

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2000

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT TOUR

B+10+SS

Proposé par :

BEAB

Etudié par :

BENMOUHOUB . L

CHALLAL . B

Dirigé par :

M^r CHARIF

PROMOTION : Janvier 86

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT TOUR

R+10 + SS

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

PROMOTION :

Remerciements

Nous tenons vivement à exprimer notre sincère reconnaissance et toute notre gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation

Nos vifs remerciements aux membres de Jury, qui nous fait l'honneur de juger notre travail. Que notre promoteur Monsieur CHARIF trouve ici nos vifs remerciements pour ses conseils et son aide si efficace

Nous sommes très reconnaissants en vers

Nourreddine OUAZIT
M. RILI
M. KEDJAOUER
ALI BELHADJ

DÉDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail à :

- Mon père et ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard
- Mon frère ALI
- Mes Sœurs
- Mon oncle - Boucheffo Hocine
- Boucheffo Ahmed.
- Tous les croyants

Broh

je dedie ce travail à :

- La mémoire de Mon père
- Ma Mère
- Mon frère
- Mes sœurs et leurs enfants
- toute ma famille
- Mes chers amis à qui je dois mes plus durs souvenirs.

LAKHDAR.

SOMMAIRE

CHAPITRE - I- Introduction

1. Présentation de l'ouvrage 1
2. Caractéristiques des matériaux 2
3. Charges et surcharges 6
4. Descente de charges 8

CHAPITRE - II- Efforts horizontaux

1. Inerties équivalentes 13
2. Caractéristiques mécaniques et géométriques 17
 - centre de masse 17
 - centre de torsion 18
3. Caractéristiques dynamiques 21
4. Efforts sismiques 28
5. calcul des déformations 31

CHAPITRE - III- Répartitions des efforts

1. Contreventement 32
2. Efforts dans les éléments de refends 36
3. Combinaisons des sollicitations 42

CHAPITRE - IV- Ferrailage des éléments

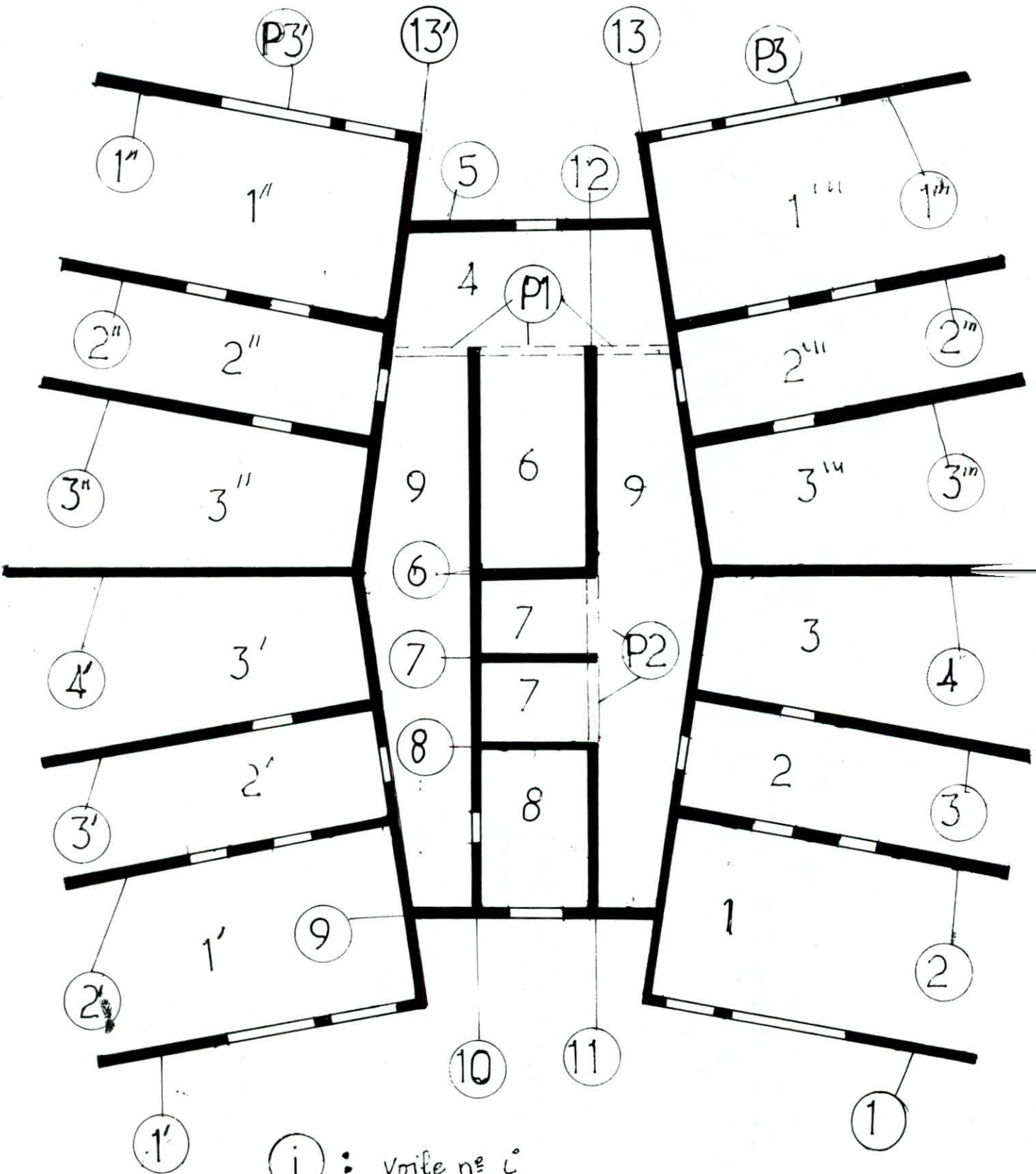
1. Acrotère 48
2. Escaliers 51
3. Planchers 57
4. Voiles
 - voiles Pleins et trumeaux 64
 - linteaux 71

CHAPITRE - V- Fondations

1. Calcul des fondations 75
2. Calcul des Tassements 81

ELEMENTS RESISTANTS DU BATIMENT

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique



- \textcircled{i} : Voile n° i
- $\textcircled{P_i}$: Poutre n° i
- i : Panneau de dalle n° i

PRESENTATION

La présente étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment tour à usage d'habitation "R+10"

a. Caractéristique de la tour

Hauteur totale	33.00 m
Hauteur d'étage	3.00 m
largeur	23.20 m
Longueur	24.70 m
profondeur du sol	2.30 m

b. Lieu d'implantation : Badjaïa

La Wilaya de Badjaïa "06" est classée en Zone II dans le règlement parasismique ALGERIEN RPA. En matière de vent elle ne présente pas des caractéristiques exceptionnelles.

c. Type de contreventement

Le bâtiment sera contreventé uniquement par des voiles

d. Nature du sol

Les différents sondages effectués ont donné un taux moyen de travail du sol : 2 bars

e. Planchers

Sous les planchers seront constitués de dalles pleines en béton armé d'épaisseur $e_p = 16$ cm

f. Maçonnerie

Murs extérieurs : 30cm 2 briques 15 et 10, un vide d'air d'environ 5cm

Murs intérieurs : 10cm : 1 brique de 10cm

g. Escaliers

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escalier paillasse à double palier, Les escaliers seront en béton armé avec des volées préfabriquées du type paillasse pleine.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX



Béton

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en ALGERIE :

1 m³ de béton sera composé de :

- 400 litres de sable : $D_s < 5 \text{ mm}$
- 800 litres de gravillon : $D_g < 25 \text{ mm}$
- 350 kg de ciment CPA 325
- 175 Litre d'eau

Le béton utilisé sera dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325, à contrôle atténué

Sa résistance nominale à la compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

Sa résistance nominale à la traction : $\sigma_{28} = 25,2 \text{ bars}$

Les caractéristiques mécaniques définies ci-dessus sont mesurées à 28 jours d'âge

Contrainte admissible de compression

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

- α : dépend de la classe du ciment utilisé (CPA: 325 $\alpha=1$)
- β : dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en œuvre (contrôle atténué : $\beta = 5/6$)
- γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats
 - si $h_m < 4 C_g \rightarrow \gamma = h_m / 4 C_g$
 - si $h_m \geq 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$
- δ : pour notre ouvrage, nous utiliserons un gravier $C_g 5/15 \rightarrow \delta = 1$
- ϵ : dépend de la nature des sollicitations
 - $\epsilon = 0,3$ en compression simple
 - $\epsilon = 0,6$ en flexion simple et dans le cas de la flexion composée si N est un effort de traction
- $\epsilon = \begin{cases} 0,3 (1 + \frac{e_0}{e_1}) & \text{si } \epsilon < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \epsilon \geq 0,6 \end{cases}$

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport à la section du béton

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression

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

- $\epsilon = 1$, dans le cas de la compression simple, quelque soit la forme de la section, et dans le cas de la section rectangulaire soumise à la flexion simple ou composée avec un effort de traction

- ϵ est déterminé par la condition $F'_B / B' \leq \bar{\sigma}'_b$ dans les autres cas.

F'_B : désigne la résultante des forces de compression.

B' : désigne la section du béton comprimé.

EN COMPRESSION SIMPLE

. Sous SP_1 : $\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \beta \delta \theta \epsilon \sigma'_{28}$
 on a $\epsilon = 1$
 - $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ - $\alpha = 1$ ciment CPA 325
 - $\beta = 5/6$ béton à contrôle atténué
 - $\delta = 1$ $C_g = 5/15$ et $h_m \geq 4 C_g$
 - $\theta = 0,3$
 d'où $\bar{\sigma}'_{b_0(I)} = \frac{1,5}{6} \cdot 0,3 \cdot 275 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$
 Sous SP_2 : $\bar{\sigma}'_{b_0(II)} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b_0(I)} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$

EN FLEXION SIMPLE

. sous SP_1 $\bar{\sigma}'_{b(I)} = 2 \bar{\sigma}'_{b_0(I)} = 2 \times 68,5 = 137 \text{ kg/cm}^2$
 . sous SP_2 $\bar{\sigma}'_{b(II)} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b(I)} = 1,5 \times 137 = 206,25 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de référence de traction

Le béton tendu est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible mais de contrainte de référence désignée par :

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} \text{ avec } \rho_b = \alpha \beta \delta \theta$$

Les paramètres α, β, δ sont définis précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \sigma'_{28} : \text{en burs}$$

. sous SP_1 $\bar{\sigma}_{b(I)} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28}$
 - $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ soit 270 burs
 - $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$
 d'où $\bar{\sigma}_{b(I)} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28}$ AN : $\sigma'_{28} \approx 5,9 \text{ kg/cm}^2$

. sous SP_2 $\theta(SP_2) = 1,5 \theta(SP_1) = 1,5 \times 0,0258 = 0,0387$
 d'où $\bar{\sigma}_{b(II)} = 1,5 \bar{\sigma}_{b(I)} = 1,5 \times 5,9 = 8,87 \text{ kg/cm}^2$

RESUME

	Compression simple	Flexion Simple	Traction
contraintes	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)
SP_1	68,5	137	5,9
SP_2	102,75	205,5	8,87

Aciers

Les aciers utilisés dans notre projet sont classés en deux catégories - Les aciers doux : Fe 24 ayant comme limite d'élasticité: $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

- Les aciers de haute adhérence : de nuance Fe 40 ayant comme limite d'élasticité $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ pour des diamètres inférieurs à 20 mm; et 4000 kg/cm^2 pour des diamètres supérieurs à 20 mm

Contraintes admissibles

- pour les aciers doux

· sous SP_1 : $\bar{\sigma}_{a(I)} = \beta_a \sigma_{en} \quad \beta_a = \frac{2}{3} \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

d'où $\bar{\sigma}_{a(I)} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

· sous SP_2

$\bar{\sigma}_{a(II)} = 1,5 \bar{\sigma}_{a(I)} = 1,5 \times 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2$

- pour les aciers à haute adhérence

· sous SP_1 :

- pour des $\phi \leq 20 \text{ mm}$; $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{a(I)} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

- pour des $\phi > 20 \text{ mm}$; $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{a(I)} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2$

· sous SP_2

- pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_{a(II)} = 1,5 \bar{\sigma}_{a(I)} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

- pour $\phi > 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_{a(II)} = 1,5 \bar{\sigma}_{a(I)} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de traction imposée par la fissuration

La condition de non fissuration du béton impose une contrainte de traction limitée (σ_a), cette dernière doit vérifier l'inégalité

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

- $\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible des aciers
- $\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$ fissuration systématique
- $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$ fissuration accidentelle

Les paramètres : $K, \eta, \phi, \tilde{\omega}_f$ sont définis comme suit

K : coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage et vaut :

· 1,5	10 ⁶	fissuration peu préjudiciable
· 1	10 ⁶	fissuration préjudiciable
· 0,5	10 ⁶	fissuration très préjudiciable

η : coefficient de fissuration lié à la nature des aciers

- pour aciers doux : $\eta = 1$
- pour les aciers à haute adhérence $\eta = 1,6$

ϕ diamètre (en mm) de la plus grosse barre

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ ou A : section des armatures tendues
 B_f : section du béton enrobant les aciers

CHARGES ET SURCHARGES

CHARGES PERMANENTES

- PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

1. Gravillon 5cm	$0,05 \times 1800 = 90$	kg/m ²
2. étanchéité multicouche	20	"
3. chappe en béton 3cm	$0,03 \times 2000 = 60$	"
4. Forme de pente 10 cm	$0,1 \times 2000 = 200$	"
5. dalle pleine en béton 16cm	$0,16 \times 2500 = 400$	"

TOTAL G = 770 kg/m²

- PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE

1 carrelage 1,5 cm	33	kg/m ²
2 mortier de pose 1,5cm	30	"
3 sable 2 cm	34	"
4 étanchéité multicouche	10	"
5 Liège "5cm"	20	"
6 pare vapeur	3	"
7 Forme de pente (8cm)	160	"
8 dalle pleine 16 cm	400	"
9 Enduit et plâtre	21	"

TOTAL G = 711 kg/m²

- PLANCHER D'ETAGE COURANT

1 carrelage	33	kg/m ²
2 mortier de sable	30	"
3 sable	34	"
4 Dalle pleine 16 cm	400	"
5 enduit et plâtre	21	"

TOTAL G = 518 kg/m²

- PLANCHER R D C

1 carrelage	33	kg/m ²
2 mortier de sable	30	"
3 sable	34	"
4 Dalle pleine	400	"

TOTAL G = 497 kg/m²

ESCALIERS.

- Palier

- carrelage "1,5 cm"	33
- mortier de pose 1,5 cm	30
- sable 2 cm	34
- Dalle en beton arme 16 cm	400
- enduit et platre	21

- Volée

- Poids propre de la pailasse	0,15 · 2500 = 419,46 kg/m ²
- Poids propre des marches	0,894
- Mortier de pose 2 cm	1/2 · 0,15 · 2500 = 187,5 "
- Revêtement marche 3 cm	0,02 · 2000 = 44 "
	0,03 · 2200 = 66 "

TOTAL G = 716,96 kg/m²

- garde corps : 100 kg/ml

- Acrotère

Les dimensions des acrotères sont : hauteurs 110 cm
80 cm

Poids de l'acrotère N° 1 0,1 × 2500 · 1,1 = 275 kg/ml
épaisseur 10 cm

Poids de l'acrotère N° 2 0,1 × 2500 · 0,8 = 200 kg/ml

SURCHARGES D'EXPLOITATION

- Terrasse accessible	500 kg/m ²
- Terrasse inaccessible	175 kg/m ²
- Plancher courant	175 kg/m ²
- Escaliers	300 kg/m ²
- Loggia et sechoir	300 kg/m ²
- Acrotère	100 kg/m ²

DESCENTE DE CHARGES

Introduction

Le but de ce chapitre consiste à calculer pour tous les éléments porteurs "voiles" les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations. La part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers, obtenue par un découpage de ligne de rupture du béton

Surface de plancher reprise par chaque voile (m²).

a) Terrasse inaccessible

V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃
/	/	/	/	7,2	3,38	/	3,38	5,69	24,04	10,63	6,15	14,11

b) Terrasse accessible

V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃
14,46	23,43	22,64	26	7,2	3,22	3,	3,22	5,69	17,25	10,63	6,15	31

c) plancher d'étage courant

V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃
14,46	23,43	22,64	26	7,2	1,69	/	1,69	5,69	15,81	10,63	6,15	31

Charges verticales revenant à chaque voile

a. Plancher terrasse inaccessible

VOILE V ₅	
- plancher	5,698
- acrotère	1,020
- $\frac{1}{2}$ voile	3,315

$$\Sigma = 10,033 \text{ t}$$

VOILE V ₆	
- plancher	2,603
- $\frac{1}{2}$ voile	1,950

$$\Sigma = 4,553 \text{ t}$$

VOILE V ₈	
- plancher	2,603
- $\frac{1}{2}$ voile	1,950
	<hr/>
	$\Sigma = 4,555 \text{ t}$

VOILE V ₁₀	
- plancher	18,510
- poutre 1	3,003
- $\frac{1}{2}$ voile	8,645
	<hr/>
	$\Sigma = 30,158 \text{ t}$

VOILE V ₁₂	
- plancher	4,735
- poutre 2	2,849
- $\frac{1}{2}$ voile	2,600
	<hr/>
	$\Sigma = 10,185 \text{ t}$

VOILE V ₉	
- plancher	4,381
- acrotère	1,020
- $\frac{1}{2}$ voile	3,315
	<hr/>
	$\Sigma = 8,716 \text{ t}$

VOILE V ₁₁	
- plancher	8,185
- poutre 2	2,849
- $\frac{1}{2}$ voile	3,542
	<hr/>
	$\Sigma = 14,577 \text{ t}$

VOILE V ₁₃	
- plancher	10,68
- acrotère	5,52
- $\frac{1}{2}$ voile	10,79
	<hr/>
	$\Sigma = 24,975 \text{ t}$

b. Plancher terrasse accessible

VOILE V ₁	
- plancher	10,28
- acrotère	2,845
- $\frac{1}{2}$ voile	6,15
- $\frac{2}{4}$ façade	0,866
	<hr/>
	$\Sigma = 20,14 \text{ t}$

VOILE V ₂	
- plancher	16,658
- façade	1,348
- acrotère	0,963
- $\frac{1}{2}$ voile	6,150
	<hr/>
	$\Sigma = 25,119 \text{ t}$

VOILE V ₃	
- plancher	16,097
- acrotère	0,99
- $\frac{1}{2}$ voile	6,15
- $\frac{2}{4}$ façade	0,481
	<hr/>
	$\Sigma = 23,718 \text{ t}$

VOILE V ₄	
- plancher	18,486
- acrotère	1,237
- $\frac{1}{2}$ voile	6,750
	<hr/>
	$\Sigma = 26,473 \text{ t}$

VOILE V ₅	
- plancher	5,119
- voile	7,14
	<hr/>
	$\Sigma = 12,259 \text{ t}$

VOILE V ₆	
- plancher	1,963
- voile V ₆	4,200
	<hr/>
	$\Sigma = 6,163 \text{ t}$

· VOILE V ₇	
- plancher	2,204
- voile V ₇	2,250
	<hr/>
	$\Sigma = 4,454 \text{ t}$

· VOILE V ₈	
- plancher	2,289
- voile V ₈	4,200
	<hr/>
	$\Sigma = 6,489 \text{ t}$

· VOILE V ₉	
- plancher	4,046
- voile	7,420
	<hr/>
	$\Sigma = 11,466 \text{ t}$

· VOILE V ₁₀	
- plancher	12,265
- $\frac{3}{2}$ polier	0,657
- voile	14,420
- garde corps	0,355
- poutre 1	1,780
	<hr/>
	$\Sigma = 29,477 \text{ t}$

· VOILE V ₁₁	
- plancher	3,86
- voile	7,63
- voilee	2,516
- $\frac{3}{2}$ polier	0,657
- poutre 1	1,386
- poutre 2	1,754
	<hr/>
	$\Sigma = 17,805 \text{ t}$

· VOILE V ₁₂	
- plancher	4,372
- voile	5,600
- poutre 2	1,754
	<hr/>
	$\Sigma = 11,726 \text{ t}$

· VOILE V ₁₃	
- plancher	22,041
- voile	28,840
	<hr/>
	$\Sigma = 50,881 \text{ t}$

c. Plancher d'étage courant

· VOILE V ₁	
- plancher	7,49
- voile	12,30
- façade	1,732
	<hr/>
	$\Sigma = 21,522 \text{ t}$

· VOILE V ₂	
- plancher	12,136
- voile	12,300
- façade	2,772
	<hr/>
	$\Sigma = 27,208 \text{ t}$

· VOILE V ₃	
- plancher	11,727
- voile	12,300
- façade	1,040
- garde corps	0,225
	<hr/>
	$\Sigma = 25,292 \text{ t}$

· VOILE V ₄	
- plancher	13,468
- voile	13,500
- garde corps	0,450
	<hr/>
	$\Sigma = 27,418 \text{ t}$

VOILE V₅
 - plancher 3,73
 - voile 7,65

 $\Sigma = 11,38 \text{ €}$

VOILE V₇
 - VOILE 3,90 €

VOILE V₉
 - plancher 2,947
 - voile 7,650

 $\Sigma = 10,597$

VOILE V₁₁
 - plancher 2,813
 - palier 0,875
 - voile 8,175
 - volee 2,517
 - poutre 1 et 2 2,103

 $\Sigma = 16,484 \text{ €}$

VOILE V₁₃
 - plancher 16,058
 - voile 30,600

 $\Sigma = 46,658 \text{ €}$

VOILE V₆
 - plancher 0,875
 - voile 3,900

 $\Sigma = 4,775 \text{ €}$

VOILE V₈
 - plancher 0,875
 - voile 3,900

 $\Sigma = 4,775 \text{ €}$

VOILE V₁₀
 - plancher 8,189
 - palier 0,875
 - volee 2,517
 - voile 15,450
 - poutre 1 1,010

 $\Sigma = 28,041 \text{ €}$

VOILE V₁₂
 - plancher 3,186
 - poutre 2 1,093
 - voile 6,000

 $\Sigma = 10,279 \text{ €}$

Surcharges d'exploitation revenant à chaque voile

1. Terrasse inaccessible : surcharge $q = 100 \text{ kg/m}^2$

VOILES	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃
SURCHARGE	/	/	/	/	0,72	0,358	/	0,558	0,569	2,404	1,063	0,615	1,411

2. Terrasse accessible : surcharge $q = 500 \text{ kg/m}^2$

VOILES	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃
SURCHARGE	7,23	11,715	11,32	13	3,6	2,037	3,1	2,037	2,845	10,783	4,148	3,075	7,055

3. Plancher d'étage courant : surcharge 175 kg/m^2

VOILES	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈	V ₉	V ₁₀	V ₁₁	V ₁₂	V ₁₃
SURCHARGE	3,78	5,857	5,80	6,835	1,8	0,507	/	0,422	1,422	5,512	2,917	1,557	7,75

Remarque : Les voiles V₁, V_{1'}, V_{1''}, V_{1'''} sont géométriquement identiques et symétriquement disposées, reprennent les mêmes charges et surcharges verticales
 même remarque pour V₂, V_{2'}, V_{2''} et V_{2'''}
 V₃, V_{3'}, V_{3''} et V_{3'''}
 V₄ et V_{4'}
 V₁₃ et V_{13'}

13 CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES

L'introduction de la notion d'inertie equivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends lineaires pleins. Par definition, nous appellons « Inertie equivalente I_e » du refend considere, l'inertie d'un refend lineaire plein fictif qui, soumis au meme effort horizontal, uniformement reparti sur la hauteur du batiment, presenterait a son sommet une fleche "f" egale a celle du refend avec ouvertures

Hypotheses

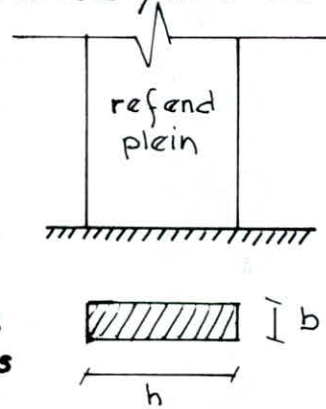
- . les efforts localises transmis par les linteaux peuvent être considerés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque element de refend de part et d'autre de la file d'ouverture
- . chaque element de refend a une grande hauteur
- . les elements de refend subissent le meme déplacement horizontal au niveau de chaque etage
- . les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de chacun des éléments de refend

Methode de calcul

- . cas d'un refend plein

$$I_e = I = \frac{bh^3}{12}$$

- . cas d'un refend avec ouvertures
 - une seule file d'ouvertures
 - caracteristiques geometriques



i : inertie du linteau

I_1, I_2 : inertie des trumeaux (1) et (2)

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

a : demi-portee de l'ouverture

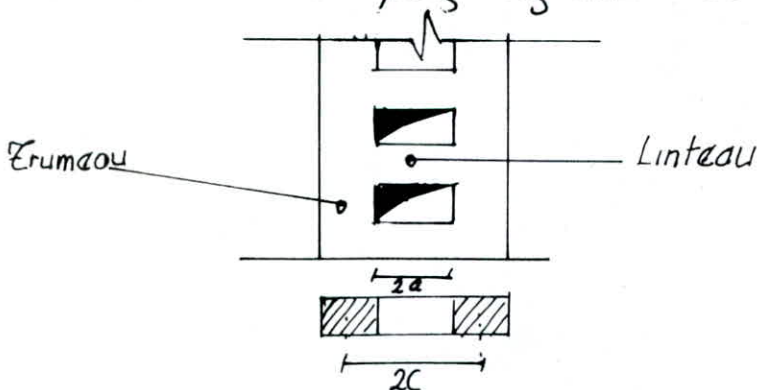
Ω_1, Ω_2 : aires des sections des trumeaux

$2c$: distance entre les centres de gravite des trumeaux

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

E : module de young longitudinal du materiel constituant les trumeaux

E' : module de young longitudinal du materiel constituant les linteaux



$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}}, \quad I = I_1 + I_2 + 2mc, \quad \omega^2 = \frac{3i I_c}{(I_1 + I_2) m \alpha^3 h_e}$$

$\alpha = \omega H$ avec H : hauteur du bâtiment
 h_e : hauteur d'étage

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

- n files d'ouvertures

I : inertie du refend

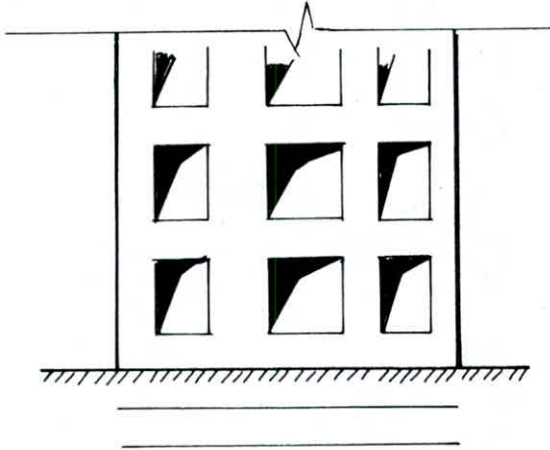
i_1, i_2, i_3, \dots : inerties des linteaux

$\alpha_1, \alpha_2, \dots$: sections des trumeaux

I_1, I_2, \dots : inerties des trumeaux

C_i : demi-distance entre 2 trumeaux consécutifs

$2a_i$:



$$I = \sum_{i=1}^n I_i + \sum_{i=1}^n 2C_i m_i \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{6E}{El (I_1 + I_2 + \dots)} \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$$\alpha = \omega H$$

d'où

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

ψ_0 est donné par l'abaque de Marius DYER.

Exemple de calcul de refend avec une seule file d'ouverture

Soit le voile 3

$$I_1 = \frac{bh_1^3}{12} \quad I_1 = 2,218 \text{ m}^4 \quad I_2 = \frac{bh_2^3}{12} \quad I_2 = 0,1236 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i = I_1 + I_2 \quad I_1 + I_2 = 2,334 \text{ m}^4$$

$$\alpha_1 = 1,02 \text{ m}^2 \quad \alpha_2 = 0,39 \text{ m}^2$$

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

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}} \Rightarrow m = 1,2625$$

donc $I = I_1 + I_2 + 2mc$

$$I = 7,9184 \text{ m}^4$$

$$\text{d'où } \omega^2 = \frac{3 \sum I_c}{(\sum I_1 + \sum I_2) m a^3 h_e}$$

$$\text{donc } \omega^2 = 0,6844, \quad \omega = 0,827$$

$$\alpha = \omega z \quad \alpha = 22,572 \Rightarrow \psi = 0,6$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} + \frac{I}{\sum I_c} \frac{\psi}{\alpha^2} + 1}$$

$$I_e = 7,8124 \text{ cm}$$

Exemple de calcul d'un refend avec plusieurs files d'ouvertures : 2.

Soit le voile V_2

$$I_1 = 0,4965 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 0,62 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = 0,42 \text{ m}^2$$

$$I_2 = 0,01215 \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 = 0,18 \text{ m}^2$$

$$\sum \Omega_i = 1,22 \text{ m}^2$$

$$I_3 = 0,1543 \text{ m}^4$$

$$I_0 = \sum I_i = 0,6629$$

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^3 2m_i c_i \quad \text{avec } m_i = m_{i-1} + \Omega_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right)$$

$$D = \frac{\sum \Omega_i (\sum 2c_j)}{\sum \Omega_i}$$

$$\text{d'où } D = 2,2942$$

$$m_1 = \Omega_1 D = 1,422$$

$$m_2 = \Omega_1 D + \Omega_2 (D - 2c_1) = 1,147$$

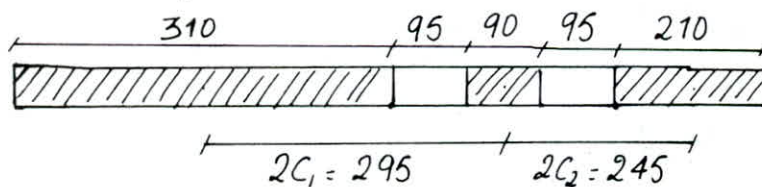
$$m_3 = 0$$

$$\text{avec } \omega = \sqrt{\frac{6}{\sum I_i h_e} \left(\frac{I_1 c_1^2 + I_2 c_2^2}{a_1^3 + a_2^3} \right)} = 1,121$$

$$\omega \approx 1,121$$

$$\alpha = \omega z \approx 36,99 \rightarrow \psi_3 \approx 0,6$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} + \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_3}{\alpha^2} + 1} = 7,461 \text{ m}^4$$



VOILES PLEINS

voiles h, I	V ₁	V ₄	V ₆	V ₇	V ₈	V ₁₁	V ₂
h(m)	3	8,14	2,60	2,80	2,60	5,45	4
I(m ⁴)	0,45	8,989	0,293	0,366	0,293	2,698	1,0667

VOILES à une seule file d'ouvertures

VOILES	h_1 cm	h_2 cm	$2a$ cm	$2c$ cm	I_1 m^4	I_2 m^4	ω_1 m^2	ω_2 m^2	m	I m^4	w	α	ψ_0	I_e m^4
V ₃	510	195	95	447,5	2,2118	0,1236	1,02	0,39	1,2625	7,9841	0,827	27,291	0,6	7,8124
V ₅	175	175	150	325	0,1786	0,1786	0,35	0,35	0,5687	2,0268	0,4	13,2	0,6	1,6706
V ₉	175	175	150	325	0,1786	0,1786	0,35	0,35	0,5687	2,0268	0,4	13,2	0,6	1,6706
V ₁₀	1090	150	90	710	21,5838	0,05625	2,18	0,30	1,8723	34,933	0,6387	21,077	0,6	34,5227

VOILE à 2 files d'ouvertures

VOILES	h_1 cm	h_2 cm	h_3 cm	$2a_1$ cm	$2a_2$ cm	$2c_1$ cm	$2c_2$ cm	I_1 m^4	I_2 m^4	I_3 m^4	w	α	ψ_0	I_e m^4
V ₂	310	90	210	95	95	295	245	0,4965	0,01215	0,1543	1,121	36,99	0,6	7,461
V ₁₃	521	796	521	93	93	715,5	715,5	2,36	8,41	2,36	0,721	23,793	0,6	141,52

16

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIKES

A: CENTRE DE MASSE

Détermination du centre de masse

Le but de ce paragraphe est de déterminer le centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers

a) centre de masse au niveau de la terrasse

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
VOILES	72,445	-0,076	-0,217	-5,506	-15,721
DALLES	65,796	+0,014	-0,44	0,921	-28,95
$\Sigma = 8,548 t$				$\Sigma = -4,585$	$\Sigma = -44,671$

$$x_G = -0,033 \text{ m}$$

$$y_G = -0,323 \text{ m}$$

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

b) centre de masse au niveau de l'étage courant

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
VOILES	38,252	0	-0,158	0	-6,044
DALLES	36,625	-0,14	-1,69	-5,127	-61,896
ESCALIER	8,548	0	2,64	0	22,566
$\Sigma = 83,425 t$				$\Sigma = -5,127$	$\Sigma = -45,374$

$$x_G = -0,0614 \text{ m}$$

$$y_G = -0,544 \text{ m}$$

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

B: CENTRE DE TORSION

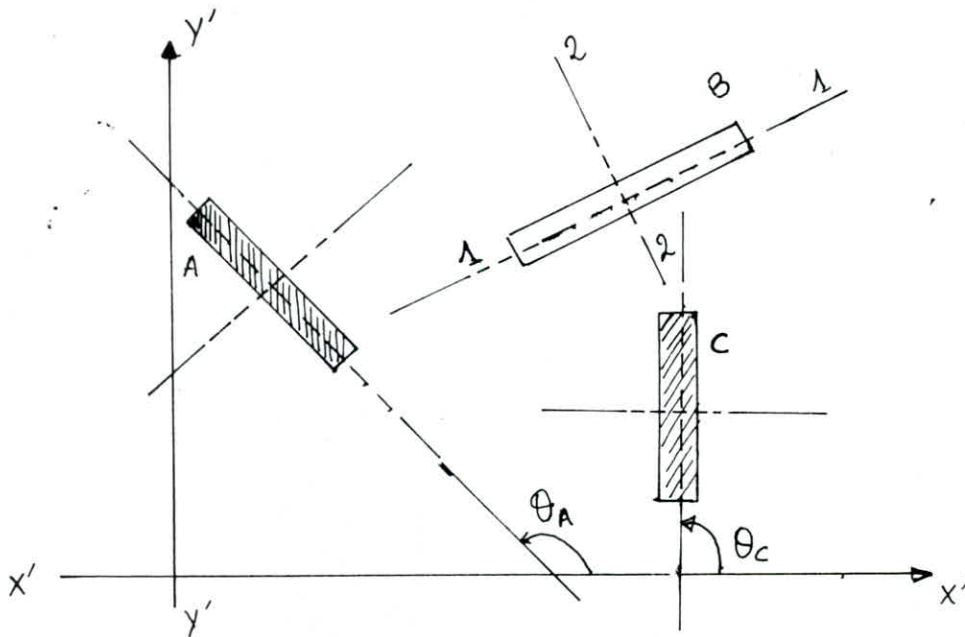
B. Détermination du centre de torsion

Définition :

Le centre de torsion C ou centre élastique ou centre de rigidité, centre de gravité de moment d'inertie d'un groupe de refends est caractérisé par 2 propriétés :

- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation du refends
- un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation.

Remarque : Quand les voiles de contreventement d'un bâtiment forment des angles quelconques entre eux. La méthode du centre de torsion dans le cas général nous permet de déterminer les axes principaux du bâtiment et le centre de torsion



Exposé de la méthode :

Soit un groupe de refends formant des angles quelconques entre eux, on choisit un système d'axes rectangulaires ayant une direction et une origine arbitraires $x'x'$ et $y'y'$ « Le choix est fait en fonction de la commodité du calcul »

- chaque refend à deux axes principaux 1-1 et 2-2
- on détermine ainsi l'angle θ_i entre l'axe 1-1 du refend et l'axe $x'x'$
- on détermine les rigidités à la flexion de chaque refend \bar{I}_{y_i} et \bar{I}_{z_i}
- on considère une translation unitaire de chaque refend produite par un effort extérieur H_0

si la translation est parallèle à l'axe $x-x'$, la rigidité de chaque refend i est $\bar{I}'_{x_i} = \bar{I}_{1_i} \cos^2 \theta_i + \bar{I}_{2_i} \sin^2 \theta_i$ simultanément une force de rappel \bar{I}'_{xy_i} se développe dans le sens perpendiculaire à $x'-x'$. La valeur de cette force qui représente la rigidité transversale du refend est $\bar{I}'_{xy_i} = (\bar{I}_{1_i} - \bar{I}_{2_i}) \sin \theta_i \cos \theta_i$.

de même que si la translation est dans le sens $y'-y'$ on aura

$$\bar{I}'_{y_i} = \bar{I}_{1_i} \sin^2 \theta_i + \bar{I}_{2_i} \cos^2 \theta_i \text{ et } \bar{I}'_{xy_i} = (\bar{I}_{1_i} - \bar{I}_{2_i}) \sin \theta_i \cos \theta_i$$

La translation selon $x'-x'$ engendre pour chaque refend les rigidités \bar{I}'_{x_i} et \bar{I}'_{xy_i} leur résultante est Q_{x_i} .

de même, la translation selon $y'-y'$ engendre pour chaque refend les rigidités \bar{I}'_{y_i} et \bar{I}'_{xy_i} leur résultante est Q_{y_i} .

L'intersection de ces deux résultantes est le centre de torsion recherché, les axes principaux auront comme origine le centre de torsion. L'axe principal $x-x$ formera un angle θ avec l'axe $x'-x'$ et qui a pour valeur

$$\theta = \frac{1}{2} \text{Arctg} \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{I}_{1_i} - \bar{I}_{2_i}) \sin 2\theta_i}{\sum_{i=1}^n (\bar{I}_{1_i} - \bar{I}_{2_i}) \cos 2\theta_i} \right]$$

Simplification

- Les refends ont le même module d'élasticité E_i
- Les refends ont la même hauteur
- Les refends ont les mêmes conditions aux appuis

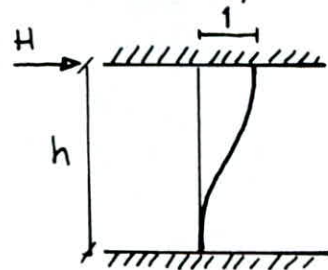
Si les trois conditions sont satisfaites alors on peut remplacer \bar{I}_i par I_i

exemple d'un encastrement parfait

$$\bar{I} = \frac{12 E_i I_i}{h_i^3}$$

\bar{I} rigidité

I : moment d'inertie



2°/ Le point d'intersection des resultantes $\sum \vec{Q}_{x_i}$ et $\sum \vec{Q}_{y_i}$, est le centre de torsion

$$\text{or } \vec{Q}_{x_i} = \vec{I}'_{x_i} + \vec{I}'_{xy_i} \quad \vec{Q}_{y_i} = \vec{I}'_{y_i} + \vec{I}'_{xy_i} \quad (2)$$

$$\vec{I}'_{x_i} \parallel \vec{I}'_{xy_i} \quad \text{et} \quad \vec{I}'_{y_i} \parallel \vec{I}'_{xy_i}$$

Le centre de torsion est alors le barycentre de :

$$\sum (\vec{I}'_{x_i} + \vec{I}'_{xy_i}) \quad \text{et} \quad \sum (\vec{I}'_{y_i} + \vec{I}'_{xy_i})$$

3°/ dans notre cas des voiles $\bar{I}_2 \approx 0$ négligeable $e \ll l$

Application

$$X_{CT} = \frac{\sum I_y dx}{\sum I_{x_i}}$$

$$\sum I_{x_i} = 85,587 \text{ m}^4$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_x dy}{\sum I_{x_i}}$$

$$\sum I_{y_i} = 321,2957 \text{ m}^2$$

Centre de torsion

$$X_{CT} = -13 \text{ cm}$$

$$Y_{CT} = -2,2 \text{ cm}$$

Vu que l'excentricité est inférieure à 5% de la plus grande dimension du bâtiment en plan suivant les deux directions X et Y on prend les excentricités accidentelles exigées par le RPA 81

$$e_x = 5\% \cdot 24,70 = 1,235 \text{ m}$$

$$e_y = 5\% \cdot 24,70 = 1,235 \text{ m}$$

CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES

Generalités

Lorsqu'une structure est soumise à une sollicitation à caractère dynamique, elle effectue tout d'abord tout que dure l'excitation une série d'oscillations forcées régies par des lois en général complexes. Il leur succede, dès que l'excitation disparaît des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée c'est à dire la description de ces oscillations en termes cinématiques.

Methodes de Calculs

L'étude des oscillations nécessite la définition d'un modèle mathématique rationnel traduisant au mieux les capacités réelles du bâtiment. Pour notre bâtiment à usage d'habitation de hauteur totale importante il est rationnel de concentrer les masses en élévation (voiles) dans la masse du plancher duquel elles sont les plus proches.

On obtient ainsi une console encastree à la base constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenues par un élément élastique, de rigidité égale à celle des éléments résistants et de masse négligeable.

On suppose que la déformée du système reste plane et que chaque masse a un degré de liberté.

Pour la détermination des caractéristiques dynamiques nous utiliserons une méthode approchée qui donne des résultats valables et une précision satisfaisante.

les méthodes approchées usuelles sont

- méthode de Rayleigh
- méthode de Vianello - Stodola
- méthode de Holzer

Pour notre cas on utilisera la méthode de Rayleigh.

Méthode de Rayleigh

C'est une méthode basée sur le principe de conservation d'énergie le principe de conservation de l'énergie totale pour un système élastique en mouvement sans amortissement s'écrit:

$$W_{\text{tot}} = W_c + W_p = \text{Constante}$$

$W_p(t)$: énergie
potentielle
 $W_c(t)$: énergie
cinétique

on assimile notre bâtiment à une poutre encastree soumise à des efforts concentrés

Etapes de calculs

a. on calcule les déplacements unitaires : δ_{ij}
 δ_{ij} : déplacement en "j" résultant d'une force statique appliquée en "i"

b. On détermine les déplacements statiques par la relation

$$\delta_{st,ij} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}$$

La déformée statique est obtenue par $\delta_{st,ij} = x_{0j}$
 on peut améliorer la précision avec un procédé itératif.

Procédé itératif :

a. on calcule le coefficient adimensionnel ρ tel que

$$\rho_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad (x_{0n} : \text{fleche au sommet de la console})$$

b. La première correction consiste à calculer une nouvelle force F telle que

$$F_j = \rho_{1j} P_j$$

c. Avec la nouvelle force on calcule les déplacements x_{1j} tels que

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

* on calcule ensuite le coefficient ρ de la deuxième correction

$$\rho_{2j} = x_{1j} / x_{1n}$$

* La deuxième correction consiste à calculer les forces $F_j = \rho_{2j} P_j$ et avec les nouvelles forces on calcule les déplacements "corrigés" x_{2j} tels que

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

le processus itératif est rapidement convergent et le nombre d'itérations est d'autant plus important que la précision recherchée est importante. le processus est arrêté lorsque l'égalité suivante est satisfaite approximativement

$$\rho_{mj} = \rho_{(m-1)j}$$

- Période du mode fondamental

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{m,n}}{g}}$$

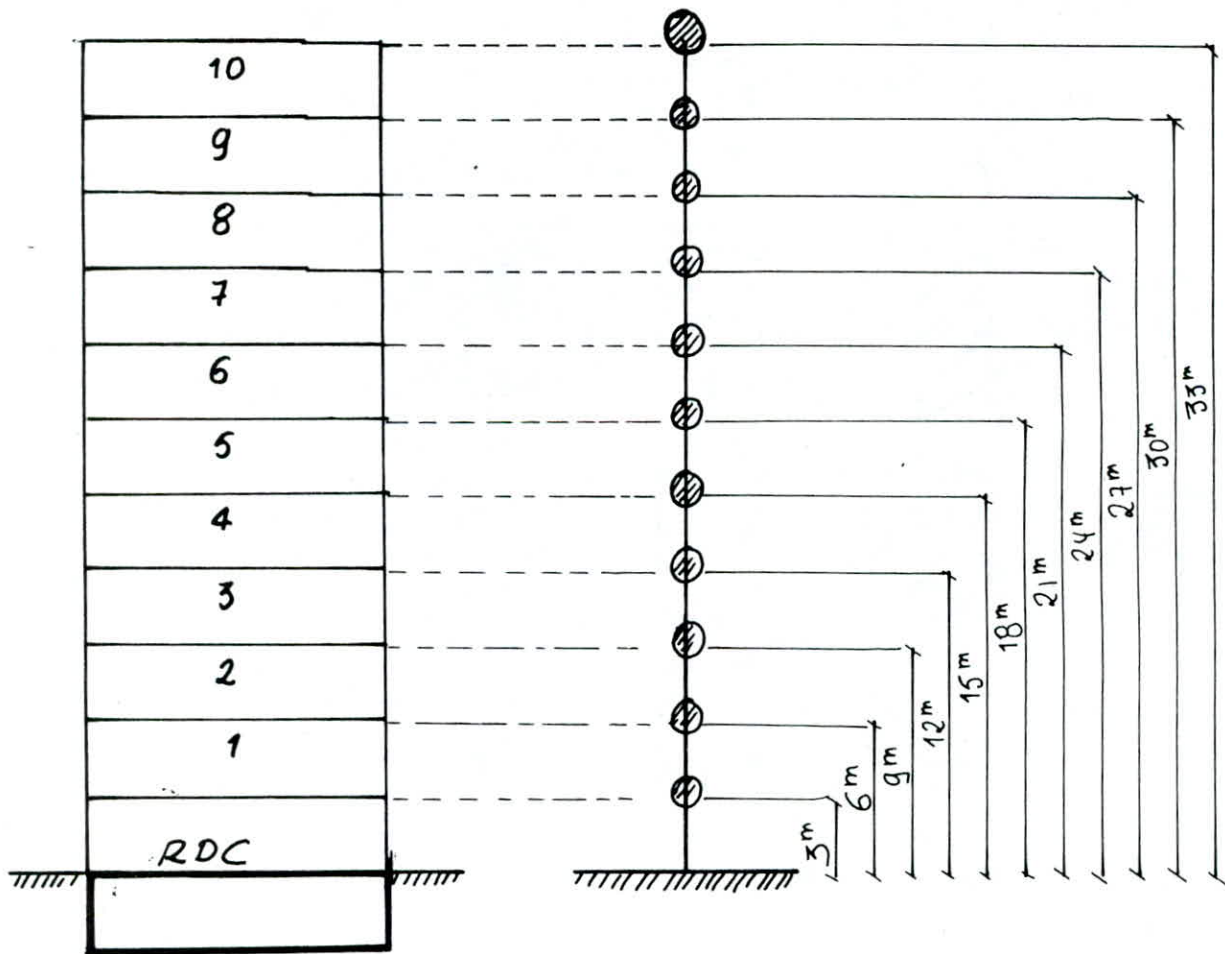
EFFET SISMIQUE

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol. La structure effectue tout d'abord une série d'oscillations forcées et ceci tant que dure l'excitation sismique, après on aura des oscillations libres.

Modèle mathématique

L'existence de voiles périphériques au niveau du sol forment avec le plancher du rez de chaussée, considéré infiniment rigide, et les fondations une boîte rigide capable d'assurer l'encastrement de la superstructure élastique au niveau du rez de chaussée.

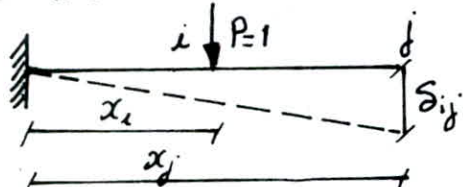
Le modèle mathématique est obtenu en concentrant la masse de chaque étage au niveau de plancher correspondant. On obtient ainsi une console encastree à sa base et dont la hauteur totale est de 33 m.



Formules donnant les déplacements unitaires :

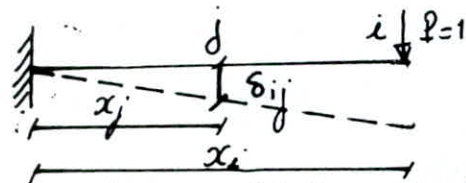
On appelle déplacement unitaire δ_{ij} , le déplacement d'une section "j" provoqué par une force unitaire appliquée sur la section "i" notre structure étant représentée par une console encastree à sa base donc nous avons

- La section "i" se trouve à gauche de la section "j" $i \leq j$



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

- La section "i" se trouve à droite de "j" $i > j$



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

en vertu du théorème de réciprocité de Maxwell $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

Déplacements statiques

4^{eme} itération = 5^{eme} itération

$F_{0j} = W_{0j}$	$K \delta_{0sl} = K x_{0j}$	$\rho_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0,11}}$
534,479	468.291,1545	0,01500
534,479	1.767.427,753	0,0566
534,479	3.749.627,538	0,12008
534,479	6.278.332,14	0,20106
534,479	9.244.241,212	0,29604
534,479	12.530.037,34	0,40127
534,479	16.058.488,44	0,51427
534,479	19.744.345,36	0,63231
534,479	23.529.616,97	0,75353
534,479	27.367.536,03	0,87644
663,178	31.225.766,02	1

F_{4j}	$K \delta_{5sl} = K x_{5j}$	$\rho_{5j} = \frac{x_{4j}}{x_{4,11}}$
7,199	294.545,9115	0,01347
27,627	1.129.969,831	0,05169
59,519	2.434.188,743	0,
101,100	4.134.676,656	0,18916
150,753	6.165.520,163	0,28206
206,749	8.455.522,324	0,38683
267,620	1.0944.973,44	0,50072
331,922	13.574.887,89	0,62103
398,459	16.295.947,63	0,74552
466,219	19.067.170,17	0,87230
663,178	21.858.456,08	1

au bout de la 5^{ème} itération : on constate que $F_{4j} = F_{5j}$ et $e_{5j} = e_{4j}$ d'où on arrête le processus itératif on pense qu'on a une assez bonne précision

calcul des déplacements et de la période

$$E = 21000 \sqrt{G_j} \quad E = 21000 \sqrt{1,2 G_{23}} \quad \text{AN } E = 378\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 85,537 \text{ m}^4 \quad EI_x = 32352,0572 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$I_y = 321,2951 \text{ m}^4 \quad EI_y = 121449,7146 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$x_i = \sum_{j=1}^n P_j \delta_{ij} \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

ainsi la période fondamentale est donnée par :

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

Suivant x-x

i	P_i (t)	x_i (cm)	$P_i x_i$	$P_i x_i^2$
1	534,471	0,145	77,364	11,198
2	"	0,546	291,987	159,516
3	"	1,159	619,456	717,955
4	"	1,941	1057,210	2012,841
5	"	2,857	1527,192	4363,786
6	"	3,873	2070,022	8017,253
7	"	4,964	2652,938	13168,315
8	"	6,103	3261,859	19907,025
9	"	7,273	3887,204	28271,613
10	"	8,459	4521,247	38246,551
11	663,178	9,652		176656,784

Suivant y-y

x_i	$P_i x_i$	$P_i x_i^2$
0,038	20,608	0,795
0,145	77,780	11,319
0,309	165,012	50,946
0,517	276,294	142,930
0,761	406,817	309,651
1,032	551,416	568,899
1,322	706,695	937,415
1,626	868,901	1412,59
1,937	1035,481	2006,136
2,253	1204,379	2713,952
2,571	1705,087	4385,923

$$\text{d'où } T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}}$$

$$\text{AN } T_x = 0,493 \text{ s}$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}}$$

$$T_y = 0,268 \text{ s}$$

Calcul des déplacements et des périodes T_x, T_y par la méthode améliorée

i	$x_j \text{ (cm)} \rightarrow x-x$	$x_j \text{ (cm)} \rightarrow y-y$
1	0,091 cm	0,024
2	0,349	0,093
3	0,752	0,200
4	1,278	0,340
5	1,906	0,508
6	2,613	0,696
7	3,383	0,901
8	4,196	1,118
9	5,037	1,342
10	5,894	1,570
11	6,156	1,800

$$EI_x = 32\,352,0372 \cdot 10^4 \text{ t.m}^2$$

$$EI_y = 121.449,7746 \cdot 10^4 \text{ t.m}^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{11}}{g}}$$

$$\text{AN: } T_x = 0,495 \text{ s}$$

$$T_y = 0,269 \text{ s}$$

EFFORT SISMIQUE

Introduction :

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité zone II, donc il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales agissant sur la structure

Calcul de la Force Sismique V

La force sismique horizontale totale agissant sur la structure est :

$$V = ABDQW$$

A: coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique

$$\left. \begin{array}{l} - \text{groupe d'usage 2} \\ - \text{zone 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

B: facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventements

$$- \text{structure à voiles porteurs } B = \frac{1}{3}$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T de l'ouvrage pour des structures à voiles porteurs

$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{e}} \sqrt{\frac{h}{h+e}} \quad (1)$$

$$\text{on a } l_x = 24,70 \text{ m}$$

$$T_x = 0,402 \text{ s}$$

donc

$$\text{donc } D_x = D_y = 2.$$

$$l_y = 23,20 \text{ m}$$

$$T_y = 0,420 \text{ s}$$

le rapport entre la valeur de D obtenue à partir de la méthode de Rayleigh et celle obtenue à partir de la formule (1) est supérieure à 80%.

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

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

P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité

critère	P_q
conditions minimales des files porteuses	0
surabondance en plan	0,1
symétrie en plan	0
régularité en élévation	0
contrôle de qualité des matériaux	0
contrôle de la qualité de construction	0
VALEUR DE FACTEUR DE QUALITE	1,1

$$Q = 1 + 0,1 = 1,1$$

$$Q = 1,1$$

W : poids total de la structure, comprend la totalité des charges permanentes

$$W = \sum_{i=1}^{10} 561,18 + 663,178 = 6274,978 \text{ t}$$

on détermine ainsi la force sismique

$$V = 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 6274,978 = 690,248 \text{ t}$$

$$\underline{V = 690,248 \text{ t}}$$

Répartition de la force sismique

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

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

avec F_t : la force concentrée au sommet de la structure

$F_t = 0$ puisque $T < 0,7 \text{ s}$.

la partie restante de l'effort horizontale total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule :

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_K h_K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

- F_K : effort horizontal au niveau K
- W_K : poids concentré au niveau K
- h_K : hauteur jusqu'au niveau K
- W_i : poids concentré au niveau i

$$F_K = \frac{V}{\sum W_i h_i} W_K h_K$$

avec $h_i = i h_e$

$$h_K = K h_e$$

$$F_K = \frac{V}{\sum W_i \cdot i} W_K K$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot i = W_1 \cdot 1 + W_2 \cdot 2 + W_3 \cdot 3 + \dots + W_{11} \cdot 11 =$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot i = 55 \cdot W_c + 11 \cdot W_{11} = 55 \cdot 561,18 + 663,178 \cdot 11 = 38159,853 \text{ t}$$

La répartition est donnée par le tableau suivant

Niveau	$F_k (t)$	F_k cumulé	M cumulé (t.m)
11	131,953	131,953	0
10	101,508	233,461	395,859
9	91,357	324,818	1096,242
8	81,206	406,024	2070,696
7	71,056	477,080	3288,768
6	60,905	537,985	4720,088
5	50,754	588,739	6353,963
4	40,603	629,342	8100,180
3	30,452	659,794	9988,206
2	20,302	680,096	11967,588
1	10,151	690,248	14007,86
0	0	690,248	16078,62

CALCUL DES DEFORMATIONS

Sous les forces horizontales on doit vérifier la condition donnée par le RPA 81 art 3.371

$$\frac{\Delta f_i}{2B} \leq 0,075 h_e$$

Δf_i : déplacement relatif entre 2 niveaux adjacents

h_e : hauteur d'étage

B : facteur de comportement de la structure

$$\frac{1}{2B} \geq 1 \text{ dans notre cas } B = \frac{1}{3} \text{ donc } \frac{1}{2B} > 1 \text{ vérifié}$$

$$f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} F_i$$

$$\text{on a } K f_j = \sum_{i=1}^n K \delta_{ij} F_i$$

$$\text{donc } f_j \text{ est égale à } f_j = \frac{\sum K \delta_{ij} F_i}{EI}$$

$$EI_x = 32\,352,0372 \cdot 10^4 \text{ L.m}^2$$

$$EI_y = 121.449,7746 \text{ L.m}^2$$

i	$F_i(t)$	$f_{ix}(cm)$	$\Delta P_i(cm)$	$\Delta f \frac{1}{2B}$	$F_i(t)$	$f_{iy}(cm)$	$\Delta P_i(cm)$	$\Delta f_i \frac{1}{2B}$
1	10,151	0,021	0,021	0,0315	10,151	0,006	0,006	0,009
2	20,302	0,082	0,061	0,0915	20,302	0,022	0,016	0,024
3	30,452	0,175	0,093	0,1395	30,452	0,048	0,026	0,039
4	40,603	0,297	0,122	0,183	40,603	0,079	0,031	0,0465
5	50,754	0,441	0,144	0,216	50,754	0,117	0,038	0,057
6	60,905	0,603	0,162	0,243	60,905	0,161	0,044	0,0660
7	71,056	0,780	0,175	0,2625	71,056	0,207	0,046	0,0690
8	81,206	0,962	0,184	0,275	81,206	0,256	0,049	0,0735
9	91,357	1,152	0,190	0,285	91,357	0,307	0,051	0,0765
10	101,508	1,346	0,194	0,291	101,508	0,358	0,051	0,0765
11	131,953	1,540	0,194	0,291	131,953	0,410	0,052	0,078

Vérification ① $\frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{3}} = \frac{3}{2} > 1$

② on remarque que $\forall i: \frac{\Delta f_i}{2B} < 0,075 h_e$

$$\Delta \bar{f} = 0,0075 \cdot 300 = 2,5 \text{ cm}$$

CONTREVENTEMENT

Introduction :

D'après l'étude au vent et au séisme, on peut conclure que l'effet du vent n'est pas prépondérant devant l'effet sismique, donc l'effet du vent sur le bâtiment ne peut être pris en considération vu les petites valeurs des efforts résultants. Chaque voile sera calculée sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données.

Sollicitations horizontales :

Le but de ce chapitre est de répartir les efforts horizontaux entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés.

Etape de calcul

- Soient x-x et y-y les axes passant par le centre de torsion
- La force extérieure H appliquée au centre de gravité de l'ensemble, cette force sera réduite par rapport au centre de torsion : on obtient deux composantes H_x et H_y dirigées selon x-x et y-y et un moment $M = H e$
- Les forces provenant des translations
les forces ou les efforts résultants sur chaque voile sont :

$$H_{1i} = \frac{H_x}{\sum I_x} I_{1i} \cos \phi_i + \frac{H_y}{\sum I_y} I_{1i} \sin \phi_i = H'_{x1} + H'_{y1}$$

H_x : effort horizontal parallèle à x-x

H_y : effort horizontal parallèle à y-y

I_{1i} et I_{2i} : inerties suivant 1-1 et 2-2

H_{1i} et H_{2i} : effort résultant sur le refend i suivant l'axe 1-1 et 2-2

$H_{2i} = 0$ quel que soit le refend considéré puisque $I_{2i} \approx 0$
les efforts H_x et H_y agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux

le moment de torsion produit une rotation d'ensemble des refends, il engendre les forces H''_x et H''_y

$$\text{avec } H''_{x1} = \frac{M_x r_{1i} I_{1i}}{J} \quad \text{et } H''_{y1} = \frac{M_y r_{1i} I_{1i}}{J}$$

$$J = \sum I_{1i} r_{1i}^2 + \sum I_{2i} r_{2i}^2 = \sum I_{1i} r_{1i}^2 \quad (I_{2i} \approx 0)$$

I_{1i} : inertie suivant 1-1 et r_{1i} : distance du centre de torsion à l'axe 1-1 du refend considéré

Remarque :

Selon l'article 3.55 RPA 81 les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés H_x'' et H_y''

Les forces finales distribuées dans les refends sont $H_x = H_x' + H_x''$

$H_y = H_y' + H_y''$

Pour le calcul des efforts dans les voiles on prendra une force horizontale $H = 100t$ et on tire l'effort réel par une règle de trois

Caracteristiques geometriques des voiles

Coordonnées des voiles par rapport au centre de torsion

VOILES	X	Y	r_1	r_2	$I_1 r_1^2$	$I_2 r_2^2$
V ₁	10,0964	-9,441	7,4186	11,6634	24,7660	0
V ₁ '	-7,5036	-9,441	7,8964	9,1150	28,0589	0
V ₁ ''	-7,5036	12,999	11,3935	9,7707	58,4153	0
V ₁ '''	10,0964	12,999	10,9156	12,3191	53,6176	0
V ₂	8,5964	-4,571	2,9084	9,2916	63,098	0
V ₂ '	-6,0036	-4,571	3,3863	6,7432	85,5555	0
V ₂ ''	-6,0036	8,129	6,8833	7,3989	353,5008	0
V ₂ '''	8,5964	8,129	6,4055	9,9473	306,1280	0
V ₃	9,0464	-1,898	0,1483	9,2412	0,3072	0
V ₃ '	-6,4536	-1,898	0,6761	6,6928	3,5711	0
V ₃ ''	-6,4536	5,456	4,1733	7,3480	136,0641	0
V ₃ '''	9,0464	5,456	3,6954	9,8969	106,6860	0
V ₄	9,5964	-1,779	1,779	9,5964	28,4494	0
V ₄ '	-7,0036	-1,779	1,779	7,0036	28,4494	0
V ₅	-1,2964	9,779	9,779	-1,2964	159,7575	0
V ₆	-1,2964	-1,779	1,779	-1,2964	0,9270	0
V ₇	-1,3964	-0,221	0,221	-1,3964	0,0179	0
V ₈	-1,2964	-2,171	2,171	-1,2964	1,3805	0
V ₉	-1,2964	-6,221	6,221	-1,2964	64,6536	0
V ₁₀	-0,1036	0,179	0,1036	0,179	0,3705	0
V ₁₁	2,6964	4,477	2,6964	4,477	19,6160	0
V ₁₂	2,6964	-4,171	2,6964	4,171	7,7555	0
V ₁₃	4,4894	-1,779	4,829	-1,5735	2955,4806	0
V ₁₃ '	-1,8966	-1,779	-1,9753	2,600	553,2459	0

Repartition des efforts horizontaux sur les voiles

. Seisme agissant suivant x-x et y-y

VOILES	H'_x	H''_x	H'_y	H''_y	$H_x =$	$H_y = H'_y + H''_y$
V ₁	0,5168	-0,0817	0,5168	0,0258	0,0817	0,0258
V _{1'}	0,5168	-0,087	0,5168	0,0258	0,0870	0,1129
V _{1''}	0,5168	0,1256	0,6424	0,0258	0,1256	0,1514
V _{1'''}	0,5168	-0,1203	0,6371	0,0258	0,1203	0,0258
V ₂	8,5681	-0,5316	8,5681	0,4279	0,5316	0,4279
V _{2'}	8,5681	0,6185	8,5681	0,4279	0,6185	-1,0464
V _{2''}	8,5681	1,2572	9,8253	0,4279	-1,2572	1,6851
V _{2'''}	8,5681	-1,170	9,7381	0,4279	-1,170	0,4279
V ₃	8,9716	-0,0379	8,9716	0,4481	0,0379	0,4481
V _{3'}	8,9716	-0,1293	8,9716	0,4481	0,1293	0,5774
V _{3''}	8,9716	0,7982	9,7698	0,4481	0,7982	1,2463
V _{3'''}	8,9716	0,7068	9,6784	0,4481	0,7068	-1,1549
V ₄	10,5030	0,3915	10,8945	0	0,3915	0,3915
V _{4'}	10,5030	0,3915	10,8945	0	0,3915	0,3915
V ₅	1,9519	0,3999	2,3518	0	0,3999	0,3999
V ₆	0,3422	0,0127	0,3549	0	0,0127	0,0127
V ₇	0,4274	-0,0020	0,4274	0	0,0020	0,0020
V ₈	0,3422	-0,0156	0,3422	0	0,0156	0,0156
V ₉	1,9519	-0,2544	1,9519	0	0,2544	0,2544
V ₁₀	0	0,087	0,087	10,7434	0,0870	10,7434
V ₁₁	0	-0,1781	0	0,8396	0,1781	1,0177
V ₁₂	0	-0,0704	0	0,3319	0,0704	0,4023
V ₁₃	7,5150	15,848	23,363	44,080	15,848	59,928
V _{13'}	7,5150	-6,8567	7,5150	44,080	6,8567	44,080

Les efforts agissant réellement sur les voiles à chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant.

VOILES	R.D.C		1		2		3		4		5			
	H%	M.I.	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M		
V1	0,6424	0,5168	4,4342	89,0943	4,4341	72,3927	4,3689	61,848	4,2385	51,619	4,0429	41,862	3,7520	32,734
V2	9,8253	8,5681	67,8189	1377,637	67,8189	1200,208	66,822	1025,395	64,8267	855,799	61,8347	694,032	57,8454	542,70
V3	9,7698	8,9716	67,4358	1442,509	67,4358	1256,731	66,444	1073,684	64,461	896,102	61,4854	726,716	57,5186	568,258
V4	10,8545	10,5030	75,199	1751,665	77,199	1474,247	74,093	1256,956	71,8812	1049,061	68,5637	850,762	64,1402	665,256
V5	2,3518	1,9518	16,2332	313,828	16,2332	273,449	15,9945	233,595	15,517	194,959	14,8009	158,107	13,846	123,633
V6	0,3549	0,3421	2,4496	55,022	2,4496	47,935	2,414	40,953	2,3416	34,1996	2,2335	27,719	2,0894	2,1,675
V7	0,4274	0,4274	2,9501	68,720	2,9501	59,8697	2,9067	51,149	2,8200	42,689	2,6898	34,620	2,5163	27,061
V8	0,3422	0,3422	2,3620	55,021	2,3620	47,935	2,3273	40,953	2,2578	34,1796	2,1536	27,719	2,0147	21,675
V9	1,9519	1,9519	13,4729	313,838	13,473	273,447	13,2748	233,595	12,8785	194,96	12,284	158,107	11,492	123,633
V10	10,7434	10,7434	74,156	1727,39	74,1161	1504,91	73,065	1285,726	70,884	1073,073	67,613	870,235	63,2506	650,483
V11	1,0177	0,8396	7,0246	134,996	7,0246	117,61	6,9213	100,48	6,7147	83,861	6,4048	68,009	5,9916	53,18
V12	0,4023	0,3319	2,7768	53,365	2,7768	46,492	2,736	39,720	2,6543	33,1508	2,5318	26,884	2,3685	2,1,022
V13	59,928	44,08	413,652	7088,742	413,652	6174,67	407,57	5275,313	395,401	4402,801	377,152	3570,56	352,819	2792,041

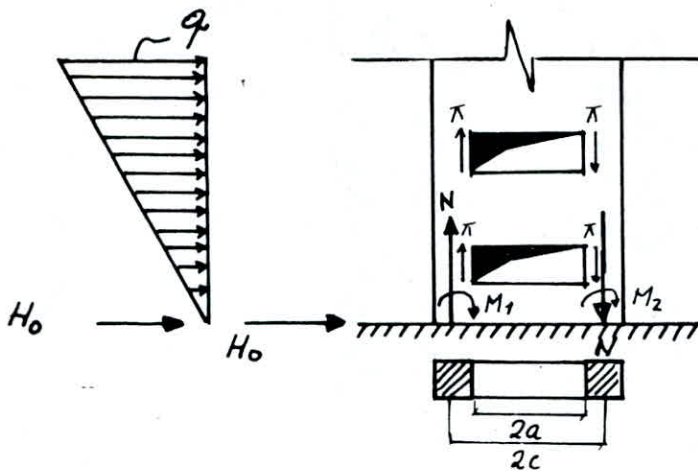
VOILES	6		7		8		9		10		11		
	H%	M.I.	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	
V1	0,6424	0,5168	3,4560	24,393	3,0648	16,996	2,6083	10,701	2,0866	5,665	2,5430	2,046	0
V2	9,8253	8,5681	52,8586	404,415	46,8745	281,785	39,8931	177,419	31,914	93,927	22,938	33,917	-
V3	9,7698	8,9716	52,5600	423,460	46,610	295,655	39,6677	185,775	31,7341	98,950	22,8087	35,515	-
V4	10,8545	10,5030	58,6108	495,742	51,9755	345,419	44,2343	217,485	35,3873	115,138	25,4344	41,577	-
V5	2,3518	1,9518	12,6523	92,130	11,2200	64,193	9,5489	40,418	7,6391	21,397	5,4905	7,727	3,1033
V6	0,3549	0,3422	1,9093	16,152	1,6931	11,254	1,441	7,086	1,1528	3,751	0,8285	1,355	0,4683
V7	0,4274	0,4274	2,2993	20,173	2,0390	14,056	1,7353	8,850	1,3883	4,685	0,9978	1,692	-
V8	0,3422	0,3422	1,841	16,152	1,6326	11,254	1,3894	7,086	1,1115	3,751	0,7989	1,355	0,4575
V9	1,9519	1,9519	10,5009	92,130	9,3121	64,193	7,9252	40,418	6,3401	21,397	4,5569	7,727	2,5756
V10	10,7434	10,7434	57,7979	507,089	51,2546	353,325	43,6207	222,463	34,8965	117,774	25,0816	42,529	14,1762
V11	1,0177	0,8396	5,4751	39,629	4,8552	27,612	4,1321	17,385	3,3057	9,204	2,3759	3,324	1,3429
V12	0,4023	0,3319	2,1643	15,666	1,9193	10,915	1,6334	6,873	1,3067	3,638	0,9392	1,314	0,5308
V13	59,928	44,08	322,404	2080,519	285,9045	1449,609	243,322	912,763	194,6569	483,223	139,9085	174,495	79,0768

EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE REFENDS

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle de M^{rs} ALBIGES et GOULET fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure

Refend à une file d'ouverture

cas d'une charge triangulaire due au séisme



calcul de l'effort tranchant π dans les linteaux

l'effort tranchant est donné par la formule

$$\pi(x) = H_0 \frac{m\ell}{I} \Phi(\alpha, f) \text{ avec}$$

H_0 : effort tranchant d'ensemble à la base du refend
 m : moment statique de la section par rapport au cdg.
 ℓ : hauteur d'étage

I : moment d'inertie de la section

calcul des moments dans les trumeaux

le moment dans le trumeau (1) est donné par

$$M_1(f) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

le moment dans le trumeau (2) est donné par

$$M_2(f) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-f)^2(2+f)}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

calcul de l'effort normal dans les trumeaux

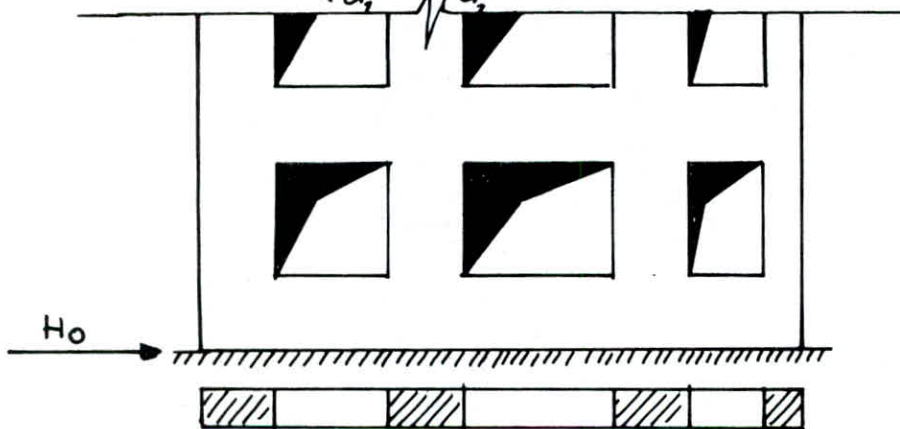
L'effort normal dans les trumeaux est égal à la somme des efforts tranchants dans les linteaux $N = \sum \pi$

Après avoir calculé les efforts précédents, on doit vérifier à la base du refend que le moment extérieur \approx moment intérieur avec $M_{int} = M_1 + M_2 + 2Nc$, et M_{ex} : c'est le moment obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends

Refend à plusieurs files d'ouvertures

calcul de l'effort tranchant π
L'effort tranchant est donné par :

$$\pi_i(f) = H_0 p \frac{i_i C_i}{2 a_i^3 \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(f)$$



A cause des ouvertures effectuées, les valeurs de l'effort deviennent peu précises quand les ouvertures sont assez petites. Les formules pour plusieurs files d'ouvertures fournissent des valeurs de π par excès pour les ouvertures proches des extrémités du refend et par défaut pour les ouvertures centrales sans pouvoir donner d'indications précises, pour cela il est conseillé pour les petites ouvertures d'effectuer deux évaluations de π cas de petites ouvertures dont le rapport : $\frac{S_{ouvertures}}{S_{totale}} < 25\%$

avec $S_{ouvertures}$: surface des ouvertures prises en élévation
 S_{totale} : surface totale du voile

on a $\pi'_i = H_0 \ell \frac{\lambda_i c_i}{2a_i^3 (i_1 c_1^2 / a_1^3 + \dots + \dots)} \phi(f)$ et $\pi''_i = \frac{H_0 \ell m_i}{I} \phi(d, f)$
 et on prend la moyenne des 2 valeurs π'_i et π''_i

Calcul du moment dans les éléments de refend

Le moment dans chaque trumeau est donné par :

$$M_i(f) = \frac{I_i}{\sum_{k=1}^n I_k} \cdot H_0 Z \left[\frac{(1-f)^2 (2+f)}{3} - \psi(f) \right]$$

Calcul de l'effort normal

$$\begin{aligned} N_1 &= \sum \bar{N}_1 & N_3 &= \sum \bar{N}_3 - \sum \bar{N}_2 \\ N_2 &= \sum \bar{N}_2 - \sum \bar{N}_1 & N_4 &= \sum \bar{N}_4 \end{aligned}$$

à la fin il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation suivante

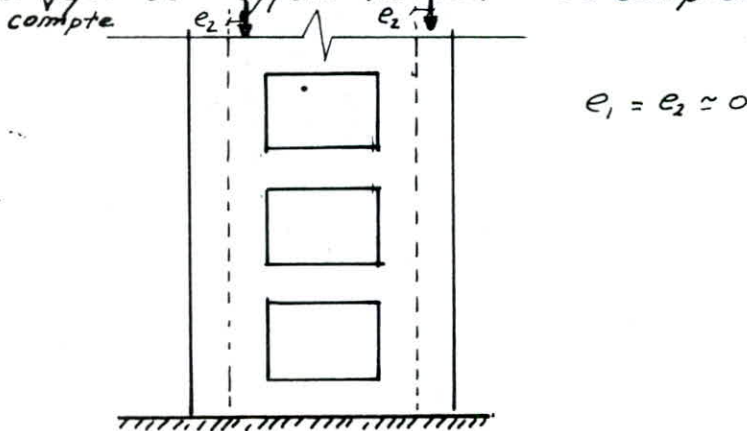
$$M_e = M_1 + M_2 + \dots + 2N_1 (C_1 + C_2 + C_3 + \dots) + 2N_2 (C_2 + C_3 + \dots) + \dots$$

$$M_e = M_{ext}$$

avec M_{ext} c'est le moment extérieur obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends

Cas des charges verticales

D'après M^r DAVIDOVICCI, si les ouvertures sont disposées d'une façon symétrique par rapport à leurs axes, alors les charges verticales sont excentrées, de plus la redistribution des efforts dans les éléments de refend engendrent des moments et des efforts normaux. Mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme, donc on pourra négliger cette excentricité et on ne tiendra compte que de l'effort normal de compression dans les trumeaux.



Les distributions des efforts dans les trumeaux sont résumées dans les tableaux suivants.

VOILE V₃ :

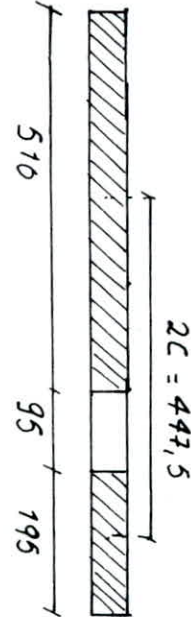
$H_0 = 67,4358 \text{ t}$

$M_{\text{ext}} = 1442,509 \text{ t.m}$

$\eta_{\text{int}} = 1473,990 \text{ t.m}$

erreur $\approx 2,1\%$

Niv	f	ϕ	ψ	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$
T	1,00	0,075	0,000	2,399	2,399	0	0
10	0,91	0,180	0,015	5,758	8,157	-5,811	-0,343
9	0,82	0,325	0,040	10,397	18,554	4,534	0,268
8	0,73	0,470	0,080	15,035	33,589	20,506	1,460
7	0,64	0,590	0,121	19,874	52,463	59,910	3,349
6	0,54	0,700	0,181	22,393	74,856	107,645	6,017
5	0,45	0,790	0,245	25,572	100,123	155,275	8,68
4	0,36	0,870	0,330	27,831	127,954	186,950	10,451
3	0,27	0,930	0,400	29,751	157,710	253,287	14,160
2	0,18	0,948	0,480	30,327	188,036	313,929	17,55
1	0,09	0,910	0,580	29,111	217,147	350,890	19,61
RDC	0,00	0,00	0,620	0	217,147	480,402	26,858

VOILE V₅ :

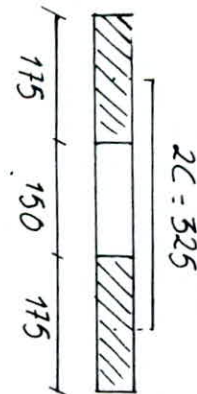
$H_0 = 16,232 \text{ t}$

$M_{\text{ext}} = 313,858 \text{ t.m}$

$\eta_{\text{int}} = 350,4595 \text{ t.m}$

erreur $\approx 10\%$

Niv	f	ϕ	ψ	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$
T	1,00	0,14	0	1,913	1,913	0	0
10	0,91	0,21	0,01	2,869	4,782	-0,338	-0,338
9	0,82	0,34	0,04	4,646	9,428	-1,613	-1,613
8	0,73	0,46	0,08	6,286	15,714	-1,772	-1,772
7	0,64	0,58	0,13	7,925	23,639	-1,206	-1,206
6	0,54	0,69	0,18	9,428	35,067	4,020	4,020
5	0,45	0,78	0,25	10,658	43,725	5,106	5,106
4	0,36	0,85	0,33	11,615	55,340	5,701	5,701
3	0,27	0,89	0,40	12,161	67,501	10,302	10,302
2	0,18	0,86	0,48	11,751	79,252	13,631	13,631
1	0,09	0,65	0,55	8,882	88,134	20,184	20,184
RDC	0,00	0	0,6	0	88,134	32,012	32,012



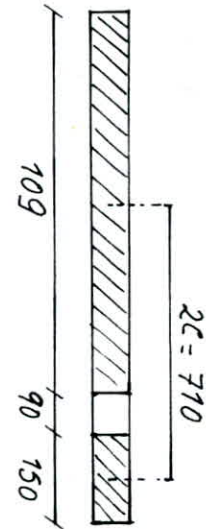
40

VOILE V₁₀ :

$H_0 = 74,1576 \text{ t}$
 $M_{ext} = 1727,39 \text{ t.m}$
 $M_{int} = 1639,8916 \text{ t.m}$

erreur $\approx 5,06\%$

NIV	f	ϕ	ψ	$\pi(t)$	N_1	M_1	M_2
T	1	0,09	0	1,073	1,073	0	0
10	0,91	0,18	0,01	2,146	3,219	9,889	0,026
9	0,82	0,34	0,04	4,054	7,273	37,184	0,097
8	0,75	0,46	0,08	5,485	12,758	87,615	0,228
7	0,64	0,59	0,12	7,035	19,793	166,911	0,435
6	0,54	0,70	0,185	8,346	28,139	265,451	0,692
5	0,45	0,79	0,25	9,419	37,558	370,776	0,966
4	0,36	0,86	0,35	10,254	47,812	479,963	1,251
3	0,27	0,92	0,405	10,970	58,782	608,029	1,584
2	0,18	0,94	0,48	11,208	69,990	746,771	1,946
1	0,09	0,85	0,58	9,896	79,886	869,410	2,266
RDC	0	0	0,60	0	79,886	1069,913	2,788



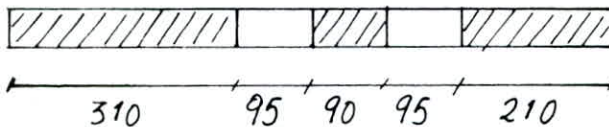
VOILE V₂ :

$H_0 = 67,8189 \text{ t}$
 $M_{ext} = 1377,632 \text{ t.m}$
 $M_{int} = 1386,477 \text{ t.m}$

erreur $\approx 0,64\%$

NIV	f	ϕ	ψ	π'_1	π''_1	π_1	N_1	π'_2	π''_2	π_2	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	1	0,056	0	2,286	2,113	2,199	2,199	1,898	1,704	1,801	-0,398	-1,801	0	0	0
10	0,91	0,175	0,01	7,143	6,603	6,973	9,072	5,932	5,326	5,629	-1,642	-7,43	-3,592	-0,088	-1,116
9	0,82	0,33	0,04	13,469	12,451	12,960	22,032	11,186	10,043	10,614	-3,988	-18,044	-15,997	-0,391	-4,971
8	0,75	0,46	0,075	18,775	17,356	18,065	40,097	15,593	14,000	14,796	-7,257	-32,840	-14,517	-0,355	-4,511
7	0,64	0,59	0,12	24,081	22,261	23,171	63,268	20,00	17,956	18,978	-11,450	-51,818	-9,976	-0,244	-3,100
6	0,54	0,70	0,18	28,571	26,411	27,491	90,759	23,728	21,304	22,516	-16,425	-74,334	-1,417	-0,035	-0,440
5	0,45	0,79	0,25	32,244	29,807	31,025	121,784	26,779	24,043	25,411	-22,516	-99,745	-4,958	-0,121	-1,541
4	0,36	0,88	0,35	35,918	33,203	34,560	156,344	29,830	26,782	28,306	-28,293	-128,051	-13,042	-0,319	-4,053
3	0,27	0,925	0,40	37,755	34,900	36,327	192,671	31,355	28,151	29,753	-34,867	-157,804	5,410	0,132	1,681
2	0,18	0,965	0,48	39,387	36,410	37,898	230,569	32,710	29,368	31,039	-41,726	-188,843	14,432	0,353	4,485
1	0,09	0,945	0,57	38,571	35,655	37,113	267,682	32,033	28,760	30,396	-48,443	-219,239	11,581	0,283	3,599
RDC	0	0	0,64	0	0	0	267,682	0	0	0	-48,443	-219,239	44,696	1,094	13,890

$2C_1 = 295$, $2C_2 = 245$



VOILE V₁₃ :

$$\begin{aligned}
 M_{I_0} &= 413,618 \text{ t} \\
 M_{\text{ext}} &= 7088,742 \text{ t.m} \quad \text{erreur} \approx 3,7\% \\
 M_{\text{int}} &= 7361,436
 \end{aligned}$$

NV	f	φ	ψ	π ₁	π ₄	π ₂	N ₂	N ₃	M ₁	M ₂	M ₃
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0,91	0,09	0,01	6,582	6,582	6,582	0	-6,582	-5,362	-18,530	-5,362
9	0,82	0,18	0,04	13,163	19,745	13,163	0	-13,163	-23,878	-82,524	-23,878
8	0,73	0,27	0,08	19,745	39,49	19,745	0	-19,745	-34,719	-118,122	-34,719
7	0,64	0,36	0,12	26,326	65,816	26,326	0	-26,326	-14,891	-54,465	-14,891
6	0,54	0,45	0,185	33,639	99,455	33,639	0	-33,639	-14,624	-50,453	-14,624
5	0,45	0,54	0,25	40,221	139,676	40,221	0	-40,221	-7,402	-25,580	-7,402
4	0,36	0,64	0,32	46,802	186,478	46,802	0	-46,802	5,551	19,184	5,551
3	0,27	0,73	0,40	53,384	239,862	53,384	0	-53,384	8,075	27,909	8,075
2	0,18	0,82	0,48	59,966	299,828	59,966	0	-59,966	21,543	74,453	21,543
1	0,09	0,91	0,565	66,547	369,375	66,547	0	-66,547	29,797	102,979	29,797
RDC	0	1	0,62	73,129	439,504	73,129	0	-73,129	116,757	403,571	116,757

Rq: pour le calcul des π_i on a utilisé la formule suivante
 $\pi_i = m_i \frac{H_{\text{voile}}(1-f)}{I}$ car le rapport entre les surfaces des ouvertures et la surface totale du voile est inférieur à 10%.

COMBINAISON DES SOLLICITATIONS

Base de calcul des éléments structuraux.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par la combinaison de charges verticales et des charges sismiques données, sur la base du règlement parasismique en vigueur RPA. 81. La combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les formules suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

ou G : charge permanente
 Q : charge d'exploitation
 E : effort sismique

pour les voiles pleins le calcul est simple, mais pour les voiles avec ouvertures il faut noter que la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueur

$$V_i = V \cdot \frac{\ell_i}{\ell}$$

V : charge verticale qui s'applique sur le voile

V_i : charge verticale qui revient au trumeau

ℓ_i : longueur du trumeau + $\frac{1}{2}$ longueur du linteau

ℓ : longueur total du voile

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants pour chaque voile et à chaque niveau

VOILES PLEINS :

V	COMB	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V ₁	G(+)	/	10,532	22,589	34,426	46,263	58,100	69,937	81,775	93,611	105,449	117,286	129,123
	Q(+)	/	3,976	6,055	8,314	10,213	12,292	14,371	16,45	18,529	20,608	22,687	24,766
	G+1,2Q	/	15,523	29,855	44,403	58,518	72,85	87,182	101,515	115,846	130,178	144,510	158,842
	0,8G	/	8,602	18,07	27,54	37,01	46,48	55,949	65,42	74,888	84,359	93,828	103,298
	M(L.m)	/	2,046	5,665	10,701	16,996	24,393	32,734	41,862	51,619	61,848	72,398	83,094
V ₄	G	/	26,473	53,89	81,309	108,727	136,145	163,563	190,981	218,399	245,817	273,235	300,653
	Q	/	13	19,875	26,67	33,505	40,34	47,175	54,01	60,845	67,68	74,515	81,35
	G+1,2Q	/	42,073	77,741	113,313	148,933	184,553	220,173	255,793	291,413	327,033	362,653	398,273
	0,8G	/	21,178	43,311	69,847	86,982	108,916	130,850	152,785	174,719	196,654	218,588	240,522
	M	/	4,577	11,5138	21,7485	34,5419	49,742	66,5256	85,0762	104,9061	125,6956	147,1247	175,1685
V ₆	G	4,553	10,716	15,491	20,266	25,041	29,816	34,591	39,366	44,141	48,916	53,691	58,466
	Q	0,338	2,375	2,882	3,389	3,896	4,403	4,980	5,417	5,924	6,431	6,938	7,445
	G+1,2Q	4,958	13,556	18,949	24,333	29,716	35,099	40,483	45,866	51,250	56,633	62,016	67,412
	0,8G	3,642	8,573	12,393	16,213	20,033	23,853	27,613	31,493	35,313	39,133	42,953	46,773
	M	1,355	1,355	3,751	7,086	11,254	16,152	21,675	27,719	34,180	40,953	47,935	55,021
V ₇	G	/	4,454	8,354	12,254	16,154	20,054	23,954	27,854	31,754	35,654	39,554	43,454
	Q	/	3,10	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
	G+1,2Q	/	8,174	12,074	15,974	19,874	23,774	27,674	31,574	35,474	39,374	43,274	46,174
	0,8G	/	3,563	6,683	9,823	12,423	16,043	19,163	22,283	25,403	28,523	31,643	34,763
	M	/	1,692	4,685	8,850	14,056	20,173	27,071	34,620	42,684	51,149	59,870	58,720

SUITE VOILES PLEINS :

VOILES COMBINAIS	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
V ₈	G (L)	4,553	11,042	15,817	20,592	25,367	30,142	34,917	39,692	44,467	49,242	54,017	58,798
	Q (L)	0,338	3,183	3,605	4,027	4,449	4,871	5,293	5,715	6,137	6,559	6,981	7,405
	G + 12 Q	4,9586	14,861	20,145	25,424	30,706	35,987	41,269	46,55	51,831	57,113	62,394	67,677
	O,8G	3,642	8,834	12,654	16,474	20,294	24,114	27,934	31,754	35,574	39,394	43,214	47,034
V ₁₁	M (L.m)	1,355	1,355	3,751	7,086	11,254	10,152	21,675	27,719	34,180	40,953	47,953	55,021
	G	14,577	32,38	48,864	65,348	81,832	98,316	114,8	131,284	147,768	164,252	180,736	197,220
	Q	1,063	5,211	8,128	11,045	13,962	16,874	19,796	22,713	25,630	28,547	31,464	34,381
	G + 12 Q	15,853	38,633	58,618	78,609	98,586	118,579	138,555	158,540	178,524	198,508	218,493	238,477
V ₁₂	O,8G	11,662	25,904	39,091	52,278	64,466	78,655	91,840	105,027	118,214	131,402	144,589	157,777
	M (L.m)	3,324	3,324	9,204	17,385	27,612	39,629	53,180	68,009	83,861	100,480	117,610	134,996
	G	10,185	21,911	32,190	42,469	52,748	63,027	73,306	83,585	93,864	104,143	114,422	124,701
	Q	0,615	3,69	5,227	6,764	8,301	9,338	11,375	12,912	14,449	15,986	17,523	19,06
V ₁₂	G + 12 Q	10,923	26,339	38,462	50,586	62,709	74,233	86,956	99,079	111,203	123,326	135,449	147,573
	O,8G	8,148	17,529	25,752	33,975	42,198	50,422	58,645	66,868	75,91	83,314	91,538	99,761
	M (L.m)	1,314	1,314	3,638	6,873	10,915	15,666	21,022	26,804	33,151	39,720	46,492	53,365

VOILES A UNE SEULE FILE D'OUVERTURE

COMBINAISON	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
VOILE V3												
TRUPEAU I												
G		16,528	34,153	51,778	69,403	87,028	104,653	122,278	139,903	157,528	175,153	192,778
Q		7,888	11,948	16,008	20,068	24,128	28,188	32,248	36,308	40,368	44,428	48,488
E		8,157	18,554	33,589	52,463	74,856	100,128	127,959	157,710	188,036	217,417	247,417
G+Q+E		32,573	64,655	101,375	141,934	186,012	232,969	282,485	333,921	385,932	436,728	458,413
O,8G+E		21,379	45,876	75,011	107,985	144,478	183,85	225,781	269,632	314,058	357,06	371,369
O,8G-E		5,065	8,768	7,833	3,059	-5,233	-16,405	-39,136	-45,787	-62,014	-77,024	-62,924
M1		-5,811	4,534	20,506	59,91	107,645	155,275	186,950	253,23	313,923	350,89	480,04
G		7,189	14,855	22,521	30,187	37,853	45,519	53,185	60,851	68,517	76,183	63,849
Q		3,431	5,197	6,963	8,729	10,495	12,261	14,03	15,793	17,519	19,325	21,091
E		8,157	18,554	33,589	52,463	74,856	100,128	127,96	157,71	188,031	217,147	217,147
G+Q+E		18,777	38,606	63,073	91,379	123,204	157,408	195,171	234,354	274,104	312,655	322,097
O,8G+E		13,908	30,439	51,606	76,612	105,138	136,543	170,507	206,390	242,844	278,093	284,226
O,8G-E		-2,405	-6,67	-15,572	-28,373	-44,573	-63,713	-85,411	-109,03	-133,217	-156,20	-150,067
M2		-0,343	0,268	1,46	3,349	6,017	8,680	10,451	14,160	17,55	19,61	26,858
G	5,0165	11,146	16,836	22,526	28,216	33,906	39,596	45,286	50,976	56,666	62,356	68,046
Q	0,36	2,16	3,06	3,96	4,86	5,76	6,66	7,60	8,46	9,36	10,26	11,16
E	1,913	4,786	9,428	15,714	23,639	33,067	43,725	55,34	67,501	79,252	88,134	88,134
G+Q+E	7,289	18,092	29,324	42,2	56,715	72,733	89,981	108,186	126,937	145,278	160,75	167,34
O,8G+E	5,926	13,703	22,897	33,735	46,212	60,192	75,402	91,569	108,186	124,585	138,019	142,571
O,8G-E	2,100	4,131	4,041	2,307	-1,066	-5,942	-12,048	-19,11	-26,708	-33,92	-38,25	-33,647
M1	-0,338	-1,63	-1,772	-1,206	4,020	5,106	5,701	10,302	13,631	20,184	32,012	32,012
G	5,0165	11,146	16,836	22,526	28,216	33,906	39,596	45,286	50,976	56,666	62,356	68,046
Q	0,36	2,16	3,06	3,96	4,86	5,76	6,66	7,60	8,46	9,36	10,26	11,16
E	1,913	4,786	9,428	15,714	23,639	33,067	43,725	55,340	67,501	79,252	88,134	88,134
G+Q+E	5,926	18,092	29,324	42,2	56,715	72,733	89,981	108,186	126,937	145,278	160,75	167,34
O,8G+E	4,100	13,703	22,897	33,735	46,212	60,192	75,402	91,569	108,282	124,585	138,019	142,571
O,8G-E	2,100	4,131	4,041	2,307	-1,066	-5,942	-12,048	-19,11	-26,720	-33,919	-38,249	-33,697
M2	-0,338	-1,63	-1,772	-1,206	4,020	5,106	5,701	10,302	13,631	20,184	32,012	32,012

VOILES V3 et V5

Suite voiles à une file d'ouverture:

V	COMBINAI	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
1 ^{er} trumeau	G	25,736	50,891	74,821	98,751	122,681	146,610	170,540	194,470	218,400	242,329	266,259	290,189
	Q	2,052	11,253	15,917	20,661	25,365	30,069	34,773	39,477	44,181	48,884	53,588	58,292
	E	1,073	3,219	7,273	12,78	19,793	28,139	37,558	47,812	58,782	69,990	79,886	79,886
	G+Q+E	28,861	65,363	98,051	132,170	167,839	204,818	242,871	281,759	321,363	361,203	399,753	428,367
	0,86+E	21,662	43,932	67,130	91,759	117,938	145,427	173,990	203,398	247,764	293,873	343,121	392,265
	0,86-E	19,516	37,494	52,584	66,243	78,352	89,149	98,874	107,764	115,938	123,873	131,312	152,265
	M ₁	0	9,889	37,184	87,615	166,911	265,451	370,776	479,963	588,771	698,209	807,377	916,245
	G	4,422	8,743	12,855	16,966	21,077	25,189	29,300	33,411	37,522	41,634	45,745	49,856
	Q	0,352	1,933	2,742	3,550	4,358	5,166	5,974	6,782	7,590	8,399	9,207	10,015
	E	1,073	3,219	7,273	12,758	19,793	28,139	37,558	47,812	58,782	69,990	79,886	79,886
2 ^e trumeau	G+Q+E	5,847	13,895	22,87	33,274	45,228	58,494	72,832	88,005	103,894	120,023	134,838	139,757
	0,86+E	4,611	10,213	17,557	26,331	36,655	48,290	60,998	74,541	88,800	103,297	116,482	119,771
	0,86-E	2,465	3,775	3,011	0,815	-2,931	-7,988	-14,118	-21,083	-28,764	-36,693	-43,290	-40,001
	M ₂	0	0,028	0,074	0,228	0,435	0,692	0,966	1,251	1,584	1,946	2,264	2,788
	G	5,0165	11,146	16,836	22,526	28,216	33,906	39,596	45,286	50,976	56,666	62,356	68,046
	Q	0,36	2,16	3,06	3,96	4,86	5,76	6,66	7,60	8,46	9,36	10,26	11,16
	E	1,913	4,786	9,428	15,714	23,639	33,067	43,725	55,34	67,501	79,252	88,134	88,134
	G+Q+E	7,289	18,092	29,324	42,2	56,715	72,733	89,981	108,186	126,937	145,278	160,75	167,34
	0,86+E	5,926	13,703	22,897	33,735	46,212	60,192	75,402	91,596	108,186	124,585	138,019	142,571
	0,86-E	2,100	4,131	4,041	2,307	-1,066	-5,942	-12,048	-19,11	-26,720	-33,919	-38,249	-33,697
2 ^e trumeau	M ₁	-0,338	-1,163	-1,772	-1,206	4,020	5,106	5,701	10,302	13,631	20,184	32,012	32,012
	G	5,0165	11,146	16,836	22,256	28,216	33,906	39,596	45,286	50,976	56,666	62,356	68,046
	Q	0,36	2,16	3,06	3,96	4,86	5,76	6,66	7,60	8,46	9,36	10,26	11,16
	E	1,913	4,786	9,428	15,714	23,639	33,067	43,725	55,34	67,501	79,252	88,134	88,134
	G+Q+E	7,289	18,092	29,324	42,2	56,715	72,733	89,981	108,186	126,937	145,278	160,75	167,34
	0,86+E	5,926	13,703	22,897	33,735	46,212	60,192	75,402	91,596	108,186	124,585	138,019	142,571
	0,86-E	2,100	4,131	4,041	2,307	-1,066	-5,942	-12,048	-19,11	-26,720	-33,919	-38,249	-33,697
	M ₂	-0,338	-1,163	-1,772	-1,206	4,020	5,106	5,701	10,302	13,631	20,184	32,012	32,012
	G	5,0165	11,146	16,836	22,256	28,216	33,906	39,596	45,286	50,976	56,666	62,356	68,046
	Q	0,36	2,16	3,06	3,96	4,86	5,76	6,66	7,60	8,46	9,36	10,26	11,16
E	1,913	4,786	9,428	15,714	23,639	33,067	43,725	55,34	67,501	79,252	88,134	88,134	
G+Q+E	7,289	18,092	29,324	42,2	56,715	72,733	89,981	108,186	126,937	145,278	160,75	167,34	
0,86+E	5,926	13,703	22,897	33,735	46,212	60,192	75,402	91,596	108,186	124,585	138,019	142,571	
0,86-E	2,100	4,131	4,041	2,307	-1,066	-5,942	-12,048	-19,11	-26,720	-33,919	-38,249	-33,697	

VOILES V₁₀ et V₉

VOILES A DEUX FILES D'OUVERTURES

VOILES	COMBINAISONS	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
1 ^{er} trumeau	G		11,125	23,384	35,542	47,701	59,859	72,018	84,176	96,335	108,494	120,652	132,811
	Q		5,235	7,852	10,470	13,087	15,704	18,322	20,939	23,556	26,174	28,791	31,409
	E		9,072	22,032	40,097	63,268	90,759	121,784	156,344	192,671	230,569	267,682	267,682
	G+P+E		25,532	53,268	86,109	124,056	166,323	212,124	261,459	312,562	365,236	417,125	431,901
	0,8G+E		18,052	40,338	68,530	101,429	138,646	179,398	223,685	269,739	317,364	364,203	373,930
	0,8G-E		-0,0402	-3,325	-11,663	-25,107	-42,871	-64,170	-89,002	-115,602	-143,774	-171,160	-161,433
	M ₁		-3,592	-15,997	-41,517	-9,976	-1,417	-4,958	-13,042	5,410	14,432	11,581	44,676
	G		5,809	12,101	18,392	24,684	30,976	37,268	43,560	49,852	56,144	62,435	68,727
	Q		2,709	4,063	5,419	6,772	8,127	9,481	10,836	12,190	13,544	14,899	16,253
	E		1,642	3,988	7,257	11,450	16,425	22,039	28,213	34,807	41,726	48,433	48,443
2 nd trumeau	G+P+E		10,159	20,152	31,067	42,907	55,528	68,788	82,688	96,908	111,414	125,777	133,423
	0,8G+E		6,289	13,668	21,970	31,197	41,206	51,853	62,140	74,748	86,640	98,391	103,424
	0,8G-E		3,005	5,692	7,456	8,297	8,356	7,775	6,554	5,014	3,188	1,605	6,538
	M ₂		-0,008	-0,391	-0,355	-0,234	-0,035	-0,121	-0,349	0,132	0,353	0,283	1,094
	G		8,085	16,843	25,600	34,358	43,115	51,873	60,631	69,388	78,146	86,903	95,661
	Q		3,771	5,656	7,541	9,426	11,312	13,197	15,082	16,967	18,852	20,738	22,623
	E		7,43	18,044	32,84	51,818	74,334	99,745	128,051	157,804	188,843	219,239	219,239
	G+P+E		19,285	40,542	65,981	95,602	128,761	164,815	203,763	244,353	285,841	326,239	337,523
	0,8G+E		13,898	31,518	53,320	79,304	109,826	141,243	176,555	215,359	251,359	288,762	295,767
	0,8G-E		-0,961	-4,569	-12,359	-24,332	-39,842	-58,246	-79,546	-103,332	-126,326	-149,716	-142,710
3 rd trumeau	M ₃		1,116	-4,971	-4,511	-3,100	-0,440	-1,541	-4,053	1,681	4,485	3,594	13,890

VOILE V2

Suite voile à 2 files d'ouvertures :

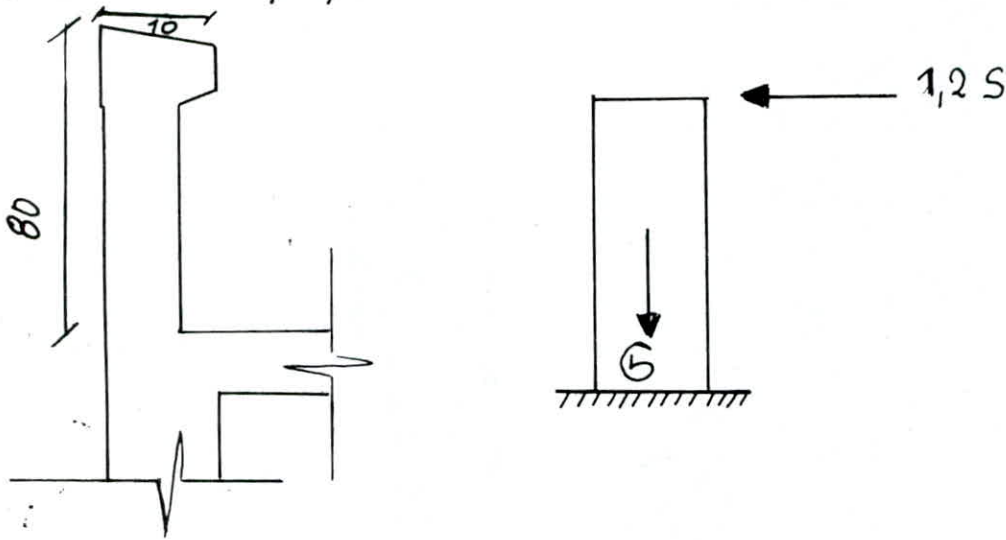
VOILES	COMBINAISONS	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
per trumeau	G	7,001	21,265	34,345	47,425	60,421	73,585	86,666	99,746	112,826	125,906	138,986	152,066
	Q	0,395	2,373	4,546	6,718	8,891	11,063	13,236	15,409	17,581	19,754	21,927	24,099
	E	0	6,582	19,745	39,49	65,816	93,634	128,104	166,676	209,008	245,882	277,288	305,504
	G+Q+E	7,397	30,220	58,636	93,634	135,128	184,104	239,578	301,633	370,269	445,448	527,288	611,670
	0,8G+E	5,601	23,594	47,221	77,430	114,153	158,323	209,008	266,274	330,122	409,552	477,564	557,157
	0,8G-E	5,601	10,430	7,731	-11,549	-17,748	-23,818	-30,586	-37,402	-44,681	-51,903	-59,103	-66,185
	M ₁	0	-5,362	-23,818	-34,179	-44,891	-55,814	-67,402	-79,333	-91,681	-104,552	-117,909	-131,766
	G	10,972	33,325	53,822	74,320	94,816	115,316	135,814	156,311	176,809	197,307	217,805	238,303
	Q	0,619	3,719	7,124	10,528	13,933	17,338	20,743	24,147	27,552	30,957	34,361	37,766
	E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
per trumeau	G+Q+E	11,592	37,044	60,947	84,849	108,620	132,654	156,557	180,459	204,362	228,264	252,167	276,069
	0,8G+E	8,77	26,660	43,058	59,456	75,749	92,253	108,651	125,049	141,447	157,846	174,244	190,642
	0,8G-E	8,77	26,660	43,058	59,456	75,749	92,253	108,651	125,049	141,447	157,846	174,244	190,642
	M ₂	0	-18,53	-82,524	-118,122	-151,465	-182,543	-212,588	-242,666	-272,909	-303,403	-334,111	-365,066
	0	7,001	21,265	34,345	47,425	60,421	73,585	86,666	99,746	112,826	125,906	138,986	152,066
S: trumeau	Q	0,395	2,373	4,546	6,718	8,891	11,063	13,236	15,409	17,581	19,754	21,927	24,099
	E	0	6,582	19,745	39,49	65,816	93,634	128,104	166,676	209,008	245,882	277,288	305,504
	G+Q+E	7,397	30,220	58,636	93,634	135,128	184,104	239,578	301,633	370,269	445,448	527,288	611,670
	0,8G+E	5,601	23,594	47,221	77,430	114,153	158,323	209,008	266,274	330,122	409,552	477,564	557,157
	0,8G-E	5,601	10,430	7,731	-11,549	-17,748	-23,818	-30,586	-37,402	-44,681	-51,903	-59,103	-66,185
M ₃	0	-5,362	-23,818	-34,179	-44,891	-55,814	-67,402	-79,333	-91,681	-104,552	-117,909	-131,766	

VOILE V13

ACROTERE

Introduction :

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console dans le plancher terrasse, elle est sollicitée par son poids propre et la surcharge due à la main propre



Le calcul se fera en flexion composée sous M et N car la section dangereuse se trouve à l'encastrement

$$N = G = 0,1 \times 0,8 \times 2500 = 200 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,25 H \quad M = 1,2 \cdot 100 \times 0,8 \quad \text{d'où } M = 96 \text{ kg.m/ml}$$

Le calcul se fera par une bande de un mètre linéaire pour une section $(0,1; 100) \text{ m}^2$. Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé à l'aide de la méthode de Pierre Charon.

$$\text{Centre de pression} \quad \left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} \quad e_0 = 0,48 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{h_t}{6} \quad e_1 = 16,7 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 \gg e_1$$

puisque l'effort normal sollicitant l'acrotère est un effort de compression et le point d'application et la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section, donc notre section est partiellement comprimée.

Ferrailage

$$\text{Moment résultant} \quad M_{rb} = k b h^2 \quad \text{avec } k = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}$$

$$\text{avec } \bar{\alpha} = 0,423 \quad \bar{\sigma} = 0,859 \quad k = 24,901$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} 137 \cdot 0,423 \cdot 0,859 \cdot 8^2 \cdot 100 = 1593,66 \text{ kg.m} > M_{ext}$$

d'où les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

$M_f = M + Nf$ avec f : distance du centre de pression aux armatures tendues.

$$M_f = M + N.f =$$

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = N e_A = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) \quad AN : M_f = 102 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \mu = 0,0085 \quad \epsilon = 0,9583 \quad K = 105 \quad A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} \quad A_1 = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,39 \text{ cm}^2$$

cette section d'acier est trop faible, on adoptera alors la section d'armatures minimale donnée par la condition de non fragilité.

condition de non fragilité art 52 CCBA 68

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} b h \quad A \geq 0,775 \text{ cm}^2$$

La section adoptée

$$A = 4 \text{ T6 / ml} \quad (1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm}$$

Verifications diverses

verification de l'espacement : conformément aux règles CCBA 68 art 57.33
 $t_{\min} \leq 3h_t = 30 \text{ cm}$ avec $t = 25 \text{ cm} < 30$ donc vérifié

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} \quad \sigma'_b = \frac{2800}{106} = 26,6 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

verification de la condition de non fissuration

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{25d} \quad w_f = 2,825 \cdot 10^{-3} \quad \eta = 1,6 \quad K = 1 \cdot 10^6 \text{ d'où } \sigma_1 = 732,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc la fissuration est vérifiée} \quad \sigma_2 = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

verification a l'effort tranchant :

on doit vérifier que : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ avec $z = \frac{7}{8} h$ $z = 7 \text{ cm}$

$$T = 1,25 = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$$

$$M = 102 \text{ kg.m/ml}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 1,13 \times 2800 = 3136 > 1577,4$$

donc vérifiée

verification au cisaillement

$$\text{on doit vérifier que } \tau_b = \frac{T}{b z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{120}{100.7} = 0,171 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais on prévoit des armatures de répartition 2T6

Vérification au séisme local :

On applique la méthode citée au RPA 81 art 3.39

Les éléments secondaires de la structure doivent être vérifiés sous l'action des forces horizontales $F_p = ZI C_p W_p$

W_p : poids de l'élément

ZI : dépend de la zone et du groupe d'usage de l'ouvrage

zone II groupe d'usage 2 $\rightarrow ZI = 0,6$

$$F_p = 0,6 \times 0,8 \cdot 200 = 96 \text{ kg/ml} < 1,2 S = 120 \text{ kg/ml}$$

$C_p = 0,8$: élément de console

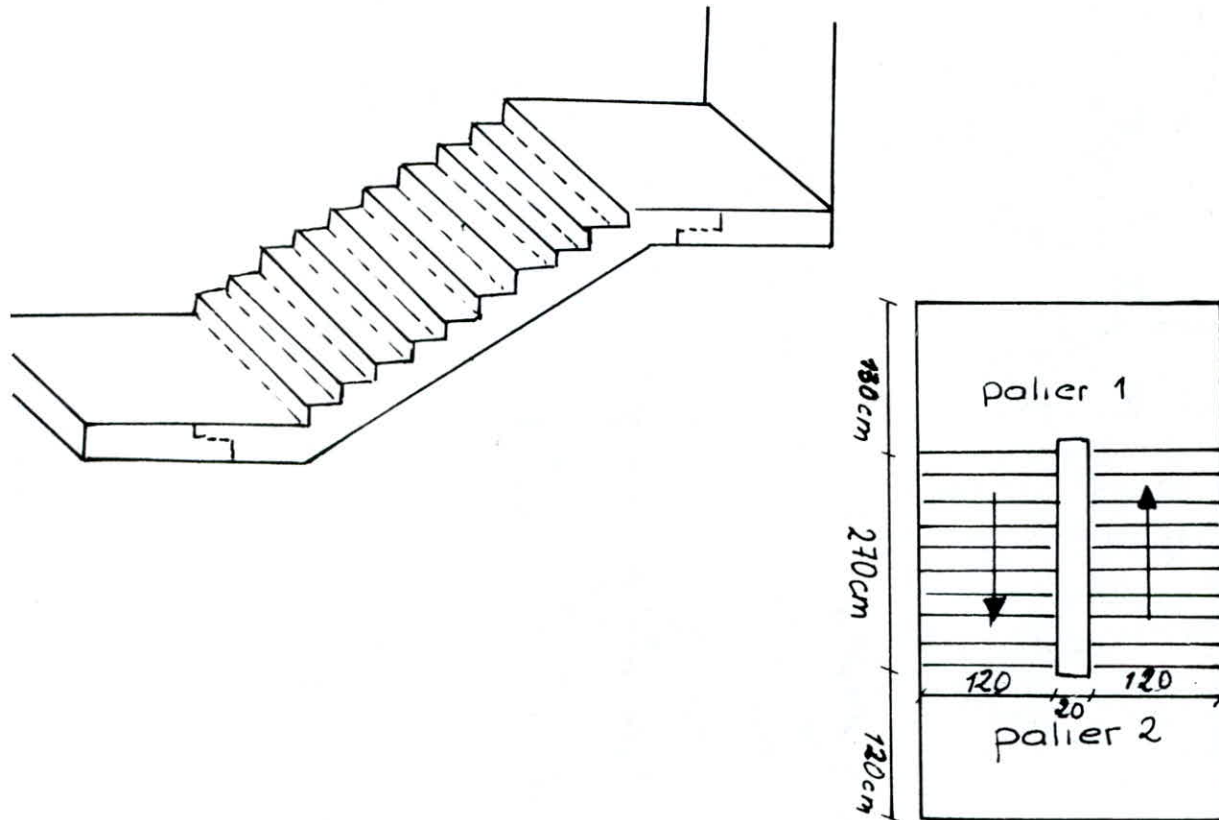
d'acrotère est dimensionné avec un effort supérieur à l'effort sismique, donc l'acrotère est vérifié au séisme local

R9 :

L'acrotère de la terrasse accessible est ferrillé de la même manière ainsi que toutes les vérifications sont satisfaites.

ESCALIERS

L'escalier que nous étudions est à paillasse préfabriquée. Cette paillasse est simplement appuyée sur les paliers. Les appuis hauts et bas se font par l'intermédiaire de bequets sur toute la largeur de l'escalier.



La préfabrication peut être faite en usine ou sur chantier. Les paliers sont coulés sur place. Ils sont assimilés à des dalles pleines encastrées (semi) sur 3 cotés et simplement appuyées sur le 4^e, ce dernier est réalisé par l'intermédiaire de la poutre palier.

Configuration de la volée :

la vérification de la formule de confort empirique de BLONDEL

$$\left. \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{données par l'architecte}$$

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq 60 \leq 64$$

ce qui est vérifié

$$\tan \alpha = 135/270 = 0,5$$

$$\tan \alpha = 0,5 \rightarrow \alpha = 26^{\circ}56'$$

Epaisseur de la pailleasse

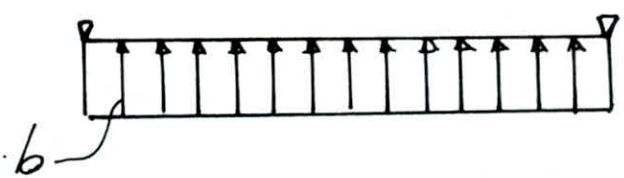
$$\frac{l}{2} \leq a \leq \frac{2l}{3} \quad \text{or} \quad l = \sqrt{H^2 + G^2} \quad \text{avec} \quad G = \sum G_i = 9 \times 30 = 270$$

$$H = \sum h_i = 9 \times 15 = 135$$

$$l = 302$$

Calcul de la pailleasse :

La pailleasse sera calculée en flexion simple pour les charges normales $G+1,2P$ avec une portée horizontale



La charge par m^2 $q = G + 1,2P$ avec $G = 716,96 \text{ kg/m}^2$ $P = 500 \text{ kg/m}^2$

La charge en kg/m $q_t = 1076,96 \times 1,1 + 100 = 1358,504 \text{ kg/m}$

Détermination des charges :

Les réactions $R_A = R_B = \frac{qL}{2} = 2302,22 \text{ kg}$

$M_{max} = q \frac{L^2}{8} = 2358,504 \times \frac{3,44^2}{8} = 1979,91 \text{ kgm}$

dou $\mu = 0,0627$ $E = 0,9965$ $K = 35,3$ dou $A = 6,06 \text{ cm}^2$

ou adopte $8T10$ $A = 6,28 \text{ cm}^2$

Armatures de réparation : on prévoit des armatures de réparation telles que leurs sections soient prise forfaitairement aux f des armatures principales $\frac{1}{6}$ $6,28 = 1,57 \text{ cm}^2$ — on adopte $6T6$ espacement 16 cm

Calcul des armatures en crochets :

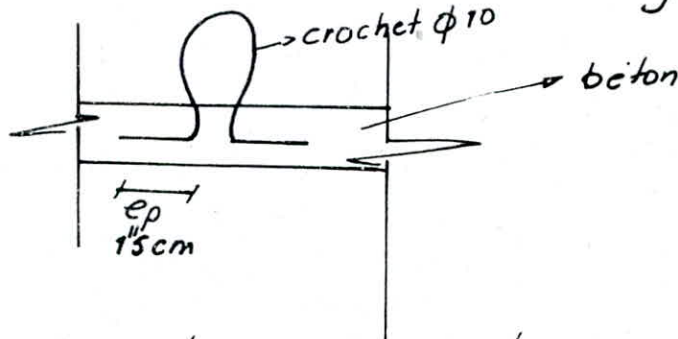
pois propre de la pailleasse : $G = 2836,294 \text{ kg}$

pois propre majeure : $1,26 = P = 3403,55 \text{ kg}$

on dispose de 4 crochets sur la corn de la pailleasse

on aura une traction sur chaque crochet $T = \frac{P}{4} = \frac{3403,55}{4} = 850,88 \text{ kg}$
 $T = A \bar{\sigma}_0 \rightarrow A = \frac{T}{\bar{\sigma}_0} \rightarrow A = 0,50 \text{ cm}^2$ crochet en $\phi 8$. $A = 0,50 \text{ cm}^2$

Nous adoptons tout de même $\phi 10$ en crochets, et ce contre les risques éventuels de choc pendant les manœuvres ces aciers seront ancrés sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse



NB toutes les vérifications ont été faites.

Calcul des béquets :

chaque bequet de la paillasse et de la poutre palière sera calculé pour une charge linéaire $q = \gamma_g (G + 1,2 P)$ où :

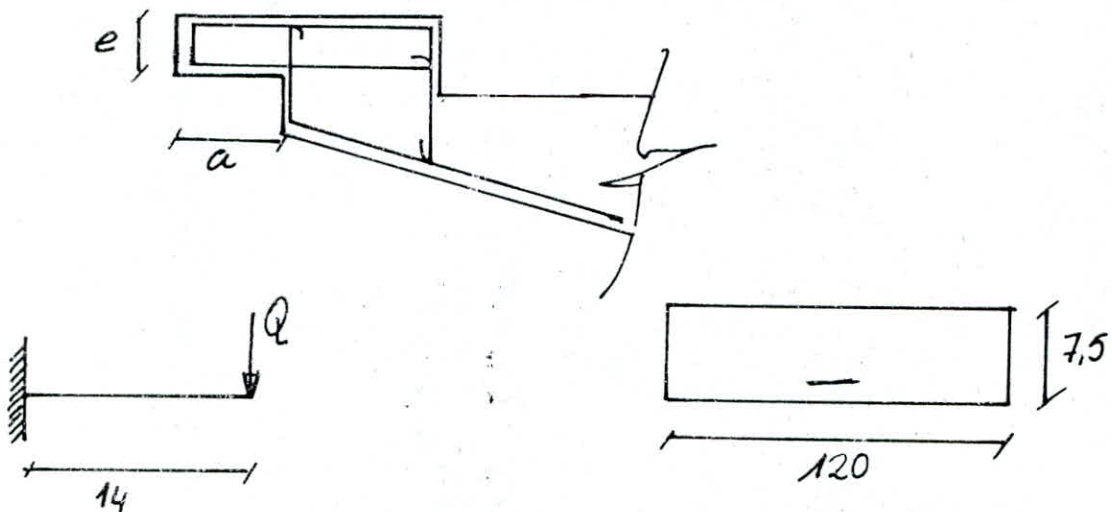
γ_g : coefficient de comportement expérimental (donné par un tableau) qui tient compte des conditions de pose et de ferrillage

$\gamma_g = 1,4$ (calcul du bequet en flexion sans armatures & suspension et pose de la volée à bain mortier)

L'épaisseur des bequets doit être supérieure à 7cm

La largeur des bequets doit être supérieure à 10cm

on prend $e = 7,5 \text{ cm}$
 $a = 14 \text{ cm}$
 $l = 16 \text{ cm}$



$$\text{d'ou } Q = 1,4 q L \quad \text{AN} \quad Q = 1,4 \cdot 1338,504 \cdot \frac{3,44}{2} \quad Q = 3223,11 \text{ kg}$$

$$M = Q \cdot l \quad \text{AN} \quad M = 3223 \cdot 0,14 = 465,23 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \mu = 0,823 \quad \epsilon = 28,1 \quad \kappa = 0,8838 \quad A = 3,42 \text{ cm}^2$$

on adopte 7T8

Verification au cisaillement :

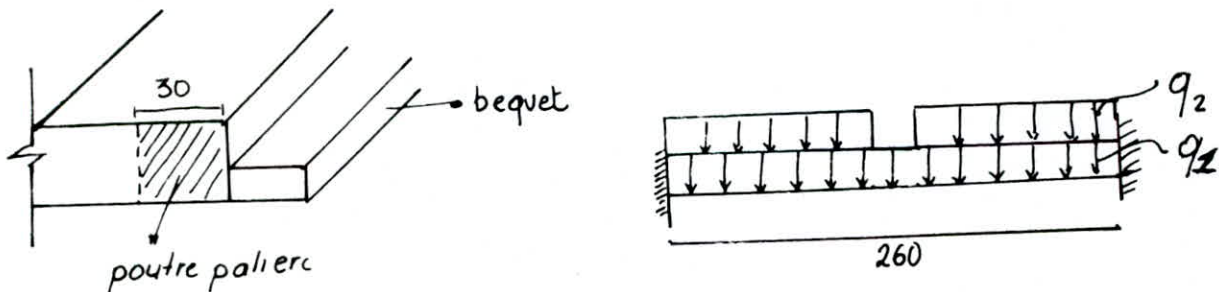
$$T = Q = 3223,11 \quad \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{3223,11}{100 \times \frac{7}{8} \times 5,5} = 6,69 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{d'ou } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ donc on ne prévoit pas d'armatures transversales sauf constructives
le bequet comportera deux armatures de répartition 2T10

Calcul de la poutre palier :

C'est une poutre incorporée dans le palier qui sert comme appui des volées de l'escalier sur les paliers
elle sera soumise à son poids propre et au poids de la volée



les dimensions de la poutre sont $h_t = 16$
 $b = 30$

- poids propre $q_1' = 0,16 \times 0,3 \times 2,5 = 0,12 \text{ t/ml}$

- poids propre } $q_1 = 0,12 + 1,2 \times 0,3 \times 0,3 = 0,228 \text{ t/ml}$
+ surcharge }

- poids de la volée $q_2 = \frac{1,077 \times 2,7}{2} = 1,454 \text{ t/ml}$

d'ou $M_0^{\max} = q_1 \frac{l_1^2}{8} + q_2 \frac{l_2^2}{8}$ en travée $M_{\max} = 1,239 \text{ t.m}$

$T^{\max} = q_1 \frac{l_1}{2} + q_2 l_2$ a l'appui $T_{\max} = 2,041 \text{ t.}$

pour une poutre semi encastree aux deux extremités

$M_{\text{travée}} = 0,85 M_0$ AN $M_{\text{er}} = 1,053 \text{ t.m}$

$T_{\text{appui}} = 0,40 M_0$ AN $M_{\text{ap}} = 0,486 \text{ t.m}$

Ferraillage

$$M = 1,053 \text{ t.m} \quad \text{en travée} \quad \mu = 0,0959 \quad \epsilon = 0,8763 \quad K = 25,4$$

$$\text{d'où } A = 3,065 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 3T12$$

$$\text{armature transversale} \quad T_{\max} = 2,041 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

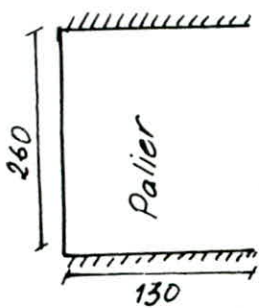
$$\tau_b = 5,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_b < 2,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

on adopte 4 $\phi 6$ (1,13 cm²)
espacement $t = 10 \text{ cm}$.

$$M = 0,496 \quad \text{à l'appui} \quad \mu = \quad \epsilon = \quad K$$

$$\text{d'où } A = \quad \text{on adopte } 3T10$$

Calcul des paliers

Ce palier est une dalle semi-encastree sur deux cotés appuyés sur le 3^e et libre sur le 4^e

elle est soumise à son propre et à la surcharge.

$$q = G + 1,2 P \quad G = 518 \text{ kg/cm}^2 \quad P = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{AN } q = 878 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'après les tables de BARRES} \quad \delta = \frac{130}{260} = 0,5 \quad W_s = 0,6529$$

$$W_{bs} = 1,1539$$

$$M_{xs} = 0,0832$$

$$M_{ys} = 0,0341$$

$$M_{yas} = 0,0575$$

determination du moments.

$$M_{xs} = m_{xs} q a^2 \quad M_{xs} = 0,123 \text{ t.m}$$

$$M_{ys} = m_{ys} q b^2 \quad M_{ys} = 0,202 \text{ t.m}$$

$$M_{yas} = m_{yas} q b^2 \quad M_{yas} = 0,341 \text{ t.m}$$

$$\text{moments en travée} \quad M_{ly} = 0,85 M_{yas} = 0,85 \times 0,341 = 0,290 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{yas} = 0,171 \text{ t.m}$$

$$M_{lx} = 0,105 \text{ t.m}$$

$$\eta_{ax} = 0,062 \text{ t.m}$$

Ferraillage

entravée $M = 0,290 \text{ t.m}$ $\mu = 0,0074$ $E = 0,9612$ $K = 114$

$A = 0,74 \text{ cm}^2$ on adopte un ~~cadre~~ cadre 4T6

Verifications - contraintes

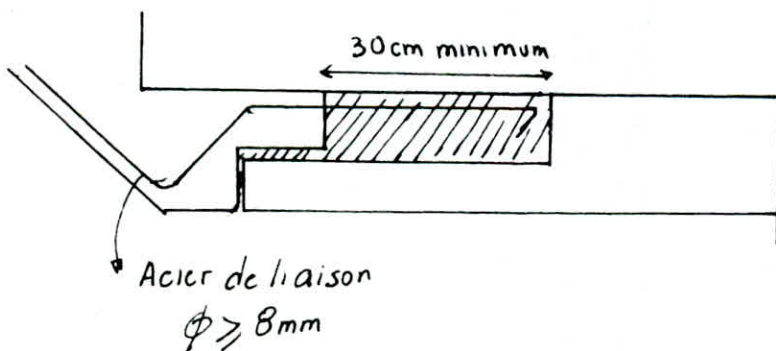
$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} \quad \omega = 0,0779 \quad E = 0,9528 \quad K = 91$$

$$\sigma_a = \frac{M}{AEh} \quad \sigma_a = 1857,60 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 20,41 < \bar{\sigma}'_b$$

Liaison paillasse palier

Afin d'assurer une garantie contre tout risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du seisme, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématique des paillasse et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paillasse prefabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui on prendra 3T10/me ($2,35 \text{ cm}^2$)



PLANCHERS

Introduction :

Le type de coffrage utilisé est le coffrage "table et banches". Les planchers terrasses, de l'étage courant et du RDC seront constitués par la juxtaposition de plusieurs panneaux reposant sur 3 côtés et libres sur le 4^e côté. Vu la jonction plancher - voile qui provoque un semi-encastrement on sera donc amenés à faire une répartition des moments isostatiques maximums en travées et sur appuis. Cette répartition se fera suivant les prescriptions du CCBA 68 art 57.

- pour le calcul de dalle sur quatre appuis on utilise la méthode de CCBA 68
- pour le calcul de dalle sur 3 appuis, on utilise la méthode exposée dans le livre de M^l BARRES :

- Le calcul se fait en fonction du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ et le coeff de poisson μ , pour le béton armé $\mu = 0,15$ et ensuite on tire le coeff w et m avec w : coeff de fleche
 m : coeff du moment

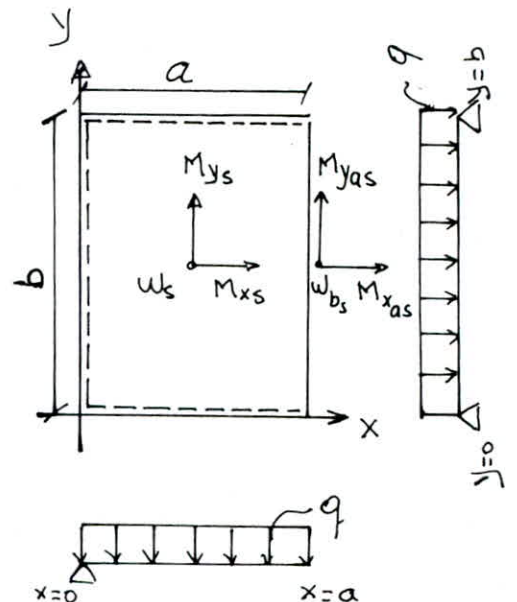
et w_s : coeff de la fleche au milieu de la dalle
 w_{bs} : coeff de la fleche au milieu du bord libre de la dalle
 m_{xs} : coeff du moment flechissant dans la direction x au milieu de la dalle
 m_{ys} : coeff du moment flechissant dans la direction y au milieu de la dalle
 m_{yas} : coeff du moment flechissant dans la direction y au bord libre de la dalle

on détermine ensuite σ fleches et les moments flechissants

$$f_s = w_s q \frac{a^4}{Eh^3}, \quad f_{bs} = w_{bs} q \frac{a^4}{Eh^3}, \quad M_{xs} = m_{xs} q a^2, \quad M_{ys} = m_{ys} q b^2$$

$$M_{yas} = m_{yas} q b^2, \quad M_{xsa} = -\mu M_{yas} \text{ avec}$$

q : charge uniformément répartie sur la dalle
 E : module de Young $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 h : épaisseur de la dalle
 a et b sont les dimensions en plan de la dalle



Exemple : calcul d'un panneau de dalle

Soit la dalle trapézoïdale

. plancher terrasse	charge permanente	$G = 711 \text{ kg/m}^2$
	surcharges d'exploitation	$P = 500 \text{ kg/m}^2$
	sollicitation	$G + 1,2P = 1311 \text{ kg/m}^2$
. plancher courant	charge permanente	$G = 593 \text{ kg/m}^2$
	surcharge d'exploitation	$P = 175 \text{ kg/m}^2$
	sollicitation	$G + 1,2P = 833 \text{ kg/m}^2$

Remarque : pour le cas des loggias et séchoirs $P = 300 \text{ kg/m}^2$
 sollicitation $G + 1,2P = 953 \text{ kg/m}^2$

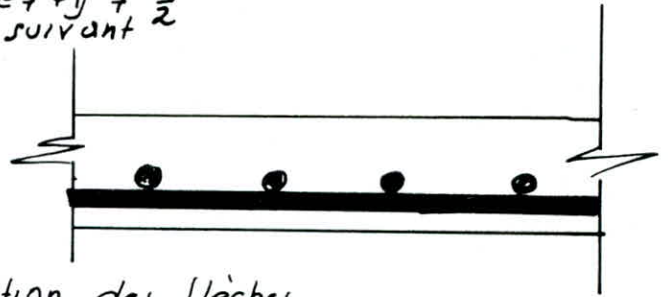
Les panneaux de dalle du plancher courant seront calculés sous la charge $q = 803 \text{ kg/m}^2$ exceptée la dalle comportant la loggia et séchoir

La dalle ayant une épaisseur de 16 cm, donc le diamètre maximal $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 1,6 \text{ cm}$ pour notre dalle on prendra :

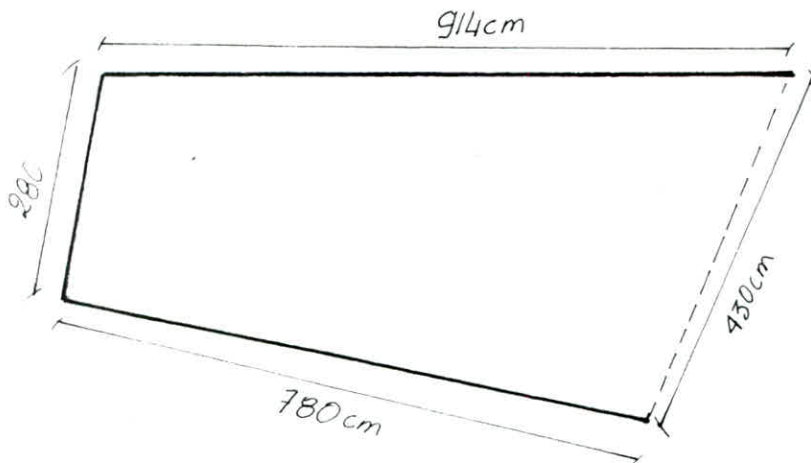
- . l'enrobage $e = 1 \text{ cm}$
- . $h_y = h_t - d$ avec $d = e + \frac{\phi_y}{2}$
- . $h_x = h_t - d_1$ avec $d_1 = e + \phi_y + \frac{\phi_x}{2}$
- . Les armatures longitudinales suivant

$$\begin{array}{l} y \rightarrow \phi_{Ly} = 10 \text{ mm} \\ x \rightarrow \phi_{Lx} = 8 \text{ mm} \end{array}$$

$$\text{AN} \quad \begin{array}{l} h_y = 14,5 \text{ cm} \\ h_x = 13,6 \text{ cm} \end{array}$$

Calcul des moments et vérification des flèches

$$\frac{c}{a} = \frac{2,80}{4,30} = 0,651 > 0,25$$



notre dalle sera calculée comme une dalle rectangulaire sur 3 appuis avec les dimensions réduites

$$a_r = \frac{2}{3} (2c + a) \frac{a}{a+c}$$

$$a_r = 4 \text{ m}$$

$$b_r = b - \frac{a(a-c)}{6(a+c)}$$

$$b_r = 7,65 \text{ m}$$

voir BARRES p: 424

$$\delta = \frac{AN}{4} \quad \delta = \frac{7,65}{4} = 1,9125$$

on tire $w_s = 0,011$ $w_{b_j} = 0,0136$ $m_{x_s} = 0,0074$ $m_{y_s} = 0,1093$ $m_{y_{a_j}} = 0,1307$

- vérifications des flèches : on prend $q = G + P$ uniquement

$$f_s = w_s \frac{q a^4}{E h^3} = 0,011 \cdot \frac{1211 \cdot 7,65^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 16^3} = 0,530 < \bar{f}_a$$

$$f_{b_j} = w_{b_j} \frac{q a^4}{E h^3} \Rightarrow f_{b_j} = 0,658 \text{ cm} < \bar{f}_b$$

- valeurs des moments flechissants

$$M_{x_s} = m_{x_s} q a^2$$

$$AN : M_{x_s} = 0,568 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y_s} = m_{y_s} q b^2$$

$$AN : M_{y_s} = 2,293 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{y_{a_j}} = m_{y_{a_j}} q b^2$$

$$AN : M_{y_{a_j}} = 2,741 \text{ t.m/ml}$$

- sens porteur :

- en travée $M_t = 0,85 M_{y_{a_j}} = 2,330 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu = \frac{15 M_t}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0593$
 $\mu = 0,0593$ $E = 0,8989$ $K = 34,45$ d'où $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h y}$

$$A = 6,384 \text{ cm}^2 \rightarrow 9T10/\text{ml} \rightarrow A = 7,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- à l'appui $M_a = 0,5 M_{y_{a_j}} = 1,371 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu = 0,03493$
 $\mu = 0,03493$ $E = 0,9199$ $K = 47,4$ d'où $A = 3,671 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = 3,671 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- sens de la plus grande portée

- en travée $M_t = 0,9 M_{0x}$

$$M_t = 0,582 \text{ t.m/ml}$$

$$A = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte 4T8 $\rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- à l'appui $M_a = 0,323 \text{ t.m/ml}$

$$A = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte 2T8} \rightarrow 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2/ plancher courant

- Loggia

$$q_1 = G + 1,2 P$$

$$q = 953 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = G + P$$

$$q_2 = 893 \text{ kg/m}^2$$

verifications des fleches

$$f_s = 0,391 \text{ cm}$$

$$f_{b_s} = 0,483 \text{ cm}$$

Moments Loggia

$$\begin{aligned} M_{x_s} &= 0,413 \text{ t.m/ml} \\ M_{y_s} &= 1,667 \text{ t.m/ml} \\ M_{y_{as}} &= 1,993 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

Repartition des moments et ferrailage

- sens porteur M

en travée $M_t = 1,70 \text{ t.m/l} \rightarrow A = 4,556 \text{ cm}^2/\text{ml}$

à l'appui $M_a = 0,997 \text{ t.m/ml} \rightarrow A = 2,638 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 on adopte 6T10/ml $\rightarrow 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 on adopte $\rightarrow 6T8/\text{ml}$

- sens répartiteur

$\eta = 0,351 \text{ t.m}$ $\mu = 0,01016$

$A = 0,965 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 on adopte 4T6/ml $\rightarrow 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b. - séjour : $q_1 = G + P = 768 \text{ kg/m}^2$ $q_2 = G + 1,2P = 803 \text{ kg/m}^2$

verifications des fleches : fleches sont inferieures aux fleches du Loggia

. calcul des moments

$$\begin{aligned} M_{x_s} &= 0,347 \text{ t.m/ml} \\ M_{y_s} &= 1,404 \text{ t.m/ml} \\ M_{y_{as}} &= 1,679 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

Repartition des moments et ferrailage

- sens porteur

en travée $\mu = 0,0364$

$\rightarrow A = 3,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte 5T10/ml $\rightarrow 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- à l'appui

$\mu = 0,0214 \text{ t.m/ml} \rightarrow A = 2,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte 5T8/ml $\rightarrow 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- sens répartiteur

en travée

$\mu = 0,00868 \rightarrow A = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte 3T6/ml $\rightarrow 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

à l'appui

$\mu = 0,005039 \rightarrow A = 0,472 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adopte 3T6/ml $\rightarrow 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$M = 0,174 \text{ t.m}$

Résumés : Les sections d'acier pour le plancher terrasse et étage courant sont résumées dans les 2 tableaux suivants :

1/ plancher terrasse

direction		ϕ (mm)	section calculée cm^2	nombre de barre	Section adoptée cm^2	espacement "cm"
Sens porteur	travée	10	6,38	9T10	7,06	11cm
	appui	10	3,67	5T10	3,92	20cm
Sens repartiteur	travée	8	1,62	4T8	2,01	25cm
	appui	6	0,9	4T6	1,13	25cm

2/ plancher courant

	direction		ϕ mm	Section calculée cm^2	nombre de barre	Section adoptée cm^2	espacement "cm"
LOGGIA	Sens porteur	travée	10	4,56	6T10	4,71	16
		appui	8	2,64	6T8	3,01	16
	Sens repartiteur	travée	6	0,97	4T6	1,13	25
		/	/	/	/	/	/
SEJOUR	Sens porteur	travée	10	3,83	5T10	3,92	20
		appui	8	2,21	5T8	2,51	20
	Sens repartiteur	travée	6	0,82	3T6	0,84	33
		appui	6	0,47	3T6	0,84	33

panneaux	Sens	lieu	moments (t.m)	ϕ mm	Section calculée cm ²	nbre de barres	Sections Adoptées cm ²	espacement "cm"
1	X-X	travée	0,40	6	1,02	4	1,13	25
		Appui	0,93	8	0,96	3	2,51	33
	Y-Y	travée	1,636	10	4,24	6	4,71	16
		appui	0,93	8	2,45	5	2,51	20
2	X-X	travée	/	6	0,96	4	1,13	25
		appui	0,283	8	0,96	5	2,51	20
	Y-Y	travée	0,508	10	1,19	3	2,35	33
		appui	0,283	8	0,96	5	2,51	20
3	X-X	travée	0,300	6	0,96	4	1,13	25
		appui	0,84	8	0,96	5	2,51	20
	Y-Y	travée	1,427	10	3,83	5	3,92	20
		appui	0,84	8	2,21	5	2,51	20
Loggia	X-X	travée	0,351	6	0,97	4	1,13	25
		appui	0,997	8	0,96	5	2,51	20
	Y-Y	travée	1,7	10	4,57	6	4,71	16
		appui	0,997	8	2,64	6	3,01	16
Séchoir	X-X	travée	0,46	6	1,25	5	1,41	20
		appui	1,14	8	0,96	3	1,50	33
	Y-Y	travée	1,942	10	5,27	7	5,49	14
		appui	1,14	8	3,18	3	1,50	33
9. 4 et local poubelle	X-X	travée	0,45	6	1,40	5	1,41	20
		appui	0,30	6	0,96	4	1,13	25
	Y-Y	travée	0,35	6	0,96	4	1,13	25
		appui	0,30	6	0,96	4	1,13	25

planchers courants.

panneaux	Sens	lieu	moments (t.m)	ϕ mm	Sections Calculées cm ²	nbre de barres	Sections Adoptées cm ²	espacement = cm ^o
1	X-X	travée	0,60	8	1,74	4	2,01	25
		appui	1,42	10	0,96	3	2,35	33
	Y-Y	travée	2,502	10	7,37	10	7,85	10
		appui	1,42	10	4,23	6	4,71	16
2	X-X	travée	/	8	0,96	3	1,50	33
		appui	0,533	10	0,96	5	3,92	20
	Y-Y	travée	0,863	10	2,28	3	2,35	33
		appui	0,533	8	1,32	6	4,71	16
3	X-X	travée	0,582	10	1,62	4	2,01	25
		appui	1,371	10	0,96	5	3,92	20
	Y-Y	travée	2,33	10	6,38	9	7,06	11
		appui	1,371	6	3,67	5	3,92	20
Local machine	X-X	travée	0,41	6	0,96	4	1,13	25
		appui	0,2	6	0,96	4	1,13	25
	Y-Y	travée	0,221	6	1,04	4	1,13	25
		appui	0,2	6	0,96	4	1,13	25
local poubelle	X-X	travée	0,561	6	1,44	6	1,69	16
		appui	0,26	6	0,96	4	1,13	25
	Y-Y	travée	0,298	6	0,96	4	1,13	25
		appui	0,26	6	0,96	4	1,13	25
4.	X-X	travée	0,23	6	0,96	4	1,13	25
		appui	0,46	6	0,96	4	1,13	25
	Y-Y	travée	0,87	8	2,29	5	2,51	20
		appui	0,46	6	0,96	4	1,13	20

planchers Terrasse

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction :

Les voiles sont sollicités par un effort normal et un moment, donc le ferrailage se fera en flexion composée. A partir des combinaisons données par le RPA 81 on aura 2 couples (M, N_{max}) et (M, N_{min}) . La méthode utilisée pour la détermination des sections d'acier c'est celle de Pierre Charon exposée dans son livre.

Dispositions générales pour le ferrailage

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte du béton du 1^{er} genre majorée de 50% et la contrainte des aciers au plus égale à $\bar{\sigma}_{en}$

$$\text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} \quad \text{on a : } \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} \quad \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$$

armatures transversales :

Les armatures de la section transversale résistent à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule : $w_t = \frac{\tau \cdot b}{100}$ avec $\tau = \frac{1,4T}{b \cdot d}$

Les parties courantes : doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappes dont le % minimum total est donné ci dessous :

- pour $\tau_b \leq 0,025 \bar{\sigma}'_{28} \rightarrow 0,15\%$
- pour $0,025 \bar{\sigma}'_{28} < \tau \leq 0,12 \bar{\sigma}'_{28} \rightarrow 0,25\%$

Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

l'espacement des barres horizontales et verticales sur toute la zone

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

le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles à l'exception des zones d'about ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.

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

Mise en place aux extrémités des refends des armatures de renforcement sous forme de potelets de dimensions: $b \times 1,5 b$ ou b : épaisseur du voile. Le potelet est ferpillé comme un poteau avec $A_{min} = 1\% b \times 1,5 b$ en zone II sans toutefois dépasser 4%.



Vérification du cisaillement dans les trumeaux

D'après l'article 4.33.1 RPA 81 la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau = 1,4 \frac{T}{b \bar{z}} \leq \bar{\tau}_b$$

T : effort tranchant

b : épaisseur du voile

\bar{z} : bras de levier $\bar{z} = \frac{7}{8} h$

h : hauteur du refend

$\bar{\tau}_b$: contrainte admissible du cisaillement $\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_{28}$

$$\bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'acier résistant à l'effort tranchant est $\bar{w} = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{en}}$

Le pourcentage minimum est donné par

$$\begin{aligned} \text{pour } \tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28} & \quad \tau_b \leq 6,88 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow w_t = 0,15\% \\ \text{pour } \tau_b > 0,025 \sigma'_{28} & \quad 0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \end{aligned}$$

$$6,88 \leq \tau_b \leq 33 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow w_t = 0,25\%$$

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau suivant:

avec

T_i : effort tranchant repris par le trumeau (i)

$\tau_{b,i}$: contrainte de cisaillement du trumeau (i)

I_i : inertie du trumeau (i)

VOILES	TRUPEAUX	$T(\epsilon)$	$T_i = \frac{I_i \cdot T}{\sum I_i}$	σ_b kg/cm ²	$\tilde{\omega}_\epsilon (\%)$	$\tilde{\omega}_\epsilon (\%)_{\min}$
V ₁	Plein : 300×20	4,439	4,439	1,102	-0,162	0,15
VOILE V ₂	T _{r1} : 310×20	67,8189	50,795	13,108	-0,121	0,25
	T _{r2} : 90×20	67,8189	1,243	1,104	-0,164	0,15
	T _{r3} : 210×20	67,8189	15,78	1,011	-0,047	0,15
VOILE V ₃	T _{r1} : 510×20	67,4358	63,865	10,018	+0,048	0,25
	T _{r2} : 195×20	67,4358	3,57	1,464	0,1556	0,15
VOILE V ₄	Plein : 814×20	75,190	75,190	7,38	-0,014	0,25
VOILE V ₅	T _{r1} : 175×20	16,3332	8,116	3,71	-0,012	0,15
	T _{r2} : 175×20	16,3332	8,116	3,71	-0,012	0,15
VOILE V ₆	plein : 260×20	2,449	2,449	0,753	-0,172	0,25
VOILE V ₇	plein : 280×20	2,9501	2,9501	0,842	-0,170	0,15
VOILE V ₈	plein : 260×20	2,3620	2,3620	0,726	-0,173	0,15
VOILE V ₉	T _{r1} : 175×20	13,473	8,116	3,079	-0,117	0,15
	T _{r2} : 175×20	13,473	8,116	3,079	-0,061	0,15
VOILE V ₁₀	T _{r1} : 1090×20	74,156	73,964	5,428	-0,138	0,15
	T _{r2} : 150×20	74,156	0,192	0,102	-0,138	0,15
VOILE V ₁₁	plein 545×20	7,0246	7,0246	1,031	-0,165	0,15
VOILE V ₁₂	plein 400×20	2,779	2,779	0,555	-0,177	0,15
VOILE V ₁₃	T _{r1} : 530×20	413,6518	7,459	1,1258	-0,163	0,15
	T _{r2} : 810×20	413,6518	26,590	1,908	-0,145	0,15
	T _{r3} : 530×20	413,6518	7,4590	1,1258	-0,163	0,15

pour le calcul de σ_b ex 1^{er} trumeau voile V₂

$$\sigma_b = \frac{1,4T}{503}$$

AN

$$\sigma_b = \frac{1,4 \cdot 50,795 \cdot 10^3}{\frac{7}{2} \cdot 20 \cdot 310} = 13,108 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de compression admissible pour les murs en BA.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \rho'_b \sigma'_{28}$$

le coefficient ρ'_b est fonction du défaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité du mur au flambement, de l'efficacité du contrôle, des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées

$$\rho'_b = \min \begin{cases} 0,45 \alpha \delta \delta \\ 0,5 \alpha \beta \delta \delta \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{a \cdot 10^2 / 3}{a}$$

a : épaisseur du mur ($e = 20$ cm)

$$e = \max \left\{ \frac{l_f}{300} \right\} \quad e = \max \left\{ \frac{257,5}{300} \right\} \rightarrow e = 1$$

$$\text{avec } l_f = 0,85 \cdot l = 0,85 \cdot 279 = 237,15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{20 \cdot 10^2 / 3}{20}$$

$$\alpha \approx 0,855$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{1}{100} \right)^2}$$

$$\delta = l_f \frac{\sqrt{12}}{a} \quad \delta \approx 41,075$$

$$\beta \approx 0,748$$

$\delta = 0,85$
béton qualité moyen

$$\delta = 1,1$$

les vérifications étant faites en tenant compte des effets climatiques

$$\rho'_b = \min \begin{cases} 0,342 \\ 0,284 \end{cases}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}'_{b0} = 0,284 \times 270 \approx 78 \text{ kg/cm}^2$$

Exemple de calcul d'un voile V4.

1° combinaison: $M = 1751,685 \text{ t.m}$ $N_{\max} = 598,273 \text{ t}$

2° combinaison $M = 1751,695 \text{ t.m}$ $N_{\min} = 240,522 \text{ t}$

- les refends seront calculés sous la sollicitation la plus défavorable qui est $G+P+E$ (1° combinaison) celle donne un effort normal très important. Or le moment à la base de chaque refend est important donc on prendra l'effort normal le plus petit qui est donné par la sollicitation $0,86-E$ car dans ce cas on pourra avoir de la traction d'où la sollicitation est $0,86-E$

$$0,86-E \quad (2^\circ \text{ combinaison}) \begin{cases} M \\ N_{\min} \end{cases}$$

- VOILE V4.

$$M = 1751,685 \text{ t.m} \quad N_{\min} = 240,522 \text{ t}$$

$$h_t = 814 \text{ cm} \quad d \approx \frac{h_t}{10} \approx 0,814 \text{ m} \quad h = 735 \text{ cm}$$

68

On a $e_0 = \frac{M}{N}$ $e_0 = 7,283$ donc $e_0 > e_i = \frac{h_t}{6} = 1,356$ m

donc section partiellement comprimée
 $\bar{\sigma}_b = 234$ kg/cm²

$$CU = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) \quad CU = 1751,685 + 240,522 (4,07 - 0,814)$$

$$M_{rb} = 4849,82 \text{ t.m} \quad CU = 2534,825 \text{ t.m} \quad \text{on a } A_1 = 97,119 \text{ cm}^2 \text{ d'ov}$$

$$A = 97,119 - 57,27 = 39,85 \text{ cm}^2$$

- determination de la longueur tendue:

$$\sigma_1 = 94,08 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = -64,536 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_t: \text{longueur tendue} \quad l_t = 331,185 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 33,11 \text{ cm}^2 \quad A_{cal} > A_{min}$$

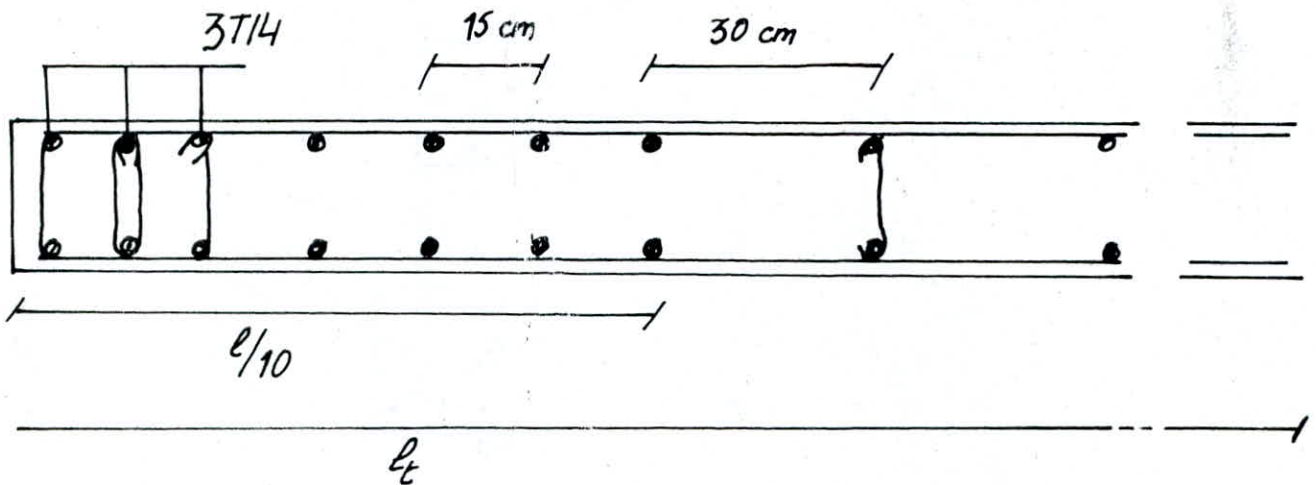
on adopte 6T14 au potelet et 20 T14 dans la zone tendue

- Armatures horizontales $w_t \leq 0$

$$A = 0,25 \times 20 \times \frac{100}{100} = 5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5T8 p.m et par face}$$

- Armatures transversales

un cadre T10 + 1 epingle T10
 4 epingles par metre carré



VOILES	TRUMEN - U _x	l(m)	$e_1 = \frac{h_1}{6}$	M	N _{max}	Nature	e ₀₁	N _{min}	e ₀₂	Nature
V ₁	I	3	0,500	83,094	158,842	SPC	0,5231	103,298	0,8044	SPC
V ₂	I	3,1	0,516	44,696	431,901	SEC	0,1034	-161,433	0,2768	SET
	II	0,9	0,150	1,094	133,423	"	0,0082	6,538	0,1673	SPC
	III	2,1	0,350	13,890	377,523	"	0,0411	-142,710	0,0973	SET
V ₃	I	5,1	0,850	480,04	458,413	SPC	1,0471	-62,924	7,6288	SPC
	II	1,95	0,325	26,858	322,087	SEC	0,0833	-150,067	0,1789	SET
V ₄	I	8,14	1,356	1751,685	398,273	SPC	4,3982	240,522	7,2829	SPC
V ₅	I	1,75	0,291	32,012	167,34	SEC	0,1913	-33,697	0,9499	SPC
	II	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V ₆	I	2,60	0,433	55,021	67,412	SPC	0,8162	46,773	1,1763	SPC
V ₇	I	2,80	0,466	68,720	47,174	"	1,4567	34,763	1,9768	"
V ₈	I	2,60	0,433	55,021	67,677	"	0,8129	47,034	1,1698	"
V ₉	I	1,75	0,291	32,012	167,34	SEC	0,1913	-33,697	0,9499	"
	II	"	"	"	"	"	"	"	"	"
V ₁₀	I	10,9	1,816	1069,913	428,367	SPC	2,4976	152,265	7,0266	"
	II	1,5	0,25	2,788	139,757	SEC	0,0199	-40,001	0,0697	SET
V ₁₁	I	5,45	0,908	134,996	238,477	"	0,5660	157,777	0,8556	SEC
V ₁₂	I	4,00	0,666	53,365	147,573	"	0,3616	99,761	0,5349	"
V ₁₃	I	5,30	0,884	116,757	611,670	SEC	0,1908	-313,850	0,3720	SET
	II	8,10	1,35	403,511	276,069	SPC	1,4616	190,642	2,1166	SPC
	III	5,30	0,884	116,757	611,670	SEC	0,1908	-313,850	0,3720	SET

Natures des sollicitations

VOILES	TRUMBAUX	Armatures verticales			Arma. horizo
		potelet	Zone tendue	Zone comprimée	
V ₁	I	4T14	2T10	6T10	10T8/ml
V ₂	I	6T16	12T12	/	10T8/ml
	II	4T14	/	2T10	"
	III	4T16	8T14	/	"
V ₃	I	6T16	22T12	/	"
	II	6T16	6T14	/	"
V ₄	I	6T14	20T14	6T10	"
V ₅	I	4T14	4T10	8T10	"
	II	4T14	4T10	8T10	"
V ₆	I	4T14	4T10	4T10	"
V ₇	I	4T14	6T10	2T10	"
V ₈	I	4T14	4T10	4T10	"
V ₉	I	4T14	4T10	8T10	/
	II	4T14	4T10	8T10	"
V ₁₀	I	4T16	30T12	10T10	"
	II	4T14	6T14	/	"
V ₁₁	I	4T14	/	16T10	"
V ₁₂	I	4T14	/	12T10	"
V ₁₃	I	8T16	26T12	/	"
	II	4T14	12T10	8T10	"
	III	8T16	26T12	/	"

Ferrailage des voiles :

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrees à leurs extremités. Ces linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile, ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont le sens d'action peuvent alterer.

Contraintes admissibles :

- contrainte de cisaillement : $\tau_b = 0,12 \sigma'_{23}$ $\tau_b = 55,02 \text{ kp/cm}^2$
- contrainte de beton en flexion $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{23}$ $\bar{\sigma}'_b = 206,35 \text{ kp/cm}^2$
- contrainte de traction $\bar{\sigma}_{ot} = \bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$

Charges sollicitant les linteaux :

vu que la charge et surcharge qui revient au linteau est negligeable devant l'effort au seisme, on a ferrillé les linteaux sous l'effet de son poids propre et de l'effort sismique.

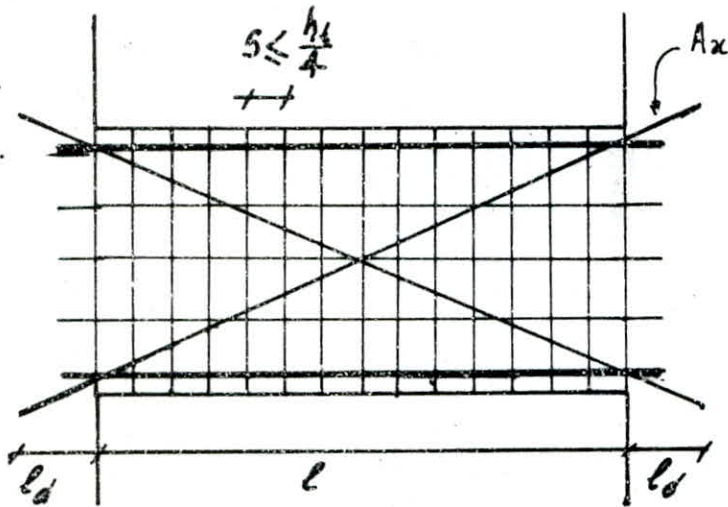
Ferrailage :

Les sections minimales

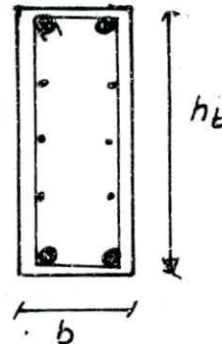
- armatures superieures et inferieures $A_s, A_i \geq 0,0015 b h_c$
- armatures de repartition $A_r \geq 0,002 b h_c$
- armatures transversales $A_t \geq 0,025 b \cdot S$ avec $S \leq \frac{h_c}{4}$

si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est superieure ou egale à $0,06 \sigma'_{23}$ on prévoit des armatures en diagonales disposees dans les angles suivant la figure ci dessous avec un ancrage l_d

$$\tau_b \geq 0,06 \sigma'_{23} \Rightarrow A_x \geq 0,0015 b h_c$$



$$l_d \geq \frac{h_c}{4} + 50\phi$$



Exemple de calcul

Soit le linteau du voile V_2 , l'effort tranchant max est $T = 37,898 \text{ t}$
calcul de la section d'acier :

les efforts max sont obtenus au niveau de l'encastrement

$$T = 1,4T + q \frac{l}{2} \quad M = 1,4Tl + q \frac{l^2}{2}$$

calcul des efforts :

q : poids propre du linteau $q = 0,20 \times 2,5 \times 0,9 = 0,45 \text{ t/ml}$

$$T = 1,4 \times 37,898 + 0,45 \times \frac{0,9}{2} \quad T = 53,271 \text{ t}$$

$$M = 25,240 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \bar{\alpha} \bar{\sigma} b h^2 \quad M_{rb} = 37,767 \text{ t.m} > M_{ex} \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{la section d'acier} \quad A_s = \frac{M}{\bar{\sigma} h \bar{\sigma}_b} \Rightarrow A_s = 8,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{ferraillage minimum} \quad A_{min} = 0,0015 b h_c \quad A_{min} = 2,7 \text{ cm}^2$$

on adopte 6T14

$$A_s = A_5 = 9,24 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité

$$\text{on a} \quad A_f \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 20 \cdot 87 \frac{5,9}{4200} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 1,68 \text{ cm}^2 \text{ don } A_s = A_1 > A_f = 1,68 \text{ cm}^2$$

donc vérifié.

armatures de repartition

Le RPA 91 prévoit des armatures de repartition dans le linteau

$$A_r \geq 0,002 b h_c = 0,002 \times 20 \times 90 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte 6T10 (4,71 cm}^2)$$

calcul des aciers transversaux

on a $T_{max} = 53,271 \text{ t}$ on a choisi un cadre et un étrier en T3
 telle que $A_t = 4T8 \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ce qui donne comme
 espacement

$$t = \frac{\bar{\sigma} \bar{\sigma}_a}{T} A_t \quad \text{avec } \bar{\sigma} = \frac{7}{8} h$$

$$\text{AN: } t = \frac{7 \cdot 4200}{8 \cdot 53,271} \times 2,01 \times 87 = 12,06 \text{ cm} \quad \text{RPA exige } t \leq \frac{h_c}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

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

vérification au cisaillement du béton : $\tau_b = \frac{53,271 \times 8}{20 \times 7 \times 87} = 34,989 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b = \frac{T}{b \bar{\sigma}} \quad \tau_b = 34,989 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

armatures d'angles

$$\text{on a } A_x \geq 0,0015 b h_c \quad \text{ou } \tau_b \geq 0,06 \bar{\sigma}'_{28}$$

$$\tau_b > 0,06 \bar{\sigma}'_{28} \rightarrow A_x \geq 2,7 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 2T14 (3,08 cm}^2)$$

- arret d'armatures d'angles :

$$l_0 \geq \frac{h_c}{4} + 50\phi = \frac{90}{4} + 50 \cdot 1,4 = 92,5 \text{ cm} \text{ on prend } l = 95 \text{ cm}$$

longueur de la barre $L = \sqrt{l^2 + h_c^2}$ AN: $L =$

$$L = \sqrt{95^2 + 90^2} + 2 \left(\frac{95}{\cos \alpha} \right) \quad \alpha = \arctg \frac{h_c}{l} = \arctg \frac{90}{95} \approx 43,45 \approx 44^\circ$$

$$L = \sqrt{9025 + 8100} + 2 \times \left(\frac{95}{0,719} \right) \approx 395 \text{ cm}$$

- vérification des contraintes :

$$D = \frac{15}{20} (9,24 + 9,24) = 13,86 \quad E = \frac{30}{20} (5,87) 9,24 = 1247,4$$

$$I \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad y_1 = 24,08 \quad J = \frac{20}{3} (24,08)^3$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A'(y_1 - d)^2 + 15A(y_1)^2 \quad I = 705380,16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} \Rightarrow K = 25,240 \cdot 10^5 \approx 3,588 \quad \bar{\sigma}_b = Ky_1$$

$$\sigma_b = 3,588 \times 24,08 \approx 86,59 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 K (h - y_1) \rightarrow \sigma_a = 15 \times 3,588 (87 - 24,08) = 5586,56 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

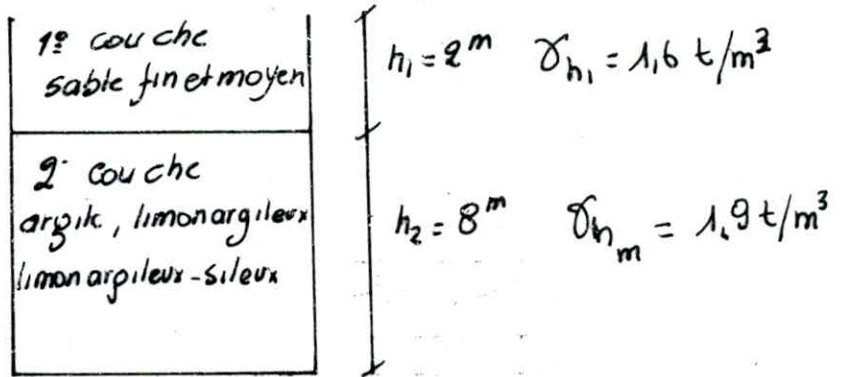
$$\sigma'_a = 15 K (y_1 - d) \rightarrow \sigma'_a = 15 \times 3,588 (24,08 - 5) = 7134,525 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

tableau résumant le ferrailage des linteaux

linteaux	V2		V3	V5	Vg	V10	V13	
	1 ^{er}	2 ^{er}	1 ^{er}	1 ^{er}	1 ^{er}	1	1 ^o	2 ^o
l (cm)	95	95	95	150	150	90	95	95
h_e (cm)	90	90	90	50	50	90	90	90
h (cm)	87	87	87	47	47	87	87	87
π (t)	37,898	31,039	30,327	12,161	12,161	11,208	73,129	73,129
T (t)	53,271	43,667	42,672	17,213	17,213	15,894	102,595	102,595
M (t.m)	25,240	20,675	20,20	12,816	12,816	7,091	48,664	48,664
A_{caj} (cm ²)	8,04	6,59	6,438	7,56	7,56	2,96	15,51	15,51
A_{adap} (cm ²)	9,24 6T14	6,78 6T12	6,78 6T12	7,69 5T14	7,69 5T14	3,8 2T14	18,84 6T20	18,84 6T20
A_{adap}^{rep} (cm ²)	6T10	6T10	6T10	4T8	4T8	6T10	6T10	6T10
A_{ad}^{rep} cm ²	1cadre + étrier T8	1cadre + étrier T8	1cadre + étrier T8	1cadre + étrier T8	1cadre + étrier T8	1cadre T8	1cadre + étrier T10	1cadre + étrier T10
espacement (cm)	10	10	10	10	10	20	8	8
σ_b kg/cm ²	34,98	28,681	28,030	20,927	20,927	10,439	67,385	67,385
A_{adap}^2	2T14	2T14	2T14	2T14	2T14	—	2T14	2T14
l_{eff} (cm)	95	95	95	65	65	—	95	95
L (cm)	395	395	395	300	300	—	395	395

FONDITIONS

Caractéristiques du SOL.



Calcul du taux de travail

D'après les essais au laboratoire donnés ci-dessus on peut déterminer la contrainte admissible du sol pour une semelle filante à l'aide de la formule suivante

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_{hD} D + \frac{0,5 B \gamma_{hN_g} + \gamma_{hD} (N_q - 1) + C' N_c}{3}$$

D: profondeur d'ancrage N_g N_q N_c termes de portances en fonction de φ
 si on admet le cas d'une semelle filante de largeur

$B = 2m$ $D = 2,30m$ $\varphi = 18^\circ$ $C = 1,90 \text{ t/m}^2$ $\gamma_{hD} = 1,98 \text{ t/m}^3$
 $N_g = 3,69$ $N_q = 5,25$ $N_c = 13,1$

AN: $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$
 charges revenant à chaque voile

VOILES	G		q/p (t/m ²)
V ₁	328,064	8,00	41,008
V ₂	428,977	8,00	53,622
V ₃	405,274	8,00	50,659
V ₄	447,324	8,14	54,954
V ₅	184,831	5,10	36,241
V ₆	77,073	2,60	29,644
V ₇	53,204	2,60	20,463
V ₈	76,277	2,60	29,337
V ₉	168,031	5,10	32,947
V ₁₀	473,664	10,30	45,987
V ₁₁	267,455	5,45	49,074
V ₁₂	166,296	4,00	41,574
V ₁₃	735,213	20,60	35,690

$\Sigma 8481,168 \text{ t}$

Choix du type de fondation: le type de fondation choisit est un radier général car d'après le calcul préliminaire des semelles continues sous murs on a trouvé l'occupation presque totale de l'espace constitué par la zone inter axiale des voiles.

Prédimensionnement du radier

pois de la construction au niveau de la fondation sous SP,
 $N = G + 1,2P$ $N = 8481,168 \text{ t}$

surface nécessaire du radier sans débord

$$S_{\text{rec}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad S_{\text{rec}} = \frac{8481,168}{20} = 424,058 \text{ m}^2$$

si nous tenons compte de la diffusion oblique à 45° aux extrémités dans le béton armé sur le feuillet moyen alors nous devons prévoir un débord de largeur égale à la mi-épaisseur du radier et à un minimum réglementaire de 30 cm

pour éviter que le voile subisse un moment important on choisit un débord de 50 cm

d'où la surface du radier est de $S = 516,17 \text{ m}^2$

Prédimensionnement de l'épaisseur du radier

le radier est calculé comme un plancher renversé et sera dimensionné à partir des - condition forfaitaire $h_t \geq \frac{\ell_{\text{max}}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$

- la contrainte de cisaillement pour une bande de 1 m

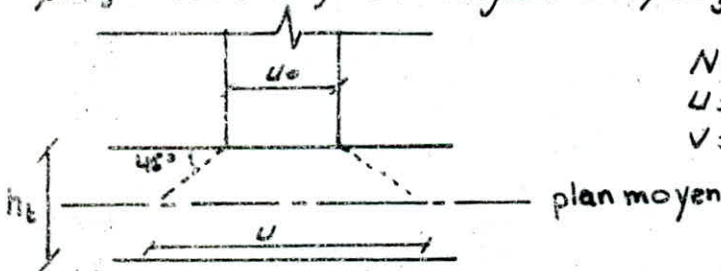
$$\tau_b = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h \quad T_{\text{max}} = \frac{q \ell}{2} \quad \text{avec } q = \frac{N}{S}$$

$$q = 16,431 \text{ t/m}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

AN: $h \geq \frac{8 T_{\text{max}}}{7 b \bar{\sigma}_b}$ $h = 59,5 \text{ cm}$ on prend $h = 60 \text{ cm}$
 $h_t = 65 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement

conformément aux règles CCB 68 art 39.54 on fera une vérification au poinçonnement ; on vérifiera le poinçonnement sous le voile le plus chargé



$$N = G + 1,2P \quad N = 447,324 \text{ t}$$

$$u = 8,14 + 0,65 = 8,79 \text{ m}$$

$$v = 0,20 + 0,65 = 0,85 \text{ m}$$

La condition de non poinçonnement sous mur est donnée par :

$$1,5 \frac{N}{P_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

P_c périmètre du contour cisailé
 h_t hauteur totale du radier
 $\bar{\sigma}_b$ contrainte de référence de traction

$$P_c = 2(u+v) \quad P_c = 2(8,79 + 0,85) \quad P_c = 19,28 \text{ m}$$

AN $1,5 \frac{447324}{1928 \cdot 65} = 5,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9$ condition vérifiée

Vérification à l'effet de sous pression

on vérifie que le bâtiment ne se soulève pas sous l'effet de sous pression pour cela on prend un coefficient de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement

$$S: \text{ surface du sol} \quad S = 516,17 \text{ m}^2$$

$$z: \text{ pression hydrostatique en t/m}^2 \quad z = 2,30 \text{ t/m}^2$$

P: poids total du bâtiment sans surcharges $G = 6854,869 \text{ t}$

$$P = 6854,896 > 1,5g = 1,5 \times 2,30 \cdot 516,17 = 1780,78 \text{ t}$$

Vérification de la stabilité du radier

- vérification sous SP_1

$$N = (G + G_{\text{radier}}) + 1,2P$$

$$N = 9319,95 \text{ t}$$

$$G_{\text{radier}} = 0,65 \times 2,5 \cdot 516,17 = 838,78 \text{ t}$$

$$G = 6854,869 \text{ t}$$

$$P = 1355,249 \text{ t}$$

donc $N = 9319,95 \text{ t}$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{9319,95}{516,17} = 18,06 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2$$

- vérification sous SP_2

le radier est soumis à un effort normal et un moment de renversement

a) $N = (G + G_{\text{radier}}) + P$ sollicitation sous $G + P + E$.

$$N = 6854,869 + 838,78 + 1355,249 = 9048,9 \text{ t}$$

- rotation autour de x-x

$$\sigma_{x,1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot v_x}{I_x}$$

$$\text{AN } \sigma_{x_1} = 28,40 \text{ t/m}^2, \sigma_{x_2} = 6,66 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_x \left(\frac{A}{4} \right) = 22,96 \text{ t/m}^2 < 1,53 \bar{\sigma}_s = 26,6 \text{ t/m}^2$$

- rotation autour de y-y

$$\sigma_{y,1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \cdot v_y}{I_y}$$

$$\text{AN } \sigma_{y_1} = 26,42 \text{ t/m}^2, \sigma_{y_2} = 8,64 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y \left(\frac{A}{4} \right) = 21,98 \text{ t/m}^2 < 1,53 \bar{\sigma}_s = 26,6 \text{ t/m}^2$$

vérifié

b) $N = 0,8(G + G_{\text{radier}})$

$$N = 6154,92 \text{ t}$$

$$M = M_{\text{RDC}} + H_{\text{RDC}} \cdot D \quad \text{AN } M = 18556,438 \text{ t.m}$$

$$v_x = v'_x = 12,18 \text{ m}$$

$$v_y = v'_y = 12,85 \text{ m}$$

- rotation autour de x-x

$$\sigma_{x,1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot v_x}{I_x}$$

$$\text{AN } \sigma_{x_1} = 22,79 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{x_2} = 1,06 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_x \left(\frac{A}{4} \right) = 16,73 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

- rotation autour de y-y

$$\sigma_{y,1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \cdot v_y}{I_y}$$

$$\text{AN } \sigma_{y_1} = 20,92 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{y_2} = 3,03 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y \left(\frac{A}{4} \right) = 15,65 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

vérifié

donc pas de risque de soulèvement.

Charge à prendre pour le radier

La charge à prendre en compte pour le calcul du radier est la réaction du terrain diminuée du poids du radier

poids du radier par m^2

$$P = 1,625 \text{ t/m}^2$$

sollicitation du 1^{er} genre

$$q_1 = 16,44 \text{ t/m}^2$$

sollicitation du 2nd genre

$$q_2 = 21,34 \text{ t/m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} &= \frac{21,34}{16,44} = 1,3 \\ \frac{\bar{\epsilon}_0(SP_2)}{\bar{\epsilon}_0(SP_1)} &= \frac{4200}{2800} = 1,5 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = 1,3 < \frac{\bar{\epsilon}_0(SP_2)}{\bar{\epsilon}_0(SP_1)} = 1,5$$

d'où le radier sera calculé sous l'effet des sollicitations du 1^{er} genre $q = 16,44 \text{ t/m}^2$

Calcul des panneaux de dalles

nous utiliserons la méthode exposée dans le CCBA 68 pour la détermination des moments des panneaux dont le rapport des portées est compris entre $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ $l_x \leq l_y$

les moments sont donnés a. sens de la petite portée l_x

$$M_y = \mu_x q l_x^2$$

b. sens de la plus grande portée l_y

$$M_x = \mu_y q l_y^2 = \mu_y M_x$$

les valeurs des coefficients μ_x, μ_y sont donnés en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

pour les panneaux de dalles dont le rapport $\rho < 0,4$ ils seront calculés comme une poutre de largeur un mètre et de portée égale à la plus petite portée du panneau.

les moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son contour, les moments réels sont des fractions de ces moments on prendra forfaitairement :

$$\begin{aligned} \text{- sur appui} & M_{xo} = 0,5 M_x & M_{yo} &= 0,5 M_y \\ \text{- en travée} & M_{xl} = 0,85 M_x & M_{yl} &= 0,85 M_y \end{aligned}$$

de façon à respecter

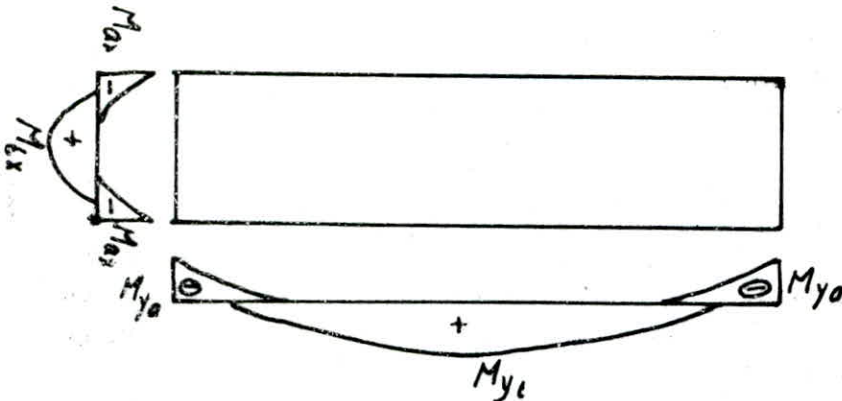
$$M_l + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$$

Exemple de calcul : panneau N° 1.

$$l_x = 450 \text{ cm} \quad l_y = 780 \text{ cm} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,551 \quad \text{à partir du tableau CCBA 68}$$

$$\text{on a } \mu_x = 0,0911$$

$$\mu_y = 0,377$$



$$M_x = 27,69 \text{ t.m}$$

$$M_y = 10,44 \text{ t.m}$$

$$M_{xo} = 13,85 \text{ t.m}$$

$$M_{xl} = 23,54 \text{ t.m}$$

$$M_{yo} = 5,22 \text{ t.m}$$

$$M_{yl} = 8,88 \text{ t.m}$$

Ferraillage du poutreau

des calculs préliminaires ont montré que la contrainte admissible d'acier $\bar{\sigma}_a = 2257 \text{ kg/cm}^2$ pour des barres $\phi 16$

Suivant x-x

- en travée $h_x = 60$ $h_y = 58,6 \text{ cm}$
 $M_{xt} = 23,54 \text{ t.m}$ $\mu = 0,0434$ $\epsilon = 0,9119$ $K = 41,7$

$$A = \frac{M_{xt}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} \quad A = 19,06 \text{ cm}^2$$

- à l'appui $M_{xa} = 13,85 \text{ t.m}$ $\mu = 0,020$ $\epsilon = 0,9379$ $K = 65,5$

$$A = \frac{M_{xa}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_x} \quad A = \text{ cm}^2$$

des calculs préliminaires ont montré que la contrainte admissible d'acier $\bar{\sigma}_a = 2607 \text{ kg/cm}^2$ pour des barres $\phi 12$

Suivant y-y

- en travée

$$M_{yt} = 8,8 \text{ t.m} \quad \mu = 0,0135 \quad \epsilon = 0,9484$$

$$A = \frac{M_{yt}}{\bar{\sigma}_a \epsilon h_y} \quad A = 5,56 \text{ cm}^2 \quad K = 81,8$$

- à l'appui on prend le même ferraillage suivant x-x et y-y.

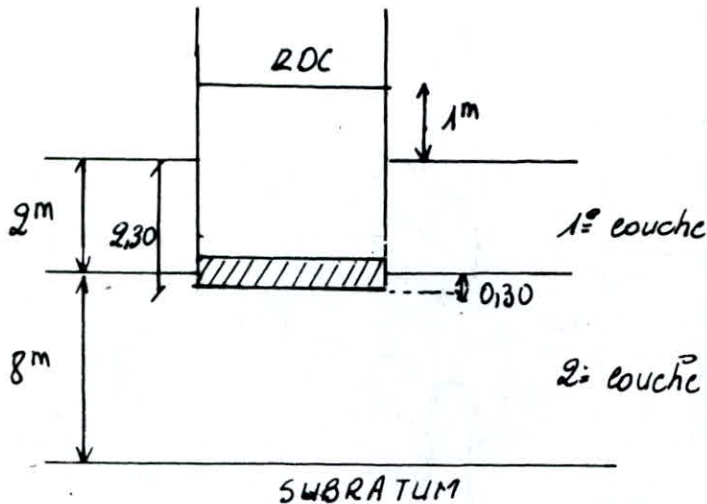
Vérifications

Les vérifications

condition de non fissuration
des contraintes : acier, béton
condition de non fragilité
de cisaillement

 sont satisfaites

panneaux	Sens	lieu	moments	ϕ mm	Section Calculé	nb re de barre	sections adoptées	espacement cm
1 1" 1" 1'	Y-Y	travée	23,6	T 16	19,06	10 T 16	20,10	10
		appui	13,85	T 12	9,47	9 T 12	10,17	11
	X-X	travée	8,88	T 12	6,13	6 T 12	6,78	16
		appui	13,85	T 12	9,47	9 T 12	10,17	11
2 2" 2" 2'	Y-Y	travée	10,92	T 16	8,60	5 T 16	10,05	20
		appui	6,42	T 12	4,29	9 T 12	10,17	11
	X-X	travée	2,68	T 12	2,15	3 T 12	3,39	30
		appui	6,42	T 12	4,29	9 T 12	10,17	11
3 3" 3" 5'	Y-Y	travée	21,10	T 16	17,04	10 T 16	20,10	10
		appui	12,42	T 12	8,50	9 T 12	10,17	11
	X-X	travée	7,41	T 12	5,10	5 T 12	5,65	20
		appui	12,42	T 12	8,50	9 T 12	10,17	11
5 et 6	X-X	travée	9,26	T 12	6,25	6 T 12	6,78	16
		appui	5,45	T 12	3,64	6 T 12 5 T 12	6,78 5,65	20
	Y-Y	travée	3,00	T 12	2,02	5 T 12	5,65	20
		appui	5,45	T 12	3,64	5 T 12	5,65	20
8	X-X	travée	7,04	T 12	4,72	5 T 12	5,65	20
		appui	4,14	T 12	2,74	5 T 12	5,65	20
	Y-Y	travée	3,74	T 12	2,53	5 T 12	5,65	20
		appui	4,14	T 12	2,74	5 T 12	5,65	20
7 et 7' 9 et 9' Debord	X-X	travée	3,40	T 12	2,28	5 T 12	5,65	20
		appui	1,93	T 12	1,34	5 T 12	5,65	20
	Y-Y	travée	1,87	T 12	1,30	5 T 12	5,65	20
		appui	1,93	T 12	1,34	5 T 12	5,65	20

Calcul du tassements

Le tassement sera estimé d'après la formule suivante

$$\Delta H = H \frac{c_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0} \quad \sigma_c < \sigma'_0 \text{ sous consolidé}$$

$$\Delta H = H \frac{c_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma_c} \quad \sigma_c > \sigma'_0 \text{ surconsolidé}$$

- à mi-hauteur de la 2^e couche

$$\sigma_0 = \sigma_{h_1} h_1 + \sigma_{h_2} h_2 = 1,6 \times 2 + 4 \times 1,98 = 11,12 \text{ t/m}^2$$

- considérons une extrémité du radier (25,7 x 24,36) $\Delta \sigma_3$ on utilise la méthode de BOUSSINESQ $q = 18,06 \text{ t/m}^2$

$$-z = 3,7 \text{ m}$$

$$z_2 = 7,7 \text{ m}$$

$$m = \frac{a}{z}$$

$$m = \frac{25,7}{3,7} = 6,94$$

$$n = \frac{b}{z} = \frac{24,36}{3,7} = 6,58$$

$$\Rightarrow K = 0,25$$

$$\Delta \sigma = Kq$$

$$\Delta \sigma = 0,25 \times 18,06 = 4,52 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_c < \sigma_0 \Rightarrow \Delta H = H \frac{c_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_0}$$

$$AN \quad \Delta H = 3,7 \cdot \frac{0,079}{1+0,5} \log \frac{11,12 + 4,52}{11,12} \quad \Delta H = 6,6 \text{ cm}$$

notre tassement est admissible $\Delta H < \overline{\Delta H}$

BIBLIOGRAPHIE

- RPA 81

- Regles CCBA 68

- Regles Neige et Vent 65

- Tables pour le calcul des dalles et parois (R BARES)

- Calcul pratique des tours en BA (M. DIVER)

- TRAITE De Beton Arme tome 2 (BELAZOUGUI)

- Calcul et verification des ouvrages en BA (P. CHARON)

- Exercice BA (P. CHARON)

- DTU 23.1

- Conception et calcul des structures soumises au seisme
(M. DAOUDI) (M. RILI) (M. SAHLI)

- Dynamique des structures et sismologie de l'ingenieur
(L. DOBRESCU)

- Cours pratiques de MDS tomes 1 et 2 (G. Sanglerat)

