

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GENIE CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

20
3pl.

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UN BATIMENT

EN VOILES

R+10

Proposé par :

erca

Etudié par :

**Dlouadi.s
Souttou.m**

Dirigé par :

Mme Chikh

PROMOTION : **Janvier 88**



Remerciements

Nous Remercions vivement les personnes ayant contribué à l'élaboration de cet ouvrage, en particulier à:

- Notre promotrice M^{me} CHIKH
- M^r FARCI (Ing au CGS)
- M^r ATARI (Ing au ERCA)
- Ainsi qu'aux Ingénieurs du B.E.R.E.G. (TOUFIK et Sid.Ali)

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui ont consenti beaucoup d'efforts pour ma formation

- A mes frères ainsi qu'à mon cousin Zaky et ma cousine Nabila
- A mes amis(es) en particulier: Hakima, Taguine, laboudis, l'Albatros et Hana
- A Chafiaa.



Je dédie ce humble travail:

- A la mémoire de mon père
- A ma mère
- A mon frère et sœurs en particulier à ma petite sœur Myriam
- A tous mes amis(es) en particulier: Lakdar, Bachir, Hacene, Rafik, Fatima, Abderrahmane, smail.



SOMMAIRE

<u>Chap 01:</u>	INTRODUCTION	1
	- Présentation du Projet	1
<u>Chap 02:</u>	CARACTERISTIQUES des MATERIAUX	2
<u>Chap 03:</u>	PREDIMENSIONNEMENT DESCENTE DE CHARGES	5
<u>Chap 04:</u>	CALCUL des ELEMENTS - Calcul de l'Acrotère	10
	- Calcul des Planchers	13
	- Calcul d'Escaliers	29
<u>Chap 05:</u>	ETUDE AU VENT	37
<u>Chap 06:</u>	ETUDE AU SEISME - Etude sismique	41
	- Calcul des Inerties équivalentes	46
<u>Chap 07:</u>	DISTRIBUTION des EFFORTS - Calcul du centre de masse	50
	- Calcul du centre de Torsion	52
	- Etude au Renversement	54
	- Repartition des efforts horizontaux (Contreventement)	56
<u>Chap 08:</u>	CALCUL des REFENDS sous charges horizontales	60
<u>Chap 09:</u>	COMBINAISON des EFFORTS	69
<u>Chap 10:</u>	FERRAILLAGE des VOILES	75
<u>Chap 11:</u>	FERRAILLAGE des LINTEAUX	84
<u>Chap 12:</u>	CALCUL de LA DEFORMEE	90
<u>Chap 13:</u>	CALCUL des FONDATIONS	92

Introduction

Dans le cadre de notre travail de fin d'étude ; le sujet qui nous a été confié ; consiste en l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation situé aux Halles (ALGER) ; zone de moyenne sismicité (Zone II) .

Le bâtiment est constitué de onze planchers (R+10) avec s-sol et d'un plancher terrasse inaccessible. (le plancher du 1^{er} étage sera à usage de bureau et celui du R.D.C à usage de commerce)

Dimensions et caractéristiques du bâtiment :

- la hauteur du bâtiment (acrotère comprise) au dessus du niveau du sol est de 34,77 m
- Dimension en plan : 10,00 m x 22,60 m
- hauteur d'étage conservée à tous les niveaux de 3,07 m. Les planchers des étages courants et terrasse seront réalisés en dalle pleine, ainsi que les paliers d'escaliers.

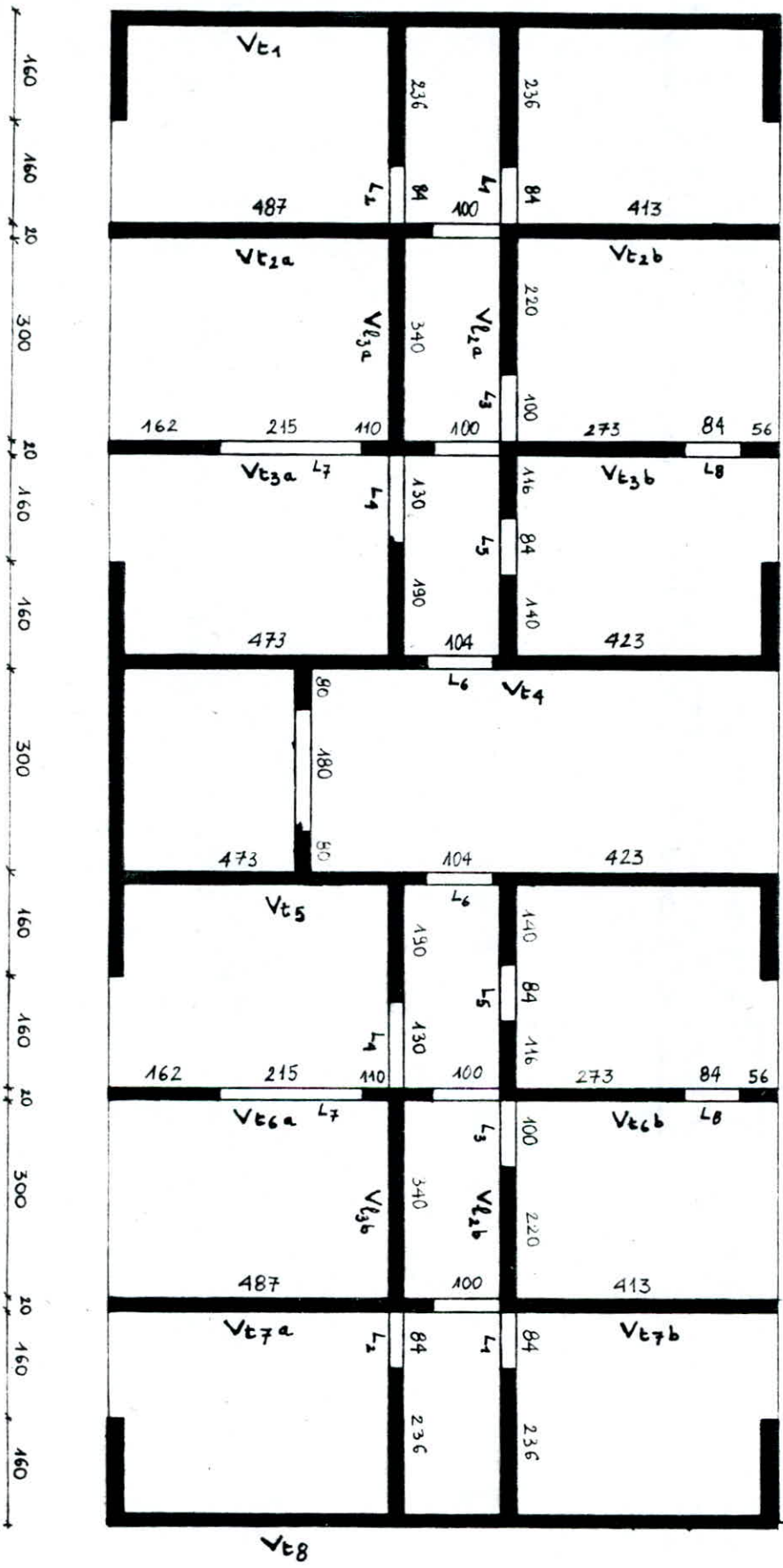
Le procédé de réalisation utilisé est le "Coffrage tunnel" : L'avantage de ce type de coffrage est la facilité d'exécution des travaux dans un temps relativement très réduit par rapport à d'autres procédés car : Il permet de couler simultanément les voiles et le plancher supérieur d'une même cellule ; au moyen de moules métalliques réglables. Pour le plancher haut du s-sol, le procédé adopté est le type du plancher à nodaltes jointives et cela est dû à l'impossibilité d'utilisation du même procédé de coffrage tunnel (problème de récupération de la table métallique)

L'ossature est entièrement constituée de voiles en B.A qui serviront à la reprise de tous les efforts auxquels sera soumis le bâtiment (séisme, charges verticales ... etc...)

La cage d'escalier du bâtiment est située à l'intérieur de celui-ci

- Les revêtements seront :
- en plâtre pour les murs et les plafonds
 - en céramique pour les salles d'eau.
 - en carrelage pour les planchers.

25 392 25 145 25 363 25



Dimensions et notations des elements de Refends (Voies)

Caracteristiques des Materiaux

Notre Construction sera conçue en béton armé conformément aux règles techniques de conception et principes de calcul en vigueur appliqués en Algérie (C.C.B.A 68; R.P.A.B1)

Le matériau béton armé est un composite constitué de 2 matériaux : le béton et l'acier.

I - Béton : C'est un composite d'agréga (sable, gravier) et d'un liant (ciment) plus d'eau de gachage

Composition d'un béton "classique" pour 1 m^3 :

{	300 à 350 Kg de ciment
	400 l de sable (1600 Kg/m^3)
	800 l de gravier (1400 Kg/m^3)
	180 l d'eau

Le ciment utilisé en Algérie est le CPA ; le plus utilisé est le CPA 325

1. Résistance du Béton : Le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression et à la traction à 28 jours d'âge.

* à la compression $\sigma'_{28} = 275\text{ Kgf/cm}^2$

* à la traction $\sigma_{28} = 7 + \frac{6}{100} \sigma'_{28} = 23,6\text{ Kgf/cm}^2$

2. Contraintes admissibles :

a/ sous sollicitations du 1^{er} genre :

Contrainte de compression : admissible du béton $\bar{\sigma}'_{b0}$ est égale à une fraction de sa résistance à 28 jours

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \rho'_b = \alpha \beta \delta \epsilon$$

avec α : dépend de la classe du ciment ($\alpha = 1$ CPA 325)

β : " de l'efficacité du contrôle sur la qualité du béton ($\beta = 5/6$ pour 1 contrôle atténué)

δ : $\left\{ \begin{array}{l} \delta = 1 \text{ pour } h_m \geq 4C_g = 4 \times 2,5 = 10\text{ cm} \\ \delta = \frac{h_m}{4C_g} \text{ pour } h_m < 4C_g \end{array} \right.$ avec h_m : épaisseur minimale de l'elt.
 C_g : grosseur de granulat utilisé

ϵ : dépend de la nature des sollicitations

- $\epsilon = 0,3$ en compression simple
- $\epsilon = 0,6$ en flexion simple ou composée lorsque l'effort normal est une traction.
- $\epsilon = 0,3 \left(1 + \frac{\epsilon_e}{3\epsilon_s}\right)$ avec $\epsilon = 0,6$ au maximum pour la flexion composée lorsque l'effort normal est une compression

E : dépend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation

- $E = 1$ en compression simple \forall la forme de la section.
- en flexion composée ou simple avec l'effet de traction de la section rectangulaire
- E est déterminé par σ'_m (contrainte moyenne dans le béton) $\leq \bar{\sigma}'_{b0}$
on a $0,5 < E < 1$

Donc la contrainte de compression admissible sera : $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 275 = 69\text{ Kgf/cm}^2 = 67,56$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 69\text{ Kgf/cm}^2$$

et à la flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 275 = 137 \text{ Kgf/cm}^2 = 135 \text{ bars}$

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

• Contrainte de traction de référence : La contrainte de traction de référence $\bar{\sigma}_b$ est une fraction de la résistance à la compression à 28 jours d'âge.

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

α, β, γ déjà déterminés ; $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0256$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,0256 \times 275 = 5,9 \text{ Kgf/cm}^2 = 5,8 \text{ bars} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

b/ Sous sollicitations du second genre :

Les valeurs des contraintes admissibles trouvées pour le 1er genre sont majorées de 50% :

- Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 69 \times 1,5 = 103,5 \text{ Kgf/cm}^2$
- Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 137 \times 1,5 = 205,5 \text{ Kgf/cm}^2$
- Traction : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \times 1,5 = 8,85 \text{ Kgf/cm}^2$

3- Modules de déformation du béton :

Selon l'article (9.6) CCBA 68, on peut admettre qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantané (sous des contraintes normales d'une durée $< \bar{a}$ 24h) E_i a la valeur suivante :

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_i}$$

le module de déformation transversale est : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν = Coefficient de Poisson = 0,15 pour le béton

On obtient :

$$G = 0,435 E$$

II. Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé sont : - Les Ronds lisses
- les aciers à haute adhérence (HA)
- Les treillis-soudés

* Les Ronds lisses : Ce sont des aciers doux laminés de nuance Fe E 24 dont $\sigma_{en} = \sigma_{én} = 2400 \text{ Kgf/cm}^2 = 2350 \text{ bars}$

- Contrainte admissible : La contrainte admissible de traction de l'acier désignée par $\bar{\sigma}_a$ est égale à :

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$$

• sollicitations du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = \underline{\underline{1600 \text{ Kgf/cm}^2}}$

• sollicitations du 2^{ème} genre : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = \underline{\underline{2400 \text{ Kgf/cm}^2}}$

* Les aciers à haute-adhérence: Ce sont des barres d'aciers qui ont pour but d'augmenter l'adhérence béton-acier. Les plus utilisés sont laminés dans la nuance Fe E 40 dont

$$\sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ Kgf/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ 4000 \text{ Kgf/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$$

- Contraintes admissibles en traction:

	1er Genre	2ème Genre
$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$
$\phi > 20 \text{ mm}$	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2666 \text{ Kgf/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kgf/cm}^2$

* Les treillis-soudés: Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement. Ils sont généralement utilisés comme armatures des hourdis, des dalles et des voiles.

- Contraintes admissibles en traction:

	1er Genre	2ème Genre
$\phi \leq 6 \text{ mm}; \sigma_{en} = 5300$	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3533 \text{ Kgf/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 5300 \text{ Kgf/cm}^2$
$\phi > 6 \text{ mm}; \sigma_{en} = 4500$	$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 3000 \text{ Kgf/cm}^2$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4500 \text{ Kgf/cm}^2$

Contrainte de traction admissibles imposées par la condition de fissuration du béton (CCBA 68 art 49-22)

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

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \cdot \sigma_b}$$

η : coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les R.L; $\eta = 1,6$ pour les H.A
 $\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ avec A = section totale des barres tendues
 B_f = section d'enrobage des barres tendues

K : désigne une grandeur exprimée en bars-mm:
 $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible
 $K = 1 \cdot 10^6$ " " préjudiciable
 $K = 0,5 \cdot 10^6$ " " très préjudiciable

ϕ : désigne le diamètre en mm de la plus grande des barres tendues du p^t de vue section

La contrainte de traction admissible des armatures transversales est égale à:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec } \rho_a = 1 - \frac{\epsilon_b}{9 \epsilon_s}$$

Si cette valeur de ρ_a est supérieure à $\frac{2}{3}$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage et $\rho_a = \frac{2}{3}$ dans le cas contraire.

Predimensionnement
Descente de
Charges

I) Introduction: La descente de charge permet d'évaluer pour tout élément porteur de la structure (voiles) les charges qui lui reviennent à chaque niveau, et ceci jusqu'à la jonction avec les fondations.

I) Évaluation des charges et surcharges:

1) Charges permanentes:

- Plancher: on distingue trois types de planchers $\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher terrasse} \\ \text{Plancher étage courant} \\ \text{Plancher RDC} \end{array} \right.$

Les planchers terrasse et étage courant, tous deux sont constitués de dalle pleines d'épaisseur h . h doit être telle que les déformations des planchers restent suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, elle est de l'ordre de:

$$h = \left(\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{35} \right) l_x$$

$$\text{soit } h = \frac{l_x}{30} \approx \frac{3,20}{30} \approx 11 \text{ cm}$$

Pour des raisons de confort phonique on prendra pour tous les niveaux

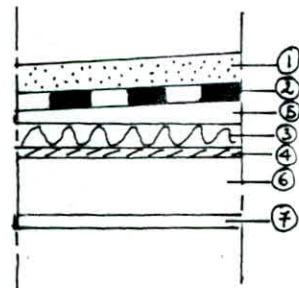
$$h = 16 \text{ cm}$$

- Le Plancher RDC est du type predalles avec bandes.

- Plancher terrasse: (non accessible)

① Protection par gravillons ($e=5\text{cm}$)	= 0,09 t/m ²
② Étanchéité multicouche ($e=2\text{cm}$)	= 0,02 t/m ²
③ liège (isolation) ($e=4\text{cm}$)	= 0,01 t/m ²
④ Pare vapeur	= 0,035 t/m ²
⑤ Forme de pente 1% ($e=10\text{cm}$)	= 0,22 t/m ²
⑥ Support portent (dalle $e=16\text{cm}$)	= 0,40 t/m ²
⑦ Enduit au plâtre ($e=2\text{cm}$)	= 0,028 t/m ²

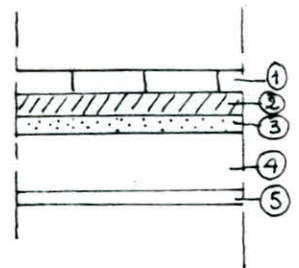
$$G = 0,803 \text{ t/m}^2$$



- Plancher courant:

① Carrelage (2cm)	= 0,04 t/m ²
② Mortier de pose (2cm)	= 0,04 t/m ²
③ Sable fin (2cm)	= 0,034 t/m ²
④ Support portant dalle ($e=16\text{cm}$)	= 0,40 t/m ²
⑤ Enduit au plâtre	= 0,03 t/m ²
⑥ Cloisons	= 0,075 t/m ²

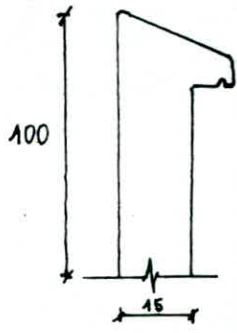
$$G = 0,619 \text{ t/m}^2$$



Acrotere:

Aire = 0,15 m²

G = 2500 × 0,15 × 1 = 375 Kg/ml = G



VOILES:

l'épaisseur minimale des murs de refends doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Celle préconisée par le RPA (Art 4-3-72) est:

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{20} = \frac{3,07}{20} = 15,35 \text{ cm.} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

on prendra pour les voiles transversaux une épaisseur : e = 20 cm.
les voiles longitudinaux une épaisseur : e = 25 cm

le poids propre des voiles par hauteur d'étage et par mètre linéaire est:

transv. G = 0,20 × 3,07 × 2500 = 1535 Kg/ml
longit. G = 0,25 × 3,07 × 2500 = 1919 Kg/ml

Escaliers:

Volée: h = 17,2 cm ; b = 26,7 cm ; α = 32° 86

- Poids propre de la poutrelle $\frac{2500 \times 0,12}{\cos \alpha} = 0,357 \text{ t/m}^2$
- Poids propre des marches $\frac{2600 \times 0,172}{2} = 0,189 \text{ t/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) = 0,04 t/m²
- Enduit au plâtre (2cm). = 0,028 t/m²

G = 0,614 t/m²

Palier:

- Dalle pleine (16cm) = 0,4 t/m²
- mortier de pose (2cm) = 0,04 t/m²
- Sable (2cm) = 0,034 t/m²
- Enduit au plâtre = 0,03 t/m²

G = 0,504 t/m²

2°) Surcharges d'exploitation (P) :

- Terrasse inaccessible : = 0,1 t/m²
- Etage courant : = 0,175 t/m²
- Etage courant (bureau) 1^{er} étage : . . . = 0,250 t/m²
- Escaliers : = 0,250 t/m²
- balcons : = 0,350 t/m²

3°) Combinaisons :

- terrasse inaccessible : $G + 1,2 P = 0,803 + 1,2(0,1) = 0,923 \text{ t/m}^2$
- Etage courant : $G + 1,2 P = 0,619 + 1,2(0,175) = 0,829 \text{ t/m}^2$
- Etage courant (bureau) : $G + 1,2 P = 0,619 + 1,2(0,250) = 0,919 \text{ t/m}^2$
- Escaliers - volée : $G + 1,2 P = 0,614 + 1,2(0,250) = 0,914 \text{ t/m}^2$
- palier : $G + 1,2 P = 0,504 + 1,2(0,250) = 0,804 \text{ t/m}^2$

4°) Descente de charges pour les voiles :

1) Poids propre des voiles par hauteur d'étage :

Voiles		Poids Propre	
V _{t1} - V _{t8}		$0,20 \times 2,5 \times (3,07 \times 10,00)$	= 15,35 t
V _{t2} - V _{t7}	a	$0,20 \times 2,5 \times (4,87 \times 3,07)$	= 7,47 t
	b	$0,20 \times 2,5 \times (4,13 \times 3,07)$	= 6,34 t
V _{t3} - V _{t6}	a	$0,20 \times 2,5 \times (4,87 \times 3,07 - 2,15 \times 2,15)$	= 5,16 t
	b	$0,20 \times 2,5 \times (4,13 \times 3,07 - 0,84 \times 2,15)$	= 5,44 t
V _{t4} - V _{t5}		$0,20 \times 2,5 \times (10,00 \times 3,07 - 1,04 \times 2,15)$	= 14,23 t
V _{l2a} - V _{l3b}		$0,25 \times 2,5 [3,07 \times 9,80 - (0,84 + 1,00 + 0,84) 2,15]$	= 15,20 t
V _{l3a} - V _{l3b}		$0,25 \times 2,5 [3,07 \times 9,80 - (0,84 + 1,30) \cdot 2,15]$	= 15,93 t
V _{l4}		$0,25 \times 2,5 (3,07 \times 3,40 - 1,80 \times 2,15)$	= 4,10 t
V _{l5b}		$0,25 \times 2,5 (3,07 \times 6,20)$	= 11,90 t
V _{l4 a,b,c,d} V _{l5 a,c}		$0,25 \times 2,5 \times (3,07 \times 1,60)$	= 3,07 t

2) Surfaces des planchers revenant à chaque voile :

Voiles	Vt ₁ -Vt ₈	Vt ₂ -Vt ₇		Vt ₃ -Vt ₆		Vt ₄ -Vt ₅	Vl _{2a} -Vl _{2b}	Vl _{3a} -Vl _{3b}	Vl ₄	Vl _{5b}	Vl _{1,a,b,c,d} Vl _{3,a,c}
		a	b	a	b						
etage courant (m ²)	7,35	10,8	9,39	10,8	9,39	7,35	9,90	9,90	2,25	2,25	1,125
Terrasse (m ²)	7,35	10,8	9,39	10,8	9,39	18,41	9,90	9,90	4,46	4,46	1,125

Ces surfaces ont été déterminées après avoir distribuées les dalles suivant les lignes de rupture qui sont à 45° (voir figure)

3) Poids de l'acrotère revenant à chaque Voile :

$$G = 0,375 \text{ t/ml}$$

Voiles	Vt ₁ -Vt ₈	Vl _{5b}	Vl _{1,a,b,c,d} Vl _{3,a,c}
Poids (t)	3,75	2,32	0,56

4) Calcul des charges permanentes jusqu'au niveau des fondations :

La méthode sera exposée seulement pour le voile Vt₁-Vt₈ ; pour les autres voiles les différents résultats seront représentés sur un tableau.

Voile Vt₁-Vt₈ : • soit $p = 15,35 \text{ t}$ poids propre du voile par hauteur d'étage
donc pour 11 étages on aura $P = 11 \times 15,35 = 169 \text{ t}$

• Surface des planchers : $S_1 = 7,35 \text{ m}^2$ (terrasse) $G = S_1 \times G_1 = 7,35 \times 0,803 = 5,9 \text{ t}$
 $S_2 = 7,35 \text{ m}^2$ (etage courant) soit pour 11 niveau (compris RDC)
 $G = S_2 \times G_2 \times 11 = 7,35 \times 0,649 \times 11 = 50 \text{ t}$

• Poids de l'acrotère = 3,75 t
• Poids Propre du mur (sous RDC) = 15 t

total des charges permanentes jusqu'aux fondations
du Voile Vt₁-Vt₈ → $G_t = \underline{243,65 \text{ t}}$

donc $G_t = 11p + S_1 \times G_1 + 11S_2 \times G_2 + P. \text{ de l'acrotère} + P. \text{ propre du mur s.s}$

Les différents résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Voiles		P. Propre voile / stage	P. Propre total (41ct)	P. Planches terrasse (ct)	P. Planches étage cour (ct)	Poids anotée (t)	P. escaliers (t)	M du S.S (t)	total (t)
Vt1-Vt8		15,35	169	5,9	50,05	3,75	-	15	243,70
Vt2-Vt7	a	7,47	82,2	8,7	73,54	-	-	7,3	171,74
	b	6,34	69,74	7,5	63,95	-	-	6,2	147,39
Vt3-Vt6	a	5,16	56,76	8,7	73,54	-	-	4,4	143,40
	b	5,44	59,84	7,5	63,95	-	-	5,1	136,39
Vt4-Vt5		14,23	156,5	14,78	50,05	-	45	13,6	279,93
Vl2a-Vl2b		15,20	167,2	7,95	67,41	-	-	15,2	257,76
Vl3a-Vl3b		15,93	175,2	7,95	67,41	-	-	15,9	266,46
Vl4		4,10	45,1	3,58	15,32	-	12,5	4,1	80,60
Vl5b		11,90	131	3,58	15,32	2,32	-	11,9	164,12
Vl1 a, b, c, d Vl5 a, c		3,07	34	0,90	7,66	0,56	-	3,1	46,22
Σ (total)									3815,58

5) Calcul des surcharges :

Voiles	Vt1-Vt8	Vt2-Vt7		Vt3-Vt6		Vt4-Vt5	Vl2a-Vl2b	Vl3a-Vl3b	Vl4	Vl5b	Vl1 a, b, c, d Vl5 a, c	Σ (total)
		a	b	a	b							
Surface (m ²) terrasse	7,35	10,8	9,39	10,8	9,39	18,41	9,90	9,90	4,46	4,46	1,125	
P. Surchage terrasse (ct)	0,735	1,08	0,939	1,08	0,939	1,841	0,99	0,99	0,446	0,446	0,1125	
Surface (m ²) étage courant	7,35	10,8	9,39	10,8	9,39	7,35	9,90	9,90	2,25	2,25	1,125	
P. Surchage étage courant (t)	17,09	25,11	21,8	25,11	21,8	17,09	23,02	23,02	5,23	5,23	2,62	
escaliers	-	-	-	-	-	23,44	-	-	5,62	-	-	
total	47,82	26,19	22,74	26,19	22,74	42,37	24,01	24,01	11,30	5,68	2,73	445,5

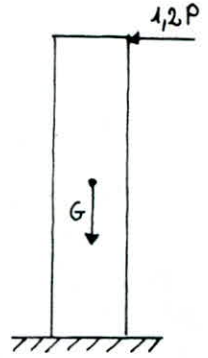
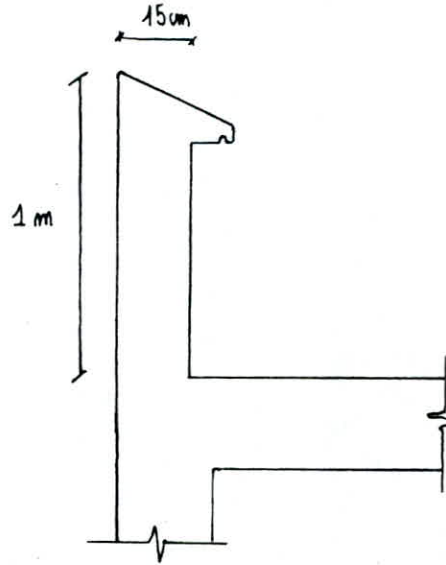
{ Poids Propre du bâtiment $G_E = 3815,58 \text{ t}$
 Surchage du bâtiment $P_E = 445,5 \text{ t}$

d'où $G_E + 1,2 P_E = \underline{\underline{4350,18 \text{ t}}}$

CALCUL
des
ELEMENTS

Predimensionnement: notre acrotère est définie comme suit

$\left\{ \begin{array}{l} \text{épaisseur} = 15 \text{ cm} \\ \text{hauteur} = 100 \text{ cm} \\ \text{largeur} = 100 \text{ cm} \\ \text{de calcul} \end{array} \right.$



le calcul de l'acrotère se fera comme celui d'une console verticale (encastré au plancher tenant) au niveau de l'encastrement qui est une section d'ampère on note les efforts:

- Poids Propre de l'acrotère : $G = 0,15 \times 1 \times 2,5 = 0,375 \text{ t/ml}$
- une surcharge due à une main courante majorée : $P = 1,2 \times 0,1 = 0,120 \text{ t/ml}$

le calcul se fait par bande de 1 m de large.

Éléments de réduction:

moment de l'encastrement	$M = 1,2 P \cdot h = 0,120 \text{ t.m/ml}$
effort normal (P. Propre de l'acrotère)	$N = G = 0,375 \text{ t/ml}$
effort tranchant	$T = 1,2 P = 0,120 \text{ t/ml}$

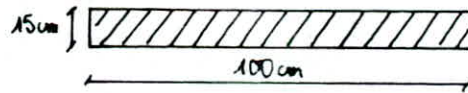
calcul de l'excentricité:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,120}{0,375} = 32 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{h}{6} = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$e_0 > e_1$ la section est partiellement comprimée

Caractéristiques de la section:

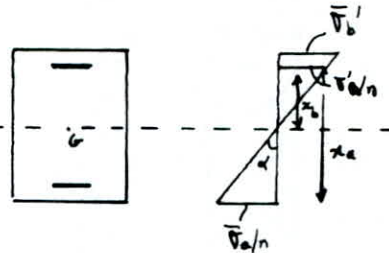
$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b' &= 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ d &= 2 \text{ cm (enrobage)} \end{aligned}$$



Moment aux aciers tendus:

$$M_A = N \cdot y_A \text{ avec } y_A = e_0 + \left(\frac{h}{2} - d \right) = 0,32 + (0,075 - 0,02) = 0,375 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_A = 0,375 \times 0,375 = 0,141 \text{ t.m}$$



moment résistant du béton: $M_{rb} = F'_b \cdot x_b = \frac{1}{2} b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b = \frac{1}{2} b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b \left(h - \frac{y}{3} \right)$

or $y = \alpha \cdot h = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} h = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \times 13 = 5,5 \text{ cm}$

d'où $M_{rb} = 0,5 \times 100 \times 5,5 \times 137 \left(13 - \frac{5,5}{3} \right) = 4,21 \text{ t.m}$

donc $M_{rb} = 4,21 \text{ t.m} > M_{ext} = 0,141 \text{ t.m}$ d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Détermination des Armatures Tendues: Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet du moment M_A , puis on en déduira la section nécessaire en flexion composée par la formule: $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$.

on calcule $\mu = \frac{15 \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,141 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0045 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9693 \\ K = 148 \end{cases}$

d'où $A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{0,141 \times 10^5}{2800 \times 13 \times 0,9693} = 0,40 \text{ cm}^2$

Ce qui donne: $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,40 - \frac{0,375 \times 10^3}{2800} = 0,27 \text{ cm}^2$

La section ainsi trouvée étant faible dans la mesure où la section minimale d'acier donnée par la condition de fragilité peut être utilisée:

$A_{min} \geq 0,69 \times b \times h \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$

on adoptera 5T6/ml soit $A = 1,41 \text{ cm}^2$

l'espacement suivant le CCBA 68 (art 57-33): $t_{min} \leq (3ht = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$
donc on choisit un espacement de $t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

On prévoit également des armatures transversales supplémentaires dites armatures de peau:

$A_t = 5T6$; $A = 1,41 \text{ cm}^2$

Vérifications de la fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{1,41}{2 \times 100 \times 2} = 0,0035$.

d'où $\begin{cases} \sigma_1 = \frac{K \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi} = \frac{1,6 \times 10^6 \times 0,0035}{6 \times 1,035} = 901,77 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 10^6 \times 5,9}{6}} = 3010,38 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

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

Vérification des Contraintes: $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{148} = 18,92 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M_b}{A \cdot E \cdot h} = 793,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

vérifiée

Vérification à l'effort tranchant: on doit vérifier que $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T \pm \frac{M}{3}$

donc $T + \frac{M}{3} = 120 - \frac{120}{f_y \times 0,13} = -934,94 \text{ Kg} < A \bar{\sigma}_a = 1,41 \times 2800 = 3948 \text{ Kg}$.

la condition est bien vérifiée.

Vérification au cisaillement:

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{120}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais nous disposerons des armatures de peau.

Vérification au Seisme (RPA B1 art. 3.3.9)

la section la plus sollicitée est au niveau de l'encastrement; sous l'action de F_H elle est soumise à un moment fléchissant M tel que

$$F_H = Z I C_p \cdot W_p$$

$$\text{avec } Z = \frac{\text{coefft A pour le groupe d'usage}}{\text{coefft A de une zone III pour le 1er groupe}} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$$I = \frac{A (\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A (\text{groupe d'usage 1})} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$$C_p = 0,8 \text{ (RPA tableau 4 p 37)}$$

$$W_p = G : \text{ poids propre de l'acrotère par ml} = 375 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{d'où } F_H = 0,6 \times 0,8 \times 375 = 180 \text{ Kg.}$$

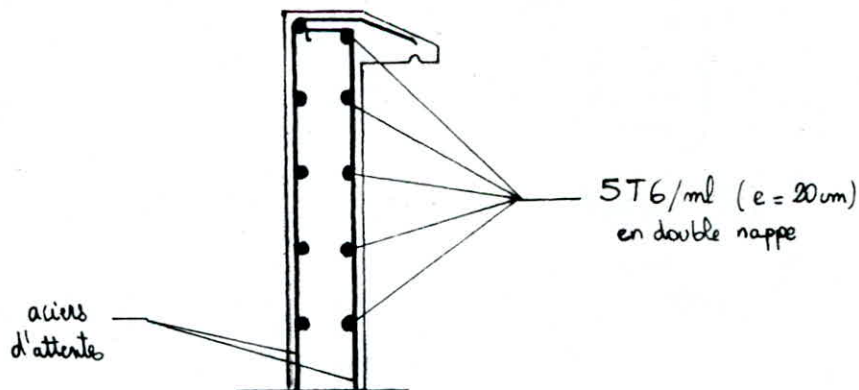
Comme F_H est une force d'inertie, elle est appliquée au centre de gravité de l'acrotère d'où $M_{encrage} = F_H \times 0,50 = 180 \times 0,50 = 90 \text{ Kg.m/ml}$

$$\text{donc } \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 90 \times 10^2}{2800 \times 0,43^2 \times 100} = 0,00285 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9756 \\ \kappa = 190 \end{cases}$$

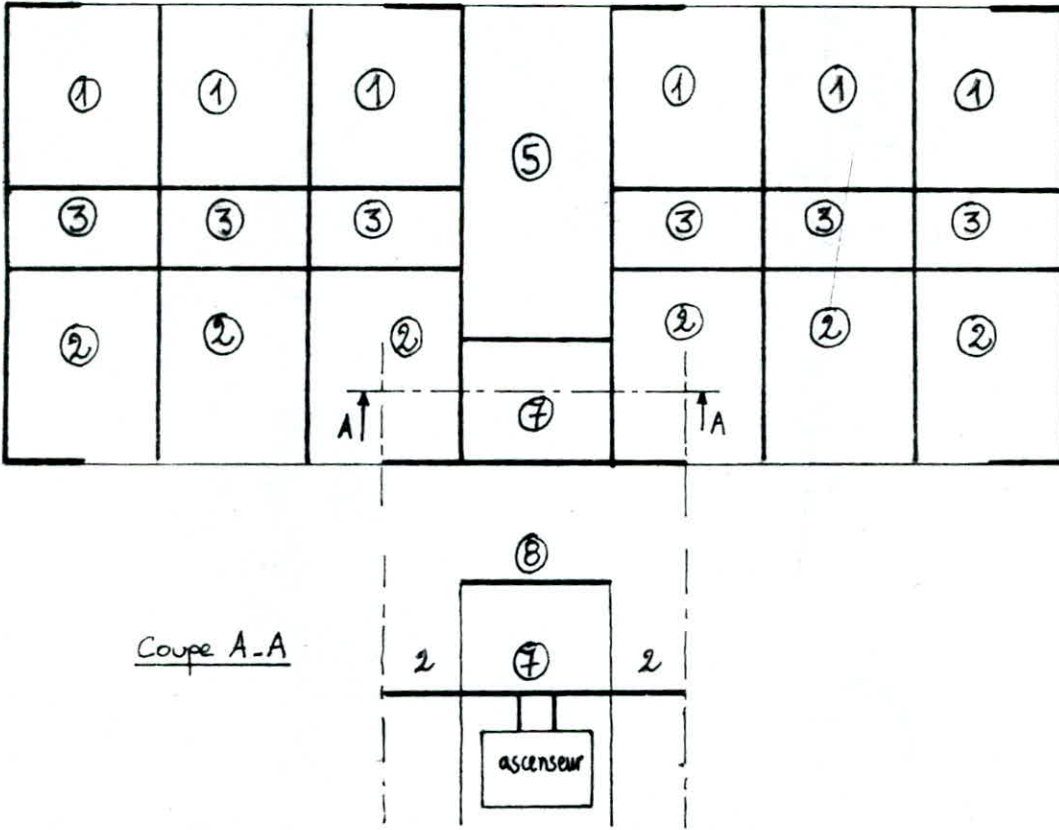
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{90 \times 10^2}{2800 \times 0,9756 \times 13} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$A = 0,25 \text{ cm}^2 < A_{min}$ calculer auparavant égale à $1,26 \text{ cm}^2$ donc vérifiée

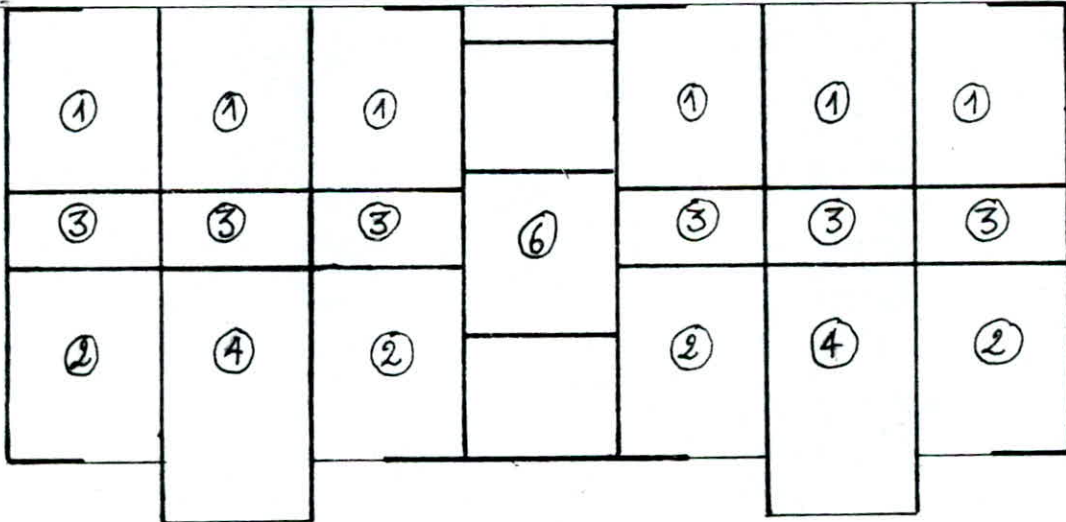
Ferraillage de l'acrotère:



PLANCHER TERRASSE



PLANCHER ETAGE COURANT



Introduction : Les dalles sont des éléments plans chargés perpendiculairement à leur plan, et ayant 2 dimensions grandes par rapport à la 3^{ème} qui est l'épaisseur (e).
Généralement les dalles sont rencontrées dans :

- Les planchers.
- Les radiers (fondations)
- Escaliers

Pour le calcul de notre plancher (Étage courant et terrasse) on utilisera les tables de Barés exposées dans son ouvrage ("Tables pour le calcul des dalles et des parois")

Chaque disposition de dalle est traitée indépendamment; comme la liaison refends - planchers est un encastrement plus ou moins parfait; et pour arriver à des solutions plus rigoureuses, on procède comme suit:

- En premier calcul on supposera que les dalles sont :
- encastées sur trois côtés et libre sur le 4^{ème} côté
 - appuyées sur 4 côtés
 - encastées sur 2 côtés

En deuxième on fera un calcul de ferraillage en travées et en rives conformément aux méthodes classiques du Béton armé.

Étapes de Calcul : en fonction :

- du coefficient de Poisson μ
- de la valeur du rapport des dimensions de la dalle $\gamma = \frac{a}{b}$ on tire les coefficients suivants : w coefficient des déplacements verticaux - (flèches)
 M coefficient des moments fléchissants

avec

M_{xs}	:	coefficient du moment dans la direction x	$(x = \frac{a}{2}; y = \frac{b}{2})$
M_{ys}	:	" " " "	y $(y = \frac{b}{2}; x = \frac{a}{2})$
M_{yas}	:	" " " "	y $(x = a; y = \frac{b}{2})$
M_{xrs}	:	" " " "	x $(x = 0; y = \frac{b}{2})$
M_{yrs}	:	" " " "	y $(x = a; y = 0)$

Enfin

M_{xs}	=	$M_{xs} \cdot q \cdot a^2$	=	moment fléchissant dans la direction x	$(x = \frac{a}{2}; y = \frac{b}{2})$
M_{ys}	=	$M_{ys} \cdot q \cdot b^2$	=	" " " "	y $(x = \frac{a}{2}; y = \frac{b}{2})$
M_{yas}	=	$M_{yas} \cdot q \cdot b^2$	=	" " " "	y $(x = a; y = \frac{b}{2})$
M_{xrs}	=	$M_{xrs} \cdot q \cdot a^2$	=	" " " "	x $(x = 0; y = \frac{b}{2})$
M_{yrs}	=	$M_{yrs} \cdot q \cdot b^2$	=	" " " "	y $(x = a; y = 0)$

avec : q : charge uniforme que supporte la dalle
 h : hauteur de la dalle $h = 16 \text{ cm}$.

Remarque : Dans le cas où la valeur de γ (paramètre qui détermine le comportement des dalles) ne figure pas dans les tables c'est à dire γ très grand ou très petit, alors la dalle travaille dans un seul sens; travaillant seulement les bandes suivant la petite portée, les autres sont très peu chargées.

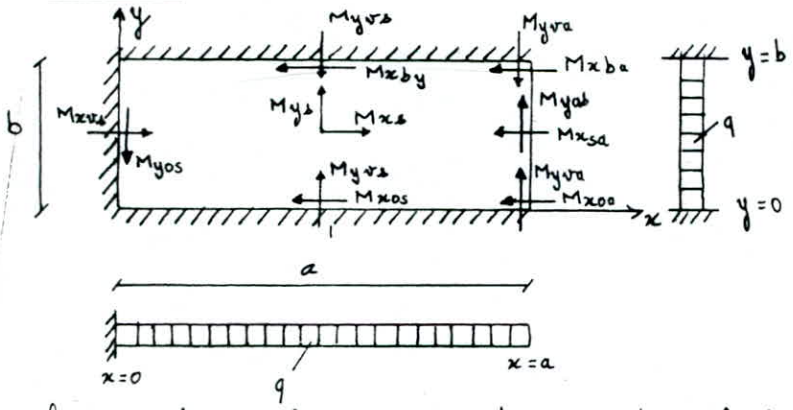
Pour ce type de dalle on a recours à l'article 55 du C.C.B.A 68 sous réserve de vérifier les conditions suivantes :

- 1) fissuration n'est pas préjudiciable
- 2) $P < 2G$
- 3) Les dalles ont même épaisseur constante
- 4) Le rapport des portées consécutives est compris entre 0,80 et 1,25

On calculera tous les panneaux de dalles sous la surcharge la plus défavorable soit :

$$G + 1,2P = 0,803 + 1,2 \times 0,1 = \underline{\underline{0,923 \text{ t/m}^2}}$$

1- Panneau : ① et ⑥



$$\begin{cases} a = 3,88 \text{ m} \\ b = 3,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu = 0,15 ; \delta' = \frac{a}{b} = \frac{3,88}{3,00} = 1,29 < 2$$

$$\begin{cases} qa^2 = 0,923 \times (3,88)^2 = 13,895 \text{ t.m} \\ qb^2 = 0,923 \times (3,00)^2 = 8,307 \text{ t.m} \end{cases}$$

les moments dans les panneaux sont déduits des tables de Béres (table 1.35) :

	$M_{x\text{vs}}$	$M_{x\text{os}}$	$M_{y\text{s}}$	$M_{y\text{as}}$	$M_{y\text{os}}$	$M_{y\text{va}}$
facteur multiplic.	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2
$\delta' = 1,29$	0,00743	-0,03453	0,03571	0,0447	-0,07753	-0,08474
Moment (t.m)	0,103	-0,480	0,297	0,371	-0,644	-0,704
μ	0,0033	0,0152	0,0094	0,0118	0,0204	0,0223
E	0,9736	0,9454	0,9563	0,9515	0,9372	0,9346
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	0,29	1,39	0,85	1,07	1,89	2,07

avec $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$ et $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h}$

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 13 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

- A_{xt} : section en travée suivant x = 0,29 cm²/ml
- A_{yt} : " " " " y = 1,39 cm²/ml
- A_{xa} : " aux appuis " x = 1,07 cm²/ml
- A_{ya} : " " " " y = 2,07 cm²/ml

on adoptera : A_{xt} et A_{yt} : 3HAB/ml soit $A_t = 1,50 \text{ cm}^2$
 A_{xa} et A_{ya} : 5HAB/ml soit $A_p = 2,51 \text{ cm}^2$

Vérifications :

1) condition de non fragilité : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{3,88} = 0,773$

$$\begin{cases} A_{2x} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \left(\frac{1+\rho}{4}\right) = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} \cdot \left(\frac{1+0,773}{4}\right) = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (suivant la grande portée)} \\ A_{2y} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot \left(\frac{2-\rho}{2}\right) = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} \cdot \left(\frac{2-0,773}{2}\right) = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ (suivant la petite portée)} \end{cases}$$

soit $A_{0x} = A_{0y} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_1 = 1,2$ $A_0 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \min(A_1, A_2) = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$A \geq 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée

2) condition de non fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{15}{2 \times 100 \times 3} = 0,0025$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{k \eta}{\rho} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \times 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0025}{8 \times 1,025} = 731,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2,4 \sqrt{k \eta \frac{\bar{\omega}_f}{\rho}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,0025}{8}} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right. \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

3) vérification des contraintes: $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 15}{100 \times 13} = 0,115 \quad \left\{ \begin{aligned} E &= 0,9435 \\ K &= 73,5 \end{aligned} \right.$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{37100}{1,5 \times 0,9435 \times 13} = 2016,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2016,5}{73,5} = 27,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

4) vérification à l'effort tranchant: $q = 0,923 \text{ t/ml}$

$$T = q \frac{l}{2} = 0,923 \times \frac{3,88}{2} = 1790,6 \text{ Kg} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{1790,6}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 1,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,57 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

5) vérification à la flèche: Il est inutile de calculer la flèche si la condition suivante est vérifiée:

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad \text{avec} \quad \begin{aligned} M_t &= \text{moment en travée} \\ M_x &= \text{moment maximum en travée} \\ M_x &= \mu \times q \cdot l_x^2 \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{1}{8(1+2\rho^3)} \quad \text{et} \quad M_t > 0,75 M_x \end{aligned}$$

donc $\left\{ \begin{aligned} M_x &= \frac{1}{8(1+2(0,773)^3)} \times 0,923 \times (3)^2 = 0,299 \text{ t.m} \\ M_t &= 0,371 \text{ t.m} \end{aligned} \right. \quad \text{d'où} \quad \frac{h_0}{l_x} = \frac{0,16}{3,00} = 0,0533 < \frac{1}{20} \times \frac{0,371}{0,299} = 0,0620$

donc pas vérifiée on doit faire la vérification à la flèche

on tire des tables de Barés les coefficients des flèches $\left\{ \begin{aligned} w_s &= 0,0103 \quad \text{et} \quad E = 2 \times 10^5 \\ w_b &= 0,0131 \quad \quad \quad a = 3,88 \text{ m} \end{aligned} \right.$

$$f_s = w_s \cdot \frac{q a^4}{E \cdot h^3} = 0,0103 \times \frac{0,923 (3,88)^4}{2 \times 10^5 \times (13)^3} = 0,049 \text{ cm}$$

$$f_b = w_b \times \frac{q a^4}{E \cdot h^3} = 0,0131 \times \quad \quad \quad = 0,062 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_{ad} = \frac{l}{500} = 0,6 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad f_b = 0,062 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = 0,6 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

2- Panneau : ②

c'est un Panneau encastree sur 3 cotés et libre de l'autre comme le précédent

$$\left\{ \begin{aligned} a &= 4,17 \text{ m} \\ b &= 3,00 \text{ m} \end{aligned} \right. \quad q = 0,923 \text{ t/ml} \quad \left\{ \begin{aligned} q a^2 &= 16,05 \text{ t} \\ q b^2 &= 8,307 \text{ t} \end{aligned} \right. \quad \delta = \frac{a}{b}$$

$$\delta = \frac{4,17}{3,00} = 1,39 < 2$$

on tire des tables de Barés les coefficients des flèches $\left\{ \begin{aligned} w_s &= 0,008 \\ w_b &= 0,010 \end{aligned} \right.$

On tire des tables de Bébé les moments fléchissants :

	$M_{x\>0}$	$M_{x\<0}$	$M_{y\>0}$	$M_{y\<0}$	$M_{y\>0}$	$M_{y\<0}$
F. multipl.	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
$\gamma = 1,39$	0,0061	-0,0299	0,0343	0,0445	-0,0756	-0,08467
Moment (t.m)	0,098	-0,480	0,285	0,370	-0,628	-0,703
μ	0,0031	0,0152	0,0090	0,0117	0,020	0,0223
ϵ	0,9746	0,9454	0,9573	0,9517	0,9379	0,9346
A (cm ²)	0,28	1,39	0,82	1,07	1,84	2,07

$A_{xt} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_{yt} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_{xa} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_{ya} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adoptera $\left\{ \begin{array}{l} A_{xt} = A_{yt} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 3 \text{ HAB}/\text{ml} \\ A_{xa} = A_{ya} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5 \text{ HAB}/\text{ml} \end{array} \right.$

Vérifications :

1) condition de non fragilité : $\rho = 0,719$; $A_{ox} = A_{oy} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_1 = 1,2 A_0 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\left\{ \begin{array}{l} A_{2x} = 0,54 \\ A_{2y} = 0,81 \end{array} \right. \rightarrow A \geq \left\{ \begin{array}{l} A_0 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \min(A_1, A_2) = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$ vérifiée

2) Vérification à la fissuration $\max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 731,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3192,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée

3) Vérification des contraintes : $\bar{\omega} = 0,115 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9435 \\ K = 73,5 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2011,06 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 27,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$ vérifiée

4) Vérification à l'effort tranchant : $T = q \frac{l}{2} = 1925 \text{ Kg}$ et $\tau_b = \frac{1925}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 1,69 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b = 1,69 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée.

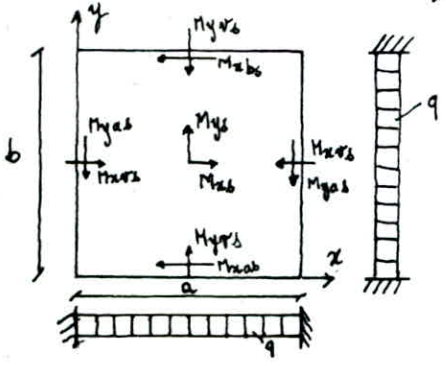
5) Vérification à la flèche : $f_s = 0,008 \times \frac{0,923 \times (4,17)^4}{2 \times 10^6 \times (13)^3} = 0,051 \text{ cm}$ et $f_{ad} = \frac{l}{500} = 0,6 \text{ cm}$

$f_b = 0,010 \times \frac{0,923 \times (4,17)^4}{2 \times 10^6 \times (13)^3} = 0,063 \text{ cm}$

$f_b < f_{ad}$ donc vérifiée.

3. Panneau : (7)

c'est un panneau de dalle portant dans les deux sens, encastree sur 4 côtés
 Elle est soumise à une charge de $q = 3,803 \text{ t}$ (en prenant la charge de l'ascenseur)



$\left\{ \begin{array}{l} a = 2,70 \text{ m} \\ b = 3,00 \text{ m} \end{array} \right.$
 $q a^2 = 27,72 \text{ t}$
 $q b^2 = 34,23 \text{ t}$

$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,70}{3,00} = 0,9 < 2$

On tire les moments flechissants des tables de barés (table 1-12)

	$M_{x,s}$	$M_{x,r,s}$	$M_{y,s}$	$M_{y,r,s}$
Facteur - Multipli:	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$
$\delta = 0,9$	0,0247	0,0593	0,0160	0,0440
Moment (t.m)	0,685	1,644	0,548	1,506
μ	0,0217	0,0521	0,0174	0,0477
E	0,9354	0,9045	0,9415	0,9082
A (cm ²)	2,01	4,99	1,60	4,55

$$\left. \begin{array}{l} A_{x,t} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{y,t} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{x,a} = 4,99 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{y,a} = 4,55 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{on adoptera } A_{x,t} = A_{y,t} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5 \text{ HA } 8/\text{ml} \\ \text{on " " } A_{x,a} = A_{y,a} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 7 \text{ HA } 10/\text{ml} \end{array}$$

Vérifications:

1) condition de non fragilité: $\rho = 1,11$; $A_{0x} = A_{0y} = 2,51 \text{ cm}^2$; $A_1 = 1,2 A_0 = 3,01 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{2x} = 0,66 \text{ cm}^2 \\ A_{2y} = 0,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad A \geq \left\{ \begin{array}{l} A_0 = 2,51 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 0,56 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{donc vérifiée}$$

2) vérification à la fissuration: $\max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1209,2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3192,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$

3) vérification des contraintes: $\bar{w} = 0,193 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9291 \\ K = 55,5 \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = \frac{M}{A_x E x h} = 1807,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 32,57 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

4) vérification à l'effort tranchant: $T = q \frac{l}{2} = 5134 \text{ Kg}$ et $\tau_b = \frac{5134}{100 \times 7,9 \times 13} = 4,51 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$

5) vérification à la flèche: $f_s = 9,018 \times \frac{3,803 \times (2,70)^4}{2 \times 10^5 \times (13)^3} = 0,083 \text{ cm} < \bar{f}_{od} = \frac{l}{500} = 0,6 \text{ cm} \text{ vérifiée}$

4- Panneau: ④

c'est un panneau de dalle encastree mur 3 côtés et libre du 4ème

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 5,40 \text{ m} \\ b = 3,00 \text{ m} \end{array} \right. \quad \delta = \frac{a}{b} = \frac{5,40}{3,00} = 1,8 < 2$$

$q = 1,04 \text{ t/m}^2$ (en prenant la surcharge du balcon)

$$\left\{ \begin{array}{l} q a^2 = 30,33 \text{ t} \\ q b^2 = 9,36 \text{ t} \end{array} \right.$$

on tire des tables de barés les coefficients des flèches $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} w_s = 0,0033 \\ w_b = 0,0039 \end{array} \right.$

On tire de la table 1.35 de Baré les moments fléchissant :

	$M_{x\pm}$	$M_{x\pm s}$	$M_{y\pm}$	$M_{y\pm s}$	$M_{y\pm s}$	$M_{y\pm s}$
Facteur multipl.	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2
$\delta = 1,8$	0,0031	-0,0183	0,0384	0,0449	-0,0808	-0,0844
Moments (t.m)	0,094	-0,555	0,359	0,421	-0,756	-0,791
μ	0,0030	0,0176	0,0114	0,0133	0,0240	0,0251
E	0,9749	0,9415	0,9522	0,9487	0,9324	0,9310
A	0,26	1,62	1,04	1,22	2,23	2,33

$A_{xt} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ } on adoptera $A_{xt} = A_{yt} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3 HAB/ml
 $A_{yt} = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$ }
 $A_{xa} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$ } on adoptera $A_{xa} = A_{ya} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5 HAB/ml
 $A_{ya} = 2,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$ }

Vérifications :

1) condition de non fragilité: $\rho = 0,556$; $A_{0x} = A_{0y} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_1 = 1,2 A_0 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $\begin{cases} A_{2x} = 0,49 \text{ cm}^2 \\ A_{2y} = 0,91 \text{ cm}^2 \end{cases}$ donc $A \geq \begin{cases} A_0 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \min(A_1, A_2) = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$ donc vérifiée

2) vérification à la fissuration: $\max \begin{cases} \sigma_1 = 731,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3192,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée

3) vérification des contraintes: $\bar{\omega} = 0,115 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9435 \\ K = 73,5 \end{cases}$
 $\begin{cases} \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{42100}{1,5 \times 0,9435 \times 13} = 2288,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2288,3}{73,5} = 31,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$ vérifiée

4) vérification de l'effort tranchant: $T = q \frac{l}{2} = 2808 \text{ Kg}$ et $\tau_b = \frac{2808}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 2,47 \text{ Kg/cm}^2$
 $\tau_b = 2,47 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée

5) vérification de la flèche:
 $f_s = 0,0033 \frac{1,04 \times (5,4)^4}{2 \times 10^5 \times (13)^3} = 0,066 \text{ cm}$
 $f_b = 0,0039 \frac{1,04 \times (5,4)^4}{2 \times 10^5 \times (13)^3} = 0,078 \text{ cm}$
 $\bar{f}_{ad} = \frac{l}{500} = 0,6 \text{ cm} > f_b$ donc vérifiée

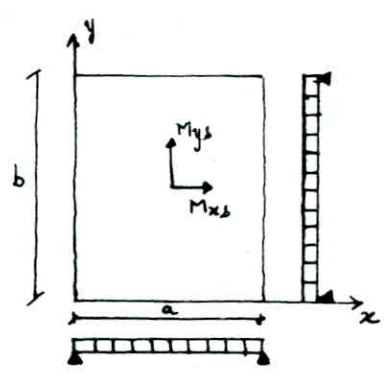
5- Panneau : (8)

c'est une dalle appuyée sur 4 côtés (portante dans les 02 sens)

$\begin{cases} a = 3,00 \text{ m} \\ b = 4,33 \text{ m} \end{cases}$
 $q = 0,923 \text{ t/ml}$
 $\begin{cases} qa^2 = 8,307 \text{ t} \\ qb^2 = 17,30 \text{ t} \end{cases}$

$\delta = \frac{a}{b} = \frac{3,00}{4,33} = 0,69 < 2$

on tire les moments fléchissants des tables de Baré (table 1.13)



	ω_s	$\Gamma_{x,s}$	$\Gamma_{y,s}$
Facteur Mult.	$q a^2 / E h^3$	$q a^2$	$q b^2$
$\delta = 0,63$	0,0867	0,0742	0,0188
Moment (t.m)	/	0,616	0,325
μ	/	0,0195	0,0103
E	/	0,9387	0,9545
A (cm ²)	/	1,80	0,93

$$A_{tx} = A_{ty} = 5 \text{ HA8/ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = A_{ay} = 3 \text{ HA8/ml} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

vérifications :

1) cd^t de non fragilité : $A_{0x} = A_{0y} = 2,51 \text{ cm}^2$; $A_1 = 1,2 A_0 = 3,01 \text{ cm}^2$; $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1,49$
 $\begin{cases} A_{2x} = 0,79 \text{ cm}^2 \\ A_{2y} = 0,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$ $A \geq \begin{cases} A_0 = 2,51 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 0,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$ vérifiée

2) vérif. à la fissuration : $\max \begin{cases} \sigma_1 = 1203,2 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3192,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée

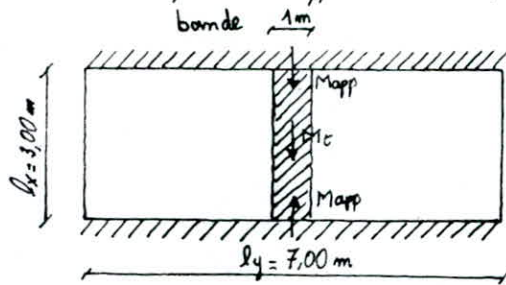
3) vérif des contraintes : $\bar{\omega} = 0,193 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9291 \\ K = 55,5 \end{cases}$ $\begin{cases} \sigma_a = \frac{M}{A \times E \times h} = 2031,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 36,61 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$ vérifiée

4) vérif à l'effort tranchant : $T = q \frac{l}{2} = 1384,5 \text{ Kg}$; $\tau_b = \frac{1384,5}{100 \times \frac{7}{8} \times 13} = 1,22 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$

5) vérif de la flèche : $f_s = 0,0867 \times \frac{0,923 \times (3,00)^4}{2 \times 10^5 \times (1,8)^3} = 0,15 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = \frac{l}{500} = 0,87 \text{ cm}$

6 - Panneau : ⑤

c'est un panneau supposé encastree sur 2 cotés et libre sur les 2 autres.



$$\begin{cases} a = 7,00 \text{ m} \\ b = 3,00 \text{ m} \end{cases} \quad q = 0,923 \text{ t/ml}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{7}{3} = 2,33 > 2$$

$$M_t = q \frac{l_x^2}{10} = 0,923 \times \frac{3^2}{10} = 0,831 \text{ t.m} \rightarrow \mu_t = \frac{15 \times M_t}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = 0,0263 \quad \begin{cases} E = 0,9296 \\ K = 56 \end{cases}$$

$$M_{app} = q \frac{l_x^2}{20} = 0,923 \times \frac{3^2}{20} = 0,415 \text{ t.m} \rightarrow \mu_{app} = \frac{15 \times M_{app}}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = 0,0131 \quad \begin{cases} E = 0,9490 \\ K = 83 \end{cases}$$

d'où $A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $A_{app} = \frac{M_{app}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on adoptera sens l_x $\begin{cases} \text{En travée} & 6 \text{ HA8/ml} & \text{soit } A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{aux appuis} & 3 \text{ HA8/ml} & \text{soit } A = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$
 sens l_y $\begin{cases} \text{En travée} & 3 \text{ HA8/ml} & \text{soit } A = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{aux appuis} & 3 \text{ HA8/ml} & \text{soit } A = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

(Toutes les vérifications ont été vérifiées.)

7. Panneau: ③

$$\begin{cases} a = 3,00 \text{ m} \\ b = 1,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{3,00}{1,45} = 2,07 > 2$$

$$q = 0,923 \text{ t/ml}$$

alors cette dalle travaille dans un seul sens
seulement travaillent les bandes suivant la
petite portée; les autres sont très peu chargées

$$M_t = q \frac{l^2 x}{10} = 0,923 \times \frac{(1,45)^2}{10} = 0,194 \text{ t.m} \rightarrow \mu_t = \frac{15 \times 0,194 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0061 \begin{cases} \epsilon = 0,9645 \\ \kappa = 126 \end{cases}$$

$$M_{ap} = q \frac{l^2 x}{20} = 0,923 \times \frac{(1,45)^2}{20} = 0,097 \text{ t.m} \rightarrow \mu_t = \frac{15 \times 0,097 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0031 \begin{cases} \epsilon = 0,9746 \\ \kappa = 182 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_t = \frac{0,194 \times 10^5}{2800 \times 0,9645 \times 13} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } A_{ay} = \frac{0,097 \times 10^5}{2800 \times 0,9746 \times 13} = 0,27 \text{ cm}^2$$

on adoptera soit sens l_x $\begin{cases} \text{en travée} & 3 \text{ HA } 8 & \text{soit } A = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{aux appuis} & \text{''} & \text{''} \end{cases}$

sens l_y $\begin{cases} \text{en travée} & 3 \text{ HA } 8 & \text{soit } A = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{aux appuis} & \text{''} & \text{''} \end{cases}$

(Toutes les vérifications ont été vérifiées)

TABLEAU RECAPITULATIF

Panneau de dalles				$A_{tx} = A_{ty}$		$A_{ax} = A_{ay}$	
①	②	⑥	④	3 HA 8	30	5 HA 8	20
	⑦			5 HA 8	20	7 HA 10	14
	⑧			5 HA 8	20	3 HA 8	30
	⑤			6 HA 8	16	3 HA 8	30
	③			3 HA 8	30	3 HA 8	30

espacements en (cm)

Le plancher du RDC pose le problème de récupération de son coffrage ; pour cela on adopte le système du plancher à prédalles jointives avec dalle de compression.

Le système présente divers avantages :

- suppression des coffrages
- Prefabrication aisée sur chantier ou en usine
- Temps d'exécution réduit

On devra toute fois prêter une attention particulière aux opérations de manutention des prédalles (transport, levage, etc...)

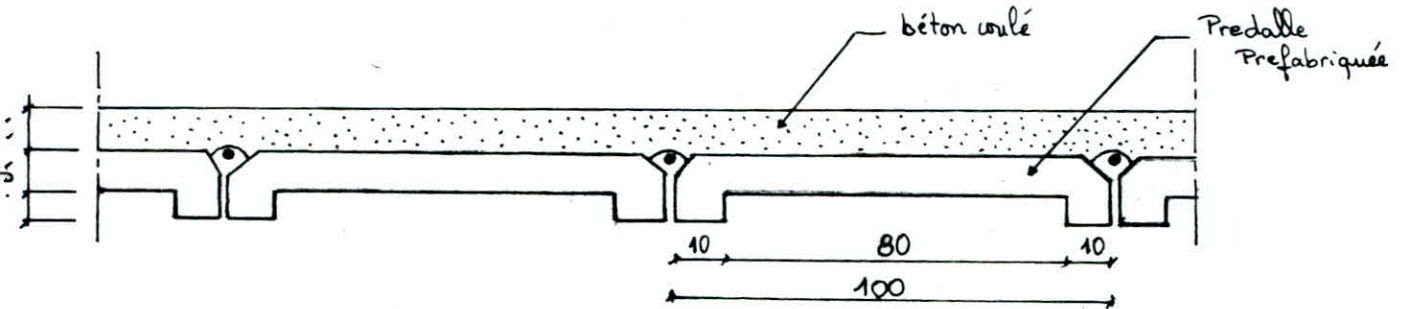
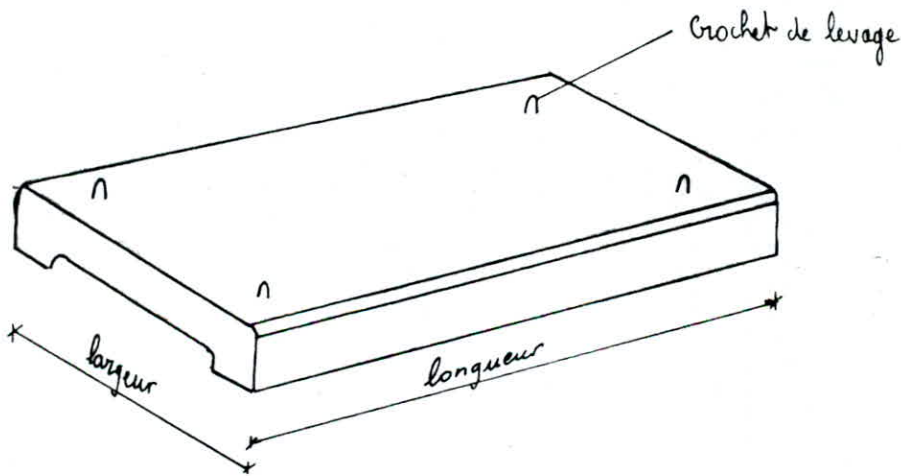
On entend par prédalles ; des plaques préfabriquées en béton armé, destinées à fermer la partie du bas de RDC. Ces Prédalles viendront s'appliquer directement sur les voiles du bas de RDC et sur lesquelles on coule une lame de béton d'une épaisseur au moins égale à ces prédalles.

Pour le calcul on a 3 phases seulement :

1^{er} phase : Prédalle soumise à son poids propre seulement

2^{ème} phase : Prédalle soumise à son poids propre plus une surcharge constituée du béton frais coulé sur chantier et une surcharge forfaitaire de 100 Kg/m^2 dite de chantier correspondant au matériel et personnel présents lors de la mise en œuvre

3^{ème} phase : Dalle à pleine résistance sous $G+1,2P$

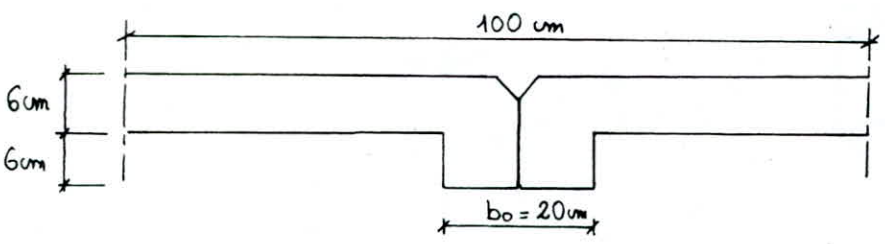


Predimensionnement: La longueur de la prédalle est égale à la plus petite portée du panneau (cellule à couvrir) plus $(2 \times 4 \text{ m})$ qui serviront d'appuis à la prédalle sur voiles du bas de RDC ; alors que la largeur sera prise égale $1,00 \text{ m}$.

Etude des poutres porteuses: Des armatures de liaison sont prévues forfaitairement au niveau de la jonction des 2 parallèles consécutives ce qui nous amène à adopter comme section transversale de calcul une section en "T".

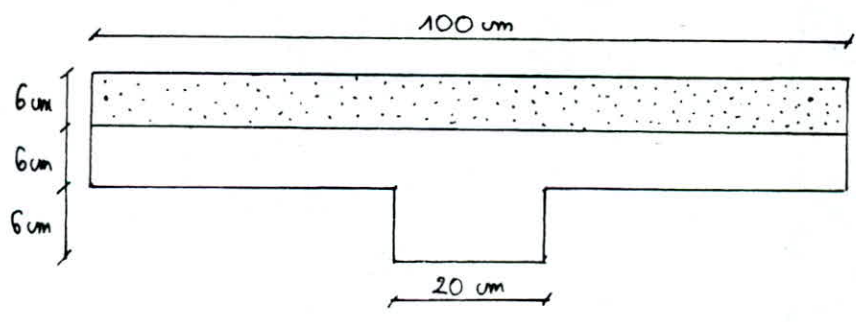
Pour les calculs on utilisera les méthodes exposées, dans l'aide mémoire B.A Dunod pour les sections en T ; et celle de P. Charon pour les sections rectangulaires.

1^{ère} Phase: Predalle soumise à son poids propre seulement



Charge par mètre linéaire: $q = (0,2 \times 0,06 + 1 \times 0,06) \times 2500 \times 1 = \underline{180 \text{ Kg/ml}}$

2^{ème} Phase: Coulage du béton et mise en oeuvre.
La poutre reprend l'effort causé par son propre poids + poids du béton coulé + une surcharge majorée de 20%.

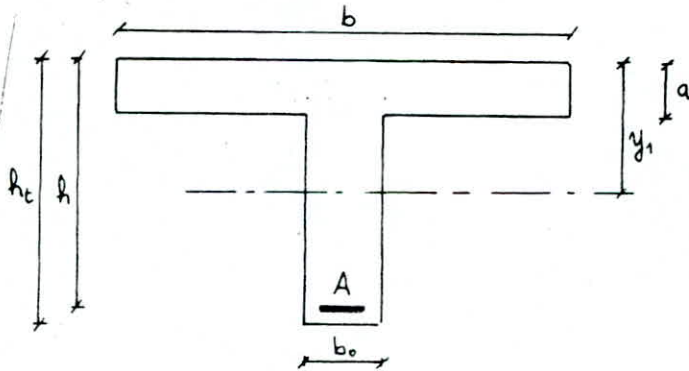


- Poids propre par mètre linéaire		=	180 Kg/ml
- Béton frais majoré:	$1,0 \times 0,06 \times 1 \times 2500 \times 1,2$	=	180 Kg/ml
- Surcharge de chantier majorée	$1,2 \times 100 \times 1$	=	120 Kg/ml
		<hr/>	
		q =	<u>480 Kg/ml</u>

On calculera la predalle en 2^o phase :

$$\begin{cases} M_{\max} = q \frac{l^2}{8} = 480 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 576,6 \text{ Kg.m} \\ T = q \frac{l}{2} = 480 \times \frac{3,10}{2} = 744 \text{ Kg} \end{cases}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :



$$\varepsilon = \frac{a}{h} = \frac{6}{10} = 0,6$$

$$\beta = \frac{b}{b - b_0} = \frac{100}{100 - 20} = 1,25$$

$$\rho = \frac{6 n M}{b h^2 \sigma_a} \beta = \frac{6 \times 15 \times 576,6 \times 10^2}{100 \times 10^4 \times 2800} \times 1,25 = 0,23$$

Abaque 4-23 - A.M.B.A

$$\delta = 0,23$$

$$K = 0,30$$

$$\sigma'_b = \frac{K}{n} \bar{\sigma}_a = \frac{0,30}{15} \times 2800 = 56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

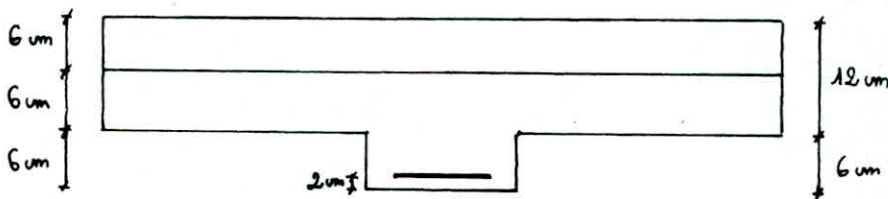
$$y_1 = \delta \cdot h = 0,23 \times 16 = 3,68 \text{ cm} < a = 6 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression ; le calcul deviendra celui d'une section rectangulaire $b \times h_c$ soumise à la flexion simple ; sans armatures comprimées :

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 576,6 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,3 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9253 \\ k = 52,6 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{576,6 \times 10^2}{2800 \times 0,9253 \times 10} = \underline{\underline{2,22 \text{ cm}^2}}$$

3^o Phase : Dalle à pleine résistance sous $G + 1,2 P$



Charge par mètre linéaire :

- Poids propre par mètre linéaire	$(0,2 \times 0,06 + 1,00 \times 0,12) \times 2500$	= 330 Kg/ml
- sable (2cm)	$(0,02 \times 1400)$	= 28 Kg/ml
- Mortier de pose (2cm)	$(0,02 \times 2000)$	= 40 Kg/ml
- Carrelage (2cm)		= 42 Kg/ml
- Cloisons		= 75 Kg/ml
- Surcharge majorée	$(1,2 \times 500)$	= 600 Kg/ml
		<hr/>
		<u><u>$q = 1115 \text{ Kg/ml}$</u></u>

$$M_{\max} = q \frac{l^2}{8} = 1115 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 1339,39 \text{ Kg.m}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 1115 \times \frac{3,10}{2} = 1728,25 \text{ Kg}$$

Position de l'axe neutre :

$$E = \frac{a}{h} = \frac{12}{16} = 0,75$$

$$\beta = \frac{b}{b-b_0} = 1,25$$

$$\rho = \frac{6nM}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \beta = \frac{6 \times 15 \times 1339,39 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 2800} \times 1,25 = 0,21$$

$$\left. \begin{array}{l} E = 0,75 \\ \beta = 1,25 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} \delta = 0,17 \\ K = 0,21 \end{array}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{K}{n} \cdot \bar{\sigma}_a = \frac{0,21}{15} \cdot 2800 = 39,2 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$y_1 = \delta \cdot h = 0,17 \times 16 = 2,72 \text{ cm} < a = 12 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression le calcul deviendra celui d'une section rectangulaire ($b \times h_t$) soumise à la flexion simple et sans armatures comprimées.

$$\mu = \frac{15 \times 1339,39 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0,0280 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9275 \\ K = 54 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{1339,39 \times 10^2}{2800 \times 0,9275 \times 16} = \underline{3,22 \text{ cm}^2}$$

la section à prendre en compte sera le max (A_1, A_2) soit $A_2 = 3,22 \text{ cm}^2$

on adoptera 4T12 $4,52 \text{ cm}^2$

Vérifications :

1) Condition de non fragilité: $A_{\min} = 0,69 b_0 \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times 20 \times 16 \cdot \frac{5,9}{1200} = 0,31 \text{ cm}^2$

$$A \text{ à adopter} : 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{vérifiée}$$

2) Condition de non fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2b \cdot d} = \frac{4,52}{2 \times 20 \times 2} = 0,0565$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^5 \times 1,6 \times 0,0565}{12 \times 1,565} = 7220,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \times 10^5 \times 5,9}{12}} = 2607,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 7220,45 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607,07 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

vérifiée

Armatures transversales: $T_{max} = 1728,25 \text{ Kg}$

$$\epsilon_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1728,25}{20 \times \frac{7}{8} \times 16} = 6,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 3,5 \times \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_{b0} = 63 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\epsilon_b < \bar{\epsilon}_b \text{ donc cadres } \perp \text{ à la ligne moyenne}$$

Vu le nombre d'armatures principales on prendra $A_t = 2 \text{ cadres } \phi 8 = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{em}$ (contrainte admissible pour les armatures transversales)

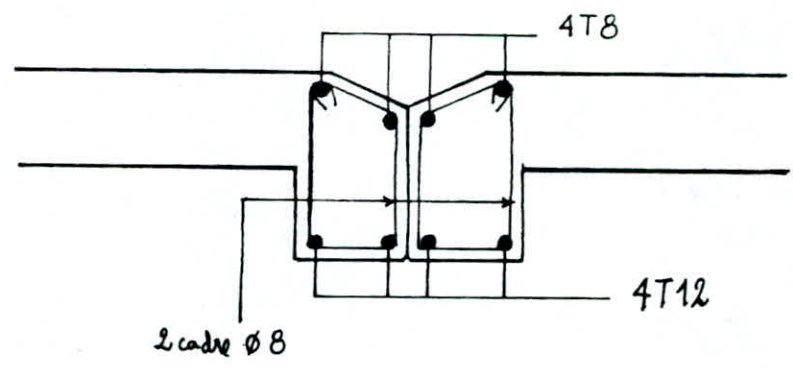
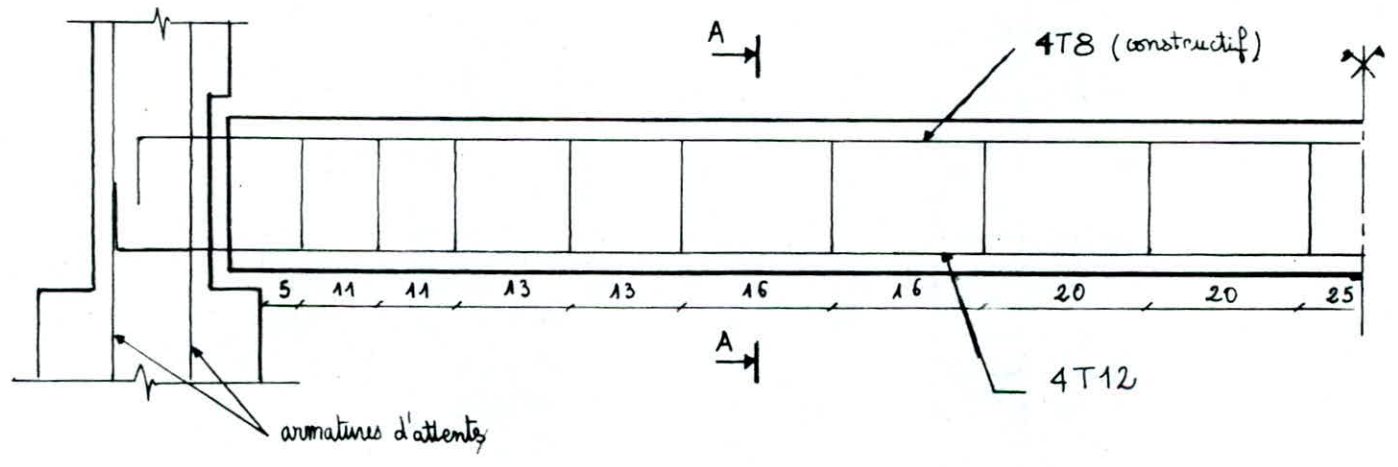
avec $\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\epsilon_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right\} = \max \{ 0,66 ; 0,88 \} = 0,88$

d'où $\bar{\sigma}_{at} = 0,88 \times 2400 = 2112 \text{ Kg/cm}^2$

Soit t l'espacement des cadres tel que : $t \leq t_0$; $t < \max(t_1, t_2)$

$$\text{avec } \begin{cases} t_0 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2 \times \frac{7}{8} \times 16 \times 2112}{1728,25} = 34,22 \text{ cm} \\ t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \epsilon_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 10,98 \approx 11 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 0,2 \times 16 = 3,2 \text{ cm} \end{cases}$$

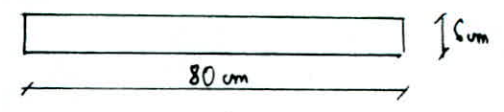
on prendra $t = 11 \text{ cm}$ auprès des appuis, puis on utilisera l'espacement de la serie de caquot repete 2 fois ($\frac{3 \cdot 10}{2} = 1,55$ on prend 2)



COUPE A.A

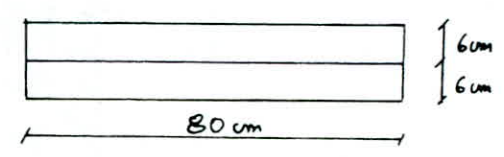
Calcul du hourdis :

1^{ere} phase: charge par metre lineaire :
 $q_1 = 0,8 \times 0,06 \times 2500 = 120 \text{ Kg/ml}$



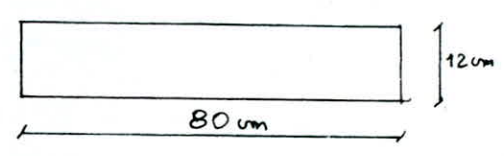
$$\begin{cases} M_{t1} = q_1 \frac{l^2}{10} = 120 \times \frac{0,8^2}{10} = 7,68 \text{ Kg.m} \\ M_{a1} = q_1 \frac{l^2}{20} = 120 \times \frac{0,8^2}{20} = 3,84 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

2^{eme} phase: charge par metre lineaire :
- Hourdis = 120 Kg/ml
- beton frais majoré $(0,8 \times 0,06 \times 2500 \times 1,2) = 144 \text{ Kg/ml}$
- surcharge chantier $(100 \times 0,8 \times 1,2) = 96 \text{ Kg/ml}$
 $q_2 = 360 \text{ Kg/ml}$



$$\begin{cases} M_{t2} = q_2 \frac{l^2}{10} = 360 \times \frac{0,8^2}{10} = 23,04 \text{ Kg.m} \\ M_{a2} = q_2 \frac{l^2}{20} = 360 \times \frac{0,8^2}{20} = 11,52 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

3^{eme} phase: sous G+1,2P
- Dalle $(0,8 \times 0,12 \times 2500) = 240 \text{ Kg/ml}$
- Carrelage (2cm) = 42 Kg/ml
- mortier (2cm) = 40 Kg/ml
- sable (2cm) = 28 Kg/ml
- cloisons = 60 Kg/ml
- surcharge majorée $(1,2 \times 500) \times 0,8 = 480 \text{ Kg/ml}$
 $q_3 = 890 \text{ Kg/ml}$



$$\begin{cases} M_{t3} = \frac{q_3 l^2}{10} = \frac{890 \times 0,8^2}{10} = 56,96 \text{ Kg.m} \\ M_{a3} = \frac{q_3 l^2}{20} = \frac{890 \times 0,8^2}{20} = 28,48 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

ferailage: on considere une bande de 1,00m
2^{eme} phase: $M_{t2} = 23,04 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 23,04 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 4^2} = 0,0077 \quad \begin{cases} E = 0,9603 \\ K = 111 \end{cases}$$

$$\text{donc } A_s = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{23,04 \times 10^2}{2800 \times 0,9603 \times 4} = 0,22 \text{ cm}^2$$

3^{eme} phase: $M_{t3} = 56,96 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 56,96 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0030 \quad \begin{cases} E = 0,9746 \\ K = 182 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{56,96 \times 10^2}{2800 \times 0,9746 \times 10} = 0,21 \text{ cm}^2$$

or la section minimale imposée par la condition de non fragilité est :

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ten}}} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_1 < A_{\min}$
 $A_2 < A_{\min}$ } → on ferraille avec la section minimale.

on adoptera 5T6 soit $A = 1,41 \text{ cm}^2$

l'espace (e) doit être $\leq \inf(33, [2h_t = 24])$ on prend $e = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions (dans le sens de la grande portée)
 on prendra 4T6 p.m soit $A = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\text{on vérifie que } A \geq \frac{3 \bar{\sigma}_b \cdot I}{0,9 h \cdot \sigma_{\text{ten}}} = \frac{3 \times 5,9 \times 12^3 / 12}{0,9 \times 10 \times 6 \times 4200} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Chapeaux : (Appuis)

$$\text{2^{ème} phase: } \mu_1 = \frac{15 \times 11,52 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 4^2} = 0,0039 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9714 \\ K = 160 \end{cases}$$

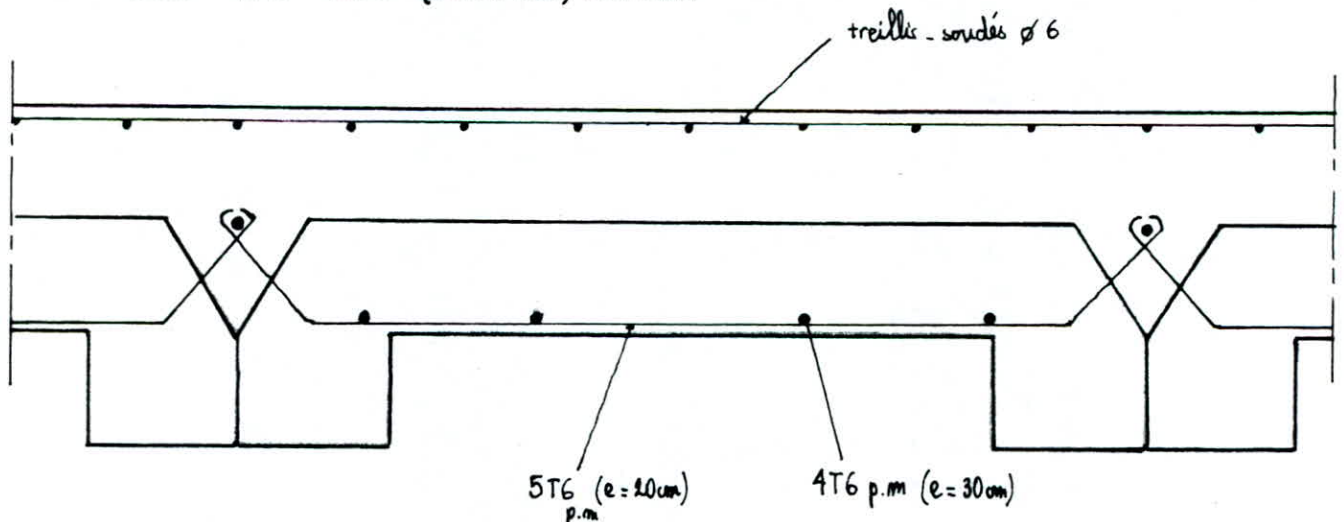
$$\text{d'où } A_1 = \frac{11,52 \times 10^2}{2800 \times 0,9714 \times 4} = 0,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{3^{ème} phase: } \mu_2 = \frac{15 \times 28,48 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0015 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9821 \\ K = 265 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_2 = \frac{28,48 \times 10^2}{2800 \times 10 \times 0,9821} = 0,10 \text{ cm}^2$$

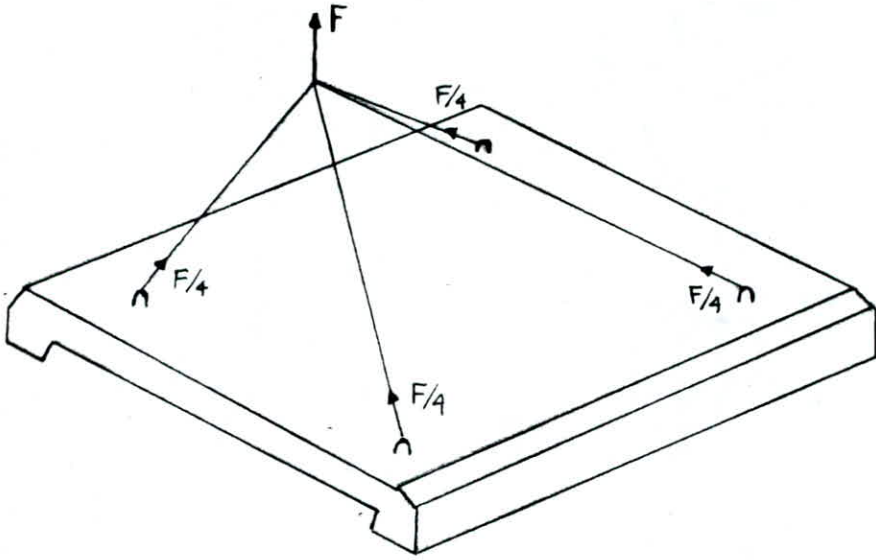
D'après la condition de non fragilité $A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$ on prend une section minimale.

Pour éviter des problèmes de façonnage et pour réduire le temps d'exécution on optera pour un treillis soudé T.5 6x6 (200x200) mm.mm



Calcul des crochets de manutention des médalles :

Généralement on prévoit quatre bouches de levage ; ces bouches de levage doivent être rendues solidaires des armatures de l'élément ; elles ne doivent pas être trop près des parements :



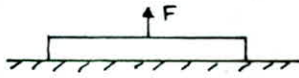
Le coefficient de sécurité à appliquer au calcul sur la contrainte admissible $K = 1,56$
 Pour une boucle on aura :

$$K \frac{f}{2,5} = \sigma_a = (\text{contrainte de l'acier de la boucle})$$

$$\text{d'où } \sigma_a = K \cdot \frac{2f}{\pi \phi^2} \quad f = \frac{F}{4} ; F = \text{effort global}$$

$F = a \bar{K} \cdot P$ a : coefficient fonction de l'orientation de F au plan de la pièce

dans notre cas effort normal :



$$a = 0,75$$

\bar{K} : coefficient tenant compte des efforts parasites ou supplémentaires pour le démontage
 $\bar{K} = 1,7$ (pour le démontage sur table métallique plane)

P : poids propre du panneau

$$P = q \times l = 180 \times 3,10 = 558 \text{ Kg}$$

$$\text{d'où } F = a \bar{K} \cdot P = 0,75 \times 1,7 \times 558 = \underline{711,45 \text{ Kg}}$$

$$\text{donc par boucle } f = \frac{F}{4} = \underline{178 \text{ Kg}}$$

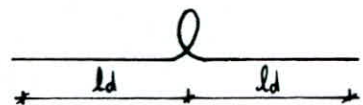
$$\text{on doit avoir } \sigma_a = \frac{K 2f}{\pi \phi^2} \leq \bar{\sigma}_a \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{1,56 \times 2 \times 178}{\pi \times 1600}} = 0,33 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } \underline{\phi 8 \text{ mm}}$$

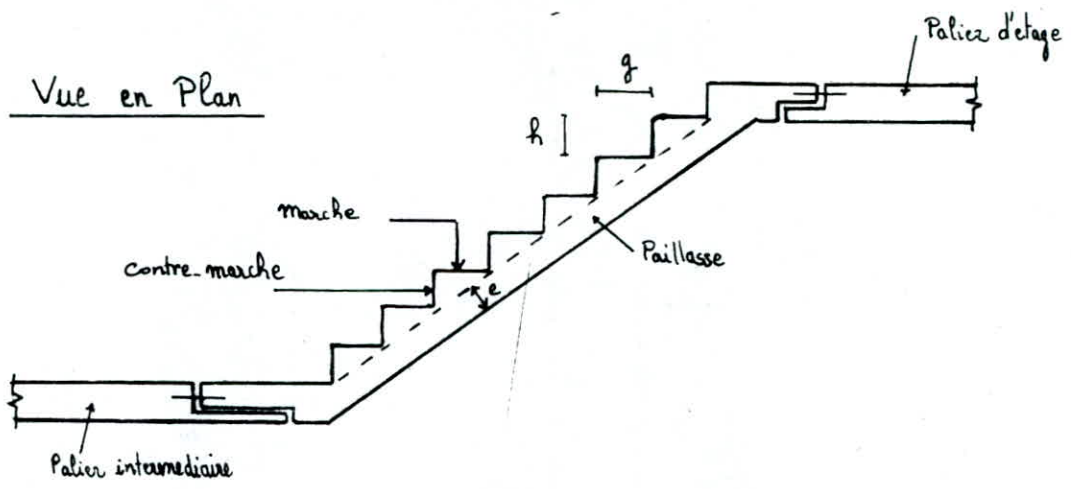
Longueur de scellement en barre droite :

$$l_d \geq \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \quad \text{et } \sigma_a = \frac{1,56 \times 2 \times 178}{3,14 \times 0,8^2} = 276,3 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_b = 1,25 \psi_d^2 \times \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1^2 \times 5,9 = 7,37 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{d'où } l_d \geq \frac{0,8}{4} \times \frac{276,3}{7,37} = 7,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } \underline{\underline{l_d = 20 \text{ cm}}}$$





1. Introduction: Le type d'escalier adopté est le type préfabriqué à pailasse pleine; celle-ci sera simplement posée sur les paliers en place.
 Afin d'éviter tout risque de déstabilisation, des liaisons par armatures en attente sont prévues, surtout des extrémités des paillasses et des paliers et qui seront scellées dans un coulis de béton sur toute la largeur d'appui de la volée. Le calcul se fera en considérant séparément la paillasse et les paliers

2. Dimensionnement:

• g : giron de la marche = $\frac{l}{n} = \frac{2,40}{9} = 26,7 \text{ cm}$

h : contre-marche = $\frac{H}{n} = \frac{1,55}{9} = 17,3 \text{ cm}$

étant donné que h est donné à 17 cm
 donc le nombre de marches est $n = \frac{1,55}{0,17} = 9,12$
 $\rightarrow n = 9$ marches

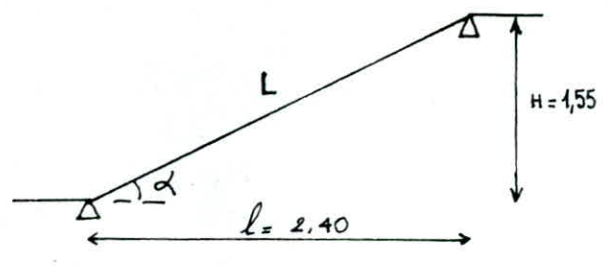
• l'angle d'inclinaison est:
 $\text{tg } \alpha = \frac{1,55}{2,40} = 0,646 \rightarrow \alpha = 32^\circ 86'$

on vérifie la relation de Blondel: $59 \leq g + 2h \leq 64$ avec $g + 2h = 61,3 \text{ cm}$
 donc la condition est vérifiée

• Paillasse:
 $L = \sqrt{(1,55)^2 + (2,40)^2} = 2,85,7 \text{ cm}$

l'épaisseur de la paillasse est telle que: $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow 9,52 < e < 14,28$

on choisira l'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$



3. Évaluation des charges et surcharges:

Soit P le poids par mètre de projection horizontale et pour 1 m d'embranchement.

• Poids de la paillasse d'ep. e = $\frac{2500 \times 0,12}{\cos \alpha} = 0,357 \text{ t/m}^2$

• Poids des marches = $\frac{2200 \times 0,173}{2} = 0,189 \text{ t/m}^2$

• Mortier de pose + enduit au plâtre = $0,068 \text{ t/m}^2 \rightarrow G = 0,614 \text{ t/m}^2$

Surcharges: $P = 0,250 \text{ t/m}^2$ d'où $Q = G + 1,2P = 0,914 \text{ t/m}^2$

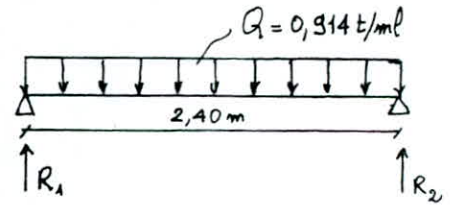
soit par mètre linéaire: $Q = 0,914 \text{ t/ml}$

4. Calcul des Efforts: La paille est assimilée à une poutre reposant sur 2 appuis simples et soumise à une charge uniformément répartie

$$R_1 = R_2 = Q \times \frac{l}{2} = 0,914 \times \frac{2,4}{2} = 1,097 \text{ t/ml}$$

$$T_{\max} = Q \times \frac{l}{2} = 1,097 \text{ t/ml}$$

$$M_{\max} = Q \times \frac{l^2}{8} = 0,658 \text{ t.m/ml (à mi-travée)}$$



En réalité les escaliers sont semi-encastrés soit: $\begin{cases} M_t = 0,85 M_{\max} = 0,559 \text{ t.m/ml} \\ M_{ap} = 0,20 M_{\max} = 0,132 \text{ t.m/ml} \end{cases}$

5. ferailage de la paille: le calcul se fait essentiellement vis à vis de la flexion simple et sans tenir compte de l'effort tranchant dont les efforts sont très faibles.

• en travée: $\mu = \frac{15 J_{b_t}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,559 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0299 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9254 \\ \kappa = 52 \end{cases}$

calculons $A_t = \frac{J_{b_t}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,559 \times 10^5}{2800 \times 0,9254 \times 10} = 2,16 \text{ cm}^2$ on adopte 5T8 soit $A = 2,51 \text{ cm}^2$

soit $M_{rb} = 0,5 b x \bar{\sigma}'_b (h - \frac{x}{3}) = 0,5 \times 100 \times 4,24 \times 137,5 \times (10 - \frac{4,24}{3})$ avec $x = \bar{\alpha} h = 4,24 \text{ cm}$
 $= 2,5 \text{ t.m/ml} > M_t$ donc armatures comprimées nulle.

Armatures de répartition $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$ on adopte 3T8 soit $A = 1,5 \text{ cm}^2$

• aux appuis: $\mu = \frac{15 \times 0,132 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,0071 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9618 \\ \kappa = 116 \end{cases}$

avec $A = \frac{0,132 \times 10^5}{2800 \times 0,9618 \times 10} = 0,49 \text{ cm}^2$ on adopte 4T6 soit $A = 1,13 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition $A_r = \frac{A}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$ on adopte 4T6 soit $A = 1,13 \text{ cm}^2$

6. Vérifications:

• Vérification au cisaillement: $T_{\max} = 1,097 \text{ t/ml} \rightarrow \bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1097}{100 \times \frac{2}{3} \times 10} = 1,95 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\epsilon}_b = 1,95 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\bar{\epsilon}}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,48 \text{ Kg/cm}^2$$

Etant donné que $\bar{\epsilon}_b$ est faible, il n'y a donc pas à se préoccuper de l'effort tranchant en matière de paille d'escalier donc on ne met pas d'armatures transversales

• Contraintes: - en travée: $\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h} = 100 \times \frac{2,51}{100 \times 10} = 0,251 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9202 \\ \kappa = 47,7 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{55900}{2,51 \times 0,9202 \times 10} = 2420,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

et $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2420,2}{47,7} = 50,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$ donc vérifiée
 - aux appuis : $\bar{\omega} = 100 \times \frac{1,5}{100 \times 10} = 0,150 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9363 \\ K = 63,5 \end{cases}$

$\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= \frac{0,132 \cdot 10^5}{1,5 \times 0,9363 \times 10} = 939,87 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b &= \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{939,87}{63,5} = 14,8 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$ donc vérifiées.

Condition de non fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 2} = 0,00627$

d'où $\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= K \frac{M}{\rho} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = \frac{1,6 \times 1,5 \times 10^6 \times 0,00627}{8 \times 1,0627} = 1770 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\rho} \cdot K \cdot \bar{\sigma}'_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,9}{8}} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$ $\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$
 vérifiée.

Condition d'appui : $A \bar{\sigma}_a = 2,51 \times 2800 = 7028 \text{ Kg} > T = 1097 \text{ Kg}$ cond. vérifiée.

Condition de non fragilité : $A \geq 0,69 \text{ b.h} \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 10 \times \frac{5,9}{1200} = 0,97 \text{ cm}^2$

On a $A = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2$ donc vérifiée
 $A_r = 4,13 \text{ cm}^2 > 0,97 \text{ cm}^2$

• Vérification de la flèche : Conformément à l'article 61.2 (C.C.B.A.68), si les 03 conditions suivantes sont remplies alors le calcul de la flèche est inutile :

- 1) $\frac{h_f}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{240} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,062$ non vérifiée.
- 2) $\frac{h_f}{l} \geq \frac{M_E}{10 M_0}$
- 3) $\frac{A}{B.h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$

donc le calcul de la flèche est obligatoire :

$E_v = 7000 \sqrt{240} = 115022 \text{ kgf/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_j = \bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$

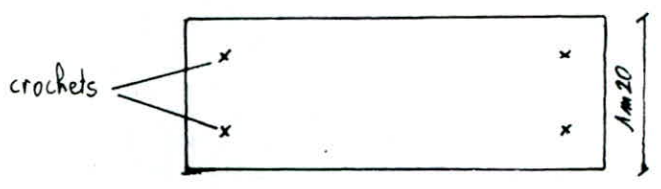
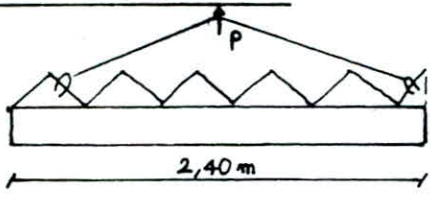
$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333,4 \text{ cm}^4$

d'où $f = \frac{5}{384} \frac{Q l^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{0,914 \times (2,4)^4}{115022 \times 8333,4} = 0,42 \text{ cm}$

$f_{ad} = \frac{1}{300} \times l = \frac{240}{300} = 0,80 \text{ cm}$

d'où $f = 0,42 \text{ cm} < f_{ad} = 0,80 \text{ cm}$ vérifiée.

7. Condition de Manutention :



Poids de la volée : $G = 0,614 \text{ t/ml}$

la volée étant transportée de l'usine au chantier, on majore de 20% le poids propre.
 majoration de 20% : $1,2 G = 0,737 \text{ t/ml}$ d'où $M_{mt} = P l^2 / 8 = 0,737 \times \frac{(2,40)^2}{8} = 0,531 \text{ t.m/ml} < M_t = 0,559 \text{ t.m/ml}$

Calcul des Crochets:

Poids de la volée: $G = 0,614 \times 2,4 \times 1,2 = 1,768 \text{ t}$

$1,2G = 1,2 \times 1,768 = 2,122 \text{ t}$

l'effet de traction sur chaque crochet est: $T = \frac{P}{4} = \frac{2,122}{4} = 0,53 \text{ t}$

la contrainte dans l'acier est: $\sigma_a = \frac{T}{S} = \frac{T}{2 \times \pi \times \frac{\phi^2}{4}}$ avec $1 \phi 8$

$\sigma_a = \frac{0,53 \cdot 10^3}{2 \times \pi \times \frac{(0,8)^2}{4}} = 527,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

donc on prend $1 \phi 8$

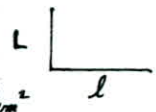
Ancrage des aciers formant le crochet: L'ancrage est en equerre. Pour qu'il soit assuré et que la contrainte soit vérifiée; L, l, l_d et ϕ sont reliés par:

$L + 1,89 l = l_d + 3,5 \phi$

Calculons la longueur de scellement droite l_d :

$l_d = \frac{\phi}{4} \times \frac{\bar{\sigma}_a}{\epsilon_d} = \frac{0,8}{4} \times \frac{1600}{7,4} = 43,2 \approx 43 \text{ cm}$

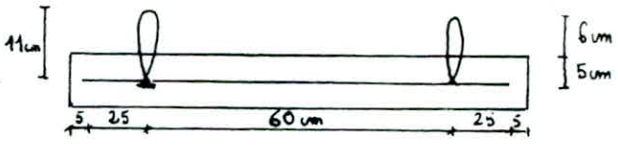
avec $\epsilon_d = 1,25 \bar{\sigma}_b = 7,4 \text{ Kg/cm}^2$ (R.L)



avec $L = 11 \text{ cm}$; $\phi = 0,8 \text{ cm}$

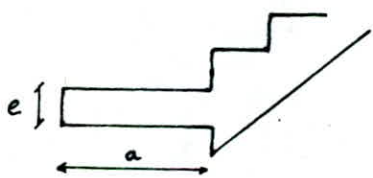
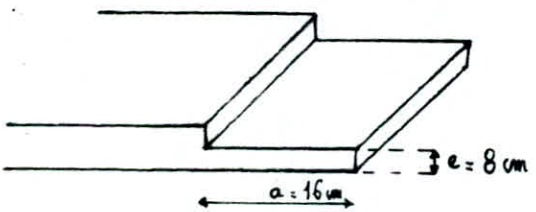
$\rightarrow l = \frac{l_d + 3,5 \phi - L}{1,89} = 18,4 \text{ cm}$

nous prendrons $l = 25 \text{ cm}$ pour être en sécurité



8. Calcul des becquets d'appuis de la pailleuse et des paliers:

Predimensionnement: d'après les recommandations techniques, les becquets auront une épaisseur minimale de 7cm. On prend $e = 8 \text{ cm}$ (section constante sur toute sa longueur)
 $a \geq 15 \text{ cm}$ on prend $a = 16 \text{ cm}$ (coffrage)

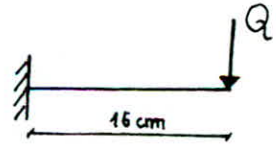
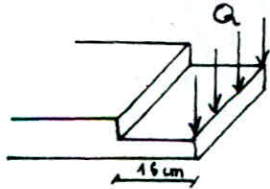


Calcul: les becquets se calculent sous l'effet d'une charge linéaire

$Q = \gamma_g \cdot q_v \cdot \frac{L}{2}$

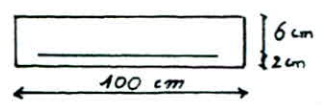
$Q = 1,4 (0,914 \times 10^3) \times \frac{3}{2} = 1919,4 \text{ Kg/ml}$

L : longueur horizontale de la pailleuse
 γ_g : coefficient de comportement expérimentale
 q_v : charge de calcul de la pailleuse



ferailage: moment d'encastrement $M = Q \cdot a = 1919,4 \times 0,16 = 307,1 \text{ Kg.m/ml}$

armatures principales: $A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{307,1 \times 10^2}{\frac{7}{8} \times 6 \times 2800} = 2,10 \text{ cm}^2$



on adoptera 6T8 soit $A = 3,01 \text{ cm}^2$

espacement $t = 10 \text{ cm} < \inf(2R_t; 20 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$

armatures de repartition: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,01}{4} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte 4T6/ml soit $A_r = 1,13 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement: $T = Q = 1919,4 \text{ Kg}$

$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1919,4}{100 \times \frac{7}{8} \times 6} = 3,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée pas de risque de cisaillement

aucune vérification n'est nécessaire pour la section de traction

Cdt de non fragilité: $A \geq 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times 100 \times 6 \times \frac{5,9}{4200} = 0,58 \text{ cm}^2$

Adoptée = $3,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,58 \text{ cm}^2$ donc vérifiée.

Cdt de fissuration: $\bar{\omega} = \frac{A}{2bd} = \frac{3,01}{2 \times 100 \times 2} = 0,00752 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,00752}{8 \times 1,0752} = 2098,21 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,5 \times 10^6 \times 5,9}{8}} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

or $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$ donc vérifiée.

Vérification aux contraintes $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 6} = 0,5017 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8934 \\ K = 31,9 \end{cases}$

$\begin{cases} \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{0,307 \times 10^5}{3,01 \times 0,8934 \times 6} = 1902,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1902,72}{31,9} = 59,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.} \end{cases}$

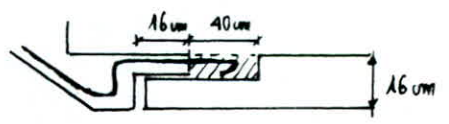
9. Liaison Paillasse - Palier: Afin d'avoir une bonne garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse, on devra prévoir une liaison systématique par armatures en attente sortant des paillasses et des paliers et 1 bande de palier de 30 cm (min) de largeur ne sera coulée qu'après pose de la paillasse avec les aciers d'attente.

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à:

$Q = 0,7 (1919,4) = 1343,58 \text{ Kg}$

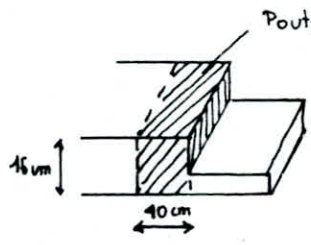
$M = Q \times a = 1343,58 \times 0,16 = 214,97 \text{ Kg.m/ml}$

$A = \frac{M}{\frac{7}{8} \bar{\sigma}_a} = \frac{214,97}{\frac{7}{8} \times 12 \times 2800} = 0,73 \text{ cm}^2$ on adoptera 4T6/ml soit $A = 1,13 \text{ cm}^2$



la longueur de ces aciers à partir de la section d'encastrement du becquet est de 60ϕ soit 36 cm

0. Poutre Palier: Les poutres palieres sont des poutres incorporées dans les paliers: elles servent à supporter les sollicitations dues à la paillasse et à les transmettre aux paliers.

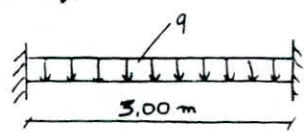


. Dimensionnement: poutre paliere $h = h_{\text{palier}} = 16 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$ (par experience)
 chaque poutre paliere sera calculée pour une charge:

$$q = 0,7 Q \text{ de la volée} + 2500 \times 0,16 \times 0,40$$

$$= 0,7 \cdot (1919,4) + 2500 \times 0,16 \times 0,40 = 1503,6 \text{ Kg/ml}$$

la poutre paliere est semi-encastree sur ces extremités



. Les moments:

en travée: $M_t = \frac{ql^2}{10} = \frac{1,51 \times (3,00)^2}{10} = 1,359 \text{ t.m}$

aux appuis: $M_{ap} = \frac{ql^2}{20} = \frac{1,51 \times (3,00)^2}{20} = 0,679 \text{ t.m}$

. Armatures longitudinales:

en travée: $\mu = \frac{15 \times 1,359 \times 10^5}{2800 \times 40 \times (13)^2} = 0,1077$ $\left\{ \begin{array}{l} E = 0,8709 \\ K = 23,5 \end{array} \right.$

d'où $A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 4,29 \text{ cm}^2$ on adoptera 4T12 soit $A = 4,52 \text{ cm}^2$

en appuis: $\mu = \frac{15 \times 0,679 \times 10^5}{2800 \times 40 \times (13)^2} = 0,0538$ $\left\{ \begin{array}{l} E = 0,9031 \\ K = 36,6 \end{array} \right.$

d'où $A_p = 2,07 \text{ cm}^2$ on adoptera 4T10 soit $A = 3,14 \text{ cm}^2$

. Armatures transversales: les armatures transversales sont constituées par des cadres \perp au plan neutre

On prend 1 cadre $\emptyset 6 \Rightarrow A_t = 0,28 \text{ cm}^2$ (R.L) soit t l'espacement entre 2 plans d'armatures transversales: $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$ où $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$ $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$\rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 = 0,667 \\ 1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{9\bar{\sigma}_b} = 0,90 \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2400 \times 0,9 = 2160 \text{ Kg/cm}^2$

d'où $t_2 < t < t_1 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 12 \left(1 - \frac{0,3\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \right) = 9 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2h = 2,6 \text{ cm} \end{array} \right.$ on prend $t = 9 \text{ cm}$.

. Verification des contraintes:

En travée: $\bar{\omega} = 100 \times \frac{A}{b \cdot h} = 0,347$ $\left\{ \begin{array}{l} E = 0,9084 \\ K = 39,6 \end{array} \right.$

$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{135900}{4,52 \times 13 \times 0,9084} = 2546 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2546}{39,6} = 64,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$

En appuis: $\bar{\omega} = 0,241$ $\left\{ \begin{array}{l} E = 0,9216 \\ K = 48,8 \end{array} \right.$

$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{67900}{3,14 \times 13 \times 0,9216} = 1804,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}'_b = \frac{1804,9}{48,8} = 36,98 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$

vérifiée.

Condition de non fragilité: $A_{min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0,69 \times 40 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 0,50 \text{ cm}^2$

travée : $4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,50 \text{ cm}^2$ appuis : $3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,50 \text{ cm}^2$
 donc vérifiée

fissuration:

appui : $\bar{\omega}_f = \frac{3,14}{6 \times 40} = 0,0131$

$\sigma_1 = \frac{4,5 \cdot 10^6 \cdot 4,6 \times 0,0131}{10 \times 1,131} = 2779,8 \text{ Kg/cm}^2$

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

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

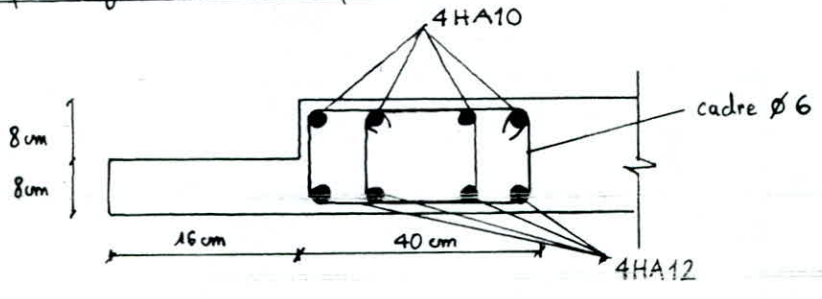
Vérification au cisaillement:

$T_{max} = q \frac{l}{2} = 1503,6 \times \frac{3}{2} = 2255,4 \text{ Kg} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 4,96 \text{ Kgf/cm}^2$

τ_b contrainte tangentielle à l'axe neutre de la section droite réduite de la poutre.

$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}}) \times \tau_b = 23,38 \text{ Kgf/cm}^2 > \tau_b = 4,96 \text{ Kgf/cm}^2$ donc vérifiée

schéma de ferrillage de la poutre palier:



11. Etude des Paliers:

les paliers intermédiaire sont constitués d'une dalle d'épaisseur "e" encastree sur 2 cotés et libre sur les 2 autres.

les efforts soumis aux paliers sont son propre poids, une surcharge majorée et la réaction transmise par la volée au palier cette dernière est considérée comme une charge uniformément répartie.

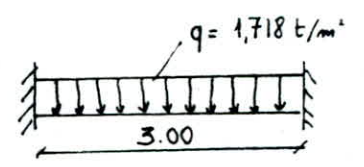
charge et surcharge du palier $\rightarrow \begin{cases} G = 0,504 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,250 \text{ t/m}^2 \end{cases} \rightarrow q_1 = 0,804 \text{ t/m}^2$

charge et " " de la volée $\rightarrow \begin{cases} G = 0,614 \text{ t/m}^2 \\ P = 0,250 \text{ t/m}^2 \end{cases} \rightarrow q_2 = 0,914 \text{ t/m}^2$

donc les paliers seront calculés sous $q = q_1 + q_2 = 1,718 \text{ t/m}^2$

Moments: en travée : $M_t = q \frac{l^2}{10} = 1,546 \text{ t.m}$ aux appuis : $M_{ap} = \frac{q l^2}{20} = 0,773 \text{ t.m}$

ferrillage: en travée : $\mu = 0,0490 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9070 \\ K = 38,8 \end{cases}$
 $A_t = 4,68 \text{ cm}^2$ on adoptera 6 HA10
 soit $A = 4,71 \text{ cm}^2$



aux appuis : $\mu = 0,0245 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9319 \\ K = 58,4 \end{cases} \rightarrow A_p = 2,28 \text{ cm}^2$ on adoptera 4 HA10 soit $A = 3,14 \text{ cm}^2$

Vérifications:

cond^t de non fragilité: $A \geq \frac{0,69 \times 100 \times 13 \times 5,9}{1200} = 1,26 \text{ cm}^2 < A = 4,71 \text{ cm}^2$ vérifiée

cond^t de fissuration: $\bar{\omega} = \frac{A}{2bd} = 0,0078 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,5 \times 0,0078}{10 \times 1,078} = 1736,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,1 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{10}} = 2855,9 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

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

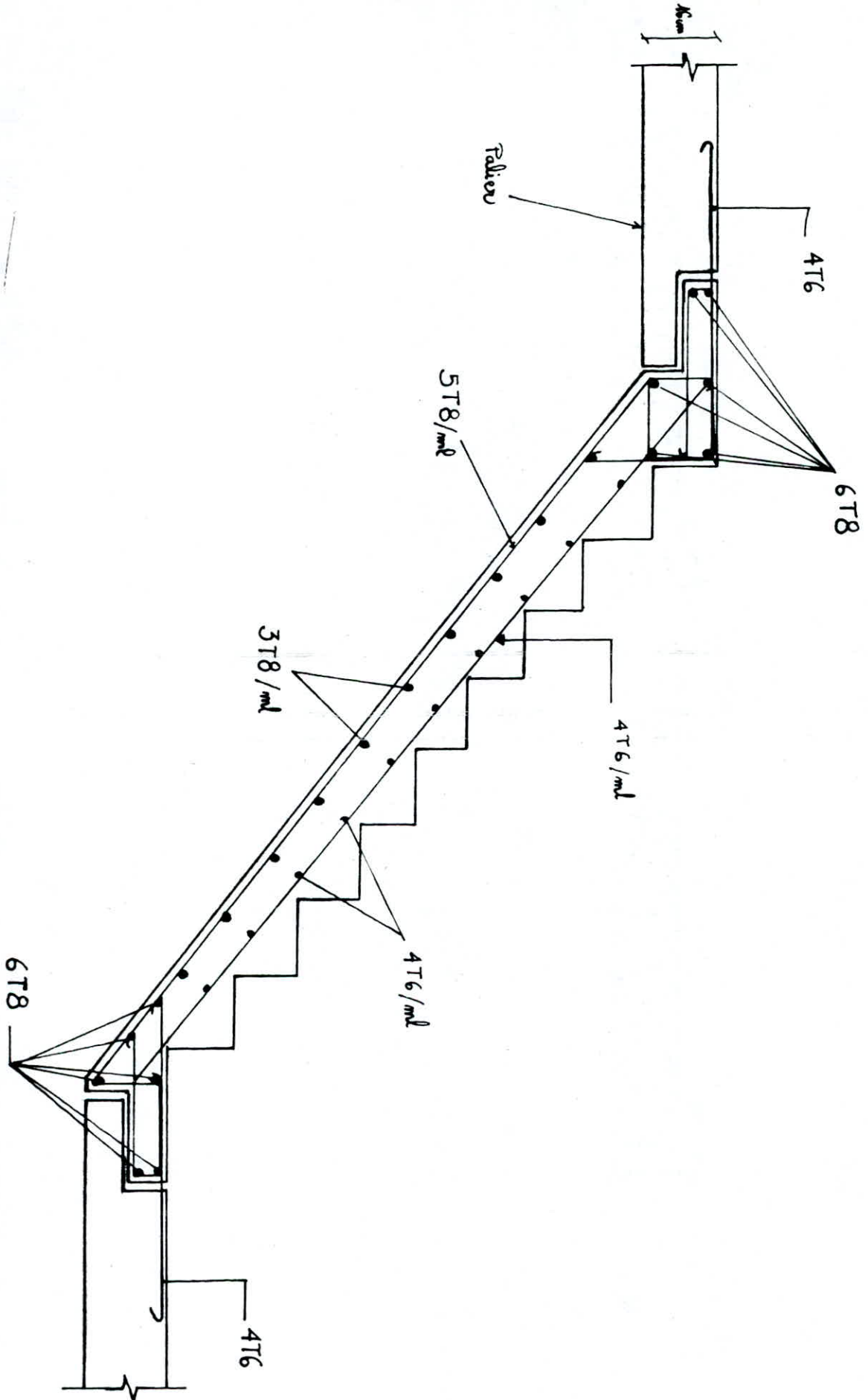
cond^t de cisaillement: $T = q \frac{l}{2} = 2,58 \text{ t}$

$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot \frac{2}{3} l} = \frac{2580}{100 \times \frac{2}{3} \times 13} = 2,27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$

vérification à l'effort tranchant: $T + \frac{M}{l} = 2580 + \left(-\frac{773 \times 10^2}{\frac{2}{3} \times 13} \right) = -4215,6 \text{ Kg} < 0$

donc l'armature inférieure ne sera soumise à aucun effort de traction \rightarrow aucune vérification n'est nécessaire pour la section.

Ferailage de la Paillasse



ETUDE
au
VENT

ETUDE au VENT

- Introduction: On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.
- Pour déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part les caractéristiques du vent qui dépendent des régions, du site, de l'effet de masque ... etc... et qui engendrent de ce fait une pression dynamique et d'autre part les dispositions de la construction (rapport des dimensions principales, sa position dans l'espace)
- L'action du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique de toutes les actions dont on cite:

- la force de Traînée T : action horizontale dans la direction du vent
- la force de dérive L : action perpendiculaire à T dans le plan horizontal
- la force de portance U : force ascendante (direction verticale) produisant un soulèvement ou un renversement.

I - Détermination de la force de Traînée T :

- 1) Sens Transversal: la force de traînée étant la plus importante est donnée par:

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta_0 \cdot q \cdot D_e$$

* C_t : coeff^t de traînée $C_t = C_{t0} \cdot \delta_0$ avec $C_{t0} = 1,3$ (prisme de 4 côtés)

hauteur: $H = 34,77$ m (acrotère comprise)

grand côté: $a = 22,60$ m

petit côté: $b = 10,00$ m

$$\left. \begin{array}{l} \text{hauteur: } H = 34,77 \text{ m (acrotère comprise)} \\ \text{grand côté: } a = 22,60 \text{ m} \\ \text{petit côté: } b = 10,00 \text{ m} \end{array} \right\} \lambda_a = \frac{b}{a} = \frac{34,77}{22,60} = 1,54 \Rightarrow \delta_0 = 0,97 \quad (\text{tableau RIII-10, NV65})$$

d'où $C_t = 1,3 \times 0,97 = 1,26 = C_t$

* β : coeff^t de majoration dynamique: $\beta = \theta (1 + \xi_t \cdot \xi) \geq 1$

avec ξ : coeff^t de réponse donné en fct de la période T du mode fondamental d'oscillations
 ξ : coeff^t de pulsation déterminé à chaque niveau en fct de H correspondant
 θ : coeff^t global dépendant du type de construction

Pour un bâtiment à usage d'habitation et pour $30 \text{ m} < H < 60 \text{ m}$

$$\theta = 0,7 + 0,01(H - 30) = 0,748$$

Calcul de ξ : (RIII-4, NV65)

niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	T
H(m)	0	3,07	6,14	9,21	12,28	15,35	18,42	21,49	24,56	27,63	30,70	33,77	34,77
ξ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,356	0,352	0,347	0,343	0,338	0,332	0,329	0,325	0,323

Calcul de ξ_t : contreventement par voiles (Annexe 4 - NV65)

$$T_t = 0,08 \frac{H}{\sqrt{b}} \sqrt{\frac{H}{b+H}} = 0,775 \rightarrow \xi_t = 0,65 \quad (\text{RIII-3; NV65})$$

Calcul de $\beta = \theta(1 + \xi \cdot \epsilon) = 0,748(1 + 0,65 \epsilon) :$

niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	T
β	0,923	0,923	0,923	0,923	0,921	0,919	0,917	0,915	0,912	0,909	0,908	0,906	0,905

* coefficient de dimension δ : en fct de la plus grande dimension offerte au vent $L = a = 22,60m$
 après interpolation (diagramme R III-2) on trouve : $\delta = 0,745$

* Pression du Vent q : $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$

{ Effet de site : Alger étant classé en région II ; site exposé $\Rightarrow K_s = 1,3$
 Effet de masque : nous considérons que notre bâtiment n'est pas marqué par une autre $\Rightarrow K_m = 1$

* Pression dynamique q_H : agissant à la hauteur H au dessus du sol (C III, 4)
 Région II } $\rightarrow q_{HN} = 97 \text{ Kg/m}^2$ et $q_{Hext} = 1,75 q_{HN} = 169,8 \text{ Kg/m}^2$
 $H = 34,77m$

* Largeur du maître-couple :
 c'est la projection orthogonale de la surface considérée de la construction $\Rightarrow d = 22,60$
 $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e = 1,26 \cdot \beta \cdot 0,745 \cdot 1,3 \cdot q_H \cdot 22,6 = 27,58 \beta q_H$

niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	T
H(m)	0	3,07	6,14	9,21	12,28	15,35	18,42	21,49	24,56	27,63	30,70	33,77	34,77
ϵ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,356	0,352	0,347	0,343	0,338	0,332	0,329	0,325	0,323
β	0,923	0,923	0,923	0,923	0,921	0,919	0,917	0,915	0,912	0,909	0,908	0,906	0,905
q_H	52,5	58	64	69	73,5	78	81,5	84,5	88	90	94	96	97
T (daN/m)	1336,4	1446,5	1629,2	1756,5	1866,9	1946,9	2061,2	2132,4	2213,5	2256,3	2354,0	2398,8	2421,1

2) Sens longitudinal :

* $\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{34,77}{10} = 3,48 \rightarrow \delta_0 = 1,03$

* $C_t = 1,3 \delta_0 = 1,3(1,03) = 1,34$

* $T_p = 0,08 \times \frac{34,77}{\sqrt{22,60}} \times \sqrt{\frac{34,77}{34,77 + 22,60}} = 0,456 \rightarrow \psi_p = 0,45$

* $D_e = 10,00$

* $\theta = 0,748$

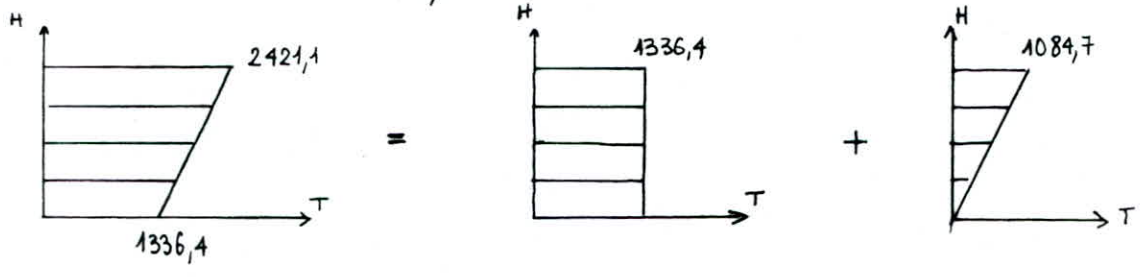
* ϵ (déjà calculé)

* $\beta = \theta(1 + \xi \epsilon) = 0,748(1 + 0,45 \epsilon) :$

donc $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e = 1,34 \cdot \beta \cdot 0,745 \cdot 1,3 q_H \cdot 10,00 = 12,98 \beta q_H :$

niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	T
H(m)	0	3,07	6,14	9,21	12,28	15,35	18,42	21,49	24,56	27,63	30,70	33,77	34,77
ϵ	0,36	0,36	0,36	0,36	0,356	0,352	0,347	0,343	0,338	0,332	0,329	0,325	0,323
β	0,869	0,869	0,869	0,869	0,868	0,866	0,865	0,863	0,862	0,860	0,859	0,857	0,856
q_H	52,5	58	64	69	73,5	78	81,5	84,5	88	90	94	96	97
T (daN/m)	592,2	654,2	721,9	778,3	828,1	876,8	915,1	946,5	984,6	1004,6	1048,1	1067,9	1077,7

Vent agissant transversalement: le diagramme représentant les forces de trainée sur toute la hauteur du bâtiment peut être décomposé en la somme de 2 diagrammes simples:



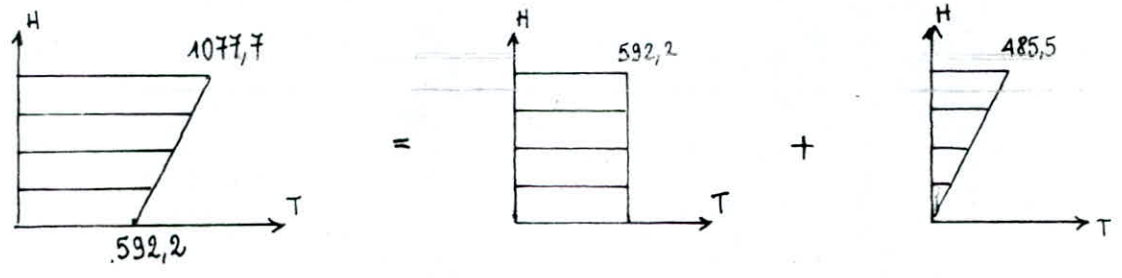
Efforts normaux agissant à la base

$$\begin{cases} H_N = 1336,4 H + 1084,7 \frac{H}{2} = (1336,4 + \frac{1084,7}{2}) \times 34,77 = 65,324 \text{ t} \\ M_N = 1336,4 \frac{H^2}{2} + 1084,7 \times \frac{H^2}{3} = (\frac{1336,4}{2} + \frac{1084,7}{3}) \times 34,77^2 = 1244,94 \text{ t.m} \end{cases}$$

Efforts extrêmes agissant à la base

$$\begin{cases} H_{ex} = 1,75 H_N = 1,75 (65,324) = 114,317 \text{ t} \\ M_{ex} = 1,75 M_N = 1,75 (1244,94) = 2178,64 \text{ t.m} \end{cases}$$

Vent agissant longitudinalement: le diagramme se décompose en la somme de 2 diagrammes simples



Efforts normaux agissant à la base

$$\begin{cases} H_N = (592,2 + \frac{485,5}{2}) \times 34,77 = 29,03 \text{ t} \\ M_N = (\frac{592,2}{2} + \frac{485,5}{3}) \times 34,77^2 = 553,62 \text{ t.m} \end{cases}$$

Efforts extrêmes agissant à la base

$$\begin{cases} H_{ex} = 1,75 \times 29,03 = 50,80 \text{ t} \\ M_{ex} = 1,75 \times 553,62 = 968,83 \text{ t.m} \end{cases}$$

III. Détermination de l'effort de dérive L:

La force de dérive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction \perp au vent.

Les périodes dans les deux sens sont :

$$\begin{cases} T_t = 0,775 \text{ s} \\ T_l = 0,456 \text{ s} \end{cases}$$

T_K : période des tourbillons, il y a résonance si $T_K = T$ dans la direction étudiée. Soit une vitesse de vent dite critique:

$$V_{crit} = \frac{d}{S.T}$$

avec S : nombre de Strouhal
varie entre 0,25 et 3
pour une base carrée

- sens transversal: $V_{cr} = \frac{22,60}{0,25 \times 0,775} = 116,64 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

- sens longitudinal: $V_{cr} = \frac{10,00}{0,25 \times 0,496} = 87,72 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

Il est alors inutile de faire un calcul à la résonance et donc le calcul à la dérive.

IV - Détermination de la portance U :

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

* coefficient de portance C_u : $C_u = C_i - C_e$

. C_i : coeff^t de surpression intérieure sur la terrasse
 construction fermée } $\Rightarrow C_i = 0,6(1,8 - 1,3\delta_0) = 0,6(1,8 - 1,3 \times 1) \rightarrow (\text{NV65 p195})$
 $\mu < 5$ } $C_i = 0,3$

. C_e : coeff^t de dépression extérieure sur la terrasse $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0^\circ \\ \delta_0 = 1 \end{array} \right. (\text{R-III-6}) \rightarrow C_e = -0,5$

$$C_u = C_i - C_e = 0,3 + 0,5 = \underline{0,8}$$

* coefficient de dimension δ : $\delta = 0,745$

* Pression du vent q : pour $H = 34,77 \text{ m}$ } $q_H = 97 \text{ Kg/m}^2$
 région II }

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H = 1,3 \times 1 \times 97 = 126,1 \text{ Kg/m}^2$$

* Surface de la terrasse:

$$S_u = 22,60 \times 10,00 = 226 \text{ m}^2$$

l'effort de portance: $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u = 0,8 \times 0,745 \times 126,1 \times 226$

$$U = \underline{16,98 \text{ t}}$$

sous vent extrême: $U_{ext} = 1,75 \times 16,98 = \underline{29,72 \text{ t}}$

Si on désigne par G : le poids total du bâtiment à vide \rightarrow il faut vérifier si $G > U$.

or $G = 3815,58 \text{ t} \gg U_{ext} = 29,72 \text{ t}$

donc l'effort de portance ne sera pas pris en compte

ETUDE
au
SEISME

Étant donné qu'une partie non négligeable de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques d'intensité suffisante pour causer d'importants dommages aux constructions, il nous est impératif de concevoir et de construire de manière conséquente. Aussi le but de cette étude basée sur le R.P.A. est d'appliquer les articles de ce dernier.

les règles de calcul le constituant sont définies sur la base de deux types de secousses sismiques:

i) Secousse sismique maximale: Ce niveau a une probabilité d'occurrence très faible dans un site de construction donné pendant la durée de vie supposée de la construction. Il représente la meilleure évaluation de la secousse de plus grande intensité qui pourrait se produire.

ii) Secousse maximale probable: Ce niveau a une probabilité d'occurrence raisonnable pendant la durée de vie supposée de la construction. L'étude doit procurer la rigidité et la résistance nécessaires à une protection acceptable.

• Nous calculerons la force sismique en utilisant la méthode exposée dans le R.P.A., on vérifiera au préalable que notre structure répond aux conditions d'application de cette méthode.

• lors d'un séisme chaque masse du bâtiment (plancher, voile, cloison, ... etc...) va subir une accélération. Cette accélération varie avec la hauteur du bâtiment. Donc chaque masse sera soumise à une force déduite de la 2^{ème} loi de Newton: $F_i = m_i a_i$

• Etapas de calcul:

a. Calcul de la force totale agissant sur l'ensemble du bâtiment (V).

b. Répartition verticale de la force totale sur chaque masse du bâtiment.

c. Répartition horizontale de la force totale entre les éléments.

1. Evaluation des forces sismiques agissant à la base de la structure

la charge sismique horizontale totale agissant dans la direction d'un des deux axes principaux de la structure est selon l'article 3.3 du R.P.A.

$$V = ABDQW$$

i. A: coefficient d'accélération des zones (art. 3.3.1.1. R.P.A.)

Ce coefficient dépend de l'accélération maximale possible de la zone, de la période de vie de la structure et du niveau de risque que l'on veut avoir et donc du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas: Groupe d'usage 2 + zone sismique II d'où : $A = 0,15$

ii. B: Facteur de comportement de la structure.

Il exprime la capacité de la structure à absorber l'énergie; il dépend de la nature de la structure et de son amortissement.

D'après l'art. 3.3.1.3 du R.P.A. notre bâtiment est de catégorie 5 d'où $B = 1/3$.

iii. D facteur d'amplification dynamique moyen.

Il dépend de la période de la structure, de la nature du sol de l'amortissement de la structure.

Dans notre cas on prendra pour expression de D la suivante $D = e \left(\frac{0,5}{T} \right)^{1/2}$.

La période de vibration de la structure à pour expression $T = \frac{0,09 H}{(L)^{1/2}}$

où H est la hauteur du bâtiment, dans notre cas $H = 33,77m$

L étant la dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique. exprimé en m.

Calcul de la période T et du facteur D.

Suivant le sens longitudinal; $l_x = 22,6m$ $T_l = 0,636s$ $D_l = 1,769$.

Suivant le sens transversal ; $l_y = 10,0m$ $T_t = 0,961s$ $D_t = 1,443$

v. Q facteur qualité (relatif à la qualité du système de contreventement de la structure).

Il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle lors de l'exécution.

Q a pour expression $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ (art. 3.3.1.4 R.P.A.).

(43)

Dans notre cas on prendra $\sum P_q = 0,2$ On considère que les critères suivants ne sont pas observés.

contrôle de la qualité des matériaux.

surabondance en plan.

Donc Q aura pour valeur $Q = 1,2$.

v. W poids de la structure.

Selon l'art. 3.3.1.5. R.P.A. la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Remarque:

Pour les constructions d'usages d'habitation, on prendra une partie des surcharges d'exploitations (qu'on inclura dans W), bien que le R.P.A. ne mentionne rien à ce sujet; cela s'explique par le fait qu'au moment des secousses sismiques une partie de la construction est forcément occupée par les habitants, meubles etc... ($P/3$).

W aura pour valeur $W = 4206t$

Calcul des efforts sismiques.

l'effort sismique longitudinal a pour valeur $V_e = 0,15 \times 1/3 \times 1,769 \times 1,2 \times 4206$

$$V_e = 446,43t$$

l'effort sismique transversal a pour valeur $V_t = 0,15 \times 1/3 \times 1,32 \times 1,2 \times 4206$

$$V_t = 364,16t$$

2. Distribution des forces latérales sur la hauteur du bâtiment.

Pour la distribution de la force latérale totale V, la structure est assimilée à une console avec les masses des différents éléments concentrées au niveau des planches. le bâtiment est supposé encasté au niveau du planchers du Rez-de-chaussé.

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

$$V = f_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

f_t étant la force concentrée supplémentaire au sommet de la structure.

expression de f_t ; $f_t = 0,07TV$ pour $T > 0,75s$ et $f_t = 0$ pour $T < 0,75s$.

la partie restante de l'effort horizontal total ($V - f_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule.

$$f_k = \frac{(V - f_t) w_k h_k}{\sum w_i h_i} \text{ effort horizontal au niveau } k.$$

On remarquera que d'après cette formule que si les masses au niveau de chaque planchers sont égales, on obtiendra une répartition triangulaire.

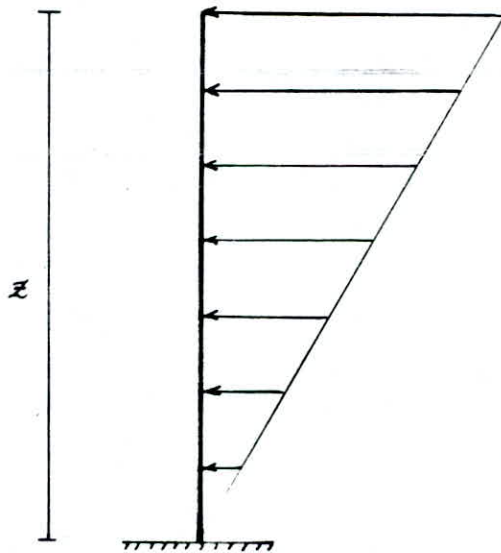


Tableau donnant la répartition longitudinale des forces sismiques.

Niv	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
F_k (t)	72,47	67,46	61,35	54,53	47,71	40,90	34,08	27,26	20,45	13,63	6,60	0
$F_{k\text{ cumul}}$ (t)	72,47	139,93	201,28	255,81	303,52	344,42	378,50	406,76	426,21	439,84	446,44	446,44
M_{cumul} (tm)	0,00	222,48	652,06	1269,99	2055,33	2387,13	4044,50	5206,49	6452,17	7760,63	9110,24	10481,41

Tableau donnant la répartition transversale des forces sismiques.

Niv	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
F_k (t)	55,12	51,32	46,67	41,49	36,30	31,11	25,93	20,74	15,56	10,37	5,02	0
$F_{k\text{ cumul}}$ (t)	55,12	106,44	153,11	194,60	230,90	262,01	287,94	308,68	324,24	334,61	339,63	339,63
M_{cumul} (tm)	0,00	169,22	495,99	966,04	1563,46	2272,32	3076,69	3960,66	4908,31	5903,73	6930,98	7973,64

Schéma de distribution des forces sismiques.

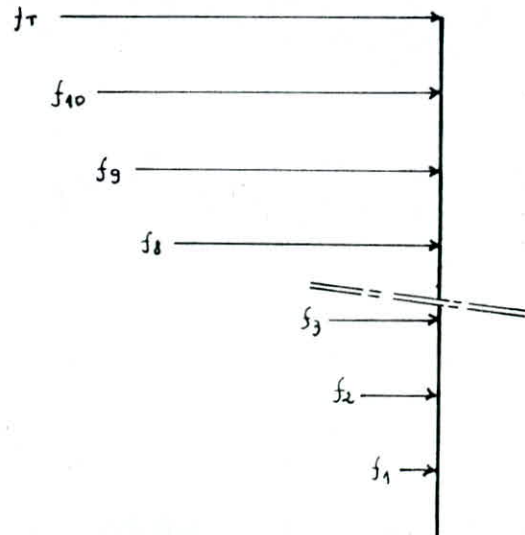
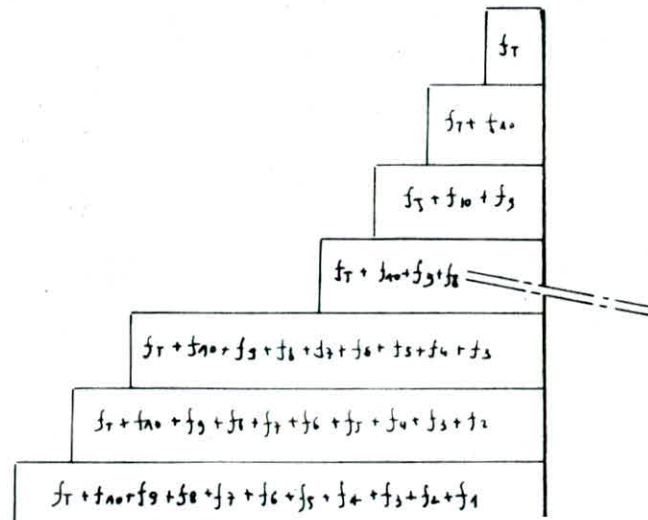


Schéma donnant l'effort tranchant dans les niveaux.

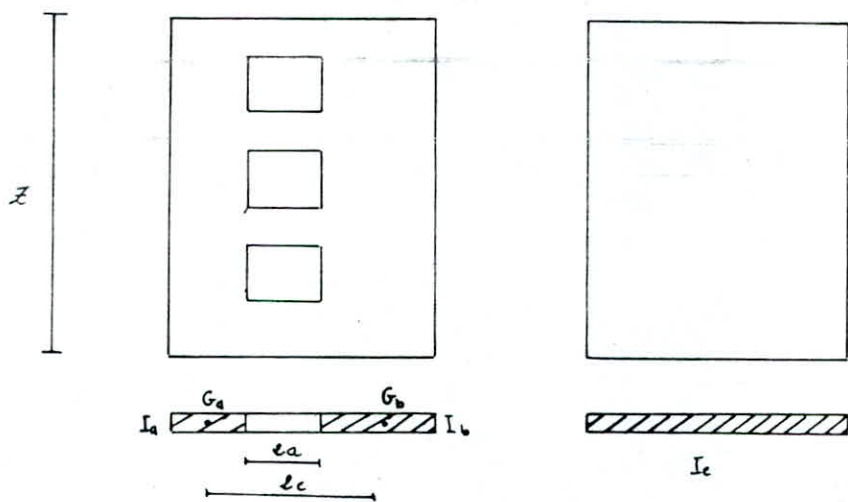


L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures à des refends linéaires pleins.

Pour la distribution des efforts R horizontaux, il est plus commode de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend fictif dont l'inertie équivalente est évaluée comme suit (D'après la méthode exposée dans l'ouvrage de "M-DIVERS"):

Par définition, on appelle inertie équivalente I_e du refend considéré; l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis aux mêmes efforts horizontaux répartis sur toute la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

1. Refend à une seule file d'ouvertures



Pour un refend plein, la flèche au sommet a pour expression $f_1 = \frac{H_0 Z^3}{8 I_e E}$

Pour un refend d'une file d'ouvertures, on montre que la flèche au sommet a pour

expression $f_2 = \frac{H Z^3}{E(I_a + I_b)} + \frac{2mc \psi_0}{I \cdot d^2} + \frac{H Z^3}{8 I_e E}$

l'égalité des flèches nous donne: $I_e = \frac{I}{\frac{16mc \psi_0}{(I_a + I_b) d^2} + 1}$ avec $I = I_a + I_b + 2mc$

m: étant le moment statique de chacune des deux parties du refend par rapport au centre

de gravité de l'ensemble. m a pour expression $m = \frac{2c}{1/\rho_a + 1/\rho_b}$

Ω_a aire de la partie a et Ω_b aire de la partie b.

ψ_0 coefficient donné par l'abaque B.25b de l'ouvrage de M. Diver.

2C Distance entre les centres de gravité de deux parties du refend.

2a portée de l'ouverture

α degré de monolithisme $\alpha = wz$ avec $w^2 = \frac{3iE'}{E(I_a+I_b)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3h}$

z hauteur totale du refend

h distance entre le centre de gravité des linteaux.

i inertie du linteau

E' Module d'élasticité longitudinal du materiau constituant le linteau.

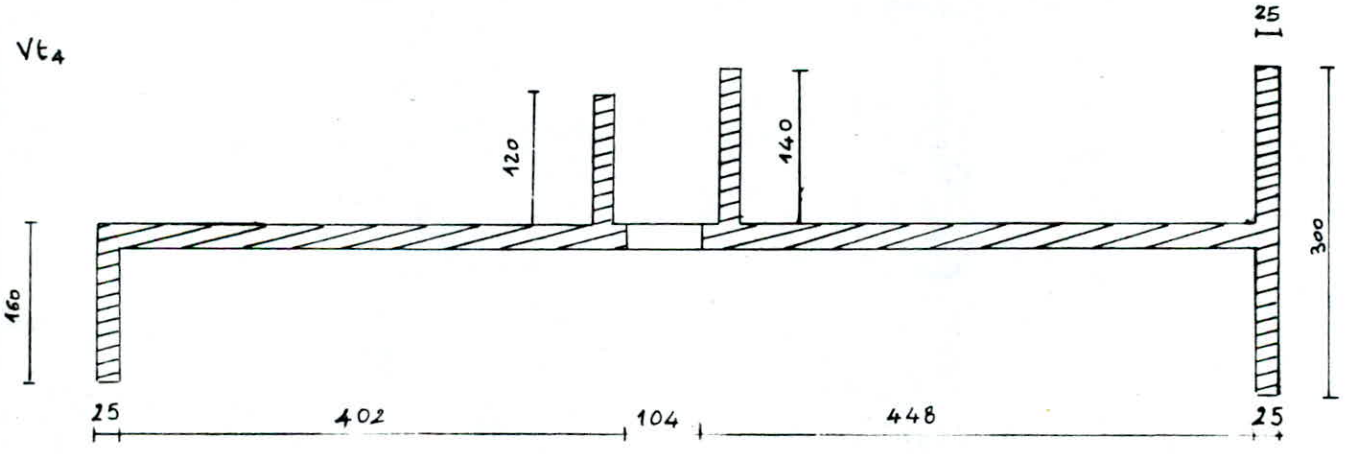
E Module d'élasticité longitudinal du materiau constituant le refend.

2. Refend a plusieurs files d'ouvertures.

suivant le même principe que précédemment on obtient:

$$I_c = \frac{I}{\frac{\sum I_i}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} \quad \text{avec } \alpha = wz \quad \text{et } w^2 = \frac{6E'}{Fl \sum I_i} \sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3}$$

Exemple de calcul de l'inertie equivalente pour un refend a une seule file d'ouverture



$$\Omega_1 = 1,504 \text{ m}^2 \quad \Omega_2 = 1,996 \text{ m}^2 \quad m = 6,04 / \left(\frac{1}{1,504} + \frac{1}{1,996} \right) = 7,00 \text{ m}^2$$

$$x_{G_1} = \frac{1,60 \times 0,25 \times 0,125 + 4,02 \times 0,20 \times 2,26 + 1,20 \times 9,25 \times 3,34}{1,504} = 2,04 \text{ m centre de gravité de l'élément 1}$$

$$x_{G_2} = \frac{0,896 \times 2,49 + 0,75 \times 0,125 + 4,40 \times 0,35}{1,996} = 1,92 \text{ m centre de gravité de l'élément 2}$$

$$x_G = \frac{1,996 \times 8,08 + 2,04 \times 1,504}{1,996 + 1,504} = 5,486 \text{ m centre de gravité du refend}$$

$I_1 = 1,083 + 0,039 + 1,467 + 1,083 = 3,67 \text{ m}^4$ inertie de l'element 1

$I_2 = 2,625 + 1,498 + 2,238 + 0,218 = 6,579 \text{ m}^4$ inertie de l'element 2.

$I = I_1 + I_2 + 2mc = 50,726 \text{ m}^4$

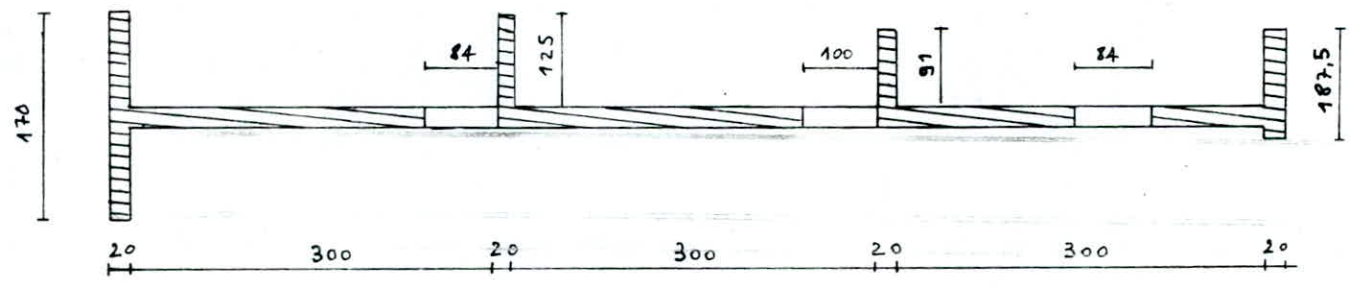
$i = 0,01 \text{ m}^4$ inertie du linteau.

$\omega^2 = \frac{3 \times 0,01 \times 50,726 \times 3,02}{10,250 \times 7,00 \times 3,07 \times (0,5)^3} = 0,167$ d'où $\omega = 0,408 \rightarrow \alpha = \omega z = 13,80$

l'abaque nous donne $\psi_0 = 0,59$

l'inertie equivalente $I_e = \frac{50,726}{\frac{8 \times 7,00 \times 6,04 \times 0,59}{(13,80)^2} + 1} = 44,79 \text{ m}^4$

Exemple de calcul d'inertie equivalente pour un refend à plusieurs files d'ouvertures.



$\Omega_1 = 0,88 \text{ m}^2 \quad \Omega_2 = 0,85 \text{ m}^2 \quad \Omega_3 = 0,59 \text{ m}^2 \quad \Omega_4 = 0,678 \text{ m}^2$

On calcul le centre de gravité du refend comme précédemment, ainsi que les centres de gravité des différents éléments.

on obtient donc : $x_{G_1} = 0,82 \text{ m} \quad x_{G_2} = 3,95 \text{ m} \quad x_{G_3} = 6,74 \text{ m} \quad x_{G_4} = 9,33 \text{ m}$
 $x_G = 4,80 \text{ m}$

les inerties obtenues pour chaque éléments : $I_1 = 0,502 \text{ m}^4 \quad I_2 = 0,413 \text{ m}^4 \quad I_3 = 0,067 \text{ m}^4$

$I_4 = 0,083 \text{ m}^4 \quad i_1 = i_2 = i_3 = 0,013 \text{ m}^4$ inertie linteaux

$\Omega_1 \bar{G}_1^2 = 0,88 (0,82 - 4,80)^2 = 13,94 \text{ m}^4 \quad \Omega_2 \bar{G}_2^2 = 0,619 \text{ m}^4 \quad \Omega_3 \bar{G}_3^2 = 2,21 \text{ m}^4 \quad \Omega_4 \bar{G}_4^2 = 14,22 \text{ m}^4$

on calcul I tel que $I = \sum_{i=1}^4 I_i + \sum \Omega_i \bar{G}_i^2 = 32,80 \text{ m}^4$

On a : $a_1^3 = 0,074 \quad a_2^3 = 0,125 \quad a_3^3 = 0,074$ (exprimé en m^3)

$c_1^2 = 2,444 \quad c_2^2 = 1,945 \quad c_3^2 = 1,760$ (exprimé en m^2)

$$\omega^2 = \frac{6 \times 0,013}{2,07 \times 1,065} \left(\frac{2,444}{0,074} + \frac{1,945}{0,125} + \frac{1,760}{0,074} \right) = 1,662 \text{ d'où } \omega = 1,289$$

(49)

alors $\alpha = \omega z = 1,289 \times 33,77 = 43,53$ on déduit de l'abaque $\psi_0 = 0,59$

l'inertie équivalente obtenue:
$$I_e = \frac{32,80}{\frac{2 \times 32,80}{1,065} \cdot \frac{0,59}{(43,53)^2} + 1} = 30,63 \text{ m}^4$$

Tableau donnant les inerties des voiles pleines.

Voiles	$V_{l_{1a},b,c,d}$	$V_{l_{5b}}$	$V_{t_{1;2}}$	$V_{t_{2a;7a}}$	$V_{t_{2b;7b}}$
$I_i \text{ (m}^4\text{)}$	0,085	4,964	16,667	2,740	2,170

Tableau donnant les inerties équivalentes des voiles a une file d'ouverture.

Voiles	$2c$ (m)	$2a$ (m)	m (m ³)	I (m ⁴)	ω	α	ψ_0	I_e (m ⁴)
V_{l_4}	2,82	1,80	0,31	0,908	1,450	49,13	0,59	0,864
$V_{t_{3b;6b}}$	2,99	0,84	0,29	1,521	0,682	23,04	0,59	1,500
$V_{t_{2a;6a}}$	3,51	2,15	0,46	1,615	0,722	24,38	0,59	1,420
$V_{t_{4;5}}$	6,40	1,20	6,06	50,726	0,319	10,77	0,59	44,730

Tableau donnant les inerties des voiles à plusieurs files d'ouvertures.

Voiles	$2c$ (m)	$2a$ (m)	I (m ⁴)	ω	α	ψ_0	I_e (m ⁴)
$V_{l_{3a;b}}$	3,830	0,84	35,73	0,767	25,90	0,59	30,01
	4,540	1,30					
$V_{l_{2a;b}}$	3,127	0,84	32,80	1,289	43,53	0,59	29,81
	2,589	1,00					
	2,653	0,84					

Remarque: suivant le R.P.A

voir art. 4.3.2.3. pour la longueur des murs perpendiculaires pris en compte dans le calcul des inerties des voiles.

Distribution
des
EFFORTS

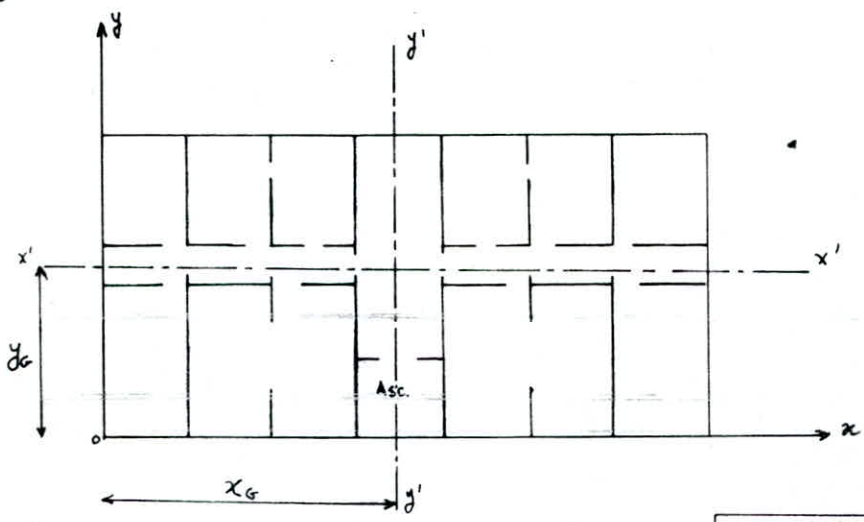
Centre de Masse

1. Calcul du centre des masses.

Etant donné que le seisme agit sur les masses, et que les forces sismiques sont des forces d'inertie → le centre de gravité des masses est le point d'application de ces forces dynamiques agissantes à chaque niveau

Notre bâtiment présente une symétrie dans l'un des sens (par rapport à y'y'), on ne fera donc le calcul que dans un seul sens.

a. le système d'axe adopté



les coordonnées du centre de masse sont données par tableaux donnant les coordonnées des centres de masse.

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

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

	10 ^{ème} étage			1 ^{ère} étage			RDC		
Elements	M _i (t)	y _i (m)	M _i y _i (tm)	M _i (t)	y _i (m)	M _i y _i (tm)	M _i (t)	y _i (m)	M _i y _i (tm)
planchers	194,98	4,97	969,06	201,62	5,14	1033,24	265,04	5,11	1354,35
Garde.cors	0,76	-1,13	-0,85	0,76	-1,12	-0,85			
Loggia	7,76	-0,56	-4,34	6,83	0,90	6,20			
voiles	212,60	4,77	1014,10	227,6	5,01	1140,27	106,90	4,53	488,64
voleé	2,63	7,45	19,61	5,26	7,45	39,19	2,63	7,45	19,53
palier	1,45	9,25	13,41	2,90	9,25	26,82	1,45	9,25	13,41
total	420,18		2010,99	447,34		2244,87	375,92		1875,99

Eléments	semi au demi étage			Terrasse			
	M _i (t)	y _i (m)	M _i y _i (tm)	Elements	M _i (t)	y _i (m)	M _i y _i (tm)
planchers	194,98	4,97	969,05	plancher	261,84	4,17	1091,87
Garde-corps	0,76	-1,12	-0,85	Acrotère	29,39	4,59	134,90
loggia	7,76	-0,56	-4,34	Ter. Loc. Asc.	41,64	2,41	100,35
Voiles	212,60	4,77	1014,10	voiles	106,30	4,83	518,43
volecs	5,26	7,45	39,19	total	439,17		1840,55
paliers	2,90	9,25	26,82				
total	424,26		2043,36				

Resultats obtenu pour chaque niveau

Niv	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
y _{6i} (m)	4,19	4,78					4,82				5,05	5,00
x _{6i} (m)						11,30						

Centre de TORSION

Definition du centre de torsion

le centre de torsion est le centre de gravité des inerties de l'ensemble des refends.

le centre de torsion ou "centre elastique" d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes.

a) Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation de refends la direction de la translation étant parallèle à la direction de la force.

b) Un moment dont l'axe "vertical" passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation de même sens que le moment.

les coordonnées du centre de torsion ont pour expressions

$$X_{CT} = \frac{\sum (X_i I_{xi})}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum (Y_i I_{yi})}{\sum I_{yi}}$$

Remarque. Dans notre cas la distribution des voiles dans chaque niveau est parfaitement symétrique par rapport à un axe "y-y" d'où l'abscisse du centre de torsion peut-être déduite facilement $X_{CT} = 11,30m$ pour tout les niveaux, c'est pourquoi on recherchera uniquement l'ordonnée du centre de torsion.

Voiles	$V_{l_{a,b,c,d}}$	$V_{l_{a,b}}$	$V_{l_{a,b}}$	V_{l_a}	$V_{l_{a,c}}$	V_{l_b}	total
$I_{ic} (m^4)$	0,085	29,81	30,01	0,864	0,085	4,964	125,98
$y_i (m)$	9,875	5,995	4,295	2,875	0,125	0,125	
$I_{e,y_i} (m^4)$	0,839	178,71	120,89	2,484	0,011	0,620	621,60

on obtient donc $X_{CT} = 11,30 m$ $Y_{CT} = 4,93 m$

2. Calcul des excentricités

les excentricités dans les deux sens sont données par les formules suivantes

$$e_x = |x_T - x_G| \quad \text{et} \quad e_y = |y_T - y_G|$$

(33)

Selon l'art. 3.3.5 du R.P.A. l'excentricité de la résultante des forces horizontales par rapport au centre de torsion est égale à chaque niveau et dans chaque direction à la plus grande des deux valeurs suivantes.

i. Excentricité théorique résultant des plans.

ii. 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (excentricité accidentelle).

L'excentricité accidentelle a pour valeur $22,60 \times 0,05 = 1,13 \text{ m}$.

L'excentricité théorique résultant des plans a pour valeur

j) Dans le sens longitudinal et pour tout les niveaux $e_x = 0$

k) Dans le sens transversal $0,07 \leq e_y \leq 0,74$.

En conclusion on prendra l'excentricité accidentelle dans les deux sens et pour chaque niveau.

$$e_x = \underline{1,13 \text{ m}} \quad e_y = \underline{1,13 \text{ m}}$$

ETUDE au RENVERSEMENT

la structure doit être vérifiée obligatoirement au risque de renversement, qui peut être causé par des efforts horizontaux (par exemple: efforts sismiques) (Art. 336 RPA)

le moment de renversement a pour expression $M_{rev} = \sum F_i z_i + H_0 \cdot h$

F_i étant l'effort horizontal (efforts sismiques dans notre cas) revenant au niveau du plancher i . H_0 étant l'effort tranchant à la base

z_i correspond à la hauteur compter à partir du niveau du sol jusqu'au plancher considéré.. h étant la hauteur compte à partir des fondations jusqu'au sol.

le moment résistant a pour expression $M_{res} = \sum W_i b_i$

W_i étant le poids des éléments constituant le $i^{\text{ème}}$ étage

b_i correspond aux coordonnées (calculées par rapport à un repère convenablement choisis) du centre de masse de chaque niveau.

Pour éviter le risque d'instabilité, il faudra vérifier l'inégalité suivante

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment renversant}} \geq 1,5$$

Cette inégalité doit être vérifiée dans les deux sens (longitudinal et transversal).

Tableau donnant les produits $W_i b_i$

Niv	T	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
W_i (t)	372	381	385	385	385	385	385	385	385	385	373
b_{ix} (m)	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30	11,30
$W_i b_{ix}$ (tm)	4203,6	4305,3	4350,5	4350,5	4350,5	4350,5	4350,5	4350,5	4350,5	4350,5	4214,9
b_{iy} (m)	4,19	4,78	4,82	4,82	4,82	4,82	4,82	4,82	4,82	4,82	5,05
$W_i b_{iy}$ (tm)	1558,7	1821,2	1855,7	1855,7	1855,7	1855,7	1855,7	1855,7	1855,7	1855,7	1883,7

Vérification au renversement dans le sens longitudinal

$$M_{renv} = \sum F_i z_i + H_0 \times h = 10.481,41 + 446,44 \times 2,4 = 11.552,87 \text{ tm}$$

$$M_{res} = \sum W_i b_{ix} = 47.527,80 \text{ tm}$$

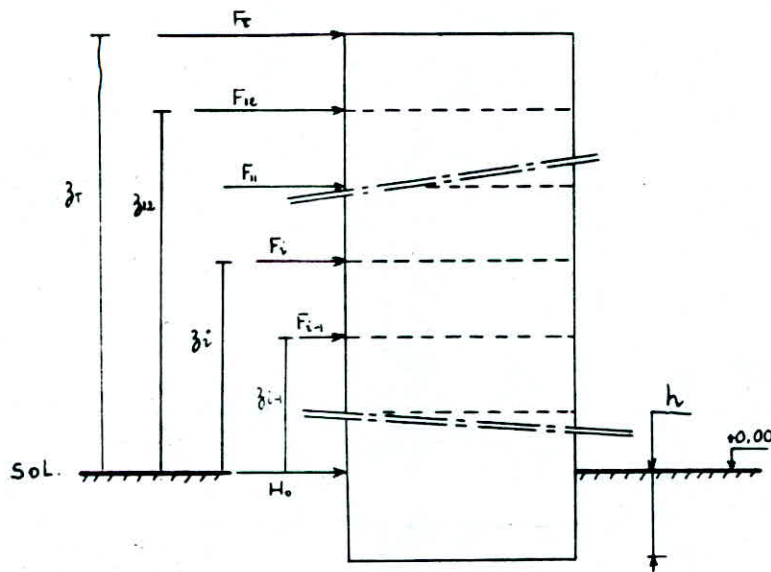
le rapport nous donne : $\frac{M_{res_e}}{M_{rev_e}} = 4,12 > 1,5$

Verification au renversement dans le sens trans.versal

$$M_{rev} = \sum F_{ij} z_i + H_0 \times h = 7973,64 + 339,63 \times 2,4 = 8.788,75 \text{ km}$$

$$M_{res} = \sum W_i b_{ij} = 20109,11 \text{ cm}$$

le rapport nous donne : $\frac{M_{res_e}}{M_{rev_e}} = 2,29 > 1,5$



Conclusion: Il n'y a pas risque de renversement dans les deux sens.

Les calculs que nous avons fait précédemment ont montré que le seisme est prépondérant par rapport au vent pour cela le ferrailage sera fait à partir des sollicitations dues au seisme.

la distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présente pas de variations brusques, et le système de contreventement est conservé d'un étage à un autre, ce qui entraîne un rapport d'inertie constant sur toute la hauteur du bâtiment.

l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte. les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés (art. 3.3.5 du R.P.A.).

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

1. Méthode du centre de torsion

Nous rappelons que le centre de torsion d'un refend est caractérisé par les propriétés suivantes

i. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends.

la direction de la translation est parallèle à la direction de la force.

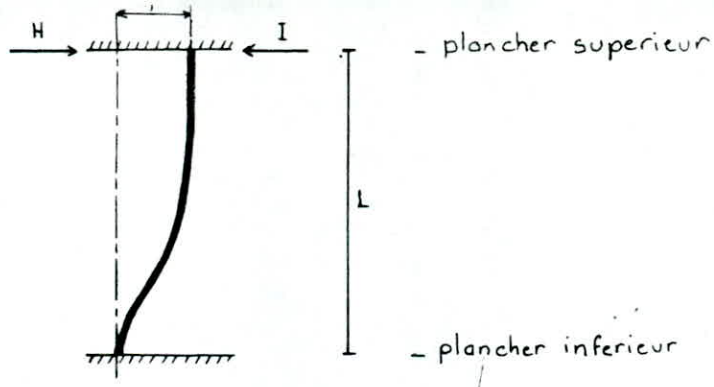
ii. Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends.

le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

la rigidité I à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit, quand une force (ou un couple) extérieur H produit une translation (ou une rotation) unitaire, telle qu'elle est représentée sur la figure.

soit \bar{I} le moment d'inertie

I rigidité



La rigidité a pour expression

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

rigidité à la flexion d'un refend

2. Calcul simplifié

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

De plus les conditions pour effectuer les calculs avec les moments d'inerties au lieu des rigidités sont respectés.

En effet, tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis.

Il est donc possible de simplifier les calculs en remplaçant les rigidités par les moments d'inerties.

3. Etapes de calcul

- i. On considère que les axes x-x et y-y (passant par le centre de torsion) du groupe sont parallèles aux axes principaux des refends.
- ii. On détermine pour chaque refend I_x et I_y (moments d'inertie dans les deux sens)
- iii. les rigidités transversales \bar{I}_{xy} sont nulles, dans tous les cas, en conséquence, le centre de gravité des moments d'inertie des refends par rapport aux axes arbitraires:

$$dx = \frac{\sum I_y \cdot x}{I_y} \qquad dy = \frac{\sum I_x \cdot y}{I_x}$$

- iv. la réduction de la force extérieure H par rapport au centre de torsion fournit H_x, H_y et $M = H \cdot e$ (e : excentricité).

- v. les forces provenant des translations

$$H'_x = \frac{\bar{H}_x \cdot I_y}{\sum I_y} \quad \text{et} \quad H'_y = \frac{\bar{H}_y \cdot I_x}{\sum I_x} \quad \text{avec } \bar{H} \text{ due au seisme}$$

(58)

iv- les forces provenant des rotations deviennent

$$H''_x = \frac{\bar{H}_x \cdot e_y \cdot I_y}{J} \quad H''_y = \frac{\bar{H}_y \cdot e_x \cdot I_x}{J} \quad \text{avec } J \text{ moment d'inertie de rotation}$$

$$J = \sum I_x \cdot x_i^2 + \sum I_y \cdot y_i^2$$

v- les forces finales distribuées dans les refends sont en définitive :

$$H_x = H'_x + H''_x \quad H_y = H'_y + H''_y$$

l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la rotation devront être négligés (art. 3.3.5. R.P.A.).

i- Calcul du moment d'inertie de rotation J .

Voiles	$V_{1a,b,c,d}$	$V_{2a,b}$	$V_{3a,b}$	V_{4a}	$V_{5a,c}$	V_{5b}	total
$I_{y_i} (m^4)$	0,085	29,81	30,01	0,864	0,085	4,964	125,980
$y_i (m)$	4,945	1,065	-0,635	-2,055	-4,805	-4,805	
$I_{y_i} \cdot y_i^2$	20,78	33,81	12,10	3,649	1,962	114,610	222,310

Voiles	$V_{1a}; V_{1b}$	$V_{2a}; V_{2b}$	$V_{3a}; V_{3b}$	$V_{4a}; V_{4b}$	$V_{5a}; V_{5b}$	$V_{5c}; V_{5d}$	total
$I_{x_i} (m^4)$	16,67	2,74	2,17	1,42	1,50	44,79	138,58
$x_i (m)$	$\pm 11,20$	$\pm 8,00$	$\pm 8,00$	$\pm 4,80$	$\pm 4,80$	$\pm 1,60$	
$I_{x_i} \cdot x_i^2$	2091,08	175,36	138,88	32,72	34,56	114,66	5174,52

on a donc : $J = 222,31 + 5174,52 = 5396,83 \text{ m}^6$

Remarque. les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés (art. 3.35 R.P.A.)

Nous prendrons en considération uniquement les valeurs de H_x et H_y pour lesquelles les refends seront les plus sollicités.

ii. Tableau donnant la distribution des efforts dans les refends

(59)

Niv	$V_{L1a,b,c,d}$	$V_{L2a,b}$	$V_{L3a,b}$	V_{L4}	$V_{L5a,c}$	V_{L5b}	$V_{E1;V_{E8}}$	$V_{E2a;V_{E7a}}$	$V_{E2b;V_{E7b}}$	$V_{E3a;V_{E7a}}$	$V_{E3b;V_{E7b}}$	$V_{E4;V_{E5}}$
T	0,06	17,63	17,55	0,52	0,06	3,22	8,79	1,34	1,06	0,64	0,68	18,64
10	0,05	16,41	16,34	0,49	0,05	2,93	8,18	1,25	0,98	0,59	0,63	17,36
9	0,05	14,92	14,86	0,44	0,05	2,72	7,44	1,14	0,90	0,54	0,57	15,78
8	0,04	13,26	13,21	0,39	0,04	2,42	6,61	1,01	0,80	0,48	0,51	14,03
7	0,04	11,60	11,55	0,34	0,04	2,12	5,78	0,88	0,70	0,42	0,45	12,28
6	0,03	9,95	9,91	0,29	0,03	1,81	4,96	0,76	0,60	0,36	0,38	10,52
5	0,03	8,29	8,25	0,25	0,03	1,51	4,13	0,63	0,50	0,30	0,32	8,77
4	0,02	6,63	6,60	0,20	0,02	1,21	3,31	0,50	0,40	0,24	0,26	7,01
3	0,02	4,97	4,95	0,15	0,02	0,91	2,48	0,38	0,30	0,18	0,19	5,26
2	0,01	3,31	3,30	0,10	0,01	0,60	1,65	0,25	0,20	0,12	0,13	3,51
1	≈ 0,00	1,60	1,60	0,05	≈ 0,00	0,29	0,80	0,12	0,10	0,06	0,06	1,70
R.D.C	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

iii. Tableau donnant la distribution des efforts cumulés dans les refends.

Niv	$V_{L1a,b,c,d}$	$V_{L2a,b}$	$V_{L3a,b}$	V_{L4}	$V_{L5a,c}$	V_{L5b}	$V_{E1;E}$	$V_{E2a;V_{E2a}}$	$V_{E2b;V_{E7b}}$	$V_{E3a;V_{E6a}}$	$V_{E3b;V_{E6b}}$	$V_{E4;V_{E5}}$
T	0,06	17,63	17,55	0,52	0,06	3,22	8,79	1,34	1,06	0,64	0,68	18,64
10	0,11	34,04	33,86	1,01	0,11	6,21	16,97	2,59	2,04	1,23	1,31	36,00
9	0,16	48,96	48,75	1,45	0,16	8,93	24,41	3,73	2,94	1,77	1,88	51,78
8	0,20	62,22	61,96	1,84	0,20	11,35	31,02	4,74	3,74	2,25	2,39	65,81
7	0,24	73,82	73,51	2,18	0,24	13,47	36,80	5,62	4,44	2,67	2,84	78,09
6	0,27	83,77	83,42	2,47	0,27	15,28	41,76	6,38	5,04	3,03	3,22	88,61
5	0,30	92,06	91,67	2,72	0,30	16,79	45,89	7,01	5,54	3,33	3,54	97,38
4	0,32	98,69	98,27	2,92	0,32	18,00	49,20	7,51	5,94	3,57	3,80	104,39
3	0,34	103,66	103,22	3,07	0,34	18,91	51,68	7,89	6,24	3,75	3,99	109,65
2	0,35	106,97	106,52	3,17	0,35	19,51	53,33	8,14	6,44	3,87	4,12	113,16
1	0,35	108,57	108,12	3,22	0,35	19,80	54,13	8,26	6,54	3,93	4,18	114,86
R.D.C.	0,35	108,57	108,12	3,22	0,35	19,80	54,13	8,26	6,54	3,93	4,18	114,86

Remarque: toute ces valeurs sont exprimeés en tonnes.

CALCUL
des
REFENDS

DISTRIBUTION des EFFORTS HORIZONTAUX

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

1. Refends sans ouvertures

les refends pleins sont assimilés à une console soumise aux efforts du séisme. On en déduit le moment fléchissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend.

2. Refends à une file d'ouvertures

La méthode couramment utilisée est celle de M.M ALBIGES et Goulet fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

Hypothèses de calcul:

- i.) les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend ("un élément de refend" étant une partie de refend de part et d'autre de la file d'ouverture).
- ii.) les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

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

On admettra que:

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

éléments de refend.

La méthode étudiée dans l'ouvrage de M. Diver, concerne des charges uniformément réparties sur toute la hauteur du bâtiment alors que dans notre cas, on a considéré une charge de distribution triangulaire sur toute la hauteur de la structure (solicitations dues au séisme.)

M.M. ALBIGES et GOULET présentent dans l'ouvrage de M. Diver des abaques de ϕ et ψ pour une charge de distribution triangulaire

Il nous suffit donc de déterminer pour faire nos calculs, les formules qui donnent les efforts internes : M_i , N_i et T_i .

Notations:

I : Inertie totale du refend, E coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.

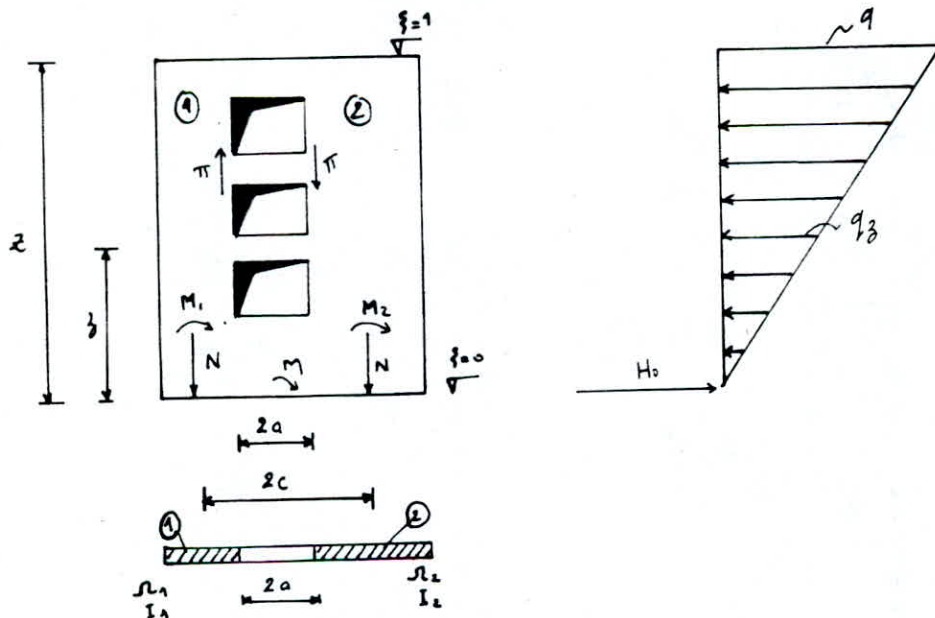
m : Moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble

i : Inertie du linteau, E' son coefficient d'élasticité

Z : hauteur totale du voile ; h hauteur d'étage

I_1 : inertie de l'élément ① ; I_2 inertie de l'élément ②

α : coefficient de monolithisme.



Moment d'encastrement m_e : $m_e = \frac{qz}{2} \cdot \frac{z}{3} = \frac{qz^2}{6}$ (62)

Effort tranchant à la base: $H_0 = \frac{qz}{2}$

Moment fléchissant dans une section droite de cote (z): $M(z) = H_0 z - m_e - qz \cdot \frac{z}{2} = H_0 z - \frac{qz^2}{6} - \frac{qz^2}{4}$

or $\frac{qz}{2} = \frac{z}{f} \Rightarrow qz = \frac{z^2}{f}$ d'où $M(z) = \frac{H_0 z}{3} (f^2 - 3fz + 2z^2)$

Etapes de calcul:

a) Etude des linteaux: i) établir $f = z/2$ ii) Relever $\Phi = f(\alpha, f)$ sur l'abaque M. Divers fig 23.a.

iii) Calcul de l'effort tranchant π à la section d'encastrement iv) Calcul des moments $m = \pi \cdot a$.

b) Etude des éléments de refend: i) Relever $\Psi = f(\alpha, f)$ sur l'abaque fig 23.b M. Divers

ii) Calcul des moments dans les éléments de refend M_1, M_2, \dots

iii) Calcul des forces axiales dans les éléments de refend: $N = \sum_{i=1}^n \pi_i$

iv) Calcul des efforts tranchants dans chaque élément de refend, T_1, T_2, \dots $T_i = T \frac{I_i}{\sum I_i}$

Pour $1 < \alpha < 10$

$$\pi_i = \frac{H_0 \cdot m \cdot h}{I} \phi_i$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left(\frac{f^2 - 3fz + 2z^2}{3} - \frac{2 C \cdot m \cdot \Psi}{I} \right)$$

$$N = \sum \pi$$

Pour $\alpha > 10$ (petites ouvertures)

$$\pi_i = \frac{m \cdot h}{I} T_i$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

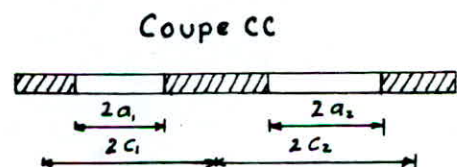
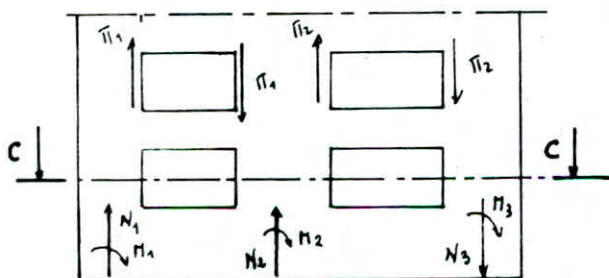
et

Vérification: il faut vérifier

$$M = M_1 + M_2 + 2NC$$

3) Refends à plusieurs files d'ouvertures:

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



le moment donné au trameau j a pour expression

(63)

$$M_j = \frac{I_j}{\sum I_i} H_0 z \left(\frac{(2+f^3-3f)}{3} - \psi(\alpha, f) \right)$$

Calcul des efforts tranchants: Dans le cas de Refend à ouvertures assez petites ($\alpha > 10$), les formules donnent 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, il est donc conseillé pour les petites ouvertures d'effectuer deux évaluations de π et de prendre dans l'étude une valeur intermédiaire.

première évaluation: $\pi_j' = \frac{H_0 h \sum_i C_j}{2 a_j^3 \left(\sum_{i=1}^n \frac{i_i C_i^2}{a_i^3} \right)} \phi(\alpha, f)$

2^e évaluation: $\pi_j'' = \frac{H_0 h m_j}{I} \phi(\alpha, f)$

on prendra donc: $\pi_j = \frac{\pi_j' + \pi_j''}{2}$

les forces axiales sont données par: $N_1 = \sum \pi_1$; $N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$; $N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$; ...; $N_n = \sum \pi_n$

($\sum \pi_1, \sum \pi_2, \dots$ étant les sommes des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré).

il faut vérifier l'équilibre extérieur par la relation: $M = M_1 + M_2 + \dots + 2 N_1 (C_1 + C_2 + C_3 + \dots) + 2 N_2 (C_2 + C_3 + \dots) + \dots$

Remarque: pour le calcul du moment statique des éléments d'un refend à plusieurs files

d'ouvertures on appliquera les formules suivantes:

$$D = \frac{1}{\sum S_i} \left[\sum_{i=1}^{n+1} S_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2 C_j \right) \right] \Rightarrow \text{le moment statique } m_i = m_{i-1} + S_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} 2 C_j \right)$$

si on a 2 files d'ouvertures on aura: $m_1 = S_1 D$ $m_2 = m_1 + S_2 (D - 2 C_1)$ $m_3 = m_2 + S_3 (D - 2 C_2)$

avec S_i surface de l'élément i du refend.

Niv	$\beta/2$	V_{l4}			$V_{l4} - V_{l5}$			$V_{l3a} - V_{l6a}$			$V_{l3b} - V_{l6b}$		
		T_i (t)	Π_i (t)	M_i (tm)	T_i (t)	Π_i (t)	M_i (tm)	T_i (t)	Π_i (t)	M_i (tm)	T_i (t)	Π_i (t)	M_i (tm)
T	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,91	0,50	0,55	0,49	17,81	7,30	3,94	0,56	0,55	0,59	0,60	0,36	0,15
9	0,82	0,96	1,06	0,95	34,40	14,10	7,61	1,15	1,07	1,15	1,15	0,69	0,29
8	0,73	1,38	1,52	1,37	49,48	20,29	10,95	1,57	1,55	1,67	1,66	0,99	0,41
7	0,64	1,75	1,93	1,74	62,89	25,78	13,92	1,99	1,97	2,12	2,11	1,27	0,53
6	0,54	2,08	2,29	2,06	74,62	30,59	16,52	2,36	2,34	2,51	2,50	1,50	0,63
5	0,46	2,36	2,60	2,34	84,67	34,71	18,74	2,68	2,65	2,85	2,84	1,70	0,71
4	0,36	2,59	2,85	2,56	93,05	38,15	20,60	2,95	2,92	3,14	3,12	1,87	0,78
3	0,27	2,78	3,06	2,75	99,75	40,90	22,08	3,16	3,13	3,36	3,34	2,00	0,84
2	0,18	2,91	3,21	2,89	104,78	42,96	23,20	3,32	3,29	3,53	3,51	2,11	0,89
1	0,09	3,01	3,31	2,98	108,13	44,33	23,94	3,43	3,39	3,64	3,62	2,17	0,91
R.D.C.	0,00	3,05	3,35	3,01	109,75	45,00	24,30	3,48	3,44	3,70	3,68	2,21	0,93

Tableau donnant les efforts dans les linteaux pour les refends à plusieurs files d'ouvertures.

Niv	$f = \beta/2$	ϕ	Voiles $V_{l2a} - V_{l2b}$						Voiles $V_{l3a} - V_{l3b}$			
			Π_{1i} (t)	Π_{2i} (t)	Π_{3i} (t)	M_{1i} (tm)	M_{2i} (tm)	M_{3i} (tm)	Π_{1i} (t)	Π_{2i} (t)	M_{1i} (tm)	M_{2i} (tm)
T	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,91	0,15	5,40	5,23	5,59	2,27	2,61	2,35	6,42	3,27	2,70	2,13
9	0,82	0,29	10,57	7,97	10,97	4,44	3,98	4,61	12,53	6,44	5,26	4,19
8	0,73	0,46	16,46	12,27	16,97	6,91	6,14	7,13	19,59	9,90	8,23	6,44
7	0,64	0,60	21,82	16,43	22,63	9,16	8,22	9,50	25,96	13,27	10,90	8,63
6	0,54	0,70	26,01	19,83	27,18	10,92	9,92	11,41	30,74	16,04	12,91	10,43
5	0,46	0,78	29,52	22,75	31,04	12,40	11,38	13,04	34,78	18,40	14,61	11,96
4	0,36	0,87	33,67	26,26	35,66	14,14	13,13	14,98	39,51	21,27	16,59	13,83
3	0,27	0,94	37,13	29,28	39,59	15,59	14,64	16,63	43,42	23,73	18,24	15,43
2	0,18	0,96	39,38	31,66	42,49	16,54	15,83	17,84	45,76	25,69	19,22	16,70
1	0,09	0,97	41,38	33,92	45,18	17,38	16,96	18,97	47,70	27,55	20,67	18,44
R.D.C.	0,00	1,00	43,87	36,42	48,58	18,42	18,21	20,28	50,44	29,62	21,18	19,77

Tableau donnant les efforts horizontaux dans le Refend (Vl_{2a-b}) à 3 piles d'ouvertures

niv.	ξ	ψ	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	M ₃ (t.m)	M ₄ (t.m)	N ₁ (t)	N ₂ (t)	N ₃ (t)	N ₄ (t)
T	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,91	0,011	-5,28	-4,20	-0,61	-1,43	5,40	-0,17	0,36	5,59
9	0,82	0,031	-0,91	-0,73	-0,11	-0,25	15,97	-2,77	3,36	16,56
8	0,73	0,066	0,57	0,45	0,07	0,15	32,43	-6,96	8,06	33,53
7	0,64	0,113	1,76	1,40	0,20	0,48	54,25	-12,35	14,26	56,16
6	0,54	0,178	1,94	1,54	0,23	0,52	80,26	-18,53	21,61	83,34
5	0,45	0,245	3,43	2,73	0,40	0,93	109,78	-25,30	29,30	114,38
4	0,36	0,32	3,73	2,96	0,43	1,01	143,45	-32,71	39,30	150,04
3	0,27	0,40	5,42	4,32	0,63	1,47	180,58	-40,56	49,61	189,63
2	0,18	0,484	7,75	6,16	0,90	2,09	219,96	-48,28	60,44	232,12
1	0,09	0,577	8,25	6,56	0,96	2,23	261,34	-55,77	71,70	277,30
RDC	0,00	0,664	9,52	7,57	1,11	2,57	305,21	-63,19	83,46	325,48

Tableau donnant les efforts horizontaux dans le Refend (Vl_{2a-b}) à 2 piles d'ouvertures

niv.	ξ	ψ	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	M ₃ (t.m)	N ₁ (t)	N ₂ (t)	N ₃ (t)
T	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,91	0,011	-2,083	-8,42	-0,960	6,42	-3,15	3,27
9	0,82	0,031	-0,360	-1,46	-0,170	18,35	-9,24	9,71
8	0,73	0,066	0,220	0,91	0,100	38,54	-18,93	19,61
7	0,64	0,113	0,690	2,81	0,320	64,50	-31,62	32,88
6	0,54	0,178	0,760	3,09	0,350	95,24	-46,32	48,92
5	0,45	0,245	1,35	5,47	0,620	130,02	-62,70	67,32
4	0,36	0,32	1,47	5,94	0,680	169,53	-80,94	88,59
3	0,27	0,40	2,14	8,65	0,990	212,95	-100,63	112,32
2	0,18	0,484	3,05	12,36	1,41	258,71	-120,70	138,01
1	0,09	0,577	3,25	13,16	1,50	306,49	-140,93	165,56
RDC	0,00	0,664	3,75	15,19	1,74	356,93	-161,75	195,18

Tableau donnant les efforts horizontaux dans les Refends à une seule file d'ouvertures

Niv	ξ	ψ	Voiles V_{t3a} ; V_{t6a}			Voiles V_{t3b} ; V_{t6b}			Voiles V_{t4} ; V_{t5}			Voile V_{t4}			
			M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)	M_1 (tm)	M_2 (tm)	N (t)	ψ
T	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,91	0,041	-0,318	-0,098	0,55	0,011	0,263	0,36	-0,91	-1,23	7,30	-0,148	-0,148	0,55	0,011
9	0,82	0,031	-0,054	-0,016	1,62	0,096	1,682	1,05	11,15	15,05	21,40	0,033	0,033	1,61	0,031
8	0,73	0,066	0,036	0,011	3,17	0,217	3,781	2,04	26,21	35,37	41,69	0,152	0,152	3,13	0,066
7	0,64	0,113	0,109	0,034	5,14	0,375	6,536	3,31	45,64	61,61	67,67	0,286	0,286	5,06	0,113
6	0,54	0,178	0,121	0,038	7,48	0,587	10,230	4,81	71,08	95,94	98,06	0,423	0,423	7,35	0,178
5	0,45	0,245	0,213	0,066	10,13	0,811	14,141	6,51	98,54	133,06	132,77	0,607	0,607	9,95	0,245
4	0,36	0,32	0,232	0,072	13,05	1,056	18,410	8,38	128,02	172,79	170,92	0,768	0,768	12,80	0,32
3	0,27	0,40	0,337	0,104	16,18	1,324	23,073	10,38	160,78	217,00	211,82	0,985	0,985	15,86	0,40
2	0,18	0,484	0,479	0,148	19,47	1,607	28,013	12,49	195,71	264,14	254,78	1,230	1,230	19,07	0,484
1	0,09	0,568	0,917	0,284	22,86	1,913	33,341	14,66	224,09	302,45	299,03	1,163	1,163	22,38	0,577
R.D.C	0,00	0,64	2,718	0,842	26,30	2,283	39,787	16,87	262,45	354,23	344,03	1,489	1,489	25,73	0,664

Tableau donnant les efforts horizontaux dans les Refends pleins.

	Voiles: $V_{t1}; V_{t8}$		voile: V_{psb}		voiles: $V_{e1,a,b,c,d}$ $V_{sa,c}$		voiles: $V_{t2a}; V_{t7a}$		Voiles: $V_{t2b}; V_{t7b}$	
	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)	T (t)	M (tm)
T	8,79	0,00	3,22	0,00	0,06	0,00	1,34	0,00	1,06	0,00
10	16,97	26,98	6,21	9,88	0,11	0,18	2,59	4,11	2,04	3,25
9	24,41	79,08	8,60	28,94	0,16	0,52	3,73	12,06	2,94	9,51
8	31,02	154,02	11,35	56,35	0,20	1,01	4,74	23,51	3,74	18,53
7	36,80	249,25	13,47	91,19	0,24	1,62	5,62	38,06	4,44	30,01
6	41,76	362,22	15,28	132,54	0,27	2,36	6,38	55,31	5,04	43,64
5	45,89	490,42	16,79	179,45	0,30	3,19	7,01	74,90	5,54	59,11
4	49,20	631,30	18,00	230,99	0,32	4,11	7,51	96,42	5,94	76,12
3	51,68	782,34	18,91	286,25	0,34	5,09	7,89	119,47	6,24	94,35
2	53,33	941,00	19,51	344,30	0,35	6,13	8,14	143,69	6,44	113,51
1	54,13	1104,72	19,80	404,19	0,35	7,20	8,26	168,68	6,54	133,28
R.D.C	54,13	1270,90	19,80	464,98	0,35	8,27	8,26	194,04	6,54	153,36

Tableau donnant les efforts tranchants dans les trumeaux des refends à files d'ouvertures

	$V_{l_{2a}} - V_{l_{2b}}$					$V_{l_{3a}} - V_{l_{3b}}$				V_{l_4}			$V_{t_4} - V_{t_5}$			$V_{t_{3a}} - V_{t_{6a}}$			$V_{t_{3b}} - V_{t_{6b}}$		
	T	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T	T ₁	T ₂	T ₃	T	T ₁	T ₂	T	T ₁	T ₂	T	T ₁	T ₂	T	T ₁	T ₂
Terr.	17,63	8,08	6,42	0,94	2,19	17,55	3,18	12,89	1,48	0,52	0,26	0,26	18,64	7,93	10,71	0,64	0,49	0,45	0,68	0,04	0,64
10	34,04	15,60	12,40	1,82	4,22	33,86	6,15	24,87	2,84	1,01	0,505	0,505	36,00	15,32	20,68	1,23	0,94	0,29	1,31	0,07	1,24
9	48,96	22,44	17,84	2,62	6,06	48,75	8,85	35,80	4,10	1,45	0,725	0,725	51,78	22,04	29,74	1,77	1,35	0,42	1,88	0,10	1,78
8	62,22	28,51	22,67	3,32	7,72	61,96	11,25	45,51	5,20	1,84	0,92	0,92	65,81	28,01	37,80	2,25	1,72	0,53	2,33	0,13	2,26
7	73,82	33,83	26,90	3,94	9,15	73,51	13,34	53,99	6,18	2,18	1,09	1,09	78,09	33,23	44,86	2,67	2,04	0,63	2,84	0,16	2,68
6	83,77	38,39	30,52	4,48	10,38	83,42	15,14	61,27	7,01	2,47	1,235	1,235	88,61	37,71	50,90	3,03	2,31	0,72	3,22	0,18	3,04
5	92,06	42,19	33,54	4,92	11,41	91,67	16,64	67,33	7,70	2,72	1,36	1,36	97,38	41,44	55,94	3,33	2,54	0,79	3,54	0,19	3,35
4	98,69	45,23	35,96	5,27	12,23	98,27	17,84	72,17	8,26	2,92	1,46	1,46	104,39	44,43	59,96	3,57	2,72	0,85	3,80	0,21	3,59
3	103,66	47,51	37,77	5,54	12,84	103,22	18,74	75,81	8,67	3,07	1,535	1,535	109,65	46,66	62,99	3,75	2,86	0,89	3,99	0,22	3,77
2	106,97	49,02	38,98	5,72	13,25	106,52	19,34	78,23	8,95	3,17	1,585	1,585	113,76	48,16	65,00	3,87	2,95	0,92	4,12	0,22	3,90
1	108,57	49,76	39,56	5,80	13,45	108,12	19,63	79,41	9,08	3,22	1,61	1,61	114,86	48,88	65,98	3,93	3,00	0,93	4,18	0,23	3,95
RDC	108,57	49,76	39,56	5,80	13,45	108,12	19,63	79,41	9,08	3,22	1,61	1,61	114,86	48,88	65,98	3,93	3,00	0,93	4,18	0,23	3,95

Combinaison
des
efforts

. Sollicitations du 1^{er} Genre $G+1,2P$

. Sollicitations du 2^{ème} Genre

Le R.P.A. recommande les combinaisons des forces horizontales (séisme) et des charges verticales:

- | | |
|----------------|---|
| 1. $G + P + E$ | avec G charge permanente |
| 2. $0,8G + E$ | P surcharge d'exploitation non pondérée |
| 3. $0,8G - E$ | E efforts dus au séisme |

Remarque

Les combinaisons (2) et (3) tiennent compte de la réduction de la charge verticale qui peut se produire sous des efforts verticaux. (dûs au séisme)

Etant donné qu'on fera le ferrailage tout les deux niveaux, on aura donc cinq tableaux de superposition des efforts

Remarque: Pour les voiles à une ou plusieurs files d'ouvertures les distributions des charges

verticales sur les trumeaux se font proportionnellement à leur longueur :

$$V_i = \frac{l_i}{l} \cdot V$$

V_i = charge verticale qui revient au trumeau "i"

V = charge verticale qui s'applique sur le voile

l_i = Longueur du trumeau "i" + demi-longueur des linteaux voisins

l = Longueur totale du voile

Tableau de superposition des efforts pour R.D.C et le 1^{er} niveau

				E		G+P+E		0,8G+E		0,8G-E	
		G(t)	P(t)	N _E (t)	M _E (tm)	N(t)	M(tm)	N(t)	M(tm)	N(t)	M(tm)
Voiles V _{l2a} ; V _{l2b}	I	67,07	5,40	305,21	9,52	377,68	9,52	358,87	9,52	-251,55	-9,52
	II	75,27	6,06	-63,19	7,57	18,14	7,57	-2,97	7,57	123,40	-7,57
	III	50,18	4,04	83,46	1,11	137,68	1,11	123,60	1,11	-43,32	-1,11
	IV	43,91	3,54	325,48	2,57	372,93	2,57	360,61	2,57	-290,35	-2,57
Voiles V _{l3a} ; V _{l3b}	I	69,35	5,40	356,93	3,75	431,68	3,75	412,41	3,75	-301,45	-3,75
	II	111,50	8,69	-161,75	15,19	-41,56	15,19	-72,55	15,19	250,95	-15,19
	III	63,61	4,96	195,18	1,74	263,75	1,74	246,07	1,74	-144,29	-1,74
V _{t3a} ; V _{t3b}	I	73,20	11,50	26,30	2,718	111,00	2,718	84,86	2,718	32,26	-2,718
	II	59,08	9,28	26,30	0,842	94,66	0,842	73,56	0,842	20,96	-0,842
V _{t3b} ; V _{t3b}	I	95,72	13,78	16,87	39,787	126,37	39,787	93,45	39,787	59,70	-39,787
	II	29,78	4,29	16,87	2,283	50,94	2,283	40,69	2,283	6,95	-2,283
V _{t4a} ; V _{t4b}	I	144,15	22,44	344,08	354,23	510,67	354,23	459,40	354,23	-228,76	-354,23
	II	130,42	20,31	344,08	262,45	494,81	262,45	440,41 440,41	262,45	-239,74	-262,45
Voile V _{l4}	I	31,10	4,93	25,73	1,489	61,76	1,489	50,61	1,489	0,85	-1,489
	II	31,10	4,93	25,73	1,489	61,76	1,489	50,61	1,489	0,85	-1,489
V _{t1} ; V _{t8}		224,20	14,15	0,00	1270,90	238,35	1270,90	179,36	1270,90	179,36	-1270,90
V _{t2a} ; V _{t2a}		157,70	20,79	0,00	194,04	178,49	194,04	126,16	194,04	126,16	-194,04
V _{t2b} ; V _{t2b}		135,41	18,07	0,00	153,36	153,48	153,36	108,33	153,36	108,33	-153,36
V _{t5b}		150,32	9,85	0,00	464,98	160,17	464,98	120,25	464,98	120,25	-464,98
V _{t1a,b,c,d} V _{t5a,c}		42,19	2,38	0,00	8,27	44,57	8,27	33,75	8,27	33,75	-8,27

Tableau de superposition des efforts pour 2^{ème} et 3^{ème} niveau

				E		G + P + E		0,8G + E		0,8G - E	
		G (t)	P (t)	N _E (t)	M _E (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)
Voies: V _{12a} ; V _{12b}	I	54,97	4,21	219,96	7,75	279,14	7,75	263,94	7,75	-175,98	-7,75
	II	61,69	4,73	-48,28	6,16	18,14	6,16	1,07	6,16	97,63	-6,16
	III	41,13	3,15	60,44	0,90	104,72	0,90	93,34	0,90	-27,54	-0,90
	IV	35,98	2,76	232,12	2,09	270,86	2,09	260,90	2,09	-203,34	-2,09
Voies: V _{13a} ; V _{13b}	I	56,83	4,21	258,71	3,05	319,75	3,05	304,17	3,05	-213,25	-3,05
	II	91,38	6,77	-120,70	12,36	-22,55	12,36	-47,59	12,36	193,81	-12,36
	III	52,13	3,86	138,01	1,41	194,00	1,41	179,71	1,41	-96,31	-1,41
V _{13a} ; V _{13b}	I	60,09	8,96	19,47	0,479	88,52	0,479	67,54	0,479	28,60	-0,479
	II	48,50	7,23	19,47	0,148	75,20	0,148	58,27	0,148	19,33	-0,148
V _{13b} ; V _{17b}	I	78,55	10,74	12,49	28,013	101,78	28,013	75,33	28,013	50,35	-28,013
	II	24,44	3,34	12,49	1,607	40,27	1,607	32,04	1,607	7,06	-1,607
V ₁₄ ; V ₁₅	I	113,94	18,34	254,78	264,14	387,06	264,14	345,93	264,14	-163,63	-264,14
	II	103,10	16,59	254,78	195,71	374,47	195,71	337,26	195,71	-172,30	-195,71
voile: V ₄	I	25,61	4,45	19,07	1,230	49,13	1,230	39,56	1,230	1,42	-1,230
	II	25,61	4,45	19,07	1,230	49,13	1,230	39,56	1,230	1,42	-1,230
V _{t1} ; V _{t8}		184,25	11,02	0,00	341,00	195,27	341,00	167,89	341,00	167,89	-341,00
V _{t2a} ; V _{t7a}		129,38	16,20	0,00	143,69	145,58	143,69	103,50	143,69	103,50	-143,69
V _{t2b} ; V _{t7b}		111,10	14,08	0,00	113,51	125,18	113,51	88,88	113,51	88,88	-113,51
V _{15b}		123,79	8,90	0,00	344,30	132,64	344,30	98,99	344,30	98,99	-344,30
V _{1a,b,c,d} V _{15a,c}		34,66	1,69	0,00	6,13	36,35	6,13	27,73	6,13	27,73	-6,13

Tableau de superposition des efforts pour le 4^{ème} et 5^{ème} niveau

				E		G + P + E		0,8G + E		0,8G - E	
		G (t)	P (t)	N _E (t)	M _E (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)
Voiles: V _{2a} ; V _{2b}	I	42,87	3,23	143,45	3,73	189,55	3,73	177,74	3,73	-109,15	-3,73
	II	48,11	3,62	-32,71	2,96	19,02	2,96	5,78	2,96	71,20	-2,96
	III	38,07	2,41	39,30	0,43	73,78	0,43	64,95	0,43	-13,64	-0,43
	IV	28,06	2,11	150,04	1,01	180,21	1,01	172,49	1,01	-127,59	-1,01
Voiles: V _{3a} ; V _{3b}	I	44,32	3,23	169,53	1,47	217,08	1,47	204,98	1,47	-134,07	-1,47
	II	41,26	5,19	-80,94	5,94	-4,49	5,94	-23,93	5,94	137,95	-5,94
	III	40,65	2,96	88,59	0,680	132,20	0,68	121,11	0,68	-56,07	-0,68
V _{3a} ; V _{3a}	I	46,98	6,87	13,05	0,232	66,90	0,232	50,63	0,232	24,63	-0,232
	II	37,92	5,55	13,05	0,072	56,52	0,072	43,39	0,072	17,29	-0,072
V _{3b} ; V _{3b}	I	61,39	8,24	8,38	18,410	78,01	18,410	57,49	18,41	40,73	-18,41
	II	19,10	2,56	8,38	1,056	30,04	1,056	23,66	1,056	6,90	-1,056
V _{4a} ; V _{4a}	I	89,22	14,53	170,92	172,79	274,67	172,79	242,29	172,79	-99,54	-172,79
	II	80,73	13,15	170,92	128,02	264,80	128,02	235,50	128,02	-106,33	-128,02
Voile: V ₄	I	20,12	4,05	12,80	0,768	36,97	0,768	28,90	0,768	3,29	-0,768
	II	20,12	4,05	12,80	0,768	36,97	0,768	28,90	0,768	3,29	-0,768
V ₁ ; V ₈		144,45	8,45	0,00	631,30	152,9	631,30	115,56	631,30	115,56	-631,30
V _{2a} ; V _{2a}		101,07	12,42	0,00	96,42	113,49	96,42	80,85	96,42	80,85	-96,42
V _{2b} ; V _{2b}		86,80	10,80	0,00	76,12	97,60	76,12	69,44	76,12	69,44	-76,12
V _{5b}		97,15	8,11	0,00	230,99	105,26	230,99	77,72	230,99	77,72	-230,99
V _{1a,b,c,d} V _{5a,c}		27,13	1,29	900	4,11	28,42	4,11	21,70	4,11	21,70	-4,11

Tableau de superposition des efforts pour le 6^{ème} et 7^{ème} niveau

				E		G+P+E		0,8G+E		0,8G-E	
		G(t)	P(t)	N _E (t)	M _E (tm)	N(t)	M(+m)	N(t)	M(+m)	N(t)	M(+m)
Voiles: V _{2a} ; V _{2b}	I	30,77	2,25	80,26	1,94	113,28	1,94	104,87	1,94	-55,64	-1,94
	II	34,53	2,52	-18,53	1,54	18,52	1,54	9,09	1,54	46,15	-1,54
	III	23,02	1,68	21,61	0,23	46,31	0,23	40,03	0,23	-3,19	-0,23
	IV	20,14	1,47	83,34	0,52	104,95	0,52	99,45	0,52	-67,23	-0,52
voiles: V _{3a} ; V _{3b}	I	31,80	2,25	95,24	0,76	129,29	0,76	120,68	0,76	-69,80	-0,76
	II	51,13	3,61	-46,32	3,09	8,42	3,09	-5,42	3,09	87,22	-3,09
	III	29,17	2,06	48,92	0,35	80,15	0,35	72,25	0,35	-25,58	-0,35
V _{3a} ; V _{6a}	I	33,87	4,78	7,18	0,121	46,13	0,121	34,57	0,121	19,32	-0,121
	II	27,34	3,86	7,48	0,038	38,68	0,038	29,35	0,038	14,33	-0,038
V _{3b} ; V _{7b}	I	44,23	5,73	4,81	10,23	54,77	10,23	40,19	10,23	30,57	-10,23
	II	13,76	1,78	4,81	0,587	20,85	0,587	15,82	0,587	6,20	-0,587
V ₄ ; V ₅	I	64,51	10,72	98,06	95,94	173,29	95,94	149,67	95,94	-46,45	-95,94
	II	58,36	9,70	98,06	71,08	166,12	71,08	144,75	71,08	-51,37	-71,08
voile: V ₄	I	14,62	3,66	7,35	0,423	25,63	0,423	19,05	0,423	4,35	-0,423
	II	14,62	3,66	7,35	0,423	25,63	0,423	19,05	0,423	4,35	-0,423
V _{t1} ; V _{t8}		104,72	5,88	0,00	362,22	110,60	362,22	83,77	362,22	83,77	-362,22
V _{t2a} ; V _{t7a}		72,76	8,64	0,00	55,31	81,40	55,31	58,21	55,31	58,21	-55,31
V _{t2b} ; V _{t7b}		62,49	7,51	0,00	43,64	70,00	43,64	49,99	43,64	49,99	-43,64
V _{5b}		70,56	7,32	0,00	132,54	77,80	132,54	56,45	132,54	56,45	-132,54
V _{1,a,b,c,d} V _{5,a,c}		19,59	0,90	0,00	2,36	20,49	2,36	15,67	2,36	15,67	-2,36

Tableau de superposition des efforts du 8^{ème} au dernier niveau

				E		G+P+E		0,8G+E		0,8G-E	
		G (t)	P (t)	N _E (t)	M _E (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)
Voiles V _{1a} ; V _{2b}	I	18,67	1,26	32,43	0,57	52,36	0,57	47,36	0,57	-17,50	-0,57
	II	20,95	1,42	-6,96	0,45	15,41	0,45	9,80	0,45	23,72	-0,45
	III	13,97	0,94	8,06	0,07	22,97	0,07	19,24	0,07	3,12	-0,07
	IV	12,22	0,83	33,53	0,15	46,58	0,15	43,30	0,15	-23,76	-0,15
Voiles V _{3a} ; V _{3b}	I	19,27	1,26	38,54	0,22	59,07	0,22	53,95	0,22	-23,13	-0,22
	II	31,01	2,03	-18,93	0,91	14,11	0,91	5,88	0,91	43,74	-0,91
	III	17,69	1,16	19,61	0,10	38,46	0,10	33,76	0,10	-5,46	-0,10
V _{3a} ; V _{4a}	I	20,76	2,69	3,17	0,036	26,62	0,036	19,78	0,036	13,44	-0,036
	II	8,42	2,17	3,17	0,011	13,76	0,011	9,90	0,011	3,56	-0,011
V _{3b} ; V _{3b}	I	27,06	3,22	2,04	3,781	32,32	3,781	23,69	3,781	19,61	-3,781
	II	8,42	1,00	2,04	0,217	11,46	0,217	8,77	0,217	4,69	-0,217
V _{4a} ; V ₅	I	39,79	6,91	41,69	35,37	88,39	35,37	73,52	35,37	-9,86	-35,37
	II	36,00	6,25	41,69	26,21	83,94	26,21	70,49	26,21	-9,86	-26,21
Voile V ₄	I	9,13	3,27	3,13	0,152	15,53	0,152	10,43	0,152	4,17	-0,152
	II	9,13	3,27	3,13	0,152	15,53	0,152	10,43	0,152	4,17	-0,152
V _{4a} ; V _{4b}		64,90	3,31	0,00	154,02	68,21	154,02	51,92	154,02	51,92	-154,02
V _{2a} ; V _{2a}		44,45	4,86	0,00	23,51	49,31	23,51	35,56	23,51	35,56	-23,51
V _{2b} ; V _{2b}		38,19	4,22	0,00	18,53	42,41	18,53	30,55	18,53	30,55	-18,53
V _{5b}		43,98	6,54	0,00	56,35	50,52	56,35	35,18	56,35	35,18	-56,35
V _{1a,b,c,d} V _{5a,c}		12,06	0,51	0,00	1,01	12,57	1,01	9,65	1,01	9,65	-1,01

FERRAILLAGE

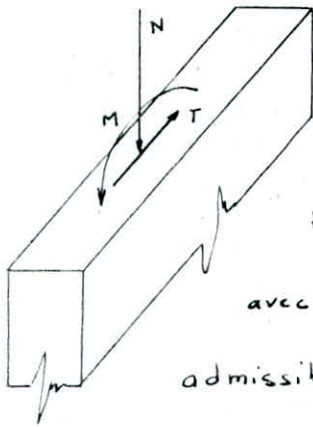
des
VOILES

Sous l'action des forces verticales (charges permanentes et surcharges) et des forces horizontales (séisme) un refend est sollicité en flexion composée.

Les sollicitations à prendre pour le calcul des sections d'acier nécessaires seront donc le résultat de la superposition des deux effets des forces verticales et horizontales sans toutefois oublier le caractère alternatif de ces sollicitations qui peuvent changer de signes en gardant la même valeur absolue et la même direction.

L'état de contrainte se trouve alors qualitativement modifié (mutation, compression, traction)

Nous aurons donc un ferrailage symétrique dans les refends.



Principe de calcul (R.P.A. 4.3.2)

i. Vérifications de résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables données par les tableaux de combinaison (N_{max} avec M correspondant et N_{min} avec M correspondant) seront effectués avec la contrainte admissible du béton du premier genre majorée de 50%.

La contrainte de traction des aciers est prise égale à $\bar{\sigma}_s$.

ii. Les vérifications de la résistance aux sollicitations d'efforts tranchants doivent être effectuées avec : $T = 1,14 T_0$ ($T_0 =$ effort tranchant de calcul.)

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \bar{\sigma}_{cs} \quad \sigma_{at} = \sigma_{cn} \quad N = 0$$

Prescriptions du C.T.C. relatives au ferrailage (R.P.A. 4.3.3)

Les extrémités des voiles doivent comporter un renforcement d'armatures verticales sous forme de potelets incorporés de dimension ($b \times 1,5b$; b épaisseur du refend). Il est possible d'utiliser ces armatures là pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile; mais le pourcentage ($\bar{\omega}$) minimum ne doit pas être inférieur à 0,5% et les longueurs de recouvrement $\geq 70\phi$. Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémité doivent

être au moins égales à celles fixées pour le poteau de tige des ossatures auto-stables en zone I soit 0,8%. Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe et dans chaque direction de pourcentage minimum.

$$\tilde{\omega} = 0,15\% \text{ si } \tilde{\sigma}_b \leq 0,025 \sigma_{t2} \text{ et } \tilde{\omega} = 0,25\% \text{ si } 0,025 \sigma_{t2} < \tilde{\sigma}_b \leq 0,12 \sigma_{t2}$$

Dans chaque nappe les barres sont disposées vers l'extérieur.

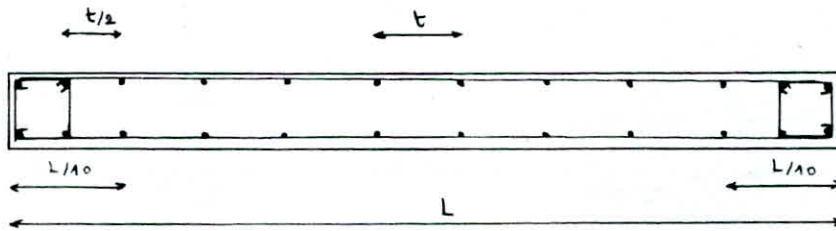
les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m².

L'espacement des barres horizontales et verticales sera la plus petite des valeurs :

$$t = 1,5b \text{ suivant le sens transversal } 30\text{cm}$$

$$\text{suivant le sens longitudinal } 37,5\text{cm.}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement sera réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.



Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10ϕ

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

La longueur de recouvrement dans les zones comprimées est de 20ϕ .

Condition vis-à-vis du cisaillement

les armatures de la section transversale qui résiste à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule suivante (R.P.A. 433.1)

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\tilde{\sigma} - \beta}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad \tilde{\sigma} = \frac{1,4 \times T}{b \cdot z}$$

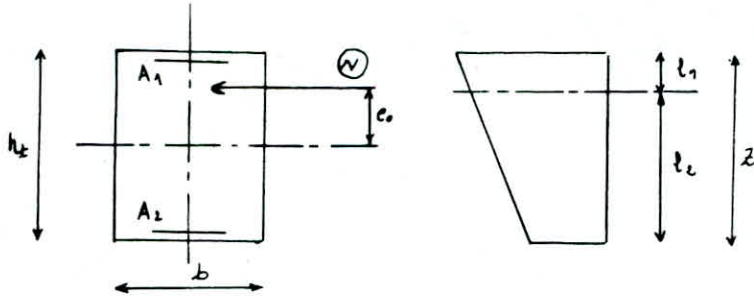
Etude des sections soumises à la flexion composée

La flexion composée est définie soit par un effort normal N et un moment M rapporté d'un point de la section, soit par un effort normal excentré passant par un point C donné.

Quatre cas peuvent se présenter:

1. Section entièrement tendue:

N'effort de traction, et resultante des forces exterieurs passe entre les armatures A1 et A2

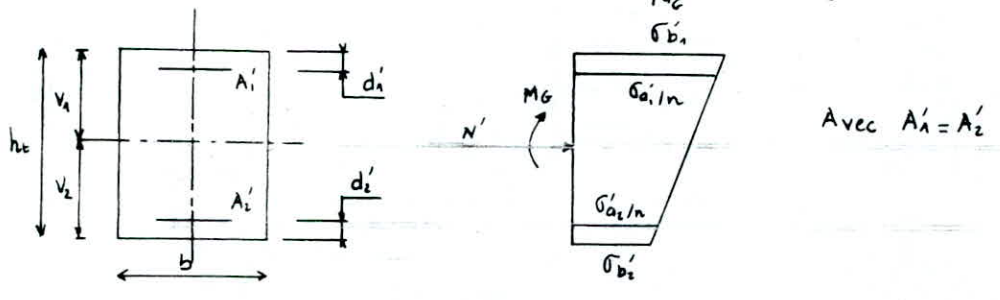


Determination des armatures $A_1 = \frac{N \times l_2}{z \times \bar{\sigma}_a}$ $A_2 = \frac{N \times l_1}{z \times \bar{\sigma}_a}$
 on ferraillera symetriquement en prenant $A = \max(A_1; A_2)$

Verification de contraintes: $\bar{\sigma}_{a1} = \frac{N l_2}{A \cdot z} \leq \bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}_{a2} = \frac{N l_1}{A \cdot z} \leq \bar{\sigma}_a$

2-Section entierement comprimé

N'effort de compression avec $e_0 = \frac{M_0}{N_0} \leq e_1 = \frac{h_t}{6}$



Determination des armatures: On ferraille symetriquement $A'_1 = A'_2$. La methode utilisee est celle de Pierre Charon.

Etapes de calcul. On calculera $\delta' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t}$
 $\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h_t}{N'}$; $\beta = \frac{6 M_0}{N' h_t}$; $c = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho$; $D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2\delta')^2$; $E = -(1 + \beta \cdot \rho)$
 d'où: $\tilde{\omega}'$ (pourcentage) = $\frac{-D + (D^2 - 4CE)^{1/2}}{2C}$
 on a donc: $A'_1 = A'_2 = \frac{\tilde{\omega}' \cdot b \cdot h_t}{100}$

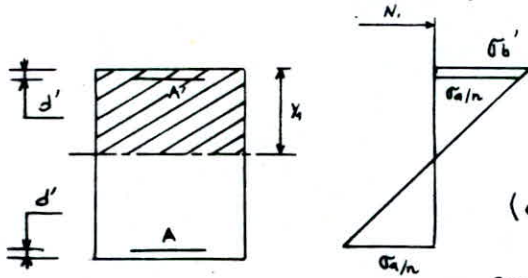
Verification des contraintes $\bar{\sigma}_{b'1,2} = \frac{N'}{B' + 15(A'_1 + A'_2)} \pm \frac{M_0 V_{1,2}}{I_{xx'}} \leq \bar{\sigma}_b'$

$B' =$ surface de la section

3. Section partiellement comprimé (tendue)

La section est dite partiellement comprimé si, l'effort N presente une excentricité telle que: Si N est un effort de compression $e = \frac{M_0}{N_0} > \frac{h_t}{6}$

Si N est un effort de traction ; N passe à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures



Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée soumise à un effort normal de compression N' (effort excentré), on calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M) égal au moment de l'effort

normal par rapport au centre de gravité des armatures tendues. la section des armatures comprimées de la section réelle sera égale à la section des armatures fictives ainsi calculées A' ((cette section pouvant d'ailleurs être nulle) si $M_f < M_{rb}$) et la section des armatures tendues dans la section réelle sera égale à la section des armatures tendues fictives ainsi calculées diminuées de $\frac{N'}{\sigma_a}$

$$A' = A'_i \quad \text{et} \quad A = A_i - \frac{N'}{\sigma_a}$$

Dans le cas où N est un effort de traction on aura

$$A' = A'_i \quad \text{et} \quad A = A_i + \frac{N'}{\sigma_a}$$

Remarque puisqu'on ferraille symétriquement on prend

$$A' = A = \max \begin{cases} A'_i \\ A_i + \frac{N'}{\sigma_a} \text{ (traction) ou } A_i - \frac{N'}{\sigma_a} \text{ (compression)} \end{cases}$$

Pour une section rectangulaire on peut écrire:

$$M_f = \text{moment fictif} = M + N \left(\frac{h_e}{2} - d \right) \text{ cas de la compression}$$

$$M_f = M - N \left(\frac{h_e}{2} - d \right) \text{ cas de la traction}$$

$$\text{Si } M_f < M_{rb} \rightarrow A' = 0$$

$$\text{si } M_f > M_{rb} \rightarrow A' = \frac{M_f - M_{rb}}{\sigma_a' (h - d')}$$

Vérification des contraintes

La contrainte des armatures tendues est obtenue par la formule:

$$\sigma_a = \frac{N_a}{A} \quad I = \frac{b}{3} y_1^3 + n A [(y_1 - d)^2 + (y_1 - h)^2] \quad y_1 = y_2 + c$$

$$\sigma_b' = k y_1 \quad \text{avec } k = \frac{N_{\max} \sigma_s^2}{I}$$

$$c = h e_2 - e_0 \quad \text{d'où} \quad \sigma_a' = 15 k (y_1 - d') \quad \sigma_a = 15 k (h - y)$$

Tableau de vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant:

voiles		T (t)	G_b (kg/cm ²)	$0,025\sigma_{z2}'$ (kg/cm ²) = $\bar{\epsilon}_b$	$0,12\sigma_{z2}'$ (kg/cm ²) = $\bar{\epsilon}_b$	% Acier
Vt ₁ - Vt ₈		54,13	4,37	6,75	32,4	0,15
Vt _{2a} - Vt _{7a}		8,26	1,38	"	"	"
Vt _{2b} - Vt _{7b}		6,54	1,30	"	"	"
Vl _{5b}		19,80	2,08	"	"	"
Vl _{1a,c,d,b} Vl _{3a,c}		0,35	0,15	"	"	"
Vt _{3a} Vt _{6a}	I	3,00	1,57	"	"	"
	II	0,93	0,74	"	"	"
Vt _{3b} Vt _{6b}	I	3,95	1,20	"	"	"
	II	0,23	0,40	"	"	"
Vt ₄ Vt ₅	I	65,38	11,40	"	"	0,25
	II	48,88	9,03	"	"	0,25
Vl ₄	I	1,61	1,47	"	"	0,15
	II	1,61	1,47	"	"	"
Vl _{3a} Vl _{3b}	I	19,63	5,56	"	"	"
	II	79,41	15,40	"	"	0,25
	III	9,08	3,23	"	"	0,15
Vl _{2a} Vl _{2b}	I	49,76	14,09	"	"	0,25
	II	39,56	12,06	"	"	0,25
	III	5,80	3,50	"	"	0,15
	IV	13,45	6,62	"	"	0,15

Tableau de ferrailage du RDC au 1^{er} étage

Voiles	nature des sollicitations	A (cm ²)	e ₀	e ₁	Armatures Verticales		Armatures Horizontales (m.b)	Armatures transversales		σ _a	σ' _a	σ _b	σ' _b	
					zone d'about	zone courante		zone d'about	zone courante					
V _{t1} - V _{t8}	S.P.C.	14,19	708	166	2T12+4T20	8T10	8T10	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	4 épingles Ø8	3180,8	-	94,6	202,5	
V _{t2a} - V _{t7a}	S.P.C.	6,15	153	81	4T14	"	"	1 cadre HAB	"	746,6	-	46,7	165,2	
V _{t2b} - V _{t7b}	S.P.C.	6,15	141	69	4T14	"	"	"	"	732,4	-	48,2	170,6	
V _{l5b}	S.P.C.	6,15	386	103	4T14	10T10	10T10	"	5 épingles Ø8	3716,9	-	92,9	202,5	
V _{l1 a,c,b,d} V _{l3 a,c}	S.E.C.	6,15	18	246	4T14	"	"	"	"	-	325,9	21,7	124,7	
V _{t3a}	I	S.E.C.	6,15	2,45	27	4T14	8T10	8T10	"	4 épingles Ø8	-	52,7	35,2	104,3
V _{t6a}	II	S.E.C.	6,15	0,89	18,3	4T14	"	"	"	"	-	66,2	37,48	102,9
V _{t3b}	I	S.E.C.	6,15	31,5	45,5	4T14	"	"	"	"	-	556,8	37,12	124,6
V _{t6b}	II	S.E.C.	6,15	4,5	9,3	4T14	"	"	"	"	-	85,7	57,18	117,4
V _{t4}	I	S.E.T	49,09	69,7	78,8	6T25	10T16	10T12	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	5 épingles Ø8	3313	-	-	-
V _{t5}	II	S.E.T	49,09	53,0	70,5	6T25	10T16	"	"	"	3768	-	-	-
V _{l4}	I	S.E.C.	6,15	2,41	13,33	4T14	10T10	10T10	1 cadre HAB	"	-	482	32,2	107,3
	II	S.E.C.	6,15	2,41	13,33	4T14	"	"	"	"	-	482	32,2	107,3
V _{l3a}	I	S.E.T	38,24	0,87	39,33	6T20	20T16	"	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	10 épingles Ø8	3922	-	-	-
V _{l3b}	II	S.E.C.	6,15	3,65	56,66	4T14	8T14	8T14	1 cadre HAB	4 épingles Ø8	-	474	31,64	104
	III	S.E.T	18,84	0,66	31,66	4T20	10T10	10T10	"	5 épingles Ø8	3884	-	-	-
V _{l2a}	I	S.E.T	31,15	2,65	33,33	6T20	8T14	8T14	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	4 épingles Ø8	3788	-	-	-
	II	S.E.C.	6,15	6,13	36,66	4T14	"	"	1 cadre HAB	"	-	373	2488	106,9
V _{l2b}	III	S.E.C.	6,15	0,81	13,33	4T14	10T10	10T10	"	5 épingles Ø8	-	782	49,5	102,6
	IV	S.E.T	38,94	0,69	23,33	6T20	20T16	"	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	10 épingles Ø8	3789,9	-	-	-

Tableau de ferrailage de 2^{ème} au 3^{ème} étage

Voiles	nature des sollicitations	A (m ²)	e ₀	e ₁	Armatures Verticales		Armatures Horizontales (m.l)	Armatures transversales		σ _a	σ _a	σ _b	σ _b	
					zone d'about	zone courante		zone d'about	zone courante					
V _{t1} -V _{t8}	S.P.C.	6,15	560	166	4T14	8T10	8T10	1 cadre HA8	4 épingle Ø8	3017,8	-	107,9	202,5	
V _{t2a} -V _{t7a}	S.P.C.	6,15	138	81	4T14	8T10	8T10	"	"	1708	-	81,5	1589	
V _{t2b} -V _{t7b}	S.P.C.	6,15	127	68	4T14	8T10	8T10	"	"	1301	-	80,7	163,8	
V _{l5b}	S.P.C.	6,15	347	103	4T14	10T10	10T10	"	5 épingle Ø8	1105	-	72,4	202,5	
V _{l1a,c,b,d} V _{l5a,c}	S.E.C.	6,15	16,8	26	4T14	"	"	"	"	-	375	25	122,6	
V _{t3a}	I	S.E.C.	6,15	0,54	27	4T14	8T10	8T10	"	4 épingle Ø8	-	395	26,3	102
V _{t6a}	II	S.E.C.	6,15	0,20	18,3	4T14	8T10	8T10	"	"	-	477	31,8	102
V _{t3b}	I	S.E.C.	6,15	27,5	45,5	4T14	8T10	8T10	"	"	-	426	28,4	121,7
V _{t6b}	II	S.E.C.	6,15	4,0	9,33	4T14	8T10	8T10	"	"	-	654,5	43,6	115,7
V _{t4}	I	S.E.T	36,23	76	78	6T20	10T16	10T12	1 cadre HA8 + 1 épingle Ø8	5 épingle Ø8	3923	-	-	-
V _{t5}	II	S.E.T	36,23	58	70	6T20	10T16	10T12	"	5 épingle Ø8	3751	-	-	-
V _{l4}	I	S.P.C.	6,15	866	13	4T14	10T10	10T10	1 cadre HA8	"	1451	-	22,9	202,5
	II	S.P.C.	6,15	866	13	4T14	"	"	"	"	1451	-	22,9	202,5
V _{l3a} V _{l3b}	I	S.E.T	26,88	0,95	39,3	6T20	"	"	1 cadre HA8 + 1 épingle Ø8	"	4019	-	-	-
	II	S.E.C.	6,15	6,37	56,60	4T14	8T14	8T14	1 cadre HA8	4 épingle Ø8	-	368	24,6	105
	III	S.E.T	6,15	0,73	31,6	4T14	10T10	10T10	"	5 épingle Ø8	4061	-	-	-
V _{l2a} V _{l2b}	I	S.E.T	25,78	2,77	39,3	6T20	10T10	8T14	1 cadre HA8 + 1 épingle Ø8	"	3732	-	-	-
	II	S.E.C.	6,15	6,3	36,6	4T14	8T14	8T14	1 cadre HA8	4 épingle Ø8	-	520,6	34,7	107
	III	S.E.C.	6,15	0,86	19,33	4T14	10T10	10T10	"	5 épingle Ø8	-	296,4	19,8	102,7
	IV	S.E.T	25,13	0,77	23,3	6T20	"	"	1 cadre HA8 + 1 épingle Ø8	"	4115	-	-	-

Tableau de ferrailage du 4^{ème} au 5^{ème}

Voiles	nature des sollicitations	A (m ²)	e ₀	e ₁	Armatures Verticales		Armatures Horizontales (m.l.)	Armatures transversales		σ _a	σ _{a'}	σ _b	σ _{b'}
					zone d'about	zone courante		zone d'about	zone courante				
V _{t1} -V _{t8}	S.P.C	6,15	546	166	4T14	8T10	8T10	1 cadre HAB	4 épingles HAB	3017	-	88	2025
V _{t2a} -V _{t2a}	S.P.C	6,15	119	81	4T14	"	"	"	"	2023	-	35	150,8
V _{t2b} -V _{t2b}	S.P.C	6,15	109	58,9	4T14	"	"	"	"	1174	-	24	155
V _{t5b}	S.P.C	6,15	197	103	4T14	10T10	10T10	"	5 épingles HAB	2914	-	79	198,3
V _{t1a,c,b,d} V _{t5a,c}	S.E.C.	6,15	-	-	4T14	"	"	"	"	-	215,5	17	119,5
V _{t3a}	I S.E.C.	6,15	935	27	4T14	8T10	8T10	"	4 épingles HAB	-	236,5	198	1047
V _{t6a}	II S.E.C.	6,15	913	18,3	4T14	"	"	"	"	-	357,8	23,8	101,5
V _{t3b}	I S.E.C.	6,15	23,6	45,5	4T14	"	"	"	"	-	309,5	20,6	118,7
V _{t6b}	II S.E.C.	6,15	3,5	3,4	4T14	"	"	"	"	-	471,2	31,4	113,9
V _{t4}	I S.E.T	22,86	-	-	4T20	10T12	10T12	"	5 épingles HAB	3938	-	-	-
V _{t5}	II S.E.T	22,86	-	-	4T20	"	"	"	"	3862	-	-	-
V _{t1}	I S.E.C.	6,15	2,10	13,4	4T14	10T10	10T10	"	"	-	280,5	18,9	106,5
V _{t1}	II S.E.C.	6,15	2,10	13,4	4T14	"	"	"	"	-	280,5	18,9	106,5
V _{t3a}	I S.E.T	18,84	-	-	6T20	"	"	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	5 épingles HAB	3594	-	-	-
V _{t3b}	II S.E.C.	6,15	4,3	56,7	4T14	8T14	8T14	1 cadre HAB	4 épingles HAB	-	253,9	16,9	103,8
V _{t3b}	III S.E.C.	6,15	0,51	31,7	4T14	10T10	10T10	"	5 épingles HAB	-	403,3	26,9	101,8
V _{t2a}	I SET	14,19	-	-	2T12 + 4T20	8T14	8T14	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	4 épingles HAB	3968	-	-	-
V _{t2b}	II SEC	6,15	4,16	36,7	4T14	"	"	1 cadre HAB	4 épingles HAB	-	206,2	13,7	105,1
V _{t2b}	III SEC	6,15	9,58	13,33	4T14	10T10	10T10	"	5 épingles HAB	-	362	24,1	102,3
V _{t2b}	IV SET	16,58	-	-	2T16 + 4T20	"	"	1 cadre HAB + 1 épingle Ø8	5 épingles HAB	3838	-	-	-

(82)

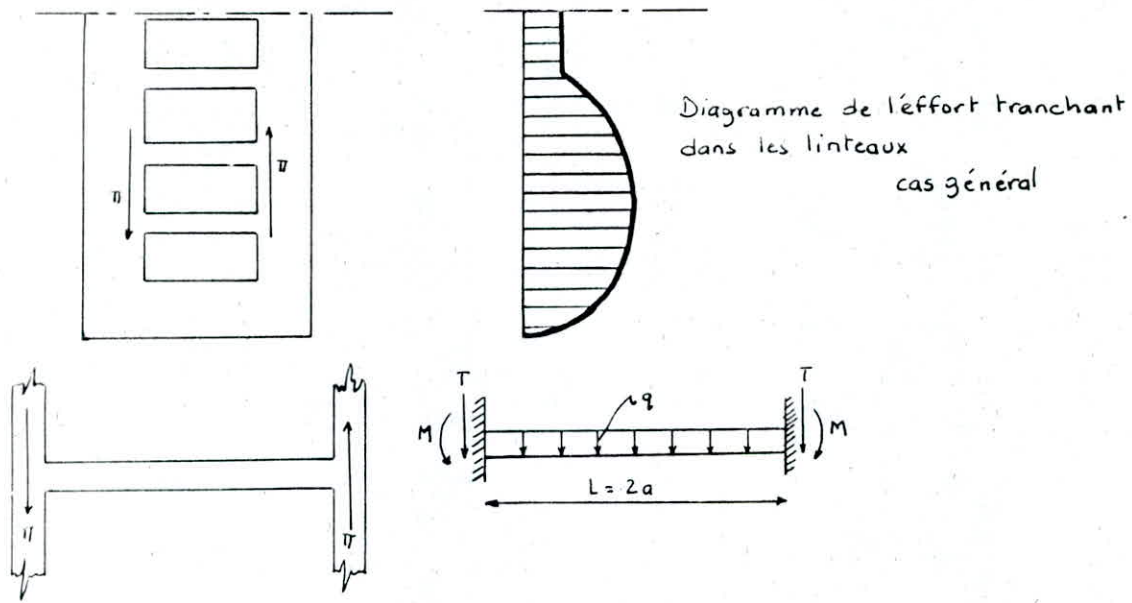
Tableau de ferrailage du 6^{ème} à la Terrasse

Voiles	nature des sollicitations	A (cm ²)	e ₀	e ₁	Armatures Verticales		Armatures Horizontales (m)	Armatures transversales		σ _a	σ _{a'}	σ _b	σ _{b'}
					zone d'about	zone courante		zone d'about	zone courante				
V _{t1} -V _{t8}	S.P.C.	6,15	432	166	4T14	8T10	8T10	1 cadre HA8	4 épingle Ø8	417	-	21,3	188,8
V _{t2a} -V _{t7a}	S.E.C	6,15	95	81	4T14	"	"	"	"	-	232,9	15,5	129,5
V _{t2b} -V _{t7b}	S.E.C	6,15	87	68,9	4T14	"	"	"	"	-	222,8	14,8	131,8
V _{l5b}	S.P.C	6,15	234	123	4T14	10T10	10T10	"	5 épingle Ø8	351	-	47,2	177,9
V _{l1 a,c,b,d} V _{l3 a,c}	S.E.C	6,15	11,5	26,6	4T14	"	"	"	"	-	154	8,7	145,8
V _{t3a}	I S.E.C.	6,15	2,62	27	4T14	8T10	8T10	"	4 épingle Ø8	-	203,9	13,6	101,6
V _{t6a}	II S.E.C	6,15	0,98	18	4T14	"	"	"	"	-	244,5	16,3	101,4
V _{t3b}	I S.E.C	6,15	18,68	45	4T14	"	"	"	"	-	202,4	13,5	115,1
V _{t6b}	II S.P.C	6,15	37,1	9,33	4T14	"	"	"	"	859	-	53,16	135,4
V _{t4}	I S.E.T	11,12	55,4	78,8	4T16 2T14	10T12	10T12	1 cadre HA8 + 1 épingle Ø8	5 épingle Ø8	3896	-	-	-
V _{t5}	II S.E.T	11,12	42,8	70,5	4T16 2T14	"	"	1 cadre HA8 + 1 épingle Ø8	"	3993	-	-	-
V _{l4}	I S.P.C.	6,15	10,50	13,3	4T14	10T10	10T10	1 cadre HA8	"	2045	-	15,3	202,5
	II S.P.C	6,15	10,50	13,3	4T14	"	"	"	"	2045	-	15,3	202,5
V _{l3a}	I S.E.T	6,15	4,95	39,3	4T14	"	"	"	"	3819	-	-	-
V _{l3b}	II S.E.C	6,15	3,54	56	4T14	8T14	8T14	"	4 épingle Ø8	-	158,6	10,6	103,4
	III S.E.C.	6,15	4,37	31,6	4T14	10T10	10T10	"	5 épingle Ø8	-	243,9	16,2	101,7
V _{l2a}	I S.E.C	6,15	1,71	39,3	4T14	8T14	8T14	"	4 épingle Ø8	-	297,1	19,8	103,9
V _{l2b}	II S.E.C	6,15	8,31	36,6	4T14	"	"	"	"	-	130,9	8,7	104,3
	III S.E.C	6,15	4,97	19,3	4T14	10T10	10T10	"	5 épingle Ø8	-	226,4	15,1	102,1
	IV S.E.T.	6,15	4,95	23,3	4T14	"	"	"	"	3688,9	-	-	-

28

FERRAILLAGE
DES
LINTEAUX

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrees a leur deux extremités



Sous l'action de M et T, ils sont calculés en flexion simple (méthode de Pierre charon)
 Du fait de la réversibilité de l'action du séisme, il sera nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique de la section transversale.

Principe de calcul (R.P.A. art. 4325)

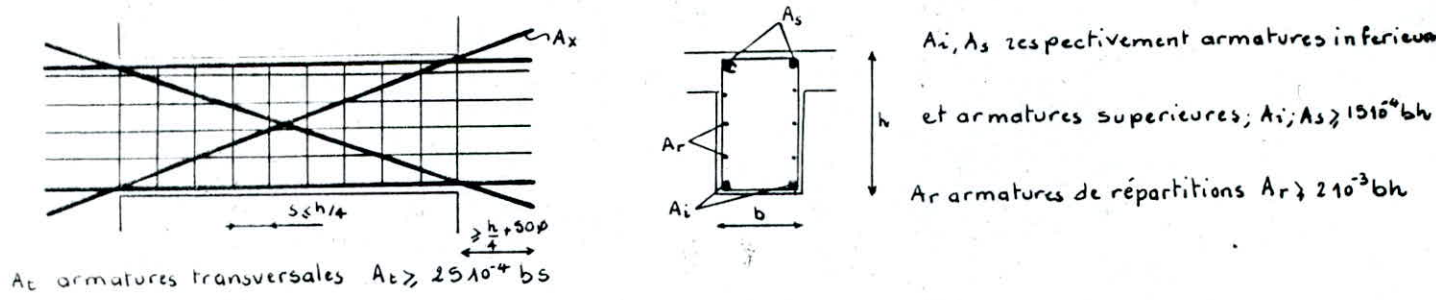
la verification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec

$T' = 1.4T$ (T effort tranchant de calcul)
 $M' = 1.4M$ (M moment fléchissant calculer)

$\bar{\sigma}_b = 0,12 \bar{\sigma}_{i2} = 33 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \bar{\sigma}_{i2} = 206,5 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Disposition des armatures

Les armatures doivent être disposés et ancrés dans les trumeaux de la façon suivante



Si $\xi > 0,06 \sigma'_{28}$, il est nécessaire de prévoir des armatures supplémentaires dans les angles

Ax armatures d'angle $A_x \geq 15 \cdot 10^{-4} b h$

exemple de calcul Linteau L_3 du R.D.C. (Méthode de P. CHARON)

Linteau L_3 $h_t = 85 \text{ cm}$ $l = 100 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$.

Charges appliquées sur le linteau.

plancher + poids propre $\pi_G = 0,530 \text{ t}$

surcharge $\pi_p = 0,04 \text{ t}$

$$\pi = \pi_G + \pi_p + \pi_e \quad M = M_G + M_p + M_e$$

$$M_G = \frac{G l^2}{12} = 0,003 \text{ tm} \quad M_p = \frac{P l^2}{12} = 0,044 \text{ tm}; \quad M_e = 18,21 \text{ tm}$$

$$\text{d'où} \quad \pi = 36,95 \text{ t} \quad M = 18,26 \text{ tm}$$

$$\text{on a donc} \quad T = 1,4 \pi \quad \mathcal{M} = 1,4 M \Rightarrow T = 51,73 \text{ t} \quad \mathcal{M} = 25,70 \text{ tm}$$

Armatures

i. Armatures longitudinales $\mathcal{M} = 25,70 \text{ tm}$ $\mu = 0,0533 \rightarrow \epsilon = 0,9035$ $k = 36,8$

d'où: $M_{rb} = k b h^2 = 63,38 \text{ tm}$ $M_{rb} > \mathcal{M}$ donc pas d'armatures de compression.

$$A = \frac{\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 8,16 \text{ cm}^2$$

on adoptera $A_i = A_s = 9,23 \text{ cm}^2$ 6 T14

$$A_{\min} = 0,0015 b \cdot h = 3,11 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\sigma_1 = \sigma_b \cdot \frac{k}{\bar{\sigma}} \cdot \frac{\tilde{\omega} f}{1 + 10 \tilde{\omega} f} = 5485,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\mu k \sigma_b}{\bar{\sigma}} \right)^{1/2} = 2413,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_{\max} < \bar{\sigma}_a$ la fissuration n'est pas à craindre

Vérification des contraintes

$$\tilde{\omega} = 0,444 \quad \text{d'où} \quad \epsilon = 0,8986 \quad k = 34,3 \quad \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{\mathcal{M}}{\epsilon \cdot h \cdot A} = 3739,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 109 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales

$$T = 51,73 \text{ t} \quad b = 25 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = 72,62 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 28,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{t \cdot T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 1,02 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } t_{\max} = \frac{h t}{4} = 21,25 \text{ cm} \quad \text{on prendra } t = 6 \text{ cm} \text{ et } A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,0025 \cdot b \cdot t = 0,375 \text{ cm}^2$$

On adoptera 1 cadre $\varnothing 12$ chaque 6 cm.

Armatures de répartition

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h_t = 4,25 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A_r = 4,71 \text{ cm}^2$ soit 6 T10

Armatures d'angles

$$\bar{\sigma}_b = 28,49 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures d'angles sont donc nécessaires

$$0,06 \bar{\sigma}_b' = 16,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_x \geq 0,0015 b \cdot h = 3,11 \text{ cm}^2$$

On adoptera soit $A_x = 3,14 \text{ cm}^2$ donc : 2 T10 dans chaque angle.
soit 4 T10

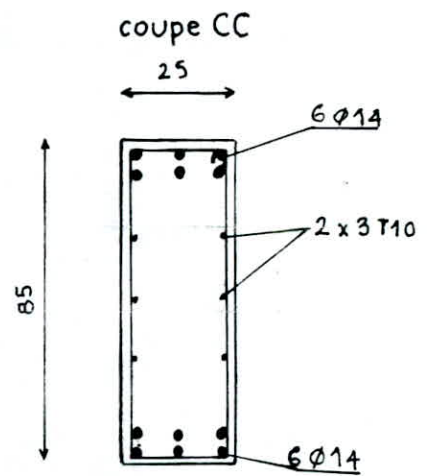
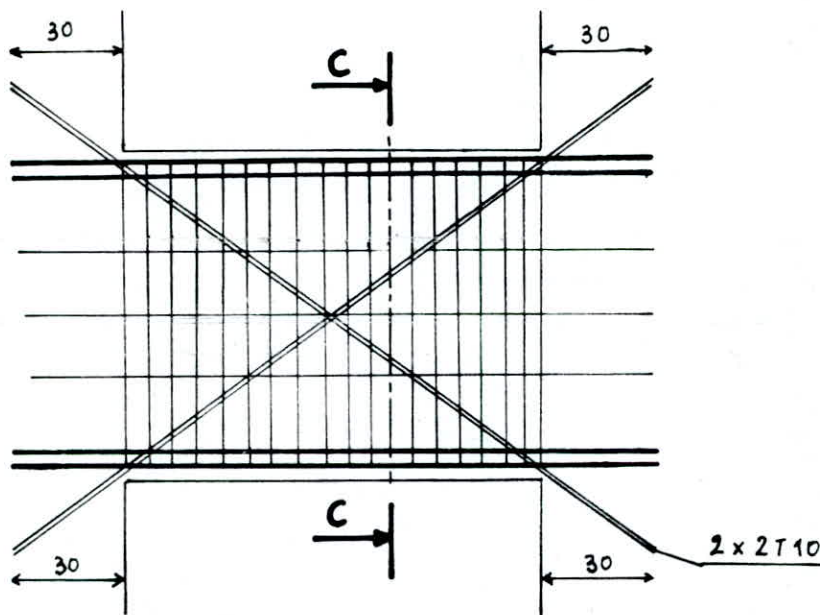


Schéma de ferrailage du linteau

Tableau 1 donnant le ferrailage des linteaux suivant les niveaux

	T (t)	M (tm)	M _{rb} (tm)	A _L (cm ²)	∅ _L	max (σ _s , σ _s) (kg/cm ²)	G _a (kg/cm)	σ _b ' (kg/cm ²)	G _b (kg/cm)	t (cm)	A _t (cm ²)	∅ _E	A _R (cm ²)	∅ _R	A _s (cm ²)	∅ _s
L _{1,2,5}	71,24	29,80	57,86	10,05	5 T16	5012,50	3991,70	122,50	39,24	6	1,54	1 T14	4,71	6 T10	4,52	4 T12
L ₃	51,73	25,70	63,38	9,23	6 T14	5485,47	3739,50	109,00	28,49	6	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₄	42,45	19,80	74,00	9,23	6 T14	5387,40	3867,90	94,30	23,37	8	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₆	63,61	34,30	36,80	12,06	6 T16	6011,95	3909,10	159,00	43,80	5	1,13	1 T12	3,92	5 T10	3,14	4 T10
L ₇	6,10	7,65	90,66	4,52	4 T12	4813,60	2221,60	48,70	4,20	15	0,78	1 T10	3,92	5 T10	-	-
L ₈	3,59	1,45	225,96	4,52	4 T12	4813,60	421,00	9,23	2,47	15	0,78	1 T10	3,92	5 T10	-	-
L ₉	6,03	5,66	152,42	5,65	5 T12	4813,60	1315,80	28,80	3,32	12	0,78	1 T10	4,71	6 T10	-	-
L _{1,2,5}	64,69	27,05	61,30	9,25	6 T14	5485,50	3930,20	114,60	35,60	5	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₃	45,07	22,41	68,90	7,70	5 T14	4971,70	3871,00	101,60	24,80	7	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₄	36,93	23,90	68,50	7,70	5 T14	4971,70	4132,70	108,50	20,34	8	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₆	62,68	33,79	37,20	12,06	6 T16	6011,96	3851,70	151,04	43,15	5	1,13	1 T12	3,92	5 T10	3,14	4 T10
L ₇	6,02	7,56	91,35	4,52	4 T12	4813,60	2197,00	48,20	4,14	15	0,78	1 T10	3,92	5 T10	-	-
L ₈	3,54	1,42	225,90	4,52	4 T12	4813,60	412,90	9,05	2,44	15	0,78	1 T10	3,92	5 T10	-	-
L ₉	5,97	5,62	152,93	5,65	5 T12	4813,60	1306,00	28,60	3,29	12	0,78	1 T10	4,71	6 T10	-	-
L _{1,2,5}	55,94	23,37	67,17	7,70	5 T14	4971,70	4037,30	105,90	30,81	6	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₃	37,50	18,63	77,15	6,15	4 T14	4352,00	3391,50	91,98	20,65	8	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₄	30,74	19,91	74,00	6,78	6 T12	5387,40	3884,40	94,74	16,93	10	1,13	1 T12	4,71	6 T10	3,14	4 T10
L ₆	57,88	31,19	39,13	12,06	6 T16	6011,96	3554,90	139,41	39,84	5	1,13	1 T12	3,92	5 T10	3,14	4 T10
L ₇	5,66	7,17	94,10	4,52	4 T12	4813,60	2083,00	45,70	3,90	15	0,78	1 T10	3,92	5 T10	-	-
L ₈	3,30	1,32	236,90	4,52	4 T12	4813,60	384,40	8,40	2,27	15	0,78	1 T10	3,92	5 T10	-	-
L ₉	5,62	5,30	157,60	5,65	5 T12	4813,60	1231,00	27,00	3,10	12	0,78	1 T10	4,71	6 T10	-	-

RDC et 1^{er} niveau

2nd et 3^{em} niveau

4^{em} et 5^{em} niveau

Tableau 2 donnant le ferrailage des linteaux suivant les niveaux

	T (t)	M (tm)	M _{rb} (tm)	A _L (cm ²)	∅ _L	max σ ₁ , σ ₂ (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)	σ _b ' (kg/cm ²)	ε _b (kg/cm ²)	t (cm)	A _t (cm ²)	∅ _t	A _R (cm ²)	∅ _R	A _x (cm ²)	∅ _x
L _{1,2,5}	43,66	18,22	78,02	6,15	4T14	4352	3904	89,9	24,0	6	1,13	1T12	4,71	6T10	3,14	4T10
L ₃	28,51	14,14	90,42	5,65	5T12	4814	3285	72,0	15,7	10	1,13	1T12	4,71	6T10	-	-
L ₄	23,42	15,15	86,97	5,65	5T12	4814	3220	77,2	12,9	10	0,78	1T10	4,71	6T10	-	-
L ₆	49,21	26,51	43,26	3,23	6T14	6122	3894	129,8	33,8	7	1,13	1T12	3,92	5T10	3,14	4T10
L ₇	4,99	6,46	99,89	4,52	4T12	4814	1876	41,1 ²	3,4	15	0,78	1T10	3,92	5T10	-	-
L ₈	2,88	1,14	256,30	4,52	4T12	4814	331	7,3	1,9	15	0,78	1T10	3,92	5T10	-	-
L ₉	4,98	4,72	167,90	5,65	5T12	4814	1098	24,1	2,7	12	0,78	1T10	4,71	6T10	-	-
L _{1,2,5}	28,05	11,67	101,60	5,65	5T12	4814	2712	59,5	15,5	8	0,78	1T10	4,71	6T10	-	-
L ₃	17,92	8,84	118,83	5,65	5T12	4814	2055	45,1	9,9	12	0,78	1T10	4,71	6T10	-	-
L ₄	14,83	9,56	113,66	5,65	5T12	4116	2222	48,7	8,2	12	0,78	1T10	4,71	6T10	-	-
L ₆	36,71	19,77	52,08	6,78	6T12	4814	3894	108,2	25,3	9	1,13	1T12	3,92	5T10	3,14	4T10
L ₇	4,04	5,43	109,90	4,52	4T12	4814	1580	34,6	2,8	15	0,78	1T10	3,92	5T10	-	-
L ₈	2,28	0,89	289,30	4,52	4T12	4814	258	5,7	1,6	15	0,78	1T10	3,92	5T10	-	-
L ₉	4,04	3,88	186,00	5,65	5T12	4814	903	19,8	2,2	12	0,78	1T10	4,71	6T10	-	-

6^{ème} et 7^{ème} niveau

du 8^{ème} au dernier niveau

Rmq: La longueur d'anerage des barres d'acier des différents linteaux est prise égale à 30 cm.

$$d \geq \frac{h}{4} + 50\phi \quad \text{si on prend le } \phi_{\max} \text{ c'est à dire } \phi = 16 \text{ mm, et } h = 85 \text{ cm on trouve : } d \geq 29,25 \text{ cm}$$

d'où d = 30 cm.

Ferrailage du Voile périphérique

Conformément aux règles parasismiques (RPA 81) on a prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau du premier plancher au dessus-du sol. Ce voile avec les autres éléments de structure (voiles) au dessous du niveau de base va permettre de ceinturer le bâtiment et de réaliser une infrastructure rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la structure.
- Limiter les tassements différentiels.

Ce voile sera ferrailé conformément d'après les règles parasismiques Algérien :

. Dimension du Voile : hauteur : 2 m

épaisseur : 0,30 m

. Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures :

$A \geq 0,20\%$ de la section transversale du béton.

soit $A \geq 0,2 \times 30 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$ par face et par m.l de longueur

On adoptera :

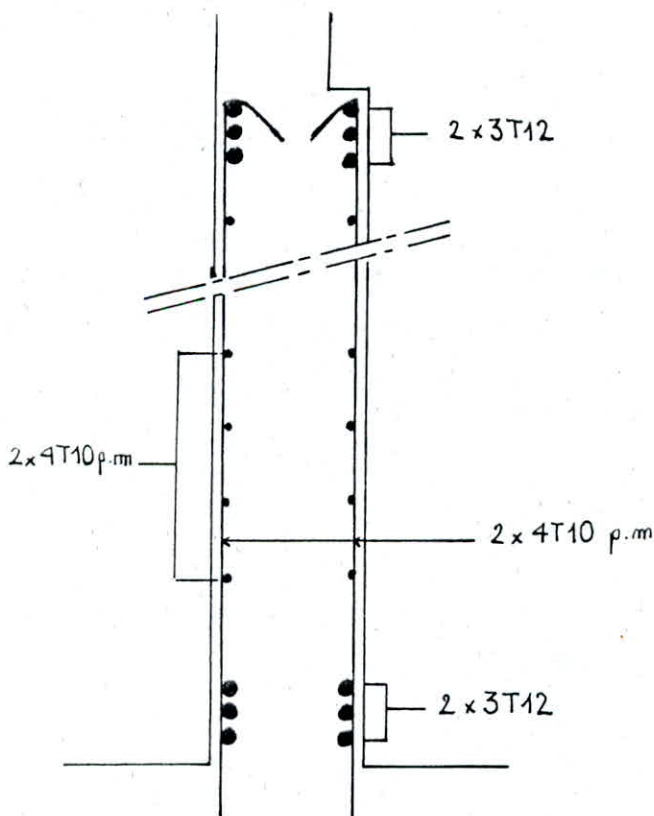
6 T12 soit $A = 6,78 \text{ cm}^2$

. Longueur de recouvrement : $l_c \geq 50 \phi$ soit $l_c = 60 \phi = 72 \text{ cm}$

. Armatures longitudinales de peau : $A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par m.l de hauteur

On adoptera : 4 T10 par face et par m.l

Schéma de ferrailage du Voile périphérique :



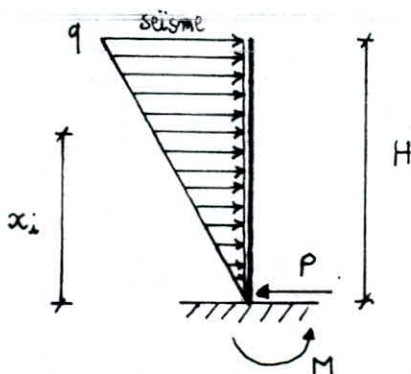
Calcul
de la
Deformée

Le contreventement du bâtiment étant réalisé par une structure à voiles porteurs, nous devons nous assurer que les déformations subies par la structure restent dans les limites acceptables; et vérifier en particulier les déplacements relatifs latéraux d'étages adjacents; qui ne doivent pas, selon les prescriptions du RPA (art 3.3.7.1) dépasser 0,0075 fois la hauteur d'étage.

Le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du bâtiment.

Pour avoir les déplacements relatifs réels; il suffira de multiplier les déplacements de calcul par $\frac{1}{2B}$ (RPA art 3.3.7.1) le rapport $\frac{1}{2B}$ ne doit pas être plus petit que 1,0 B: étant le facteur de comportement de la structure.

- Pour la détermination des déplacements; on considère le bâtiment comme étant une console encastrée soumise à une charge triangulaire due au séisme.



la valeur du moment fléchissant à un niveau x_i

$$M_{x_i} = -q \frac{x_i^3}{6H} + q \frac{H}{2} x_i - q \frac{H^2}{3}$$

D'après les règles de la R.D.M la valeur de la flèche à un niveau x_i

$$f_i = \frac{qH x_i^2}{120EI H^2} (20H^3 - 10H^2 x_i + x_i^3)$$

or $\frac{qH}{2} = P$

$$f_i = \frac{P x_i^2}{60EI H^2} (20H^3 - 10H^2 x_i + x_i^3)$$

le déplacement relatif admissible entre 2 étages adjacents (RPA.3.3.7.8)

$$\text{est } \bar{f}_a = 7,5 \times 10^{-3} \times h = 7,5 \times 10^{-3} \times 3,07 = 2,3 \times 10^{-2} \text{ m} \rightarrow \boxed{\bar{f}_a = 2,3 \text{ cm}}$$

le déplacement relatif entre 2 étages adjacents :

$$f_i \text{ rel} = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2B} = (f_i - f_{i-1}) \times \frac{1}{2 \times \frac{1}{3}}$$

B : facteur du comportement de la structure = $\frac{1}{3}$ (déterminé précédemment)

$$f_i \text{ rel} = (f_i - f_{i-1}) \times 1,5$$

Données : $H = 33,77 \text{ m}$; $h = 3,07 \text{ m}$; $P_x = 339,63 \text{ t}$; $P_y = 446,44 \text{ t}$

$I_{\text{long}} = 125,98 \text{ m}^4$; $I_{\text{trans}} = 138,58 \text{ m}^4$; $E_i = 21000 \sqrt{\sigma_i} = 345065,21 \text{ bar}$

Déplacements latéraux et déplacements relatifs

niveau	Sens transversal		Sens longitudinal	
	$f_i (10^{-3} \text{ m})$	$f_i \text{ rel} (10^{-3} \text{ m})$	$f_i (10^{-3} \text{ m})$	$f_i \text{ rel} (10^{-3} \text{ m})$
11	5,0	—	7,2	—
10	4,3	1,05	6,3	1,35
9	3,7	0,90	5,4	1,35
8	3,1	0,90	4,5	1,35
7	2,5	0,90	3,7	1,20
6	2,0	0,75	2,8	1,35
5	1,4	0,90	2,1	1,05
4	1,0	0,60	1,4	1,05
3	0,6	0,60	0,8	0,90
2	0,3	0,45	0,4	0,60
1	0,07	0,35	0,1	0,45
0	0	0,11	0	0,15

Conclusion : Les déplacements latéraux relatifs d'étages adjacents ; calculés sont inférieurs à $\bar{f}_a = 23 \times 10^{-3} \text{ m}$

Calcul
des
FONDATIONS

Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$
 Le calcul préliminaire a montré que l'adoption des semelles plantées (isolées) pour notre fondation d'ouvrage conduit à l'occupation totale de l'espace constitué par la zone inter-axiale des voiles

- Au sol :
- de l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs
 - Le nombre élevé de voiles
 - Le rapprochement des voiles trop chargés
 - La portance assez faible du sol
 - Des désordres ultérieurs qui peuvent résulter de tassements éventuels

Le type de fondation retenu est le Radier général car :

- Il répartit sur le sol de fondation l'ensemble des charges qui lui sont transmises par les voiles
- Il est capable de réduire les désordres dus aux divers tassements.

Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante, assimilable du point de vue calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme.

La descente de charge nous donne : Le poids total de la construction par la combinaison du 1^{er} genre

$$N = G + 1,2 P = 3815,58 + 1,2(445,50) = 4350,18 \text{ t}$$

Dimensionnement du Radier :

* surface du radier nécessaire :
$$S = \frac{N}{\sigma_{sac}} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4350,18}{20} = 217,51 \text{ m}^2$$

* surface du radier avec débord : or $S_0 = \text{surface du bâtiment} = 226 \text{ m}^2$
 on constate que $S_{nec} \approx S_0$ donc le choix d'un radier est judicieux
 Etant donné que le débord est obligatoire, le règlement prescrit un débord $\geq 30 \text{ cm}$
 Nous adopterons un de 1,00 m afin de faciliter l'exécution et les calculs.
 d'où $S_{rad} = S_0 + S_{deb} = 226 + 69,2 = 295,20 \text{ m}^2 = S_{rad}$

* pression sous le radier sans tenir compte de son poids :

$$P_{rad} = q = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{4350,18}{295,20} = 14,74 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

* épaisseur du radier : Elle doit être $> 25 \text{ cm}$ et elle sera déterminée en fonction de :

- Condition de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

avec $T_{max} = q \frac{l}{2} = 14,74 \times \frac{3,20}{2} = 23,58 \text{ t/ml}$ ($l = 3,20 \text{ m}$ portée max entre 2 voiles)
 $b = 100 \text{ cm}$

d'où $h \geq \frac{8 \times 23,58 \times 10^3}{7 \times 100 \times 1,15 \times 5,3} = 39,70 \text{ cm}$

- Condition forfaitaire : $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = 32 \text{ cm}$

donc on adopte une épaisseur $h_t = h + d = 40 + 5 = 45 \text{ cm} = h_t$

Vérification à la rigidité : Le radier est rigide si sa longueur élastique vérifie :

$$\frac{2}{\pi} (l_i - a) \leq l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\rightarrow h \geq \left[\left((l_i - a) \frac{2}{\pi} \right)^4 \times \frac{12K}{4E} \right]^{1/3}$$

$K = \text{coeff}^t \text{ d'un sol moyen} = 4$

$$h \geq \left[\left((300 - 20) \cdot \frac{2}{\pi} \right)^4 \times \frac{12 \times 4}{4 \times 2 \times 10^5} \right]^{1/3}$$

a : épaisseur du voile = 20 cm

l_i : la plus petite portée = 300 cm

E : $2 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ module d'élasticité du béton

$h \geq 39 \text{ cm}$ (vérifiée) on peut considérer le radier rigide

Vérification au poinçonnement: (CCBA 68 art. 39.54)

nous la ferons avec un des voiles, les plus chargés par exemple le voile transversal V_{t-5}

$V_{t-5} \rightarrow (N = G + 1,2P = 330,77 \text{ t}; l = 10,00 \text{ m})$

Cond^t de non poinçonnement: $1,5 \frac{N_0}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

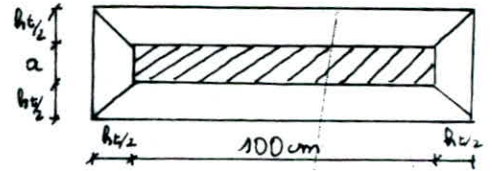
P_c : périmètre du contour cisailé sur la ligne moyenne du radier

$P_c = 2(u + v)$ diffusion à 45°

$u = a + h_t = 20 + 45 = 65 \text{ cm}$

$v = b + h_t = 100 + 45 = 145 \text{ cm}$

$P_c = 2[65 + 145] = 420 \text{ cm}$



$N_0 = \frac{330,77}{10,00} = 33,08 \text{ t/ml}$

d'où $1,5 \cdot \frac{33,08 \times 10^3}{420 \times 45} = 2,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

donc pas de risque de poinçonnement.

Stabilité du Radier:

1) sollicitation du 1^{er} genre: Poids du radier $G_{rad} = 0,45 \times 295,2 \times 2,5 = 332,10 \text{ t}$

$N = G + G_{rad} + 1,2P = 3815,58 + 332,10 + 1,2(445,5) = 4682,28 \text{ t}$

la pression de contact sur le sol $\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{4682,28}{295,2} = 15,86 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$

2) sollicitation du 2^{ème} genre: Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et l'effort Normal N qui agissent au niveau de la base.

nous devons éviter un décollement excessifs des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité et par conséquent celle du bâtiment. La vérification se fera en calculant les contraintes σ_1 et σ_2 :

$\sigma_{1,2} = \frac{N_{max}}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot v}{I_{radier}}$

$I_x = I_t = 24,6 \times \frac{12^3}{12} = 3542,40 \text{ m}^4$

$I_y = I_l = 12,00 \times \frac{(24,6)^3}{12} = 14886,94 \text{ m}^4$

$N_{max} = G + G_{rad} + P = 4593,18 \text{ t}$ et $z = 2,40 \text{ m}$

$M_x = M_{ox} + H_{ox} \cdot z = M_t = 7973,64 + (339,63 \times 2,4) = 8788,75 \text{ t.m}$

$M_y = M_{oy} + H_{oy} \cdot z = M_l = 10481,41 + (446,44 \times 2,4) = 11552,87 \text{ t.m}$

sens longitudinal: $\sigma_{1,2} = \frac{4593,18}{295,2} \pm \frac{11552,87}{14886,94} \times 12,30$

d'où $\begin{cases} \sigma_1 = 25,1 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 6,02 \text{ t/m}^2 > 0 \end{cases}$



on doit vérifier que:

$\sigma(\frac{L}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 20,33 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 26,6 \text{ t/m}^2$

$\sigma_1 = 25,1 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2$ (vérifiée)

sens transversal: $\sigma_{1,2} = \frac{4593,18}{295,2} \pm \frac{8788,75}{3542,40} \times 6,00$

d'où $\sigma_1 = 30,40 \text{ t/m}^2$ et $\sigma_2 = 0,67 \text{ t/m}^2$

on doit vérifier que:

$\sigma(\frac{L}{4}) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 22,63 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 26,6 \text{ t/m}^2$

$\sigma_1 = 30,40 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 20,4 = 30,60 \text{ t/m}^2$ (vérifiée)

Détermination de la sollicitation la plus défavorable:

Le radier sera calculé avec la sollicitation la plus défavorable qui est déterminé par comparaison des rapports suivants :

$$\frac{q'_{sp1}}{\sigma_a} \text{ et } \frac{q'_{sp2}}{\sigma_{en}}$$

q_{sp1} et q_{sp2} sont respectivement les contraintes maximales produites sous le radier sous les combinaisons du 1^{er} genre et du 2^{ème} genre en négligeant le poids du radier.

$$\begin{cases} q'_{sp1} = q_{sp1} - q_{rad} = 15,86 - \frac{332,1}{295,2} = 14,73 \text{ t/m}^2 \\ q'_{sp2} = q_{sp2} - q_{rad} = 30,40 - \frac{332,1}{295,2} = 29,27 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\frac{q'_{sp1}}{\sigma_a} = \frac{14,73}{28000} = 5,26 \times 10^{-4} < \frac{q'_{sp2}}{\sigma_{en}} = \frac{29,27}{42000} = 6,97 \times 10^{-4}$$

La sollicitation du 2^{ème} genre est la plus défavorable d'où la contrainte à considérer pour le calcul du radier est $q = 29,27 \text{ t/m}^2$

Détermination des efforts et ferraillage des Panneaux de dalles:

Les panneaux de dalles sont appuyés sur 4 côtés et les efforts seront déterminés avec la méthode forfaitaire exposée dans l'annexe A2 du CCBA 68 et dans l'ouvrage de M. BELAZOUGHI. Les panneaux de dalles du radier ont même dimension que celle du plancher terrasse (voir représentation dans le chapitre "Calcul des Planchers")

Soit un panneau de dalle reposant sur 4 côtés et de dimensions entre nus d'appuis : l_x et l_y avec ($l_x \leq l_y$). On suppose que $0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$; q : charge uniformément répartie/m²

On considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur :

- dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$ (μ_x et μ_y données en fct de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ tableau p161 Belazoughi.)

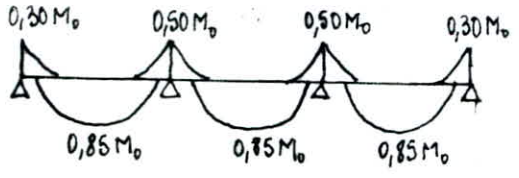
Etant donné que nous sommes dans le cas de dalles continues, on fera tout d'abord le calcul des moments dans le panneau comme s'il était librement appuyée soit M_{0x} et M_{0y} en vérifiant l'inégalité suivante :

$$M_E + \frac{M_W + M_C}{2} \geq 1,25 M_0$$

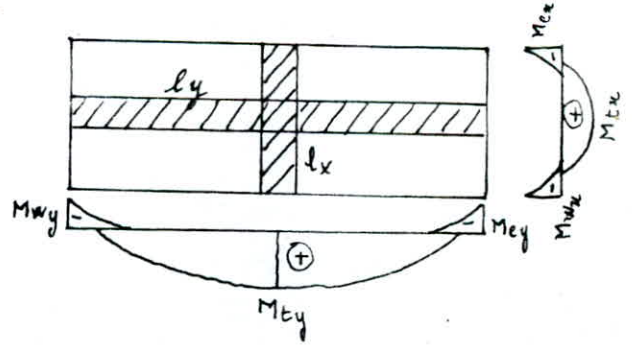
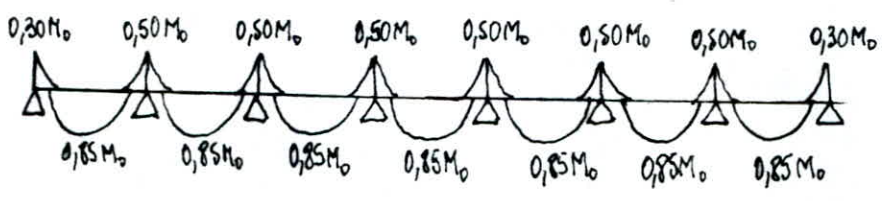
$$0,75 M_0 \leq M_E \leq M_0$$

$$0,40 M_0 \leq (M_W, M_C) \leq M_0$$

sens l_y :



sens l_x :



Exemple de Calcul: Panneau de dalles ① et ②

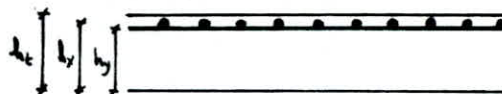
$$\begin{cases} l_x = 3,00 \text{ m} \\ l_y = 4,17 \text{ m} \end{cases} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,72 \quad \text{on tire } \begin{cases} \mu_x = 0,0705 \\ \mu_y = 0,575 \end{cases} \quad \text{et } q = 29,27 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } M_{0x} &= \mu_x q l_x^2 = 0,0705 \times 29,27 \times (3)^2 = 18,57 \text{ t.m} \\ M_{0y} &= \mu_y \cdot M_{0x} = 0,575 \times 18,57 = 10,68 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Dans le sens l_x : $M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 15,78 \text{ t.m}$ et $M_{appx} = 0,50 M_{0x} = 9,28 \text{ t.m}$

ferailage: on choisit $\phi_x = 12 \text{ mm}$ et $\phi_y = 10 \text{ mm}$
 $e = \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h_x = h_t - e - \frac{\phi_x}{2} = 45 - 5 - \frac{1,2}{2} = 39,40 \text{ cm.} \\ h_y = h_t - e - \frac{\phi_y}{2} = 45 - 5 - \frac{1,2}{2} = 38,30 \text{ cm.} \end{cases}$$



$$\text{on a } \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \mu_{tx} = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = 0,0363 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9186 \\ \kappa = 46,4 \end{cases} \quad \text{et } \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 90,52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = 10,38 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{appx} = 0,0213 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9359 \\ \kappa = 63 \end{cases} \quad \text{et } \bar{\sigma}_b' = 66,67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$$

$$A_{appx} = 5,99 \text{ cm}^2$$

- Dans le sens l_y : $M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 9,08 \text{ t.m}$ et $M_{appy} = 0,50 M_{0y} = 5,34 \text{ t.m}$
 $M_{appy, rive} = 0,30 M_{0y} = 3,20 \text{ t.m}$

$$\mu_{ty} = 0,0221 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9351 \\ \kappa = 62 \end{cases} \quad \text{et } \bar{\sigma}_b' = 67,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0$$

$$\text{d'où } A_{ty} = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{appy} = 0,0130 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9492 \\ \kappa = 83,5 \end{cases} \quad \text{et } \bar{\sigma}_b' = 50,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0 \quad \text{et } A_{appy} = 3,50 \text{ cm}^2$$

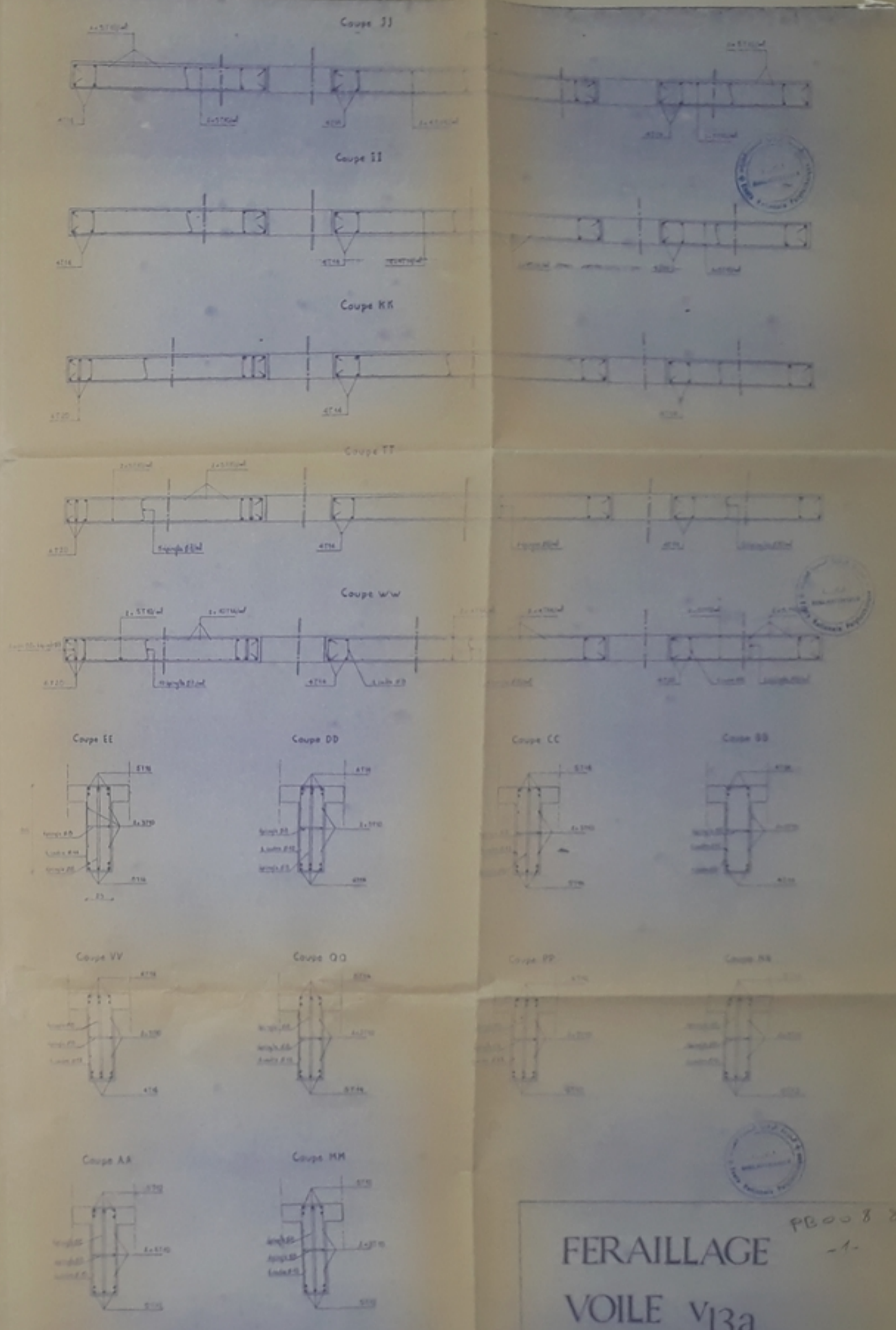
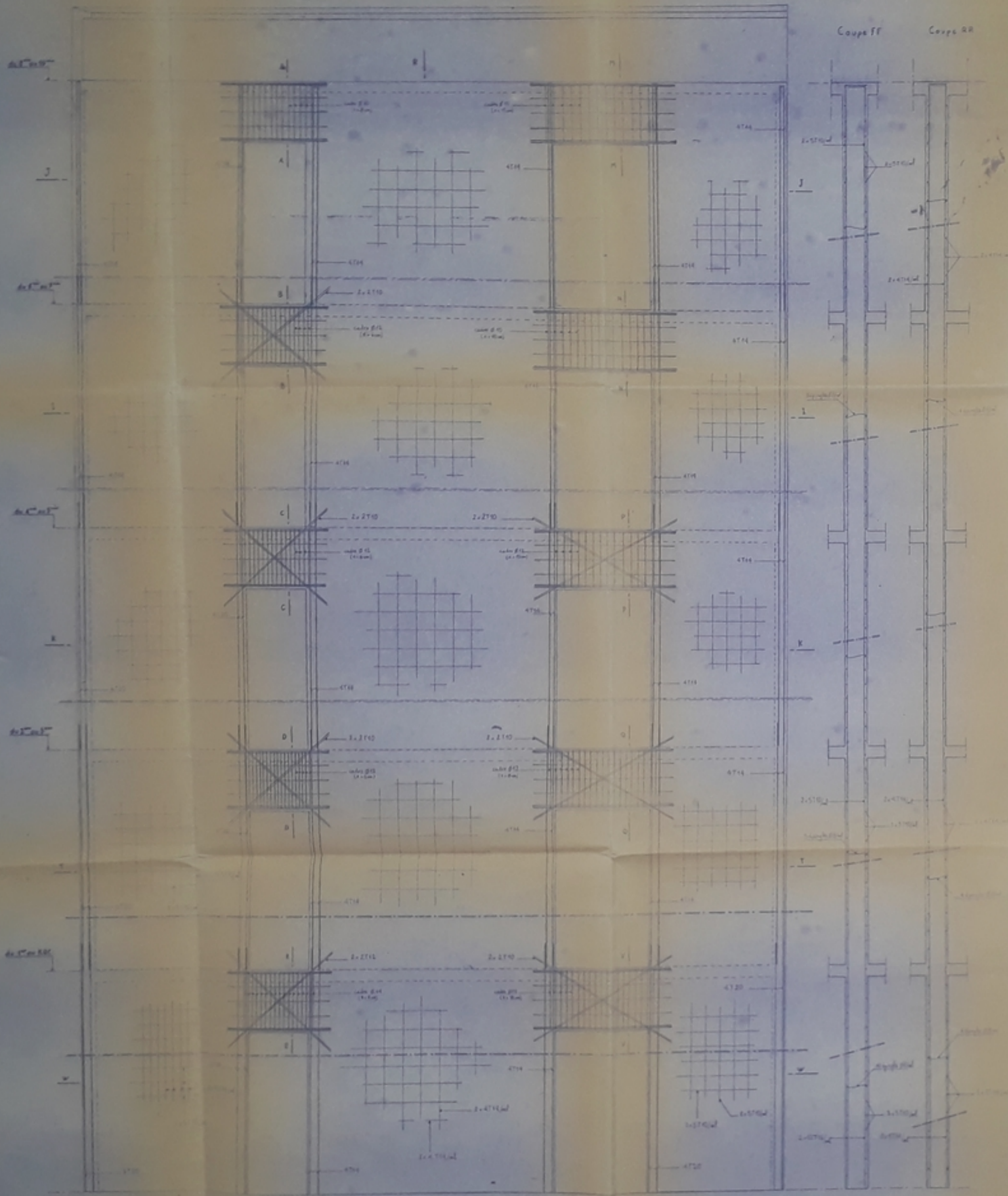
$$\mu_{appy, rive} = 0,0078 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9603 \\ \kappa = 111 \end{cases} \quad \text{et } \bar{\sigma}_b' = 37,83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0 \quad \text{et } A_{appy, rive} = 2,07 \text{ cm}^2$$

Tous les résultats des différents Panneau de dalles sont récapitulés sous forme d'un tableau à la page suivante.

Tableau récapitulatif du ferrailage des panneaux de dalles du Radier :

(la représentation des panneaux de dalles sont les mêmes que celles du plancher terrasse)

	① et ②	①' et ②' en rives	③	③' en rive	⑤	⑦
l_x	3,00	3,00	1,45	1,45	3,00	2,70
l_y	4,17	4,17	3,00	3,00	7,00	3,00
$\rho = l_x/l_y$	0,72	0,72	0,48	0,48	0,43	0,90
μ_x	0,0705	0,0705	0,0399	0,0399	0,1067	0,0511
μ_y	0,575	0,575	0,311	0,311	0,270	0,831
M_{0x} (t.m)	18,57	18,57	6,15	6,15	28,11	10,90
M_{0y} (t.m)	10,68	10,68	1,91	1,91	7,59	9,06
M_{tx} (t.m)	15,78	15,78	5,23	5,23	23,89	9,26
M_{appx} (t.m)	9,28	9,28	3,07	3,07	14,05	5,45
M_{appx} rive (t.m)	9,28	5,57	3,07	3,07	14,05	3,27
M_{ty} (t.m)	9,08	9,08	1,62	1,62	6,45	7,70
M_{appy} (t.m)	5,34	5,34	0,95	0,95	3,79	4,53
M_{appy} rive (t.m)	3,20	3,20	0,95	0,57	2,28	4,53
A_{t_x} (cm ²)	10,38	10,38	3,32	3,32	16,00	5,98
A_{t_x} (adoptée) (cm ²)	10HA12	10HA12	3HA12	3HA12	15HA12	6HA12
e (cm)	10	10	30	30	7	16
A_{t_y} (cm ²)	6,04	6,04	1,04	1,04	4,24	5,09
A_{t_y} (adoptée) (cm ²)	8HA10	8HA10	3HA8	3HA8	6HA10	7HA10
e (cm)	12	12	30	30	16	14
A_{appx} (cm ²)	5,99	5,99	1,93	1,93	9,20	3,47
A_{appx} (adoptée) (cm ²)	8HA10	8HA10	3HA10	3HA10	12HA10	5HA10
e (cm)	12	12	30	30	8	20
A_{appy} (cm ²)	3,50	3,50	0,61	0,61	2,46	2,95
A_{appy} (adoptée) (cm ²)	5HA10	5HA10	3HA8	3HA8	4HA10	4HA10
e (cm)	20	20	30	30	25	25
A_{appx} rive (cm ²)	5,99	3,55	1,93	1,93	9,20	2,06
A_{appx} rive (cm ²) (adoptée)	8HA10	5HA10	3HA10	3HA10	12HA10	3HA10
e (cm)	12	20	30	30	8	30
A_{appy} rive (cm ²)	2,07	2,07	0,61	0,36	1,47	2,95
A_{appy} rive (cm ²) (adoptée)	3HA10	3HA10	3HA8	3HA8	3HA10	4HA10
e (cm)	30	30	30	30	30	25

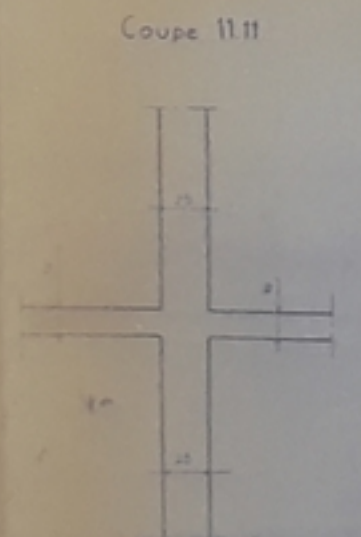
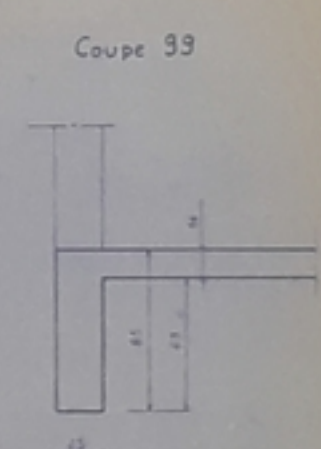
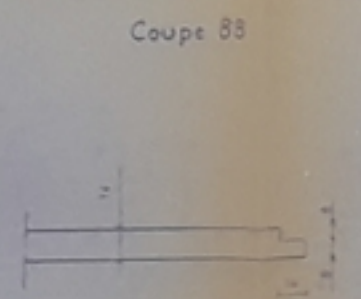
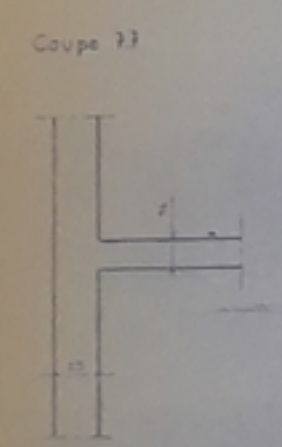
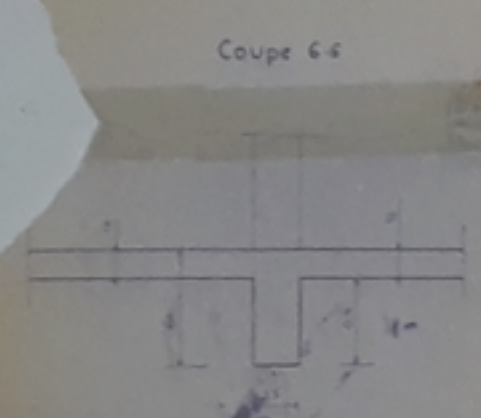
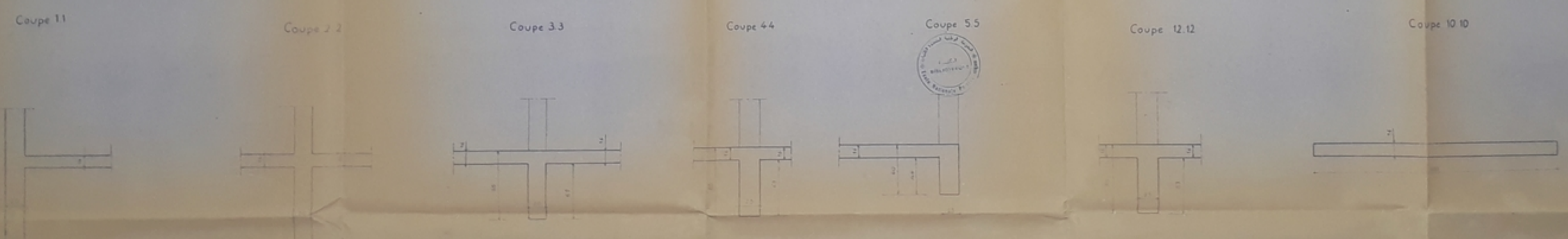
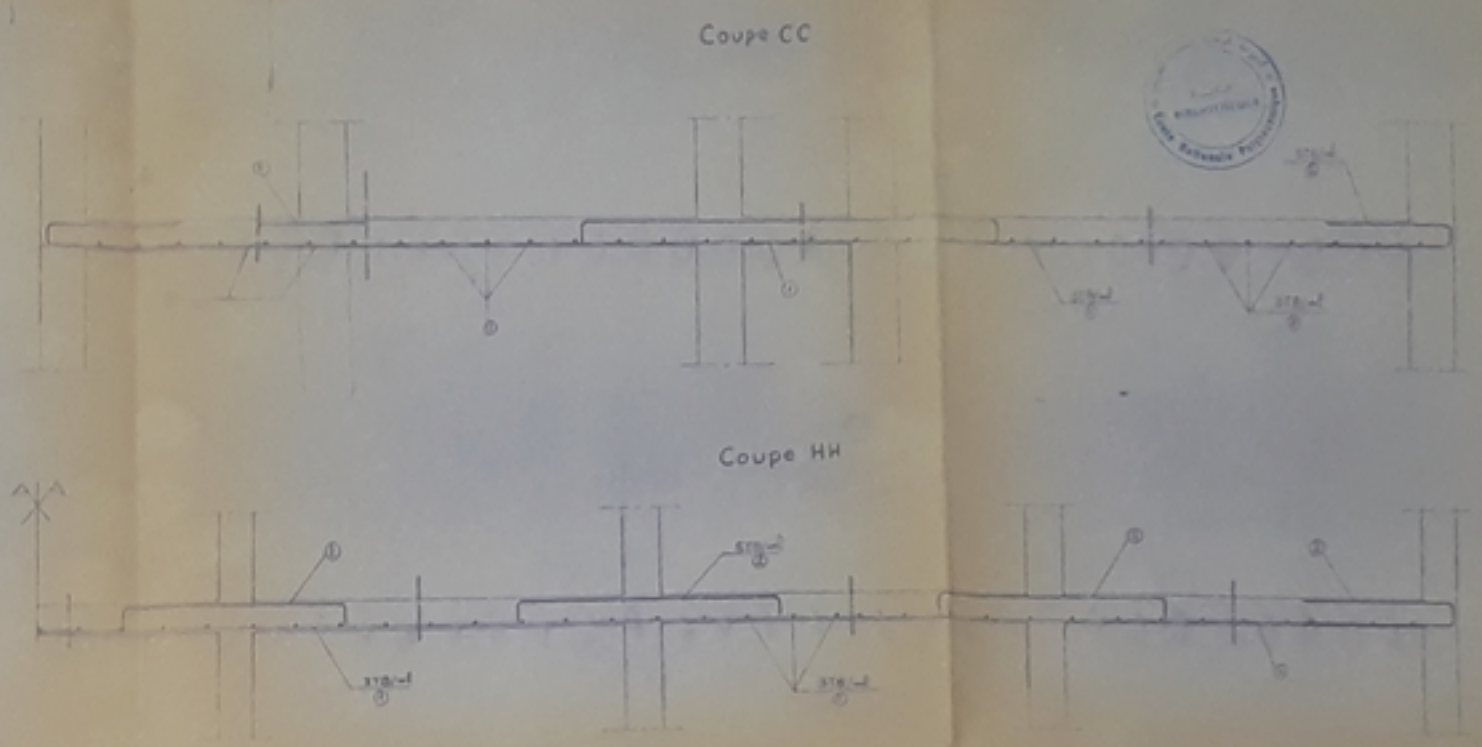
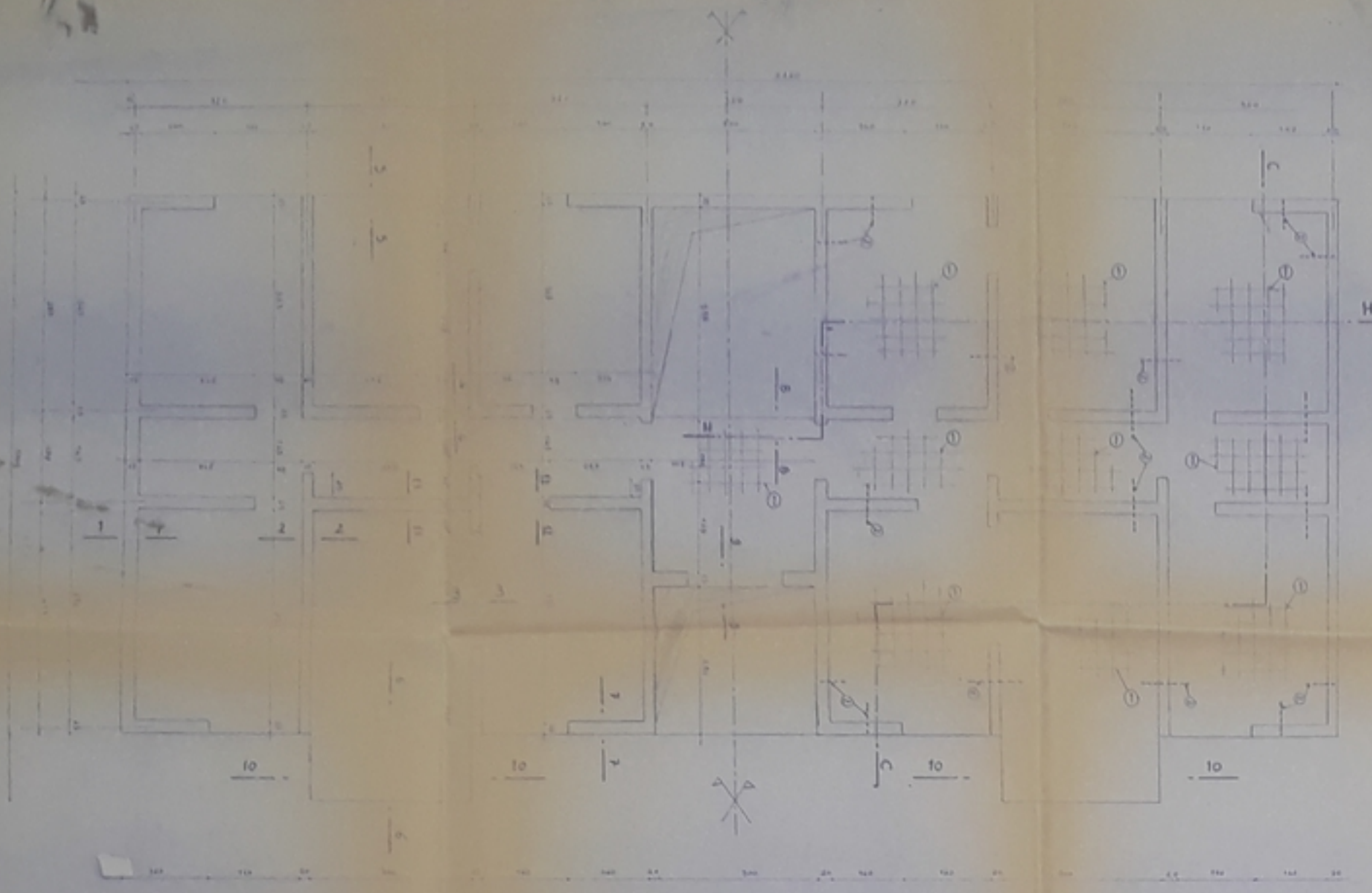


PB 00 8 88
-1-

FERAILLAGE
VOILE V13a
BAT - (R+10)

DIOUADI, S
 SOUTTOU, M

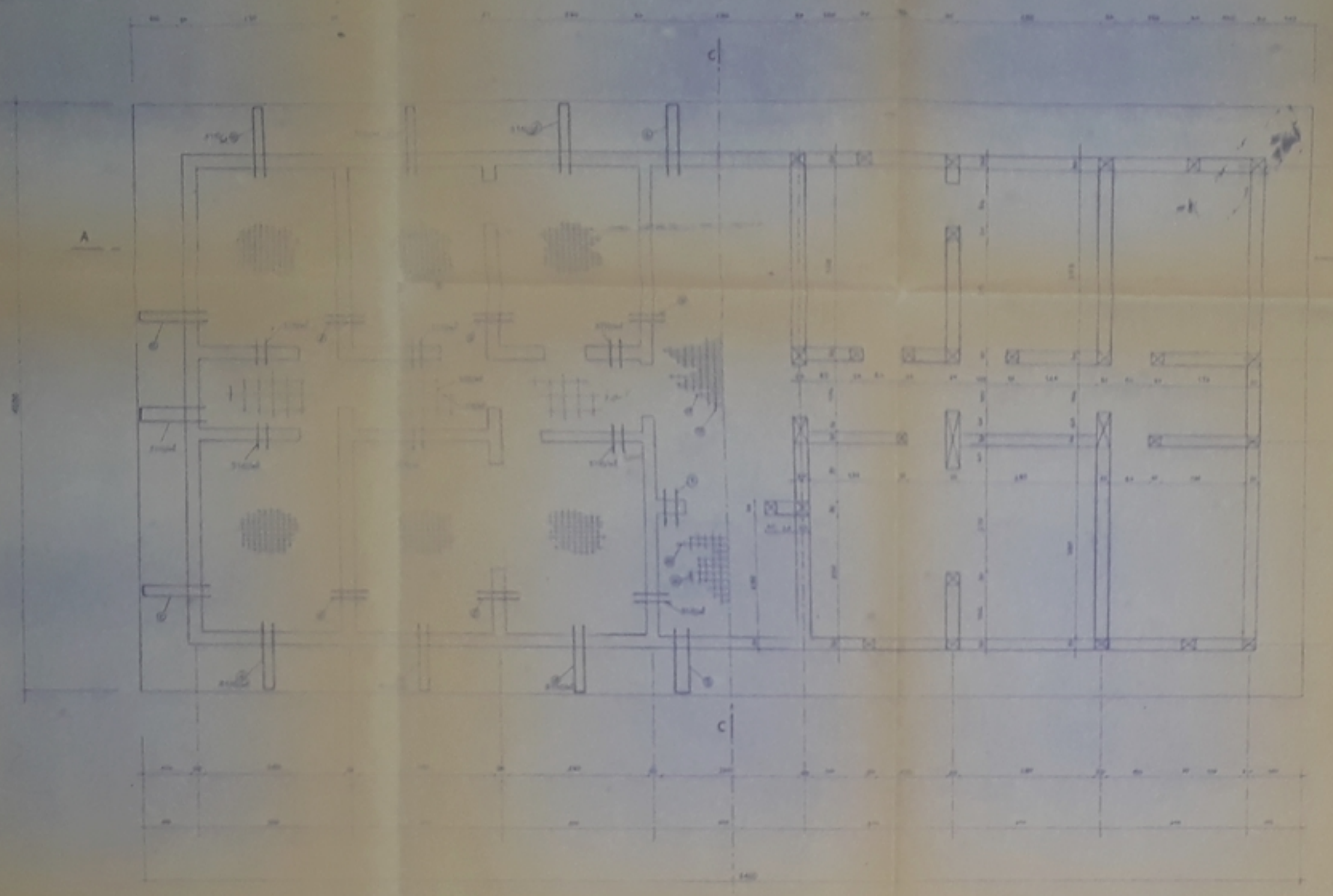
échelle: 1/20
 1/25



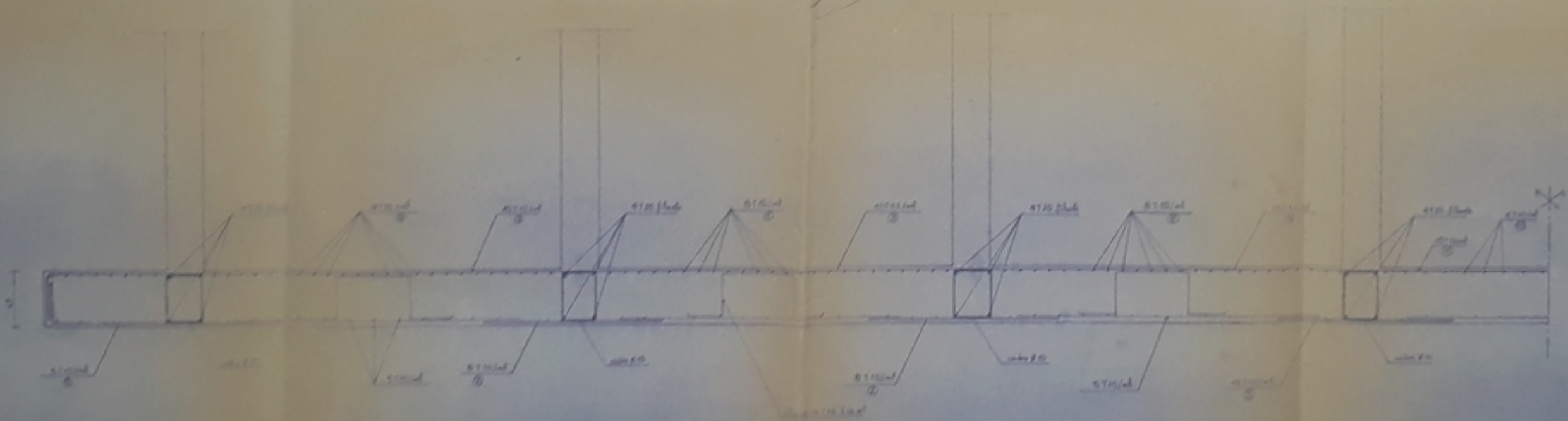
PC 007 58
- 2 -

cof — fer
Plancher
ETAGE COURANT

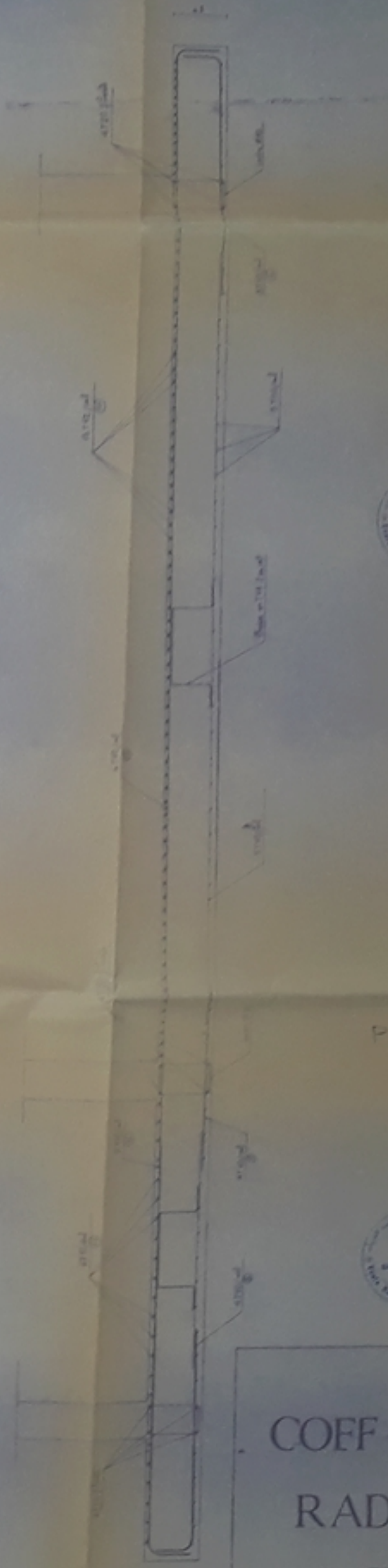
SAUTOU M
D. STANIS



Coupe AA



Coupe CC



PE 009 88
-3-

COFF — FERA
RADIÉ
BAT — R + 10

