,7	29,61	0	
$V_{t_4 \text{ sym}}$	827,1	659,51	503,12	399,5	276,87	171,43	87,27	28,81	0	
$V_{t_2} \circ$	806,77	643,35	490,74	389,66	270,1	167,2	85,12	28,11	0	
$V_{t_3} \circ$	573,8	457,63	348,97	277,1	192,06	118,91	60,55	19,98	0	
$V_{t_4 \text{ sym}}$	806,77	643,35	490,74	389,66	270,1	167,2	85,12	28,11	0	

EFFORTS DANS

LES VOILES

CALCUL DES REFENDS

chaque refend est calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données

1- Refends Pleins : Ils sont assimilés à une console soumise aux efforts du séisme. On en déduit le moment flechissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend.

2- Refend à une file d'ouverture

- * Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- * Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal à chaque niveau.

Ces 2 hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux à la structure constituée par 2 éléments de refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

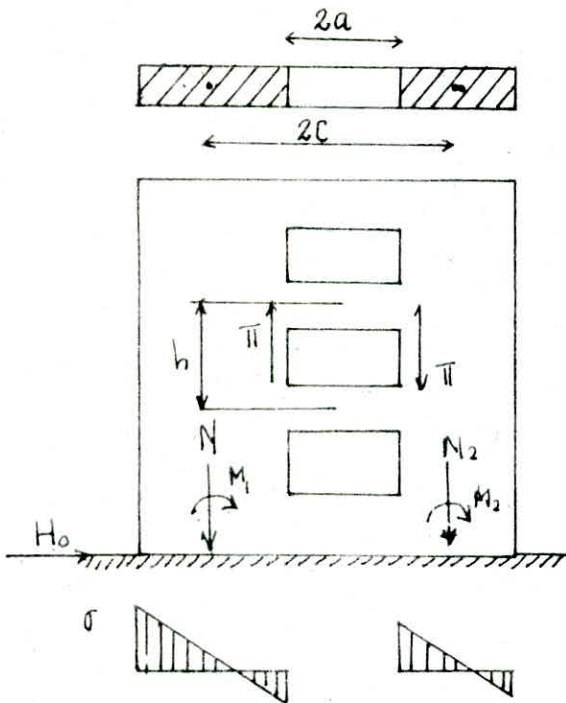
On admettra que :

- la hauteur d'étage est constante.
- les linteaux qui lient les 2 éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.
- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de celle de chacun des éléments de refend.

La méthode étudiée dans l'ouvrage de M. DIVER concerne des charges uniformément réparties sur toute la hauteur du bâtiment. Alors que dans notre cas nous avons une charge de

Distribution triangulaire due au seisme

MM ALBIGES et Goulet presentent dans l'ouvrage de M. DIVER des abaques de ϕ et ψ pour une charge de distribution triangulaire



I : inertie totale du refend

Π : effort tranchant dans le linteau

h : hauteur d'etage

Z : hauteur du batiment

N : Effort normal dans chaque refend

Les efforts internes seront calculés a partir des formules suivantes :

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

ϕ est donne par l'abaque (ouvrage M. DIVER B35)

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left(\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} - \frac{2m e \psi}{I} \right)$$

ψ est donne par l'abaque

M. DIVER B23b

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left(\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} - \frac{2m e \psi}{I} \right)$$

$$N_E = \sum \Pi_i$$

Il est conseille d'effectuer a la base du refend une verification de l'equilibre exterieur

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc$$

V_{l_1}, V_{l_2}	T	7°	6	5	4	3	2	1	0
ξ	1	0,875	0,75	0,625	0,5	0,375	0,25	0,125	0
ϕ	0	0,23	0,45	0,6	0,75	0,85	0,93	0,98	1,0
π	0	0,891	1,743	2,324	2,905	3,292	3,602	3,796	3,873
N_E	0	0,891	2,634	4,958	7,863	11,155	14,757	18,553	22,426
ψ	0	0,02	0,06	0,125	0,21	0,31	0,425	0,52	0,66
M_1	0	0	1,284	2,201	4,4	6,511	8,529	12,839	14,856
M_2	0	0	0,006	0,01	0,019	0,029	0,037	0,056	0,065

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc \quad \text{Vérifié à } 2,6\%$$

V_{l_6}	T	7°	6	5	4	3	2	1	0
ξ	1	0,875	0,75	0,625	0,5	0,375	0,25	0,125	0
ϕ	0	0,23	0,44	0,6	0,75	0,86	0,93	0,98	1,0
π	0	1,12	2,15	2,94	3,67	4,21	4,55	4,8	4,9
N_E	0	1,12	3,27	6,21	9,88	14,09	18,64	23,44	28,34
ψ	0	0,01	0,062	0,12	0,21	0,325	0,42	0,54	0,66
M_1	0	0	0	0	0	0,01	0,48	0,58	0,96
M_2	0	0	0	0	0	0,01	0,48	0,58	0,96

$$M = M_1 + M_2 + 2Nc \quad \text{Vérifié à } 4,4\% \text{ par excés}$$

$$M = 0,96 + 0,96 + 2 \cdot 28,34 \times 1,2 = 69,9 \text{ tm}$$

$$M_e = 67 \text{ tm}$$

V_{t2}, V_4	T	7	6	5	4	3	2	1	0
ξ	1	0,875	0,75	0,625	0,5	0,375	0,25	0,125	0
ϕ	0	0,24	0,425	0,6	0,75	0,86	0,94	0,98	1,0
π	0	6,05	10,71	15,13	18,91	21,68	23,7	24,71	25,21
N	0	6,05	16,76	31,89	50,8	72,48	96,18	120,9	146,1
ψ	0	0,015	0,06	0,125	0,215	0,32	0,425	0,55	0,66
M_1	0	4,23	16,93	19,47	25,4	42,33	59,27	76,2	110,1
M_2	0	2,58	10,33	11,88	15,49	25,82	36,15	46,48	67,13

$$M = M_1 + M_2 + 2NC \quad \text{Verifie à 3\% par excès}$$

Refends à 3 files d'ouverture

les calculs sont faits de la même façon que précédemment.

Avec

$$w^2 = \frac{6E'}{E l \sum I_i} \sum \left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)$$

$$\pi_i = H_0 h \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \left(\sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)} \phi$$

Dans le cas des petites ouvertures on prend une valeur moyenne de π_i entre celle calculée précédemment et

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

m_i : moment statique des éléments de refends qui tendent à glisser par rapport au linteau pris en considération le moment statique m_i est calculé par rapport au Centre de gravité de l'ensemble

$$N_1 = \sum \pi_1$$

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

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

$$N_4 = \sum \pi_3$$

Vl_3	T	7	6	5	4	3	2	1	0
ξ	1	0,875	0,75	0,625	0,5	0,375	0,25	0,125	0
$1-\xi$	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	0,875	1,0
Φ	0,08	0,24	0,44	0,61	0,75	0,86	0,94	0,92	0
Π_1	2,755	11,37	21,36	30,22	38,24	45,13	51	53,4	24,84
Π_2	1,46	7,79	14,86	21,37	27,34	32,76	37,64	41,69	27,34
Π_3	3,71	11,12	20,39	28,27	34,76	39,86	44,57	42,64	36,8
N_1	2,76	14,13	35,49	65,81	104,06	149,18	200,2	253,6	278,42
N_2	-1,43	-4,88	-11,38	-20,33	-31,24	-43,6	-56,96	-69,69	-67,17
N_3	2,25	5,58	11,11	18,01	25,43	32,53	38,46	40,41	67,75
N_4	3,71	14,83	35,22	63,49	98,25	138,11	181,68	224,32	224,32
Ψ	0	0,015	0,059	0,125	0,21	0,315	0,425	0,54	0,62
M_1	0	0	-2,68	-2,68	-2,68	-8,03	-4,01	2,7	62,88
M_2	0	0	-2,82	-2,82	-2,82	-8,46	-4,23	2,82	66,25
M_3	0	0	-0,41	-0,41	-0,41	-1,24	-0,62	0,41	10,85
M_4	0	0	-0,46	-0,46	-0,46	-1,39	-0,69	0,46	10,85

$$\Delta = 3,6\%$$

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 Z \left[\frac{\xi^3 - 3\xi + 2}{3} - \Psi \right]$$

Pour la vérification de l'équilibre extérieur on doit vérifier :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1(e_1 + e_2 + e_3) + 2N_2(e_2 + e_3) + 2N_3 e_3$$

V_{t3}	T	7	6	5	4	3	2	1	0
ξ	1	0,875	0,75	0,625	0,5	0,375	0,25	0,125	0
$1-\xi$	0	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625	0,75	0,875	1,0
ϕ	0	0,237	0,45	0,61	0,75	0,86	0,94	0,98	1,0
T_1	0	0,48	0,9	1,23	1,51	1,73	1,89	1,97	2,01
T_2	0	0,394	7,47	10,12	12,45	14,27	15,6	16,27	16,6
T_3	0	5,68	10,76	14,58	17,93	20,56	22,47	23,43	23,91
N_1	0	0,48	1,38	2,61	4,12	5,85	7,74	9,71	11,72
N_2	0	-0,09	6,48	15,37	26,31	38,85	52,56	66,86	81,45
N_3	0	5,286	8,58	13,04	18,52	24,81	31,68	38,84	46,15
N_4	0	5,68	16,44	31,02	48,95	69,51	91,48	115,4	139,22
ψ	0	0,0	0,061	0,125	0,215	0,315	0,425	0,54	0,66
M_1	0	0,0	-0,15	-0,3	-0,45	-0,6	-0,75	-1,0	1,05
M_2	0	0,0	-0,046	-0,1	-0,23	-0,23	-0,23	-0,46	0,33
M_3	0	0,0	-0,716	-1,43	-3,6	-3,6	-3,6	-7,16	5
M_4	0	0,0	-0,006	-0,01	-0,03	-0,03	-0,03	-0,063	0,044

$$\Delta = 4\%$$

Descente de charge dans les Voiles

La descente de charge consiste à calculer pour tous les voiles les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage. nous supposons que les charges sont réparties linéairement dans le voile. Pour chaque voile on considérera :

- Son poids propre
- la charge du plancher qu'il supporte.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant.

Voiles	Terrasse		Etage Courant		RDC	
	G (t/ml)	Q (t/ml)	G (t/ml)	Q (t/ml)	G (t/ml)	Q (t/ml)
Vt ₁	1,21	0,1	2,17	0,17	2,09	0,17
Vt ₂	2,59	0,37	2,79	0,36	1,84	0,2
Vt ₃	2,27	0,37	2,5	0,36	1,84	0,2
Vt ₄	0,78	0,07	1,88	0,13	1,83	0,13
Vl ₁ , Vl ₂ , Vl ₄	1,05	0,07	1,67	0,13	1,61	0,13
Vl ₃	1,59	0,13	2,14	0,25	2,01	0,25
Vl ₅	1,71	0,07	1,77	0,13	1,71	0,13
Vl ₆	1,4	0,15	1,85	0,26	1,7	0,26

Ferraillage des Linteaux

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 le sens d'action peuvent alterner.

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leur extrémité en flexion simple par des charges verticales dues aux charges permanentes, surcharges, et au effet du séisme.

La vérification à la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort les plus défavorables doivent être effectués avec:

$$\bar{T} = 1,4 T$$

où T = effort tranchant de calcul.

$$M_E = \Pi \frac{l}{2}$$

avec Π : effort tranchant due au séisme.

l : longueur du linteau

$$M_g = q \frac{l^2}{12}$$

$$M_q = q \frac{l^2}{12}$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

$$\bar{M} = 1,4 M$$

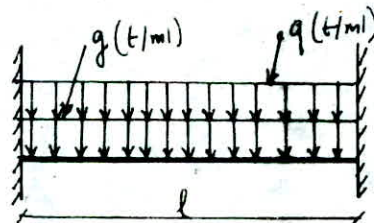
$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{28} = 0,12 \cdot 270 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

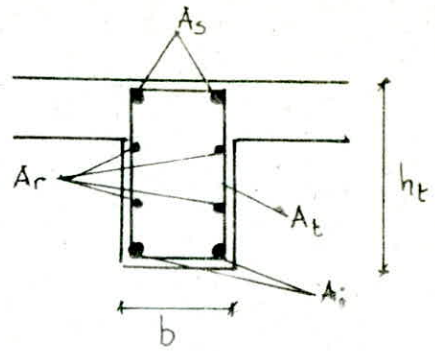
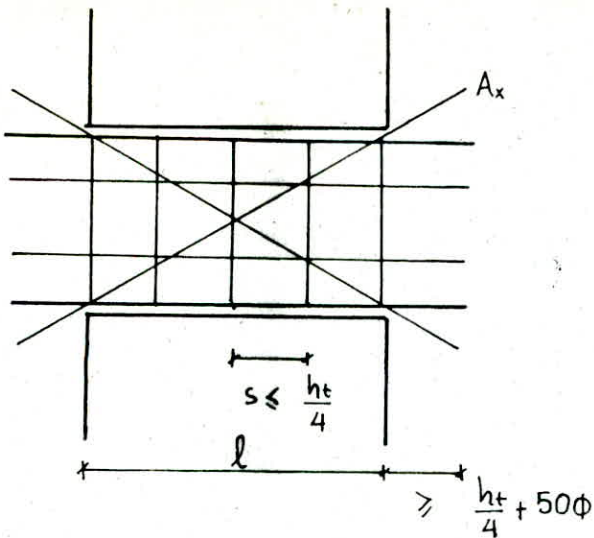
$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \cdot \sigma_{28} = 0,75 \cdot 270 = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est $\geq 0,06 \sigma_{28}$

on doit prévoir des armatures en diagonales supplémentaires disposés dans les angles.





Armature minimales prévue par le RPA

$A_i, A_s \geq 0,0015 b h_t$ pour les armatures Supérieures et Inférieures

$A_r \geq 0,002 b h_t$ " " de répartition

$A_t \geq 0,0025 b s$ " " transversales

Si $E_b \geq 0,06 \sigma_{28} = 16,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A_x \geq 0,0015 b h_t$.

Exemple de ferrailage des linteaux Voile Vl_3 .

$$h_t = 70 \text{ cm}$$

$$l = 1,0 \text{ m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$q = 2,14 \text{ t/ml}$$

$$q = 0,25 \text{ t/ml}$$

$$T_q = 1,07 \text{ t}$$

$$T_q = 0,125 \text{ t}$$

$$\Pi = 41,69 \text{ t}$$

$$T = 1,07 + 0,125 + 41,69 = 42,9 \text{ t}$$

$$\bar{T} = 1,4 T = 1,4 \cdot 42,69 = 58,37 \text{ t}$$

$$M_g = \frac{2,14 \times 1^2}{12} = 0,178$$

$$M_q = \frac{0,25 \times 1^2}{12} = 0,02$$

$$M_E = \Pi \cdot \frac{l}{2} = 41,69 \times \frac{1}{2} = 20,845$$

$$M = 0,178 + 0,02 + 20,845 \text{ tm} = 21,043 \text{ tm}$$

$$\bar{M} = 1,4 M = 1,4 \times 21,043 = 29,46 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{sn} b h^2} = \frac{15 \cdot 29,46}{4200 \cdot 20 \cdot 63^2} = 0,1328 \rightarrow \left. \begin{array}{l} k = 20,5 \\ \epsilon = 0,8592 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{20,5} = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\sigma_{sn} \epsilon h} = \frac{29,46 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8592 \cdot 63} = 12,56 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_i = A_s = 4 \text{ HA}20$$

$$A_i = A_s = 4 \text{ HA}20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

Perçage minimum pour A_i et A_s

$$A_{\min} = 0,0015 b h_t = 0,0015 \cdot 20 \cdot 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

on prend donc $A = 4 \text{ HA}20 = 12,56 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes

$$0,667 y_1^2 + 25,12 y_1 - 879,2 = 0 \Rightarrow y_1 = 22 \text{ cm}$$

$$\frac{M}{k} = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h_t - d - y_1)^2 = 43 \cdot 10^4$$

$$\Rightarrow k = 6,85$$

$$\sigma'_b = k y_1 = 6,85 \times 22 = 150,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = n k (y_1 - d') = 1541,25 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n k (h_t - d - y_1) = 3493 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r \geq 0,002 \times 20 \times 70 = 2,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2 \text{ HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Longueur d'ancrage

$$l_d = \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{70}{4} + 50 \times 2 = 117,5 \text{ cm}$$

$$\text{soit } l_d = 120 \text{ cm}$$

Verification du Cisaillement

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b z} = \frac{58,37 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 63} = 52,94 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\epsilon}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\epsilon}_b > \bar{\epsilon}_b$ on admettra que l'effort tranchant sera repris totalement par les Armatures transversales.

l'espacement t est donné par :

$$t = \frac{A_t z \sigma_{at}}{T} = \frac{3,08 \times 0,875 \cdot 63 \cdot 4200}{58,37 \cdot 10^3} = 12,2 \text{ cm}$$

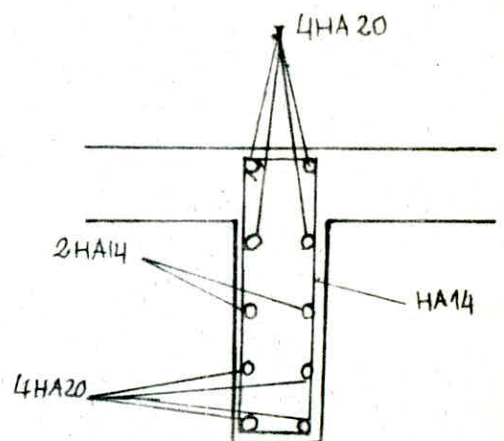
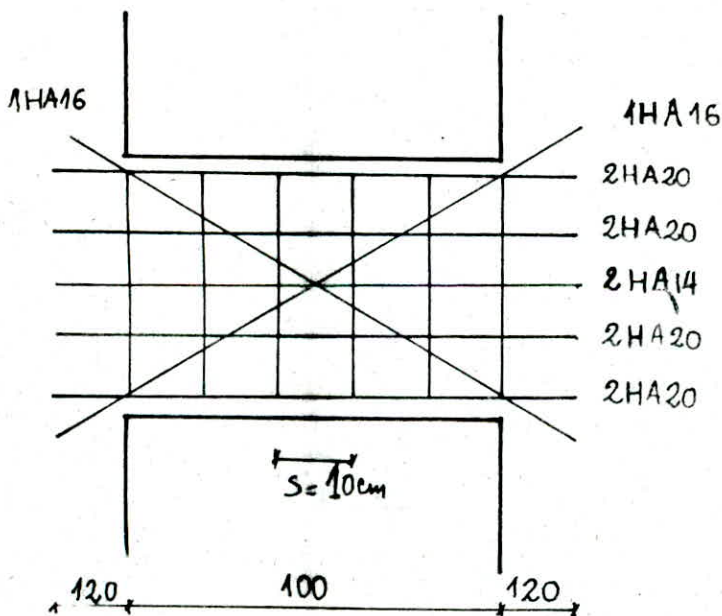
soit $t = 10 \text{ cm}$ et $A_t = 1 \text{ Cadre HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$

Armatures d'angles

$\bar{\epsilon}_b > 0,06 \sigma_{28} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$ d'où la nécessité de placer des armatures d'angle supplémentaire

$$A_x \geq 0,0015 b h t = 0,0015 \times 20 \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

soit $2 \text{ HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$



Pour les autres linteaux les résultats sont donnés sous forme de Tableau.

Ferraillage des Linteaux

	Linteau du Voile	Vl ₅		Vl ₃		
	Linteau	① et ③	②	①	②	③
Dimensions	$L = 2a$ (m)	1,35	0,4	0,84	1,0	0,84
	b (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	h_t (m)	1,3	2,2	0,70	0,70	0,70
	h (m)	1,27	2,17	0,63	0,63	0,63
EFFORTS	$T(G+Q)$ (t)	1,28	0,38	1	1	1
	Π (t)	0,31	65,13	53,4	41,69	42,64
	$T = T_g + \Pi$	1,59	66,41	54,4	42,69	43,64
	$\bar{T} = 1,4 T$	2,23	93	76,16	58,37	59,7
	\bar{M} tm	0,565	18,24	31,48	28,6	25,16
FERRAILLAGE	A (cm ²)	0,1	2,1	14,63	12,56	11
	A_{min} (cm ²)	3,9	6,6	2,1	2,1	2,1
	A adoptée	2HA12 + 2HA10	2HA16 + 2HA14	4HA25	4HA20	4HA20
	A_r (cm ²)	5,1	8,68	2,8	2,8	2,8
	A_r adopté	4HA14	6HA14	2HA14	2HA14	2HA14
	$A_{t min}$	0,75	0,5	0,4	0,5	0,5
	A_t adopté	Cadre HA8	Cadre HA10	Cadre HA14	Cadre HA14	Cadre HA14
	s (cm)	15	10	8	10	10
	ϵ_b	1	24,63	69,0	52,94	54,14
	A_x cm ²	/	6,6	2,01	2,01	2,01
	A_x adopté	/	2HA16 + 2HA14	2HA16	2HA16	2HA16
	L_d (cm)	100	140	150	120	120

	Voiles	$V_{t2} - V_{t4}$	V_{t3}		
Dimensions	Linteau		1	2	3
	$L = 2a$ (m)	1,0	2,15	1,0	0,84
	b (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	h_t (m)	0,7	0,63	0,63	0,63
	h (m)	0,67	0,6	0,6	0,6
Efforts	$I(G+Q)$	1,575	3,1	1,43	1,2
	Π (t)	25,21	2,0	16,6	23,91
	$T = T_q + \Pi$	26,78	5,1	18,03	25,11
	$\bar{T} = 1,4T$	37,5	7,14	25,24	35,15
	\bar{M} (tm)	17,83	4,68	11,8	14,16
Ferrailage	A (cm ²)	7,65	1,9	4,82	5,8
	A_{min}	2,1	1,8	1,8	1,8
	A adoptée	2HA25	2HA12	2HA20	2HA20
	A_r (cm ²)	2,4	2,4	2,4	2,4
	A_r adoptée	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	A_{tmin}	0,75	0,75	0,75	0,75
	A_t adoptée	Cadre HA12	Cadre HA12	Cadre HA12	Cadre HA12
	S (cm)	12	15	15	12
	Z_b	32	6,06	21,65	30,228
	A_x (cm ²)	1,89		1,89	1,89
	A_x adoptée	2HA12		2HA12	2HA12
	L_d (cm)	150	80	120	120

	Voiles	$Vl_1 - Vl_2 - Vl_4$	Vl_6
Dimensions	$L = 2a$ (m)	1,35	1,8
	b (m)	0,2	0,2
	h_t (m)	1,3	0,63
	h (m)	1,27	0,6
Efforts	$T(G+Q)$ (t)	1,215	1,9
	Π (t)	3,873	4,9
	$T = T_g + \Pi$	5,1	6,8
	$\bar{T} = 1,4T$	7,14	9,52
	\bar{M} (t)	3,92	6,97
Ferrailage	A (cm ²)	0,76	3
	A_{min} (cm ²)	3,81	2,1
	A adoptée	2 HA16	2 HA16
	A_r (cm ²)	5,08	2,4
	A_r adoptée	4 HA10	4 HA10
	$A_{t min}$	0,75	0,75
	A_t adoptée	Cadre HA8	Cadre HA8
	s (cm)	15	15
	ξ_b	3,23	9
	A_x (cm ²)		
	A_x adoptée		
	L_d (cm)	100	100

**FERRAILLAGE DES
VOILES**

FERRAILAGE DES VOILES

Les différents Voiles étant sollicités en flexion composée, les aciers seront calculés par les méthodes classiques de béton armé, compte-tenu bien sûr des prescriptions réglementaires (RPA 81).

Les sollicitations dans les voiles sont déterminées à partir des combinaisons

a) $0,8G \pm E$

b) $G + Q \pm E$

La combinaison a) sera utilisée pour la détermination de la section d'acier correspondant au couple (N_{min}, M) .

La combinaison b) sera utilisée pour la vérification des contraintes dans le béton correspondant au couple (N_{max}, M) .

Les différentes étapes de calcul des aciers dans les voiles sont:

- 1) Détermination du noyau central de la section et conclure le type de section pour le couple (N_{min}, M) .
- 2) Calcul des aciers selon le type de la section
- 3) Choix des aciers et leur espacement après comparaison avec ceux prévus par le règlement (Art. 4.3.2 RPA 81)
- 4) Respect des espacements prévus par le règlement (Art. 4.3.3.4)
- 5) Calcul des armatures conformément à l'article 4.3.3
- 6) Vérification des contraintes dans les aciers et béton après avoir conclure le type de section pour le couple (N_{max}, M)

Remarque: Les aciers calculés dans la zone tendue selon le sens du moment, seront placés de façon symétrique en inversant le sens du moment. Une que le calcul des aciers dans les 2 cas du moment nous donne les mêmes armatures.

Ferraillage d'un Voile plein : Voile V_t

$N_G = 185,7t$

$h_t = 10m$

$N_Q = 14,6t$

$e_i = 166,66cm$

$T = 65,72t$

$M = 1026,94tm$

$N_{min} = 0,8G = 0,8 \cdot 185,7 = 148,56t$

$e_o = \frac{M}{N_{min}} = 691,26cm > e_i \Rightarrow SPC$

$M_F = 148,56 \times (6,9126 + 5 - 1) = 1621,176tm$

$\mu = \frac{15M_F}{\sigma_{cn} b h^2} = 0,0357 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 48,6 \\ \epsilon = 0,9191 \end{array} \right\}$

$\sigma'_b = \frac{4200}{48,6} = 86,42 < \bar{\sigma}_b = 137 Kg/cm^2 \Rightarrow A' = 0$

$A = A' = \frac{M_t}{\sigma_{cn} \epsilon h} - \frac{N'}{\sigma_{cn}} = \frac{1621,176 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9191 \cdot 900} - \frac{148,56 \cdot 10^3}{4200} =$

$A = 46,66 - 35,37 = 11,28 cm^2$

$\sigma_{1,2} = \frac{N'}{b h_t} \left[1 \pm \frac{6e_o}{h_t} \right]$

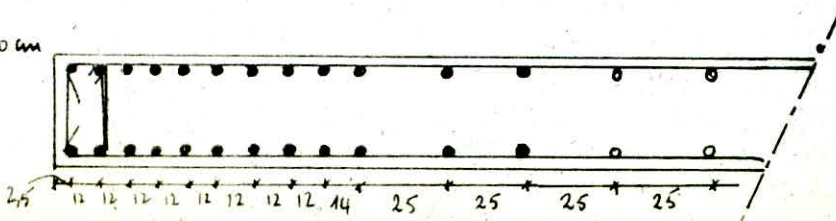
$\sigma_1 = 38,23 Kg/cm^2$

$\sigma_2 = -23,38 Kg/cm^2$

$l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot h_t = 379,5 cm$

$A_{min} = 0,005 \times 20 \times 379,5 = 37,95 cm^2$ soit $2(12HA16) = 48,24 cm^2$

$L/10 = 100 cm$



Verification des Contraintes

$$N_{max} = +200,3t$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 512,7 \text{ cm} > e_1 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$c = -12,7 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} p = 222 \cdot 10^3 \\ q = -1947 \cdot 10^8 \end{array} \right\} \text{ pour } n = 300 \quad \left. \begin{array}{l} p_1 = 2,467 \\ q_1 = -7,2 \end{array} \right\} \Rightarrow t = 1,5 \Rightarrow y_{20} = 450 \text{ cm}$$

$$y_2 = 454,4 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 441,7 \text{ cm}$$

$$I = 8,48 \cdot 10^8 \Rightarrow k = 0,107$$

$$\sigma'_b = 47,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 558,67 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_a = 733,6 \text{ " } < \sigma_{en}$$

Effort tranchant.

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 65,72 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 930,75} = 5,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 5,65 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{2x} = 6,88 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures de la zone courante.

$$A^v \quad 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 \text{ / ml / face}$$

Armatures horizontales.

$$A^h = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 \text{ / ml / face}$$

Ferrailage du Voile V_{h3}

Trumeau (1) Niv 0.00

$$N_{\min} = -238,62 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 330,62 \text{ t}$$

$$M = 62,88 \text{ tm}$$

$$T = 59,72 \text{ t}$$

$$h_t = 2,16 \text{ m} \Rightarrow e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{216}{6} = 36 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{62,88}{238,62} = 26,35 \text{ cm} < e_1 \Rightarrow \text{SET}$$

$$z = 172,8 \text{ cm}$$

$$l = 60,05 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N l}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{238,62 \cdot 10^3 \cdot 60,05}{172,8 \cdot 4200} = 19,74 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(z-l)}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{238,62 \cdot 10^3 (172,8 - 60,05)}{172,8 \cdot 4200} = 37,1 \text{ cm}^2$$

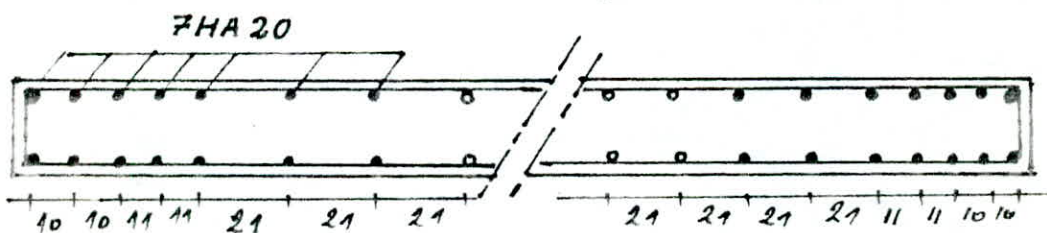
$$A_{\min} = 0,005 \cdot 20 \cdot 216 = 21,6 \text{ cm}^2$$

on choisira $A_1 = A_2 = 14 \text{ HA } 20 = 43,96 \text{ cm}^2$

Disposition Constructive

$$l/10 = 21,6 \text{ cm}$$

enrobage $e = 2,5 \text{ cm}$



$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 38,1 \text{ cm}$$

Effort Tranchant

$$\bar{\tau}_b = \frac{1,4 \cdot 59,72 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 176,5} = 27,07 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures d'effort tranchant.

$$\bar{w}_t = \frac{27,07 - 8}{4200} \cdot 100 = 0,45 > 0,25$$

Armatures horizontales

$$A_t^h = 0,45 \cdot 20 = 9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 12 / \text{ml} / \text{face}$$

Armatures Verticales (art. 433.2)

$$A^v = 0,25 \cdot 20 = 5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA } 10 / \text{ml} / \text{face}$$

on relie les 2 nappes par au moins Hepingles / m²

Vérification des Contraintes

$$N_{\max} = 330,62 \text{ t}$$

$$M = 62,88 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = \frac{62,88}{330,62} = 19,0 \text{ cm} < e_1 = 36 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$w' = w'_1 = w'_2 = 0,01$$

$$\delta = \frac{d}{h_t} = \frac{38,1}{216} = 0,183$$

$$F = 1 + 2nw' = 1,3$$

$$L = \frac{1}{12} + 2nw' \left(\frac{1}{2} - \delta \right)^2 = 0,1135$$

$$\sigma'_1 = \frac{N'}{b h_t} \left[\frac{1}{F} + \frac{e_0}{2L h_t} \right] = 66,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 121,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = \frac{N'}{b h_t} \left[\frac{1}{F} - \frac{e_0}{2L h_t} \right] = 54,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 121,44 \text{ Kg/cm}^2$$

Trameau ① Niv. 11,2 m

$$N_{\min} = -82,316 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 133,18 \text{ t}$$

$$T = 49,43 \text{ t}$$

$$M = 2,68 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 3,256 \text{ cm} < \frac{Z}{2} \Rightarrow \text{SET}$$

$$Z = 172,8 \text{ cm}$$

$$l = 83,144 \text{ cm}$$

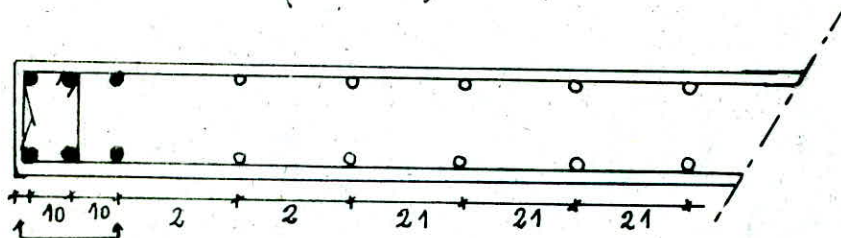
$$A_1 = 9,43 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 10,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 216 = 21,6 \text{ cm}^2$$

On adopte A_{\min}

$$A_1 = A_2 = 2(3\text{HA}16) = 12,06 \text{ cm}^2$$



6HA16

$$d = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \delta = 0,058$$

$$w_1 = w_2 = w = 0,0028$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 2 \text{ cm} < e_1 \Rightarrow \text{SEC}$$

$$F = 1,084$$

$$L = 0,1$$

$$\sigma_1 = 32,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 105,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 24,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 105,19 \text{ kg/cm}^2$$

Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 49,43 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 203,5} = 19,43 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures d'effort tranchant

$$w_T = \frac{F_b - 8}{G_{en}} \times 100 = 0,27\% > 0,25\%$$

$$A_t^h = 0,27 \times 20 = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 10 / \text{ml} / \text{face}$$

Armature de la zone Courante

$$A_t^v = 0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ HA } 10 / \text{ml} / \text{face}$$

Trumeau ② Niv 0.00

$$M = 66,25 \text{ tm}$$

$$h_t = 2,2 \text{ m}$$

$$N_{\min} = -20,35 \text{ t}$$

$$e_1 = 36,67 \text{ cm}$$

$$N_{\max} = 128,47 \text{ t}$$

$$T = 69,92 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 325,5 \text{ cm} > \frac{z}{2} = 0 \text{ SPT}$$

$$M_f = 20,354 * (3,255 - 0,88) = 48,34 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{G_{en} b h^2} = 0,022 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 62 \\ \epsilon = 0,9351 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{48,34 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9351 \cdot 198} + \frac{20,354 \cdot 10^3}{4200} = 11,06 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b h t} \left[1 \pm \frac{6 e_0}{h t} \right]$$

$$\sigma_1 = -45,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 36,44 \text{ ''}$$

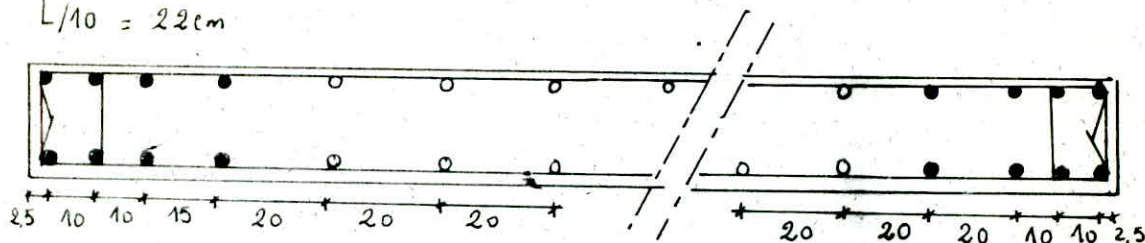
$$l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 122,4 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 122,4 = 12,24 \text{ cm}^2$$

On adopte A_{min}

$$A_1 = A_2 = 2(4HA14) = 13,31 \text{ cm}^2$$

$$L/10 = 22 \text{ cm}$$



$$d = 20 \text{ cm}$$

Vérification des Contraintes

$$N_{max} = 128,47 \text{ t}$$

$$M = 66,25 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 51,57 \text{ cm} > e_1 = 36,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC (avec } c = 58,43 \text{ cm)}$$

$$\left. \begin{array}{l} p = -4528,75 \\ q = -15,9110^5 \end{array} \right\} \text{ pour } n = 70 \quad \left. \begin{array}{l} P_1 = -0,92 \\ q_1 = -4,64 \end{array} \right\} \rightarrow y_2 = 129,63 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 188,06 \text{ cm} \Rightarrow I = 496 \cdot 10^5 \text{ cm}^4 \Rightarrow K = 0,33575$$

$$\sigma_b = K y_1 = 63,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 151,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n K (y_1 - d) = 846,1 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_a = n K (h_t - d - y_1) = 60,13 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Armatures d'effort tranchant

$$\bar{E}_b = \frac{1,4 \cdot 69,92 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 200} = 28,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w_T = \frac{28,13 - 8}{4200} \times 100 = 0,48\%$$

$$A_t^h = 0,48 \times 20 = 9,6 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5HA12 \text{ /ml /face}$$

Zone Courante

$$A_t^v = 0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5HA8 \text{ /ml /face}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les niveaux

Trumeau ③ Niv 0.00

$$N_{\min} = -39,16 \text{ t}$$

$$h_t = 1,16 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 105,27 \text{ t}$$

$$e_1 = 19,33 \text{ cm}$$

$$M = 10,85 \text{ tm}$$

$$T = 9,24 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 27,7 \text{ cm} < \frac{h_t}{2} \Rightarrow \text{SET}$$

$$Z = 92,8 \text{ cm}$$

$$\lambda = 18,17 \text{ cm}$$

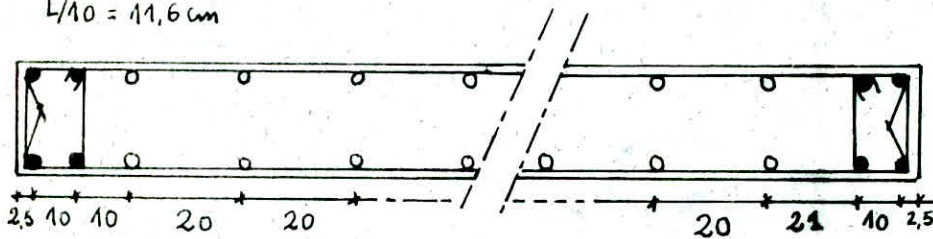
$$A_1 = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 7,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 116 = 11,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_1 = A_2 = 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$L/40 = 11,6 \text{ cm}$$



$$d = 8 \text{ cm} \rightarrow \delta = 0,069$$

Vérification des Contraintes:

$$N_{\max} = 105,27 \text{ t}$$

$$M = 10,85 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 10,3 \text{ cm} < e_1 = 19,33 \Rightarrow \text{SEC}$$

$$\omega_1 = \omega_2 = \omega = 0,0035$$

$$F = 1,1$$

$$L = 0,103$$

$$\sigma_1 = 60,81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 122,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 21,7 \text{ " } < \bar{\sigma}_b = \text{"}$$

Verification à l'effort tranchant

$$\bar{E}_b = \frac{1,4 \cdot 9,24 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 104,4} = 7,12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales

$$A_t^h = 0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ HA8 / ml / face}$$

Armatures Verticales

$$0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ HA8 / ml / face}$$

On prend le même ferrailage pour tous les niveaux

Trumeau (4) Niv. 0.00

$$N_{\min} = -200,29t$$

$$N_{\max} = 255,8t$$

$$M = 10,85tm$$

$$T = 10,3t$$

$$h_t = 1,2m \Rightarrow e_1 = 20cm$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 5,4cm < \frac{Z}{2} \Rightarrow \text{SET}$$

$$Z = 96cm$$

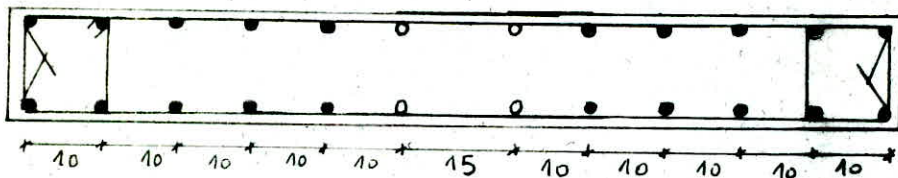
$$l = 42,6cm$$

$$A_1 = 21,16cm^2$$

$$A_2 = 26,52cm^2$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 120 = 12cm^2$$

$$\text{On adopte } A_1 = A_2 = 2(5HA20) = 31,41cm^2$$



$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 23cm \quad \delta = 0,19$$

Vérification des Contraintes

$$N_{\max} = 255,8t$$

$$M = 10,85tm$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 4,24cm < e_1 = 19,33cm \Rightarrow \text{SEC}$$

$$w_1 = w_2 = w = 0,013$$

$$F = 1,393$$

$$\sigma_1 = 92,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 110,82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 0,121$$

$$\sigma_2 = 53,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = \dots$$

Effort tranchant

$$E_b = \frac{1,4 \cdot 10,3 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 108} = 7,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Armature horizontales

$$0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA8 / ml / face}$$

Armatures Verticales

$$0,25 \times 20 = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA8 / ml / face}$$

Trameau ④ Niv 11,2 ml.

$$N_{\min} = -85,122 \text{ t}$$

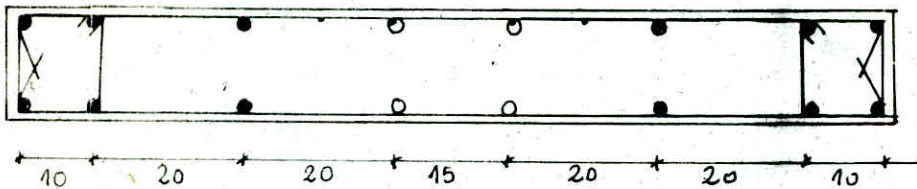
$$N_{\max} = -115,68 \text{ t}$$

$$M = 0,46 \text{ tm} \quad T = 8,53 \text{ t}$$

même procédé de calcul (SET)

$$A_1 = A_2 = 2(3 \text{ HA16}) = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 12 \text{ cm}^2$$



$$\text{enrobage } c = 2,5 \text{ cm}$$

Vérification des Contraintes (SEC)

$$\sigma_1 = 42,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 104 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 41,18 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Effort tranchant

$$E_b = 6,24 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b \quad \text{et } E_b < 0,025 \sigma_{28} = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales

$$0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \text{ HA8 / ml / face.}$$

Armature Verticales.

Trumeau ① Niv. 0.00

$$N_E = 146,1 \text{ t}$$

$$M = 110,1 \text{ tm}$$

$$N_Q = 20,42 \text{ t}$$

$$e_{0N \min} = \frac{M}{N_{\min}} = 572,8 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \text{SPT}$$

$$N_G = 158,6 \text{ t}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{487}{6} = 81,167 \text{ cm}$$

$$N_{\min} = 0,8G - E = -19,22 \text{ t}$$

$$M_F = 110,1 - 19,22(2,435 - 0,487) = 72,66 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 M_F}{\sigma_{en} b h^2} = \frac{15 \cdot 72,66 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 438,3^2} = 0,0068 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 119 \\ E = 0,9627 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{119} = 35,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{72,66 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9627 \cdot 438,3} + \frac{19,22 \cdot 10^3}{4200} = 8,7 \text{ cm}^2$$

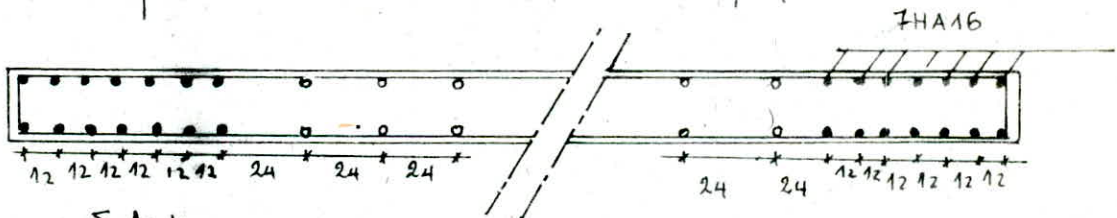
Determination de la zone tendue

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b h_t} \left[1 \pm \frac{6e_0}{h_t} \right] \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = -15,9 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 11,96 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 278 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 278 = 27,8 \text{ cm}^2$$

On adopte A_{\min} soit 14 HA16 = 28,14 cm²



$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 43,6 \text{ cm}$$

Verification sous (N_{\max}, M)

$$N_{\max} = 325,12 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 33,86 \text{ cm} < e_1 \Rightarrow \text{SEC}$$

$$w_1 = w_2 = w' = 0,0029$$

$$\delta = \frac{d}{h_t} = 0,08$$

$$\left. \begin{array}{l} F = 1,087 \\ L = 0,099 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 42,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 117,52 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 19 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 117,52 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

Armatures d'effort tranchant

$$E_b = \frac{1,4 \cdot 25,39 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 448} = 4,53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_b \text{ et } E_b < 0,025 \sigma_{28} = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales

$$A^h = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA8/ml/face}$$

Zone Courante

$$A^v = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA8/ml/face}$$

Trumeau ① NIV 5,60m

$$h_t = 62,7 \text{ cm}$$

$$N_G = 125,8 \text{ t}$$

$$M = 59,27 \text{ tm}$$

$$N_Q = 16 \text{ t}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 104,5 \text{ cm}$$

$$N_E = 96,2 \text{ t}$$

$$e_{0N_{\min}} = \frac{M}{N_{\min}} = 13,3 \text{ cm}$$

$$N_{\min} = 0,8G - E = + 4,44 \text{ t}$$

$$M_f = 59,27 + 4,44 \times 2,508 = 70,4 \text{ tm}$$

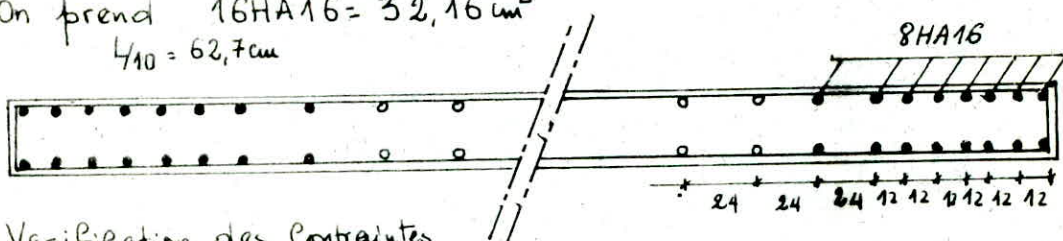
$$\mu = 0,00395 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 158 \\ \epsilon = 0,9711 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{70,4 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9711 \cdot 564,3} - \frac{4,44 \cdot 10^3}{4200} = 2 \text{ cm}^2$$

Determination de A_{\min}

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 4,88 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -4,17 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow l_t = 289 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 28,9 \text{ cm}^2$$

On prend $16 \text{ HA16} = 32,16 \text{ cm}^2$
 $l_{10} = 62,7 \text{ cm}$



Verification des contraintes

$$N_{\max} = 238 \text{ t}$$

$$M = 59,27 \text{ tm}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_{\max} = 238 \text{ t} \\ M = 59,27 \text{ tm} \end{array} \right\} e_0 = 24,9 \text{ cm} < e_1 = 104,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$d = 40 \text{ cm} \Rightarrow \delta = 0,064$$

$$w_1 = w_2 = w_3 = 0,0026$$

$$\sigma_1' = 21,44 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 111,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2' = 13,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 111,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures d'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 36,73 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 587} = 5 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{28} = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales

$$A^h = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA8 / ml / face}$$

Armature de la zone courante

$$A^v = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA8 / ml / face}$$

Trumeau (2) Niv 0.00

$$h_t = 393 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 65,5 \text{ cm}$$

$$N_G = 112 \text{ t} \quad M = 67,13 \text{ tm}$$

$$N_Q = 14,3 \text{ t} \quad T = 23,1 \text{ t}$$

$$N_E = 146,1 \text{ t} \quad N_{\min} = -56,5 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 118,8 \text{ cm} < \frac{Z}{2} = 157,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{SET}$$

$$Z = 314,4 \text{ cm}$$

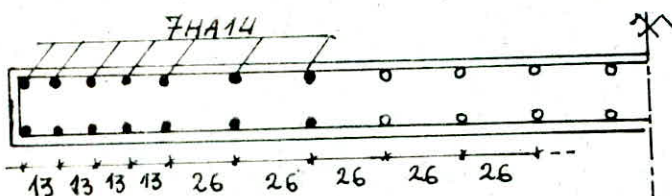
$$l = 38,4 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{Nl}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N(Z-l)}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = 11,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 393 = 39,3 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } A_{\min}$$

$$\text{Soit } A_1 = A_2 = 14 \text{ HA14} = 21,56 \text{ cm}^2$$



$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 47,2 \text{ cm} \Rightarrow \delta = 0,12$$

Vérfications

$$N_{\max} = 272,4 \text{ t}$$

$$M = 67,13 \text{ tm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 24,64 \text{ cm} < e_1 \Rightarrow \text{SEC}$$

$$\text{On trouve: } \begin{cases} \sigma'_1 = 43,02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 116,1 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_2 = 21,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 116,1 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Armatures d'efforts tranchant.

$$\bar{\tau}_b = \frac{1,4 \cdot 23,1 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 345,8} = 5,34 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures horizontales.

$$A^h = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit HHA8/m/face}$$

Armature de la zone courante

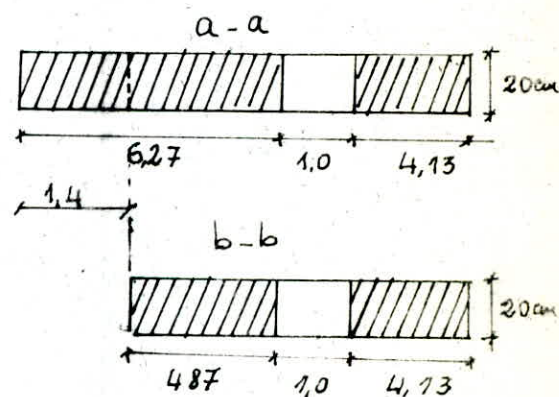
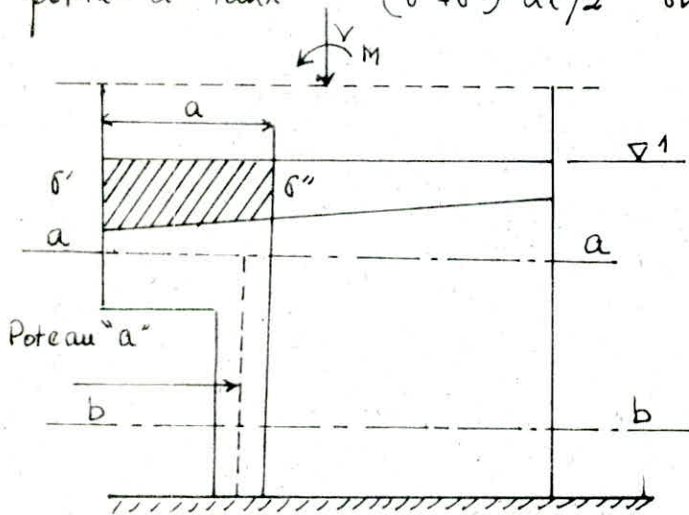
$$A^x = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit HHA8/m/face}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

Voiles	trum	NiV(m)	Ng(t)	Nq(t)	Ne(t)	M (tm)	e ₀ (cm) Nat. son	A Calculée cm ²	A min cm ²	A choisi	Verifications					
											SEC		SPC			ε _b
											σ _{b1}	σ _{b2}	σ _b	σ _a	G _a	
VL6	I	0,00	25,7	3,57	28,34	0,96	11,6 SET	1,46	6	4HA14	48,43	35	—	—	—	7,34
	II	0,00	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
VL1 VL2 VL4	I	0,00	32,65	2,56	22,43	14,86	401,5 SPC	2,8	6,6	4HA16	—	—	37,99	533,3	0	2,5
	II	0,00	13,3	1,02	22,42	0,065	0,55 SET	1,48	5	4HA14	62	62	—	—	—	0,04
VL5	I IV	0,00	14	1,0	1,83	6.10 ³	0,064 SEC	<0	5	4HA14	27,33	27,33	—	—	—	0,17
	II	0,00	55,6	4,2	376,41	8,4	2,42 SET	40,34	14,5	14HA20	63,1	58,55	—	—	—	23,19
	III	11,2	29,8	2,22	132	0	0 SET	13	14,5	10HA14	26	26	—	—	—	17,42
VL2	I	0,00	158,6	20,42	146,1	110,1	572,8 SPT	8,7	27,8	14HA16	42,43	19	—	—	—	4,53
		8,4	125,8	16	96,2	59,27	13,35 SPC	2	28,9	16HA16	21,44	13,8	—	—	—	5
	II	0,00	112	14,3	146,1	67,13	118,8 SET	11,8	19,65	14HA14	43	21,1	—	—	—	—
VL3	I	0,00	89,45	12,11	11,72	1,05	1,75 SEC	<0	4HA10	4HA16	34	32	—	—	—	3,5
		8,4	68,97	9,67	7,74	0,75	1,6 SEC	<0	4HA10	4HA16	13,75	13,7	—	—	—	1,78
	II	0,00	64,75	8,25	81,45	0,33	1,11 SET	3,62	5,5	4HA14	65,44	64,1	—	—	—	1,64
	III	0,00	88,2	11,24	46,15	5	20,5 SEC	<0	4HA10	4HA16	29,53	25,4	—	—	—	10,45
	IV	0,00	23,67	3,02	139,32	0,044	0,036 SET	14,3	5,6	8HA16	102,7	102,7	—	—	—	1,04
8,4		18,21	2,32	91,98	0,03	0,038 SET	9,2	5,6	2HA20+ 2HA14	80,3	80	—	—	—	—	

Refends en Porte-à-faux.

Le bâtiment présente une irrégularité au rez-de-chaussée pour les voiles V_{t2} et V_{t3} . D'après M. DIVER (8.6-2) la faible hauteur du rez-de-chaussée par rapport à la longueur L du refend ne permet pas le passage de l'état de contrainte au niveau 1 à l'autre état de contrainte linéaire, donc on a une concentration des efforts à la partie du voile au voisinage du rétrécissement. On doit prévoir des poteaux incorporés dans ces zones de concentration de contraintes. Le poteau "a" devra transmettre la charge provenant du porte-à-faux $(\sigma' + \sigma'') ae/2$ ou e est l'épaisseur du mur.



Calcul du poteau : Voile V_{t2}

Tronçon ①

$$N_G = 144,69 \text{ t}$$

$$N_Q = 18,42 \text{ t}$$

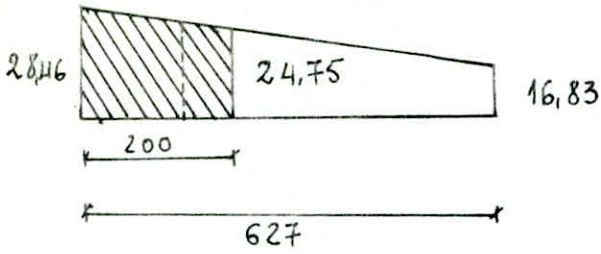
$$N_E = 120,89 \text{ t}$$

$$M = 76,2 \text{ tm}$$

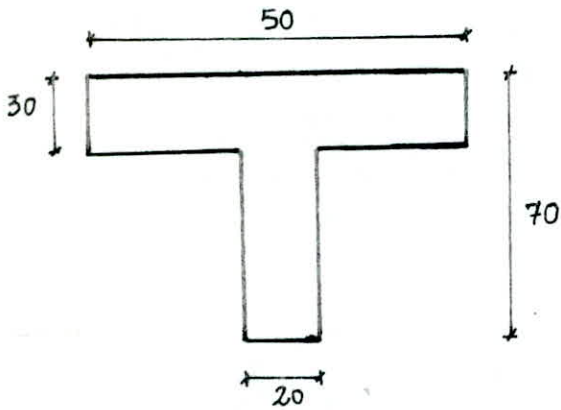
$$a = 2,0 \text{ m}$$

$$N_{\min} = 0,8G - E = -5,14 \text{ t}$$

$$N_{\max} = G + Q + E = 284 \text{ t}$$



le poteau est soumis à une charge trapézoïdale il sera calculé en flexion composée. le poteau proposé est de section en T (vue la valeur de N')



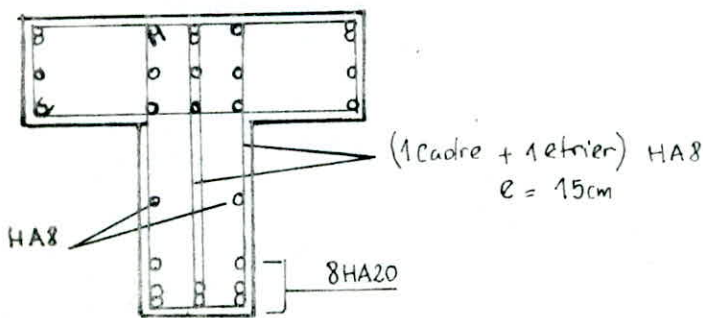
le poteau est soumis à une force de compression

$$\left. \begin{aligned} N' &= 106,42 \text{ t} \\ e &= -32,324 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{SPC}$$

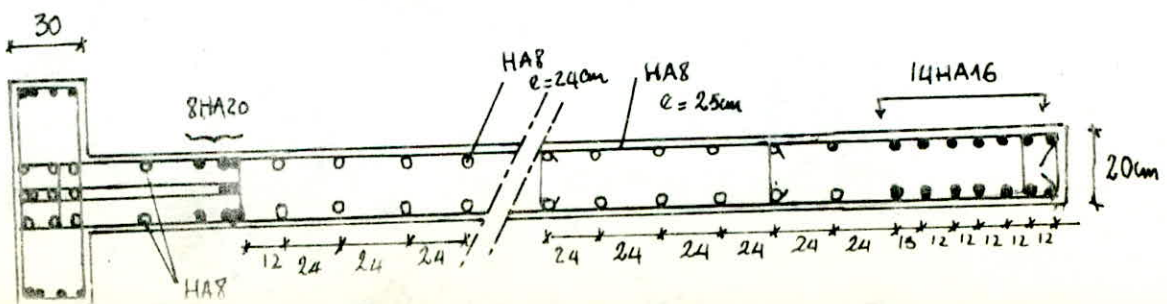
Un calcul en flexion composée nous donne.

$$A' = 54,46 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad A' = 18 \text{ HA}20 = 56,52 \text{ cm}^2$$

$$A = 22,2 \text{ cm}^2 \quad A = 8 \text{ HA}20 = 25,13 \text{ cm}^2$$



trameau ① Voile Vt2 Niv. 0,00



Vérification des Contraintes

$$p = 6037,15$$

$$p_1 = 2,4$$

$$q = -579992,31$$

$$q_1 = -4,64$$

$$y_2 = 60,1 \text{ cm} \Rightarrow y_1 = 27,78 \text{ cm} \Rightarrow I = 990296,4 \text{ cm}^4 \Rightarrow K = 6,46$$

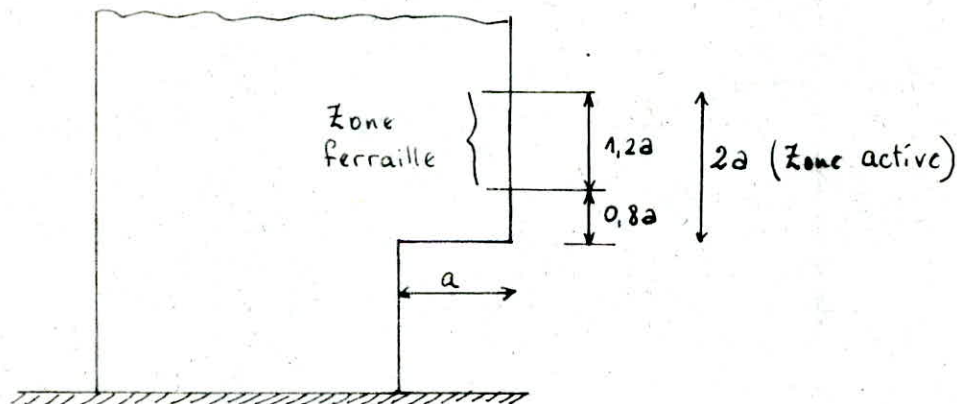
$$\bar{\sigma}_b = 179,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1299,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_a = 3683 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

* Pour le Voile Vt_3 on procède de la même façon.

Ferraillage du Porte-à-faux.



D'après M. DIVER (Calcul pratique des tours en BA.B6.8)

la partie du Voile au-dessus d'une hauteur égale à $2a$ ne participe pratiquement pas à la transmission des charges. Tout se passe comme si la totalité des charges transmises par le porte-à-faux était reprise par une console égale à environ $2a$.

le ferraillage horizontal nécessaire est donné par:

$$A = M / z \bar{\sigma}_a \quad \text{où } z = 1,4a.$$

M: étant le moment d'encastrement.

Voile V_{t2}

$$V = 70,86t$$

$$M = 46,76tm$$

$$a = 130cm$$

$$A = \frac{46,76 \cdot 10^5}{1,4 \cdot 130 \cdot 4200} = 6,12cm^2$$

A : à répartir sur une longueur de $1,2a$ (156cm)

$$\text{soit } 4HA8/ml/face = 2,01cm^2 \quad \text{espacement } s = 25cm$$

Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 70,86 \cdot 10^3}{20 \cdot 1,4 \cdot 130} = 27,25 kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 33 kg/cm^2$$

Armatures transversales

$$A_t = 2HA16 = 4,02cm^2$$

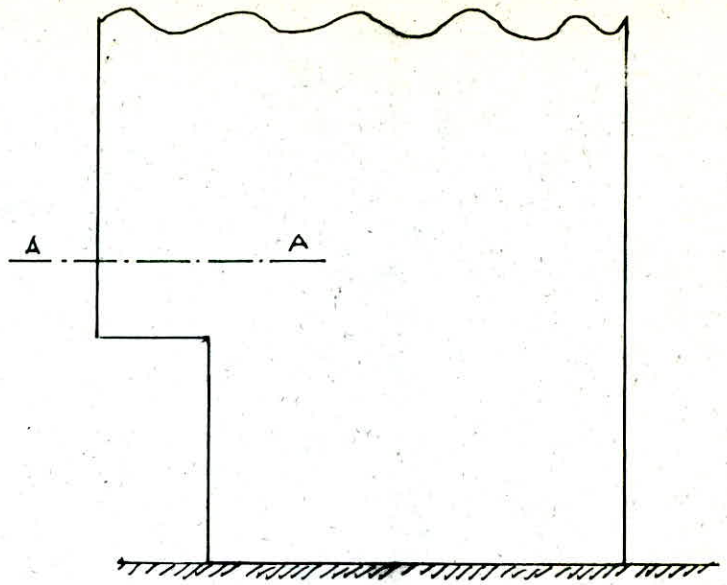
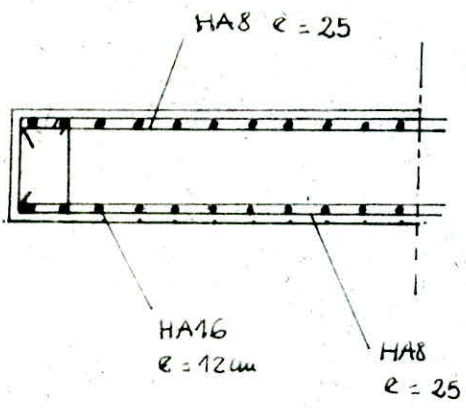
$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 435cm \quad \text{soit } t = 12cm \text{ (pour garder le même esp. qu'au étage sup)}$$

De plus on dispose sur une hauteur égale à environ $2,5a = 325cm$ à partir du bord intérieur une armature de « peau » prévue sur les 2 faces du voile, composée de barres horizontales dont la section est par mètre linéaire respectivement 0,15% de la section du béton.

- barres horizontales (armatures de peau)

$$0,15 \times 20 = 3cm^2 \text{ soit } 4HA8/ml/face$$

COUPE A-A



Voile peripherique

Les regles parasismiques algeriennes (R.P.A 81) prevoient un voile peripherique, entre le niveau de la fondation et le niveau du 1er plancher au dessus du sol, afin de constituer une boite rigide, nous permettant de considerer le niveau 0,00 (R.D.C) comme etant la base de la structure. La plus part de nos voiles peripheriques ne sont que la continuite des refends vers la fondation, et ceux-ci seront ferrailles avec les memes armatures que ceux adoptes pour les refends au niveau 0,00. Les autres parties du voile peripherique, ne sont soumises qu'à P_a poussée des terres, et serait par consequent forfaitairement et apres le R.P.A 81 (art. 3.3.8.3)

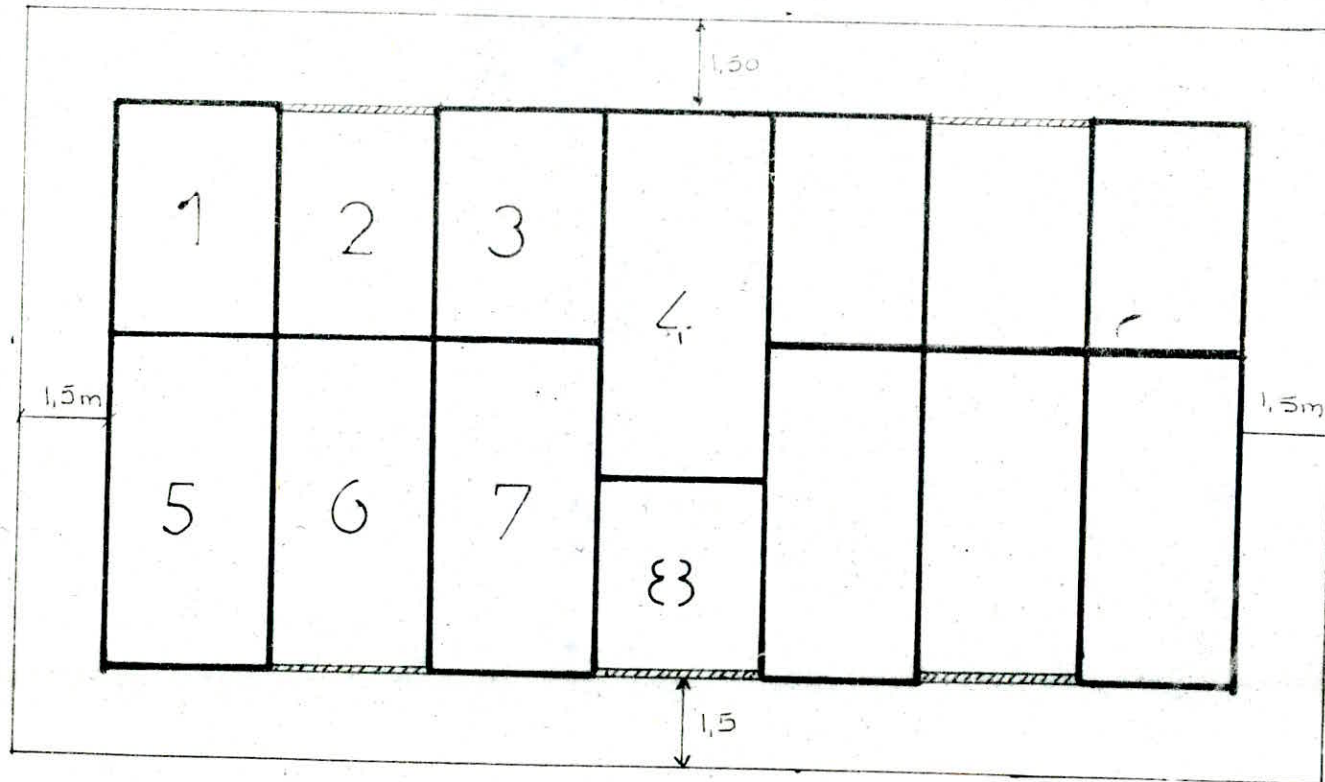
- Armatures longitudinales filantes sup et inf $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du beton avec un recouvrement de 50%, equerre de renforcement dans les angles
- Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par metre lineaire de hauteur

Dimensions du Voile: $b = 20 \text{ cm}$ $h_c = 2,50 \text{ m}$

- Armatures longitudinales: $A \geq 0, \frac{20}{100} \cdot b \cdot h_c = 0, \frac{20}{100} \cdot 20 \cdot 250 = 10 \text{ cm}^2$
- on adoptera 4 HA14 = $6,15 \text{ cm}^2$ par partie superieure et inferieure
- Armature horizontales:
 $A \geq 2 \text{ cm}^2$ on adoptera 5 T10/m²/face

FONDITIONS

SCHEMA DU RADIER
GÉNÉRAL



 Voile peripherique

Dimensionnement du radier :

- Calcul de la surface nécessaire

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec } \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2 \quad \text{et } N = G + 1.2Q = 3362,53 \text{ t}$$

$$\text{donc } S_{nec} \geq \frac{3362,53}{15} = 224,17 \text{ m}^2$$

La surface nette du bâtiment au niveau du sol est $S_0 = 226 \text{ m}^2$

et en prenant un débord de 1,5 m on aura une surface du radier $S_{rad} = 332,8 \text{ m}^2$

- Calcul de la hauteur du radier :

Du fait qu'on évite de mettre des armatures transversales dans le radier, la hauteur de celui-ci est déterminée par la

condition de cisaillement : $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

avec :

$$- T_{max} = q \cdot \frac{P_{max} \cdot l}{2} \quad \text{et } q = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{3362,53}{332,8} = 10,10 \text{ t/m}^2$$

- P_{max} - étant la distance max entre nu de 2 voiles

- voisins, susceptibles de fournir un effort tranchant max

$$\text{soit } P_{max} = 5,67 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{q \cdot P_{max}}{2 \cdot b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow h \geq \frac{q \cdot P_{max}}{2 \cdot b \cdot \frac{7}{8} \cdot 1,15 \bar{\sigma}_b}$$

$$\text{d'où : } h \geq \frac{10,10 \cdot 5,67}{2 \cdot 1 \cdot \frac{7}{8} \cdot 1,15 \cdot 5,9} = 0,48 \text{ m} \quad \text{on prendra } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{et } h_t = h + d = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

- Poids du radier

$$P_r = S_{rad} \cdot h_t \cdot 2,5 = 332,8 \cdot 0,55 \cdot 2,5 = 457,6 \text{ t}$$

$$\text{d'où le poids total est : } P_T = N + P_r = 3362,53 + 457,6 = 3820,13 \text{ t}$$

Vérification au poinçonnement :

Cette vérification se fait pour la voile la plus sollicitée à savoir

La voile N_{t2} pour lequel on a : $q = N + 1,2 Q = 27,16 + 1,2 \cdot 3,09 = 30,86t$
 On vérifie cette condition sous mur, et cela pour une semelle
 comme indiqué sur le schéma, ou ce qui revient au même que de
 considérer la diffusion des charges
 à 45°

La condition s'écrit : $1,5 \frac{q'}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$

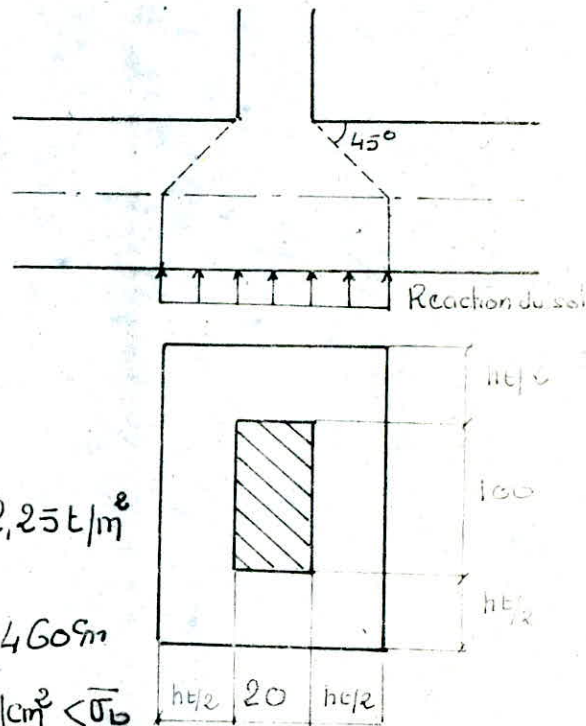
- Périmètre cisailé sur le plan moyen
 du radier

$$q' = q - (h_t + 20) \cdot 10^{-2} \frac{N}{S_{rad}}$$

$$q' = 30,86 - (55 + 20) \cdot 10^{-2} \frac{3820,1}{332,8} = 22,25 t/m^2$$

$$P_c = 2(120 + 2h_t) = 2(120 + 2 \cdot 55) = 460 m$$

$$\text{c'est-à-dire on aura : } 1,5 \frac{22,25 \cdot 10^3}{460 \cdot 55} = 1,31 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b$$



Vérification au soulèvement :

En prenant un coefficient de sécurité égal à 1,5 cette condition
 s'écrit : $P \gg 1,5 S \cdot z$

avec - P : poids total du bâtiment

- z : pression hydrostatique (à une profondeur de 2,5m
 on a $z = 2,5 t/m^2$)

Stabilité du radier :

a) sollicitation du 1^{er} genre :

$$\text{le poids total étant } P_T = (G + 1,2 Q) + P_{rad} = 3820,1 t$$

la pression au contact sur le sol est :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{P_T}{S_{rad}} = \frac{3820,1}{332,8} = 11,47 t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 15 t/m^2$$

b) sollicitation du 2^e genre :

La voile V_{t2} pour lequel on a : $q = N + 1,2Q = 27,16 + 1,2 \cdot 3,09 = 30,86$
 On vérifie cette condition sous mur, et cela pour une semelle
 comme indiquée sur le schéma, ou ce qui revient au même que de
 considérer la diffusion des charges

à 45°

La condition s'écrit : $1,5 \frac{q'}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$

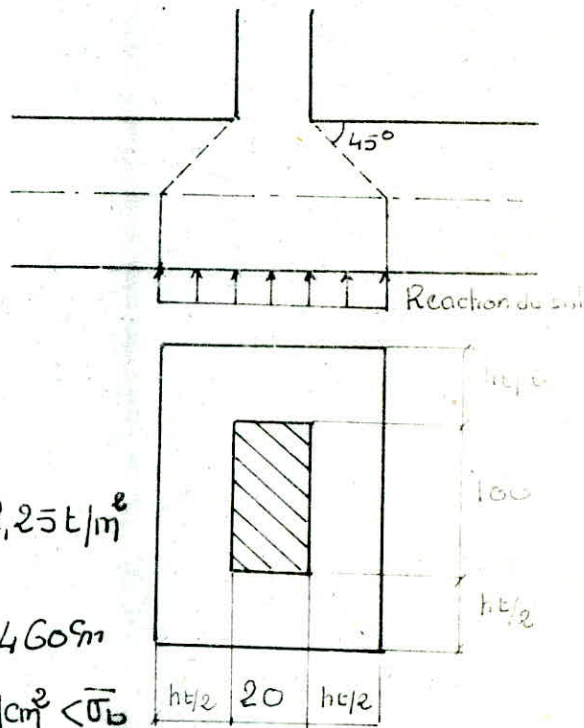
- Périmètre cisailé sur le plan moyen
 du radier

- $q' = q - (h_t + 20) \cdot 10^{-2} \frac{N}{S_{rad}}$

$q' = 30,86 - (55 + 20) \cdot 10^{-2} \frac{3820,1}{332,8} = 22,25 \text{ t/m}^2$

$P_c = 2(120 + 2h_t) = 2(120 + 2 \cdot 55) = 460 \text{ m}$

- ou on aura : $1,5 \frac{22,25 \cdot 10^3}{460 \cdot 55} = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$



Vérification au soulèvement:

En prenant un coefficient de sécurité égal à 1,5 cette condition
 s'écrit : $P \gg 1,5 S \cdot z$

avec - P : poids total du bâtiment

- z : pression hydrostatique (à une profondeur de 2,5m
 on a $z = 2,5 \text{ t/m}^2$)

Stabilité du radier

a) sollicitation du 1^{er} genre:

le poids total étant $P_T = (G + 1,2Q) + P_{rad} = 3820,1 \text{ t}$

la pression au contact sur le sol est

$\bar{\sigma}_s = \frac{P_T}{S_{rad}} = \frac{3820,1}{332,8} = 11,47 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2$

b) sollicitation du 2^e genre:

le radier est sollicité par les effets de moment et de renversement et de l'effort normal, nous devons éviter un écartement excessif des extrémités du radier.

la vérification se fera en calculant les contraintes (σ_1, σ_2)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{rad}} \cdot y$$

$$- M = \frac{2}{3} H \cdot V = 6532,8 \text{ t.m}$$

$$- N = G + Q + P_e = 2935,6 + 288,5 + 457,6 = 3681,1$$

$$- I_{trans} = 4686,9 \text{ m}^4$$

$$- I_{long} = 18175,31 \text{ m}^4$$

On doit vérifier aussi que : $\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ reste toujours inférieure à $1,33 \bar{\sigma}_s$, et il faut aussi que σ_2 reste toujours positive pour éviter des tractions dans le radier.

Transversalement:

$$\sigma_1 = \frac{3681,1}{332,8} + \frac{6532,8}{4686,9} \cdot 12,8 = 19,7 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 22,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{3681,1}{332,8} - \frac{6532,8}{4686,9} \cdot 12,8 = 2,41 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 22,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 15,37 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 19,95$$

Longitudinalement:

$$\sigma_1 = \frac{3681,1}{332,8} + \frac{6532,8}{18175,31} \cdot 12,8 = 15,66 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = \frac{3681,1}{332,8} - \frac{6532,8}{18175,31} \cdot 12,8 = 6,46 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 13,3 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

Détermination de la sollicitation la plus défavorable

Le radier sera calculé sous la sollicitation la plus défavorable définie par la comparaison des rapports suivants:

$$\frac{q_{sp1}}{\bar{\sigma}_a} \text{ et } \frac{q_{sp2}}{\bar{\sigma}_{en}}$$

- q_{sp1} et q_{sp2} sont les contraintes maximales produites sous le radier sous les 2 combinaisons, en négligeant le poids du radier.

$$- q_{sp1} = q_{sp1} - q_{rad} = 11,47 - \frac{457,6}{332,8} = 10,09 \text{ t/m}^2$$

$$- q_{sp2} = q_{sp2} - q_{rad} = 19,7 - \frac{457,6}{332,8} = 18,32 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q_{sp1}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10,09}{28000} = 3,6 \cdot 10^{-4} < \frac{q_{sp2}}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{18,32 \text{ t/m}^2}{42000} = 4,36 \cdot 10^{-4}$$

⇒ la sollicitation du 2^e genre est la plus défavorable, et/ou la contrainte à considérer dans le calcul est: $q = 18,32 \text{ t/m}^2$

Détermination des efforts et du ferrailage:

les panneaux étant appuyés sur 4 côtés, les efforts seront calculés par la méthode exposée dans l'annexe A2 du C.C.B.A

exemple de calcul:

$$\text{Panneau 2 : } l_x = 3 \text{ m}$$

$$l_y = 3,73 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,80 \Rightarrow \alpha_x = 0,0615 \quad ; \quad \alpha_y = 0,684$$

$$\text{et/ou } M_{0x} = \alpha_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0615 \cdot 18,32 \cdot 3^2 = 10,14 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = \alpha_y \cdot M_{0x} = 0,684 \cdot 10,14 = 6,93 \text{ t.m/ml}$$

Repartition des moments:

Conformément à l'art 57.2 C.C.B.A on a

$$M_{bx} = 0,85 M_{0x} = 8,61 \text{ t.m/ml} \quad (\text{panneau de rive})$$

b)

- appui e (intermédiaire) : $M = M_{ax}^e = M_{ax}^w = 5,07 \text{ t.m/m}$

$$\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h_x^2} = \frac{15 \cdot 5,07 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 50,3^2} = 0,00831 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 27,9 \\ \kappa = 0,8834 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 129,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_x} = \frac{5,07 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,8834 \cdot 50,3} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 5 HA10/ml = 3,92 cm²/ml

- appui w : $M_{ax}^w = M_{ax}^e = 5,07 \text{ t.m/m}$

donc il sera ferrailé de la même manière que l'appui e

Sens Y

a) travée : $M = M_{by} = 5,89 \text{ t.m/m}$

$$\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \cdot 5,89 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 49^2} = 0,010 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9552 \\ \kappa = 96,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 37,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_y} = \frac{5,89 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9552 \cdot 49} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 5 HA10/ml = 3,92 cm²/ml

b) appui e : $M_{ay} = 3,46 \text{ t.m/m}$

$$\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \cdot 3,46 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 49^2} = 0,0059 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9650 \\ \kappa = 128 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 28,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_y} = \frac{3,46 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9660 \cdot 49} = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 3 HA10/ml = 2,35 cm²/ml

c) appui e : $M_{ay} = 20,6 \text{ t.m/m}$

$$\rho = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h_y^2} = \frac{15 \cdot 20,6 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 49^2} = 0,0355 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9194 \\ \kappa = 47 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_y} = \frac{20,6 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9194 \cdot 49} = 12,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Verification des Contraintes

Sens X:

$$\text{- travée: } \bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h_x} = \frac{100 \cdot 50,3}{100 \cdot 50,3} = 0,109 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9451 \\ k = 76 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h_x} = \frac{8,61 \cdot 10^5}{5,49 \cdot 0,9451 \cdot 50,3} = 3299 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 43,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\text{- appui e: } \bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h_x} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 50,3} = 0,0779 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9528 \\ k = 91 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h_x} = \frac{5,07 \cdot 10^5}{3,92 \cdot 0,9528 \cdot 50,3} = 2698,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 29,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Sens Y:

$$\text{- travée: } \bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h_y} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 49} = 0,08 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9522 \\ k = 89,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h_y} = \frac{5,89 \cdot 10^5}{3,92 \cdot 0,9522 \cdot 49} = 3220,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 35,9 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\text{- appui e: } \bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h_y} = \frac{100 \cdot 2,35}{100 \cdot 49} = 0,0478 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9624 \\ k = 118 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h_y} = \frac{3,46 \cdot 10^5}{2,35 \cdot 0,9624 \cdot 49} = 3122,1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{3122,1}{118} < \bar{\sigma}_b'$$

$$\text{- appui w: } \bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h_y} = \frac{100 \cdot 13,57}{100 \cdot 49} = 0,276 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9169 \\ k = 45,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h_y} = \frac{20,6 \cdot 10^5}{13,57 \cdot 0,9169 \cdot 49} = 3378,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{3378,8}{45,2} = 74,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Verification de la fissuration

- En travée: $\bar{\omega}_f = \frac{A_{tx}}{2b.d} = \frac{5,49}{2.100.4,7} = 5,84 \cdot 10^{-3}$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 1,5 \cdot 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 4283 > \bar{\sigma}_{sa} \text{ vérifié}$$

- Sur appui: $\bar{\omega}_f = \frac{A_{ty}}{2.b.d} = \frac{13,57}{2.100.6} = 0,0113$

$$\bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 1,5 \cdot 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot 5,9} = 3910 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{sa} \text{ vérifié}$$

Condition de non fragilité:

a) Sens X: $A_0 = A_{tx} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 6,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \frac{(2 - \rho')}{2} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_0, \min(A_1, A_2)) = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifié}$$

b) Sens Y:

Panneaux		1	2-3	5	6-7	4	8	
Ferrailage en travée	Sens X	A_{tx} calculée	4,99	4,99	7,97	8,19	9,01	2,14
		A_{tx} adoptée	7HA10 (5,49)	7HA10 (5,49)	8HA12 (9,07)	8HA12 (9,07)	8HA12 (9,07)	3HA10 (2,35)
		espacement	14	14	12,5	12,5	12,5	30
	Sens Y	A_{ty} calculée	3,47	3,47	2,62	2,62	2,16	3,24
		A_{ty} adoptée	5HA10 (3,92)	5HA10 (3,92)	4HA10 (3,14)	4HA10 (3,14)	3HA10 (2,35)	5HA10 (3,92)
		espacement	20	20	25	25	30	20
Ferrailage sur appui	Sens X	A_{ax} calculée	12,63	3,15	12,63	4,75	5,31	1,24
		A_{ax} adoptée	12HA12 (13,57)	5HA10 (3,92)	12HA12 (13,57)	7HA10 (5,49)	7HA10 (5,49)	7HA10 (5,49)
		espacement	8	20	8	14	14	14
		A_{ax} calculée	3,15	3,15	4,75	4,75	5,31	1,24
		A_{ax} adoptée	5HA10 (3,92)	7HA10 (5,49)	7HA10 (5,49)	7HA10 (5,49)	7HA10 (5,49)	3HA10 (2,35)
		espacement	20	14	14	14	14	30
	Sens Y	A_{ay} calculée	12,63	12,63	1,52	1,52	12,63	1,89
		A_{ay} adoptée	12HA12 (13,57)	12HA12 (13,57)	3HA10 (2,35)	3HA10 (2,35)	12HA12 (13,57)	3HA10 (2,35)
		espacement	8	8	30	30	8	30
		A_{ay} calculée	2,02	2,02	12,63	12,63	1,29	12,63
		A_{ay} adoptée	3HA10 (2,35)	13HA10 (2,35)	12HA12 (13,57)	12HA12 (13,57)	3HA10 (2,35)	12HA12 (13,57)
		espacement	30	30	8	8	30	8

Remarque : le ferrailage pris pour les appuis intermédiaires c'est le ferrailage max entre celui du panneau i et $(i+1)$

