



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Envue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option : construction civil et industrielle

Thème : Etude d'un bâtiment R+8 à usage
d'habitation
contreventé par des voiles et portiques



Encadré par :

MR SAAD M.

Elaboré par:

***TIKOBAINI Naima
YANINA Sabrina***

Promotion 2012-2013

REMERCIEMENT


Nos remerciements et notre profonde gratitude s'adressent avant tout au bon dieu.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères à notre promoteur M^r SAAD Mohammed, pour son aides précieux, ses encouragements, et pour ses précieux conseils et sa disponibilité.

Nos remerciements s'adressent également à M^r BOUKAIS.S qui à été notre mur de soutien pendant tout le cursus de notre spécialité et aussi M^r MEGHLAT.M pour avoir contribué au bon déroulement de notre projet et aussi a l'ingénieur CHIBANI.S qui nous a confié ce projet et pour ses conseils et orientations.

Nos remerciements les vifs et les plus profondes vont également à M^r MINOUIR.B qui nous a vraiment aidés.

Nos vifs remerciements iront également aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger et d'enrichir par leur proposition notre projet.



...

Je dédie ce modeste travail à

La mémoire de mes grands parents

Mes très cher parents qui m'ont toujours soutenu toute au long de ma vie

Mes frères :

Hamid qui était un exemple pour moi

Djamel et sa femme Samia et leur petite ange Meriem


Mon jumeau M'hand

Ma binôme Sabrina et sa famille

Mes amis(es) et toute la promotion C.C.I 2012/2013

Naima

...



Je dédie ce modeste travail à

La mémoire de mon père, ma grande mère et la plus belle étoile qui puisse
exister dans l'univers ma chère arrière grand mère.

Ma très chère mère qui a été à mes cotes et ma soutenus durant toute ma
vie, que dieu puisse m'aider à l'honorer, la servir et la combler.

Mon grand père et sa femme

Mes très chères sœurs Samia et Karima

Mon oncle Djamel et sa famille

Mes tantes que j'aime beaucoup

Nabila et ces enfants

Ma binôme Naima et sa famille

Mes amis(es) et toute la promotion C.C.I 2012/2013

Sabrina

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	1
---	----------

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux	7
---	----------

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	16
--	-----------

III.1 Calcul des planchers.....	16
--	----

III.2 Calcul des escaliers	48
---	----

III.3 Calcul de la poutre palière	64
--	----

III.4 Calcul de l'acrotère.....	73
--	----

III.5 Calcul des balcons.....	80
--------------------------------------	----

III.6 Calcul de la salle machine	86
---	----

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA.....	95
---	-----------

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....	112
--	------------

V.1 Ferrailage des poteaux.....	120
--	-----

V.2 Ferrailage des poutres	134
---	-----

V.3 Ferrailage des voiles	162
--	-----

Chapitre VI : Étude de l'infrastructures.....	173
--	------------

Conclusion

Bibliographie



INTRODUCTION

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+8 étages) à usage d'habitation contreventé par voiles et des portiques en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

I.1 Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation, de groupe d'usage II (il est de moyenne importance vitale). Sa structure est de R+8 implantée à Draria wilaya d'Alger, cette région est de sismicité élevée, classer en zone sismique III selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Cet ouvrage est composé de :

- RDC + 8 étages (à usage d'habitation).
- Terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

La structure est en ossature mixte, en portique (poteaux-poutres) et voiles de contreventement, ces dimensions sont :

- Longueur totale 36.53m
- Largeur totale..... 36.53m
- Hauteur totale28.80m
- Hauteur d'étage 3.20m
- Hauteur de l'acrotère 0.70m

I.3 Les éléments constituant l'ouvrage

I.3.1 L'ossature

L'ouvrage est en ossature mixte composé de portiques (poteaux-poutres) et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant un système de contreventement rigide stabilisant la structure vis-à-vis des charges horizontales et des charges verticales.

I.3.2 Planchers

Il existe deux types de dalles dans notre structure :

- Dalle pleine en béton armé : elle est prévue là où on ne peut pas réaliser des planchers en corps creux (les balcons, dalle de la salle machine et une partie de tous les planchers).
- Dalle en corps creux : tous les planchers du RDC et les 8 étages sont réalisés en dalle en corps creux sauf une petite partie.

I.3.3 Maçonnerie

Le bâtiment est d'un remplissage en maçonnerie non rigide et elle est constituée de deux types :

A. Murs extérieurs et séparation des appartements

Ils sont constitués de double cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique $L=10+5+10=25\text{cm}$.

B. Murs intérieurs

Ils sont constitués de simples cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4 Revêtements

Les revêtements sont réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eau et cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.3.5 Escaliers et ascenseur

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, qui permet l'accès aux différents niveaux, elle comporte deux volées avec un palier intermédiaire et une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulés sur place.

I.3.6 Les fondations

- **Site d'implantation** : le rapport de sol qui a été donné par le bureau d'étude chargé de l'étude de ce projet indique l'aspect meuble du site qui est classé selon le RPA99 version 2003 comme « site meuble S_3 » et sa contrainte admissible est :

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$$

- **Les fondations** : le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont :
 - ✓ La nature du sol d'implantation.
 - ✓ L'importance de l'ouvrage.

I.3.7 Système de coffrage

On utilise deux types de coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles.
- Coffrage en bois pour les portiques.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Béton

A. Dosage du béton

Dans un 1m^3 de béton, on a environ :

- ✓ Sable fin380 à 450 dm^3
- ✓ Gravillons.....750 à 850 dm^3
- ✓ Dosage de ciment..... 300 à 400 kg
- ✓ Eau de gâchage.....150 à 200 l

Le béton obtenu aura une masse volumique de 2500 kg/m^3

✓ Remarque

Pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport

$$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: dosage élevé en eau conduit à un retrait

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: insuffisance d'eau conduit à un défaut de maniabilité et une mauvaise étanchéité.

B. Résistance à la compression

C'est la valeur de résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28}

Pour notre projet on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

C. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours noté f_{tj} est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot (25) = 2.1$

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

D. Module de déformation longitudinale

Le module de déformations instantanées est définie par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour notre cas $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$

Le module de déformation différée est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour notre cas $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

E. Module de déformation transversale

Il est donné par la relation : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson donné par l'article A.2.13 du BAEL 91 :

$$\begin{cases} \nu=0,2 & \text{à l'ELS (béton non fissuré)} \\ \nu=0 & \text{à l'ELU (béton fissuré)} \end{cases}$$

F. Les contraintes limites✓ **État limite ultime « ELU »**

Contrainte limite à la compression :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité partiel} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : dépend de la durée d'application des charges.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \Rightarrow t > 24h \\ \theta = 0.9 & \Rightarrow 1 < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \Rightarrow t < 1h \end{cases}$$

- **Cas courant** : $\theta=1$ et $\gamma_b = 1.5$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

- **Cas accidentelle** : $\theta=0.85$ et $\gamma_b = 1.15$

$$f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$$

✓ **État limite de service « ELS »**

La contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$

✓ **Contrainte limite de cisaillement**

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{\frac{2}{3}} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.9}{\gamma_b} f_{c28}^{\frac{2}{3}} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

I.4.2 Aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone (environ 95% Fe et 4 % à 5% carbone).

A. Caractéristique des aciers utilisés

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudés TLE520	520	1.3	1
Haute adhérence FeE 400	400	1.6	1.5

B. Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad \text{Art A.2.2.1 BAEL 91}$$

✓ Coefficient de Poisson

$$\nu = 0.3$$

C. Les contraintes limites

✓ Contrainte limite ultime (ELU)

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Art A.4.3.2 BAEL 91}$$

Avec:

$\bar{\sigma}_{st}$: Les contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité

γ_s : coefficient f=de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour FeE 400

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa (s. courante).}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa (s. accidentelle).}$$

✓ Contrainte limite de service : « ELS »

➤ Fissuration peu nuisible BAEL91 Art 4.5, 32

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

➤ Fissuration préjudiciable BAEL91 Art 4.5, 33

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad [\text{MPa}]$$

➤ Fissuration très préjudiciable

BAEL91 Art 4.5, 34

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_c, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad [\text{MPa}]$$

D'où $\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$ F.P

$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$ F.T.P

I.5 Protection des armatures

Afin d'éviter la corrosion des armatures il est nécessaire de les enrober par une épaisseur « c » de béton qui est d'une valeur : $c \in [1; 5]$ cm selon l'environnement où l'ouvrage sera implanté.

Pour notre cas :

C=3 pour les éléments exposés aux intempéries.

C=2 pour les éléments qui se trouve à l'intérieur de la structure.

I.6 Présentation de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de comprendre au mieux le comportement réel de l'ouvrage, vis-à-vis des différentes sollicitations notamment, l'effort sismique, pour cela l'utilisation d'outil informatique qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile. (On peut donc éviter les calculs manuels laborieux).

Pour le calcul de la structure, nous utilisons le logiciel ETABS « **E**xtended **T**hree dimensions **A**nalyses **B**ulding **S**ystemes » : qui permet le calcul et la conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments.

I.7 Règlements utilisés et normes de conception

L'étude de présent ouvrage sera menée suivant les règles suivantes :

- ✓ **BAEL91 modifiée 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des États limites
- ✓ **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- ✓ **DTR.BC_22** : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et charges d'exploitations).

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure.

II.2 Les poutres

Le dimensionnement des poutres se fait par le règlement BAEL 91 modifié 99 par la condition de la flèche, et il doit être vérifié par le RPA version 2003. (Art 7.5.1).

Il est donné comme suit :

Hauteur

$$\frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10}$$

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré

Largeur

$$0.4 h < b \leq 0.7 h$$

II.2.1 Poutre principale

Hauteur h

$$L_{\max} = 555 - 30 = 525 \text{ cm}$$

$$\frac{525}{15} < h \leq \frac{525}{10} \Rightarrow 35 < h \leq 52$$

On prend : **$h = 45 \text{ cm}$** .

Largeur b

$$0.4 \times 45 < b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18 < b \leq 31.5$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

II.2.2 Poutre secondaire

Hauteur h

$$L_{\max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} < h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27.66 < h \leq 41$$

On prend : **$h = 35 \text{ cm}$** .

Largeur b

$$0.4 \times 35 < b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 < b \leq 24.5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

II.2.3 Vérification aux exigences de RPA

conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$b/h \leq 4$	1.5	1.16	vérifiée

Tableau II.1 : les conditions du RPA

Les conditions du RPA sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- » Poutre principale : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$
- » Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3 Les poteaux

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'**ELS** en compression simple avec un effort normal de compression $N_s = G + Q$

Avec : N_s : effort repris par le poteau

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section de poteau est donnée par la formule suivante : $S > \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de béton à la compression simple.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

II.3.1 Surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

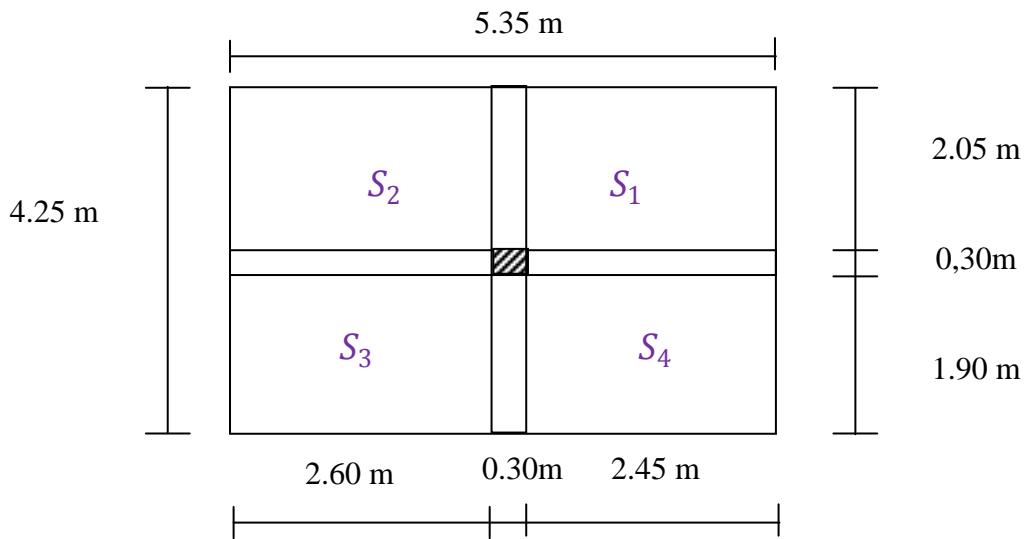


Figure II.1 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

- Section nette

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.9 \times 2.60) + (1.9 \times 2.45) + (2.05 \times 2.45) + (2.05 \times 2.60) = 19.95 \text{ m}^2$$

- Section brute

$$S = 5.35 \times 4.25 = 22.73 \text{ m}^2$$

II.3.2 Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitations sont donnés par le **DTR BC 22**.

A. Charge permanente

➤ Plancher terrasse

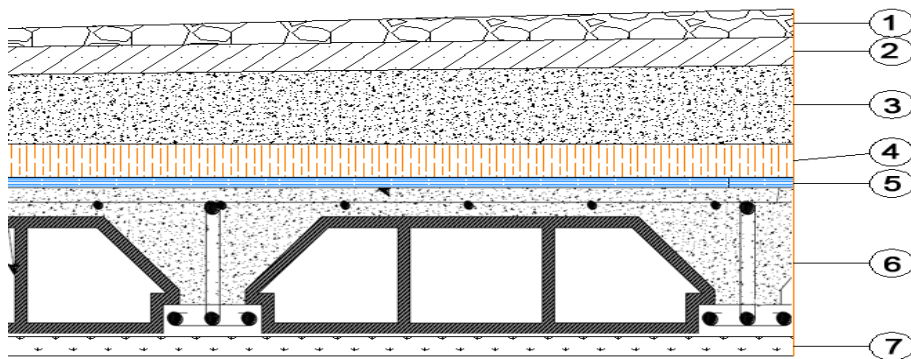


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Couche de gravillon	5	1.00
2- Étanchéité multicouche	2	0.12
3- Béton en forme de pente	5	1.54
4- Feuille de Polyane	/	0.01
5- Isolation thermique	/	0.16
6- Plancher à corps creux	(16+4)	2.8
7- Enduit plâtre	2	0.2
total		5.83

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse

➤ **Plancher d'étage courant**

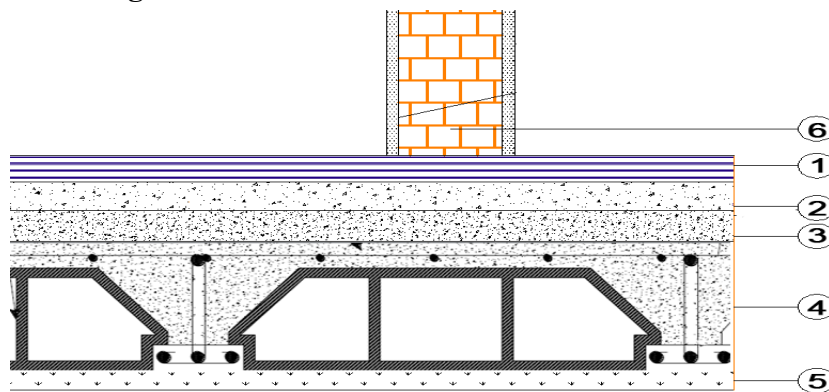


Figure II.3 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Revêtement en carrelage	2	0.40
2- Mortier de pose	3	0.60
3- Couche de sable	3	0.66
4- Plancher en corps creux	16+4	2.80
5- Enduit en plâtre	2	0.20
6- Cloison de séparation	10	1.00
total		5.66

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher d'étage courant

➤ **Les murs extérieurs**

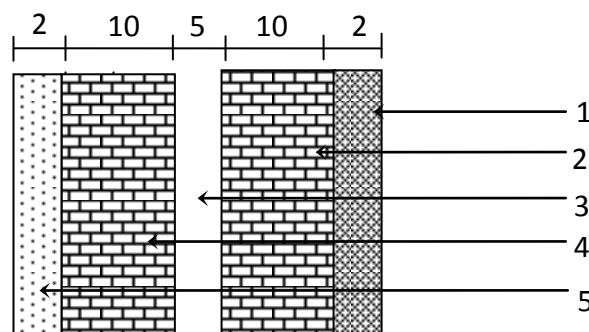


Figure II.4 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Éléments	Épaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Mortier de ciment	2	0.36
2- Brique creuse intérieur	10	0.90
3- Lambe d'air	5	/
4- Brique creuse extérieur	10	0.90
5- Enduit en plâtre	2	0.20
total		2.36

Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur

➤ Les murs intérieurs

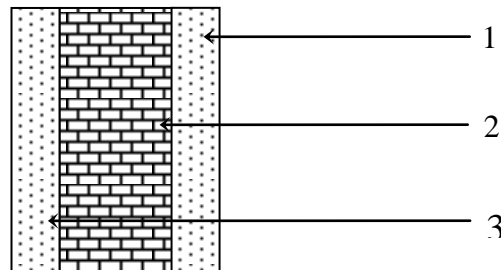


Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Eléments	Epaisseur [cm]	Charge G [kN/m ²]
1- Enduit et plâtre	2	0.20
2- Brique creuse	10	0.90
3- Enduit et plâtre	2	0.20
total		1.30

Tableau II.5 : Charge permanente du mur intérieur

➤ Poids propre des éléments

• Poutres

✓ Poutre principale

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.45 + 2.60) = 17.04 \text{ kN}$$

✓ Poutre secondaire

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times (1.9 + 2.05) = 10.37 \text{ kN}$$

$$\text{Poids total: } P = P_{pp} + P_{ps} = 17.04 + 10.37 = 27.41 \text{ kN}$$

• Poids des poteaux

$$P_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.2 = 7.2 \text{ kN}$$

• Poids des planchers

➤ Plancher terrasse inaccessible

$$P_{pt} = G \times S = 5.83 \times 19.95 = 116.31 \text{ kN}$$

➤ Plancher d'étage courant

$$P_{pc} = G \times S = 5.66 \times 19.95 = 112.92 \text{ kN}$$

B. Les surcharges

Elles sont résumées dans le tableau ci-après

Élément	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.6 : Charges d'exploitations

II.3.3 Loi de dégression des charges

En raison du nombre d'étages qui composent le bâtiment ($n \geq 5$) on doit tenir compte de la dégression pour les surcharges d'exploitation différentes.

Niveaux	Opération	Résultats [kN]
8	Q_0	19.95
7	$Q_0 + Q_1$	49.87
6	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	76.79
5	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	100.73
4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	121.67
3	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	139.63
2	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	154.59
1	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	169.49
RCD	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	185.11

Tableau II.7 : Dégression des surcharges d'exploitation

Niv	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation		Effort normal	Section (cm ²)	
	$G_{planc\ her}$	G_{pout}	G_{pot}	G_{tot}	G_{cum}	$Q_{planc\ h}$	Q_{cum}	$N_s = G + Q$	$S_{trouv\ é}$	$S_{adopt\ é}$
8	116.31	27.41	0	143.72	143.72	19.95	19.95	163.67	109.11	35×35
7	112.92	27.41	7.2	150.92	294.64	29.92	49.87	344.51	229.67	35×35
6	112.92	27.41	7.2	150.92	445.56	29.92	79.79	525.35	350.23	35×35
5	112.92	27.41	7.2	150.92	596.48	29.92	109.71	706.19	470.79	35×35
4	112.92	27.41	7.2	150.92	747.40	29.92	139.63	887.03	591.35	45×45
3	112.92	27.41	7.2	150.92	898.32	29.92	169.51	1067.83	711.88	45×45
2	112.92	27.41	7.2	150.92	1049.24	29.92	199.47	1248.71	832.47	45×45
1	112.92	27.41	7.2	150.92	1200.16	29.92	229.39	1429.55	950.03	45×45
RCD	112.92	27.41	7.2	150.92	1351.08	29.92	259.31	1610.39	1073.59	45×45

Tableau II.8 : Dimensions des poteaux

II.3.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA

A. Vérification des sections des poteaux selon (Art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $Min(b, h) \geq 30cm \Rightarrow \begin{cases} Min(45,45) > 30 \\ Min(35,35) > 30 \end{cases}$ vérifiée
- $Min(b, h) > \frac{h_e}{20} \Rightarrow Min(35,35) > \frac{320-20}{20} = 15$ vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4$ vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées.

B. Vérification au flambement

BAEL 91 Art 8.4.1

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec : λ : élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce que nous donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 l_0}{b}$

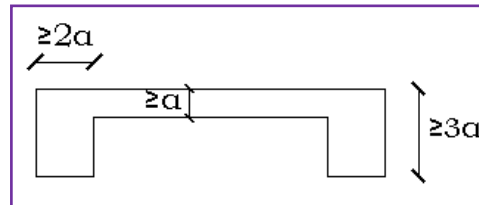
	$l_0=320$	$l_0=320$
Section de poteau cm^2	35×35	45×45
λ	22.17	17.24

Donc l'élancement $\lambda \leq 35 \Rightarrow$ la condition est vérifiée (pas de risque de flambement), et on peut tenir compte de tous les aciers dans la section droite.

II.4 Les voiles

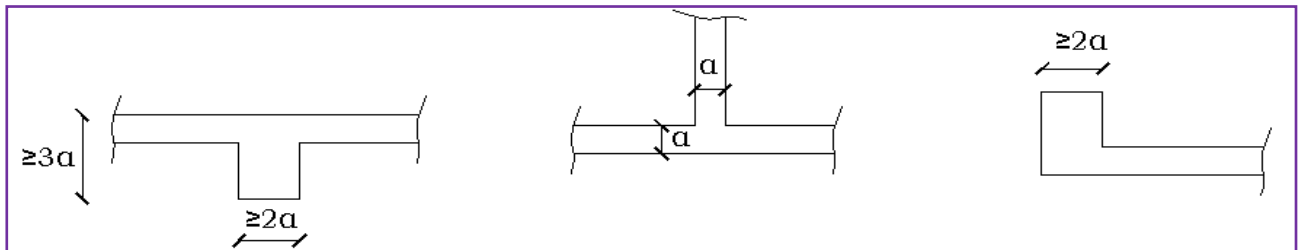
Le voile est un élément rigide en béton armé coulé sur place. Son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et la condition de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1^{er} cas



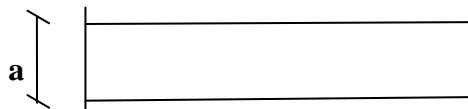
$$\alpha \geq \frac{h_e}{25}$$

2^{ème} cas



$$\alpha \geq \frac{h_e}{22}$$

3^{ème} cas



$$\alpha \geq \frac{h_e}{20}$$

Figure II.6 : Coupe des voiles en plan

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

Avec : $h_e = h - e = 320 - 20 = 300 \text{ cm}$

$$a > \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **$a = 25 \text{ cm}$**

Largeur des voiles

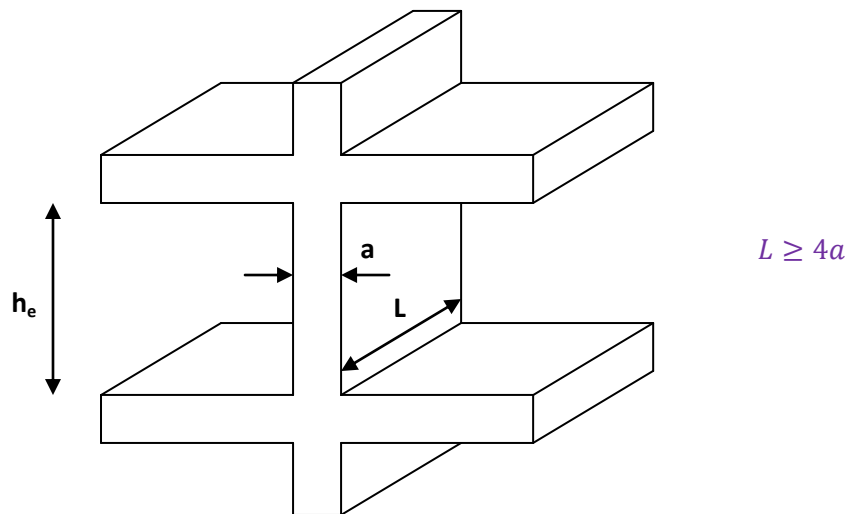


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1), un élément est considéré comme un voile si la condition suivante est vérifiée : $l \geq 4a$, dans le cas contraire l'élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec : l : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

$$l = 1.9m > 4 \times 0.25 = 1m$$

Condition vérifiée

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA version 2003**.

III.2 Les planchers

III.2.1 Plancher en corps creux

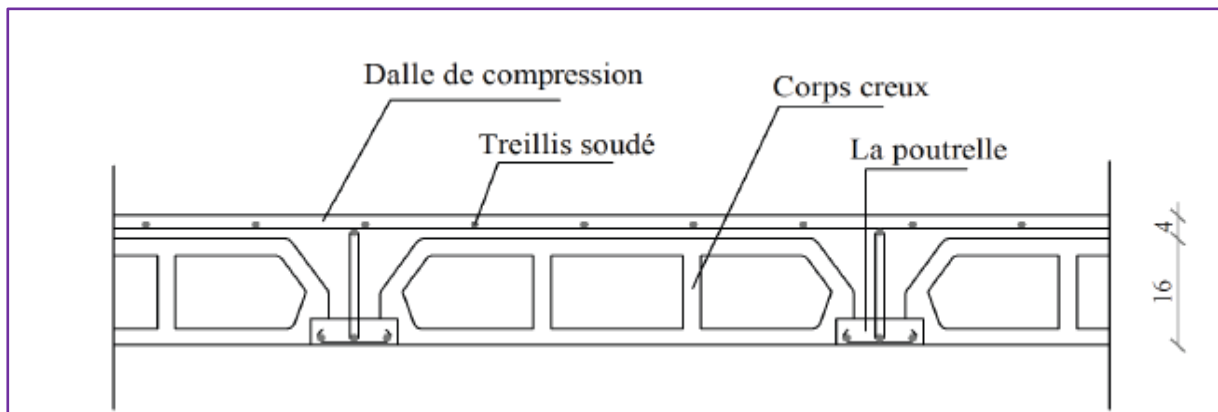


Figure III.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

Dans notre projet, le plancher est constitué de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : $h \geq \frac{L}{22.5}$

Avec : h : hauteur totale du plancher

L : porté libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas $L = 445 - 30 = 415\text{cm}$, ce qui nous donne :

$$h \geq \frac{415}{22.5} = 18.4 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de : $(16+4) \Rightarrow h = 20 \text{ cm}$

III.2.1.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place ($e_p = 4\text{cm}$), armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés **TL520** avec $f_e = 520 \text{ MPa}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures

- Armatures perpendiculaire aux poutrelles A_{\perp}

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e}$$

l' : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2$

Avec : $e = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles aux poutrelles $A_{//}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4T_5 = 0.49 \text{ cm}^2$

Avec : $e = 20 \text{ cm}$

Ø4 et Ø5 de la nuance LT520

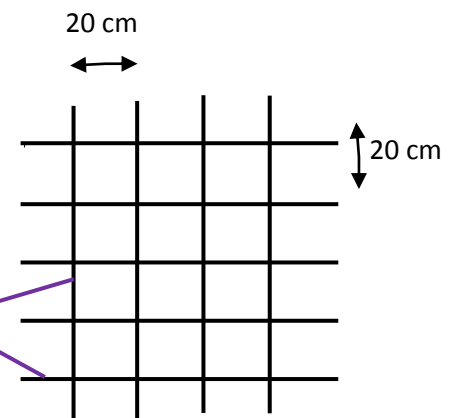


Figure III.2 : Treillis soudés (200×200)

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (4×5×200×200)

III.2.1.2 Étude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul de la poutrelle se fait par deux étapes :

A. Avant coulage de la table de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

- Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$$

- Poids du corps creux

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

- Poids total

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

❖ **Ferraillage à l'ELU****Figure III.3 :** Schéma statique de la poutrelle➤ **Dimensions**

$b = 12\text{ cm}$ Largeur de la poutrelle

$h = 4\text{ cm}$ Hauteur de la poutrelle

$c = 2\text{ cm}$ Enrobage

$d = 2\text{ cm}$ Hauteur ultime

➤ **Combinaison de charge**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50\text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.32)^2}{8} = 5.83\text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.32}{2} = 5.4\text{ kN}$$

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5.83}{12 \times 2^2 \times 10^3} = 8.553$$

$$\mu = 0.855 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Remarque

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaires.

B. Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités, elle sera calculée comme une section en T soumise aux charges uniformément réparties.

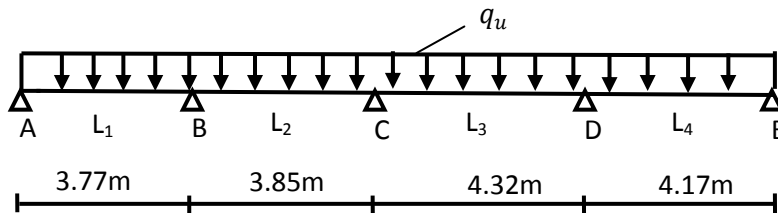


Figure III.4 : Schéma de chargement de la poutrelle

❖ Dimensionnement

$b = 65cm$ Distance entre deux axes de deux poutrelles

$h = (16 + 4)cm$ Hauteur de plancher en corps creux

$b_0 = 12 cm$ Largeur de la poutrelle

$h_0 = 4cm$ Épaisseur de la dalle de compression

b_1 : Débord

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26.5 cm$$

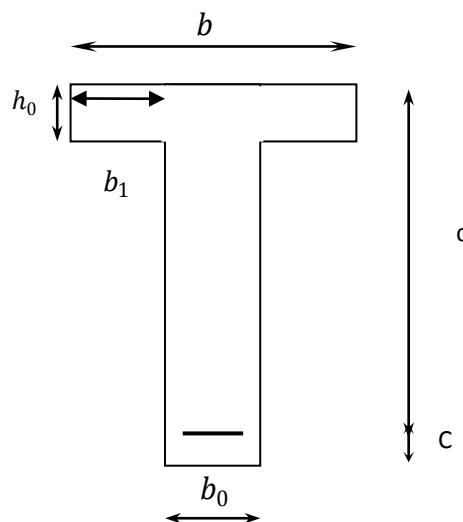


Figure III.5 : dimensions de la poutrelle

_ Plancher à usage d'habitation _**➤ Chargements**

- **Charge permanente** $G = 5.66 \times 0.65 = 3.679 \text{ kN/ml}$
- **Charge d'exploitation** $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaison d'action

- **ELU** : $q_u = 1.35 \times 3.679 + 1.5 \times 0.975 = 6.429 \text{ kN/ml}$
- **ELS** : $q_s = 3.679 + 0.975 = 4.654 \text{ kN/ml}$

➤ Choix de méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher à l'aide des trois méthodes usuelles :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2

$$Q = 0.975 \text{ kN/ml} \leq \begin{cases} 2G = 2 \times 3.679 = 7.357 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Fissuration est considérée comme non préjudiciableCondition vérifiée
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

$$\text{On a : } \left(\frac{3.77}{3.85}; \frac{3.85}{4.32}; \frac{4.32}{4.17} \right) = (0.97; 0.89; 1.03)$$

$$0.8 < (0.97; 0.89; 1.03) < 1.25 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul à l'ELU

Notre plancher se compose de deux différentes poutrelles, donc on fera deux calculs distincts :

- ◆ Pour les poutrelles à quatre travées
- ◆ Pour les poutrelles à trois travées

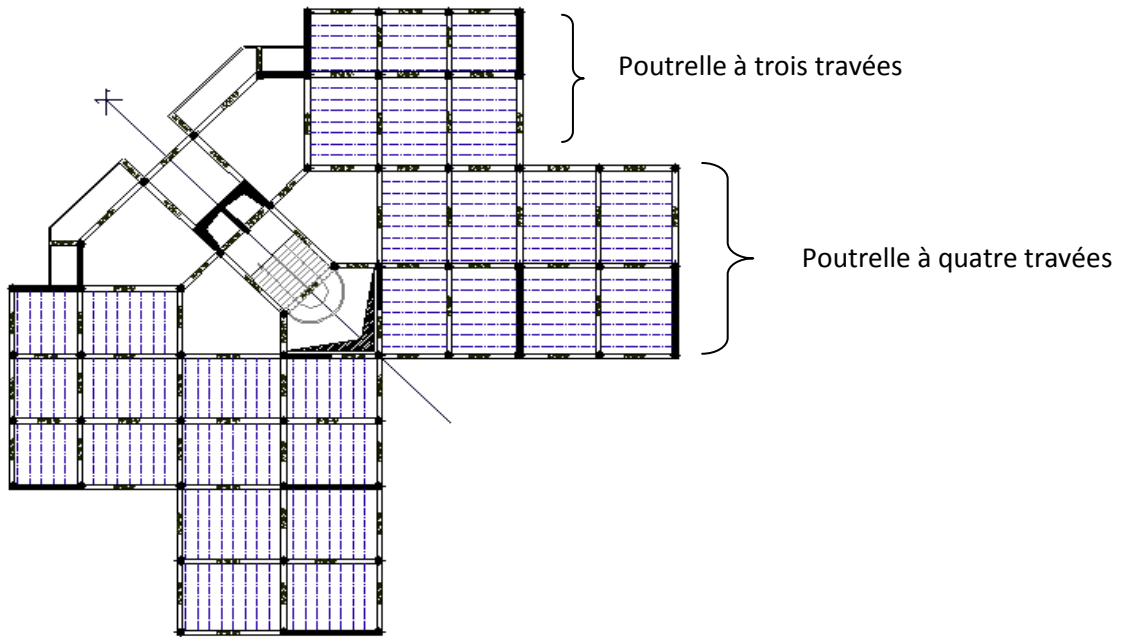
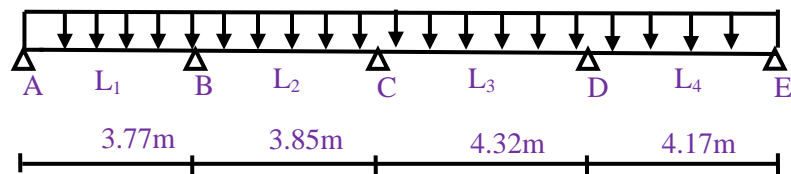


Figure III.6 : plan des poutrelles à étudier

a. Poutrelle à quatre travées



➤ Application de la méthode forfaitaire

▪ Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.975}{3.679 + 0.975} = 0.209$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$\alpha = 0.209 \rightarrow \begin{cases} \frac{1 + 0.3\alpha}{1.2 + 0.3\alpha} = 1.062 \\ \frac{2}{1 + 0.3\alpha} = 0.631 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.531 \end{cases}$$

▪ Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6.429 \times 3.77^2}{8} = 11.418 \text{ kN.m}$$

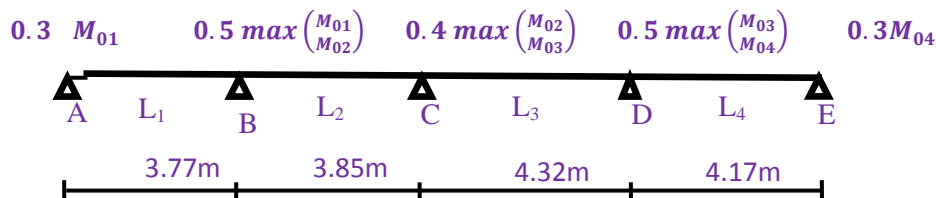
$$M_{02} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6.429 \times 3.85^2}{8} = 11.911 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l_{CD}^2}{8} = \frac{6.429 \times 4.32^2}{8} = 14.997 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l_{DE}^2}{8} = \frac{6.429 \times 4.17^2}{8} = 13.974 \text{ kN.m}$$

▪ Calcul du moment fléchissant :

✓ Moment sur appuis



$$M_A = 0.3 \times 11.418 = 3.425 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times 11.911 = 5.955 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times 14.997 = 5.998 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.5 \times 14.997 = 7.498 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.3 \times 13.974 = 4.192 \text{ kN.m}$$

✓ Moment en travée

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

Remarques

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

Travée AB (travée de rive)

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{-(3.425 + 5.955)}{2} + 1.062 \times 11.418 = 7.435$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01} \Rightarrow 12.125 > 11.988 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{01}}{2} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0.631 \times 11.418 \Rightarrow M_{tAB} \geq 7.20$$

Donc $M_{tAB} = 7.44 \text{ kN.m}$

Travée BC (travée intermédiaire)

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{-(5.998 + 5.955)}{2} + 1.062 \times 11.911 = 6.872$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{02}}{2} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0.531 \times 11.911 \Rightarrow M_{tBC} \geq 6.324$$

Donc $M_{tBC} = 6.88 \text{ kN.m}$

Travée CD (travée intermédiaire)

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{-(5.998 + 7.498)}{2} + 1.062 \times 14.997 = 9.178$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{03}}{2} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0.531 \times 14.997 \Rightarrow M_{tCD} \geq 7.963$$

Donc $M_{tCD} = 9.18 \text{ kN.m}$

Travée DE (travée de rive)

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{-(7.498 + 4.192)}{2} + 1.062 \times 13.974 = 8.995$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{04}}{2} \Rightarrow M_{tDE} \geq 0.631 \times 13.974 \Rightarrow M_{tDE} \geq 8.917$$

Donc $M_{tDE} = 9.00 \text{ kN.m}$

- **Calcul de l'effort tranchant**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la forme suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Avec $\theta(x) = \frac{q_u \times l}{2}$

Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6.429 \times 3.77}{2} + \frac{(-5.955) + 3.425}{3.77}$$

$$T_A = 11.44 \text{ kN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{6.429 \times 3.77}{2} + \frac{(-5.955) + 3.425}{3.77}$$

$$T_B = -12.78 \text{ kN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6.429 \times 3.85}{2} + \frac{(-5.998) + 5.955}{3.85}$$

$$T_B = 12.364 \text{ kN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{6.429 \times 3.85}{2} + \frac{(-5.998) + 5.955}{3.85}$$

$$T_C = -12.386 \text{ kN}$$

Travée CD

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{AB}} = \frac{6.429 \times 4.32}{2} + \frac{(-7.498) + 5.998}{4.32}$$

$$T_C = 13.539 \text{ kN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{AB}} = -\frac{6.429 \times 4.32}{2} + \frac{(-7.498) + 5.998}{4.32}$$

$$T_D = -14.233 \text{ kN}$$

Travée DE

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{6.429 \times 4.17}{2} + \frac{(-4.192) + 7.498}{4.17}$$

$$T_D = 14.197 \text{ kN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{6.429 \times 4.17}{2} + \frac{(-4.192) + 7.498}{4.17}$$

$$T_E = -12.611 \text{ kN}$$

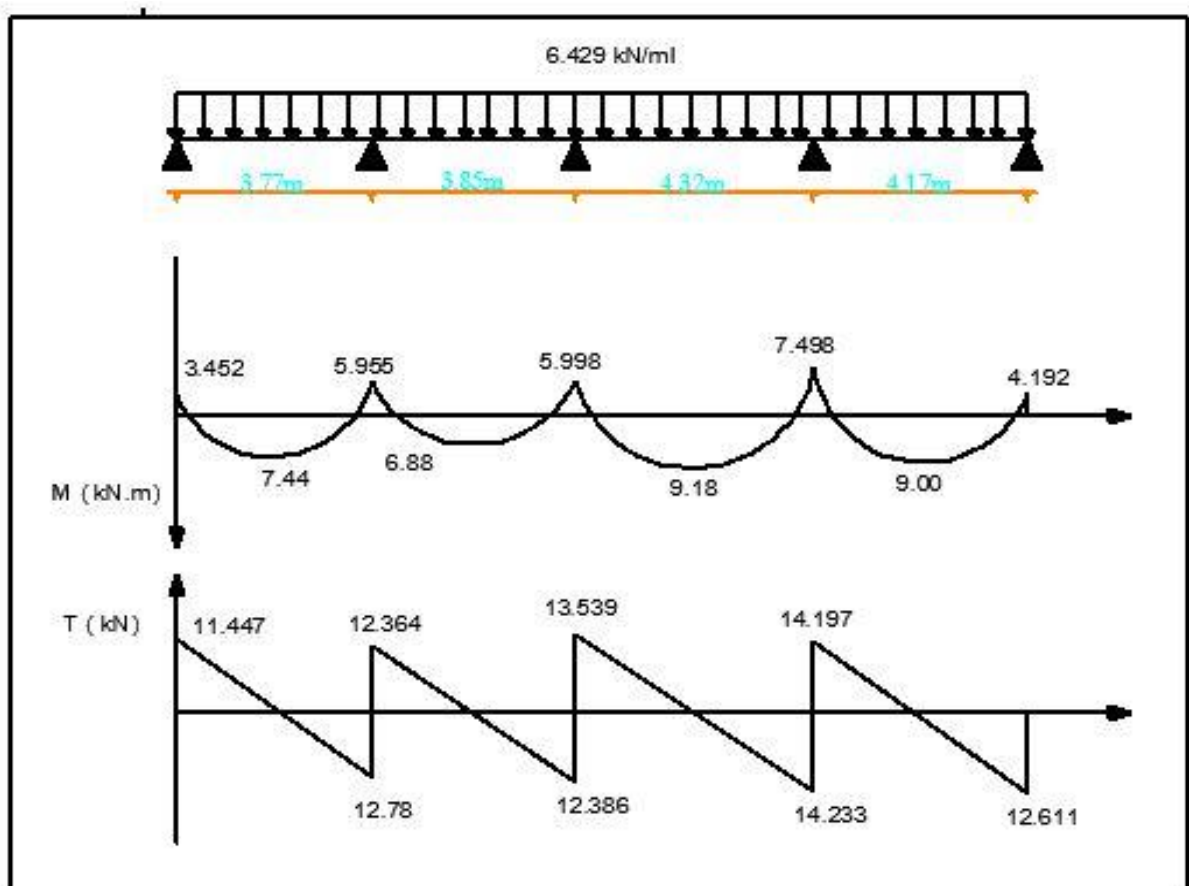


Figure III.7 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

▪ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Travées	$M_i \text{ (kN.m)}$	$M_{i+1} \text{ (kN.m)}$	$M_t \text{ (kN.m)}$	$T_{i+1} \text{ kN}$	$T_i \text{ kN}$
AB	-3.759	-6.265	8.307	-13.33	12.06
BC	-6.265	-5.955	6.068	-12.03	12.2
CD	-5.955	-3.573	7.89	-11.75	12.99

Tableau III.1

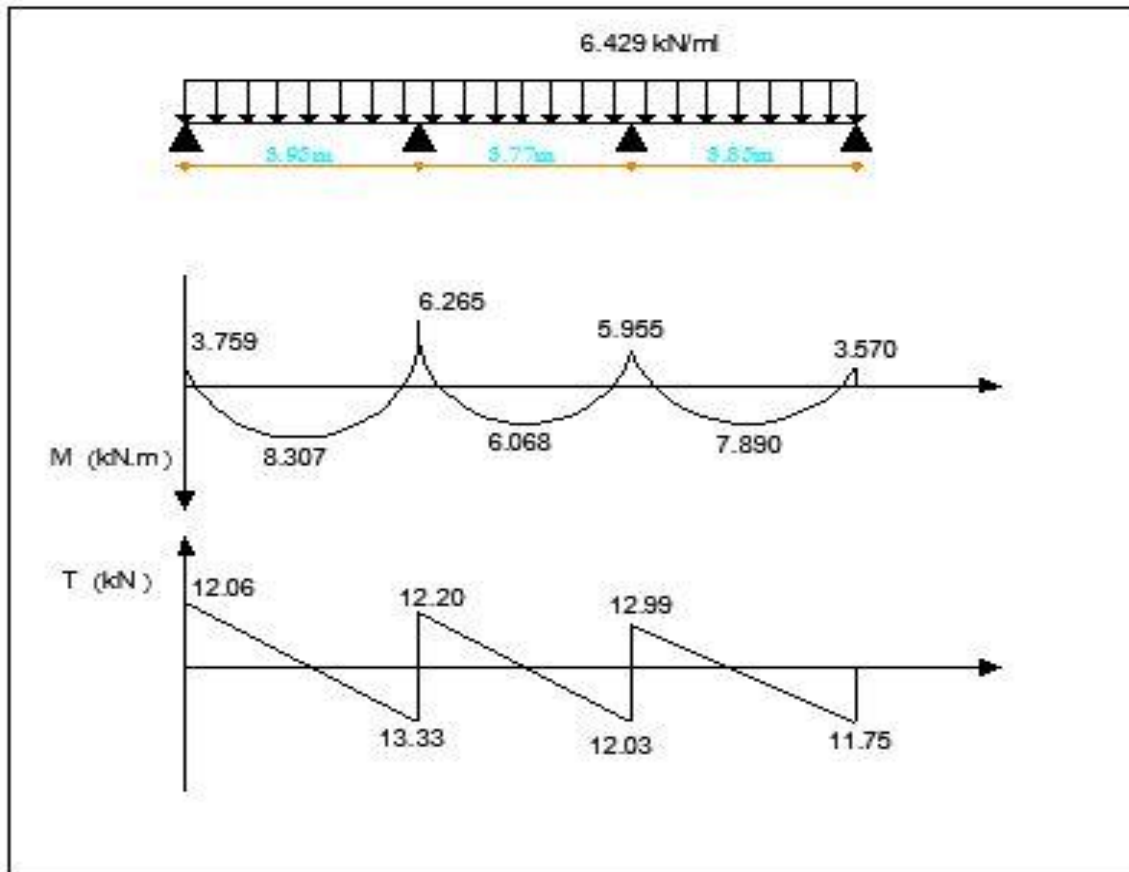


Figure III.8 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

➤ Calcul des armatures à L'ELU

• Armatures longitudinales

Les poutrelles seront calculées comme une section en T avec les dimensions suivantes :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 4\text{cm} ; d = 18\text{cm}$$

✓ En travées

• Position de l'axe neutre

Si $M_t > M_0$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t < M_0$ l'axe neutre est dans la table de compression.

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_0$: AN est dans la table de compression

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20)

- **Travée AB :** $M_t = 7.44 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{7.44 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0248$$

$$\mu = 0.0248 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0248 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$A_{st} = \frac{7.44 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

Puisque le béton tendu est négligé, on fera le calcul pour une section rectangulaire (12×20) cm^2

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{3.426 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.426 \times 10^3}{0.968 \times 18 \times 348} = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1\text{HA} 10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

Résumé des résultats

Les résultats des ferraillages en travées et aux appuis sont résumés comme suit :

travée	L	M_t	μ	β	A	$A_{ad} \text{ cm}^2$
AB	3.77	7.44	0.0248	0.988	1.2	2HA10 = 1.57
BC	3.85	6.88	0.021	0.989	1.074	2HA10 = 1.57
CD	4.32	9.18	0.0306	0.985	1.487	2HA10 = 1.57
DE	4.17	9.00	0.0301	0.985	1.459	2HA10 = 1.57

Tableau III.2

Appuis	M	μ	β	A	A_{ad} cm ²
A	3.425	0.062	0.968	0.56	1HA10 = 0.78
B	5.955	0.107	0.944	1.007	1HA12 = 1.13
C	5.998	0.108	0.943	1.015	1HA12 = 1.13
D	7.498	0.135	0.927	1.291	1HA14 = 1.54
E	4.192	0.076	0.989	0.677	1HA10 = 0.78

Tableau III.3

_ Plancher terrasse _➤ **Chargements**

- **Charge permanente** : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.789$ kN/ml
- **Charge d'exploitation** : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$ kN/ml

➤ **Combinaison d'action :**

- **ELU** : $q_u = 1.35 \times 3.789 + 1.5 \times 0.65 = 6.09$ kN/ml
- **ELS** : $q_s = 3.789 + 0.65 = 4.439$ kN/ml

➤ **Calcul à l'ELU**

Travées	L(m)	M_t (kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A_{ad} (cm ²)
AB	3.77	6.918	0.023	0.988	1.20	2HA10=1.57
BC	3.85	6.184	0.0206	0.990	0.99	2HA10=1.57
CD	4.32	8.526	0.0285	0.986	1.38	2HA10=1.57
DE	4.71	8.363	0.079	0.986	1.35	2HA10=1.57

Tableau III.4

appuis	M(kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A_{ad} (cm ²)
A	3.246	0.058	0.970	0.53	1HA10=0.78
B	5.64	0.102	0.946	0.95	1HA12=1.13
C	5.68	0.1028	0.946	0.96	1HA12=1.13
D	7.10	0.128	0.931	1.21	1HA14=1.54
E	3.97	0.071	0.963	0.65	1HA10=0.78

Tableau III.5

➤ **Vérification à l'ELU****A. Condition de non fragilité**

BAEL91 : Art A.4.2, 1

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

• En travée

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

B. Vérification de l'effort tranchant

BAEL91 modifiée 99 : Art A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : l'effort tranchant maximal

$$T_u = 14.233 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.233 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.658 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64 f_{c28}^{2/3}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25^{2/3}}{1.5} ; 5 \right\} \text{ MPa} = \min \{ 3.64 ; 5 \} \text{ MPa} = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.658 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

C. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton

BAEL91 : Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

 $\Psi = 1.5$ Pour les aciers HA

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma \mu}$$

 $\Sigma \mu$: Périmètre utile des aciers

$$\Sigma \mu = n \phi \pi = 2 \times 10 \times 3.14 = 62.8$$

$$\tau_{se} = \frac{14.233 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.399 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.399 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

- Appui intermédiaire

BAEL91 : Art A.5.1, 321

$$M_u < 0.9 \times T_u \times d$$

On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui et il faut ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort

$$0.9 \times T_u \times d = 0.9 \times 14.22 \times 0.18 = 2.305 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 9.18 \text{ kN.m} > 2.305 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires}$$

- Appui de rive

BAEL 91 : Art A.5.1, 312

$$A_{st \text{ adopter}} \geq A_{st \text{ min à ancrer}}$$

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant

$$A_{st \text{ ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{st \text{ min anc}} = \frac{T_{u \text{ max}}}{\sigma_{st}} = \frac{12.611 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.362 \text{ cm}^2$$

Les armatures d'ancrages inférieurs sont suffisantes

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton

BAEL 91 modifiée 99 : Art A.5.1, 313

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 a} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} = 2 \frac{14.233 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.732 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.732 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

F. Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire

BAEL 91 : Art A.5.1, 322

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec } a = 0.9 \times d$$

$$R_u = |T_{ug}| + |T_{ud}| = 14.233 + 13.539 = 27.772 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27.772 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.667 \text{ MPa}$$

$$1.42 < 21.667 \Rightarrow$$

Condition vérifiée

G. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure

Art A.5.1.3.22 (BAEL99)

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u(b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\frac{T_u(b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{14.233 \times 10^3 \times (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.895 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.895 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

H. Longueur de scellement droit

BAEL 91 : Art A.6.1, 221

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = 36 \text{ cm}$$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } L_c = 15 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures transversales

- ✓ Diamètre des armatures transversales

BAEL 91 : Art A.7.2, 2

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71; 10; 12) \Rightarrow \phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour étriers en } \phi_6; \text{ donc } A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement max des armatures transversales**

BAEL 91 : Art A.5, 122

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm}$$

On opte pour un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales**

BAEL 91 modifié 99 : Art A.5.1, 22

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq \frac{0.13 \times f_{t28} \times b \times S_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.13 \times 2.1 \times 12 \times 15}{235} = 0.209 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 0.56 \text{ cm}^2 > 0.209 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Conclusion

Nous adopterons un étrier en ϕ_6 tous les **15 cm**.

➤ **Vérification à l'ELS**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont associées sont :

- État limite de résistance de béton à la compression.
- État limite de déformation.
- État limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport $I = \frac{q_s}{q_u}$.

- Pour le plancher à usage d'habitation :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.654}{6.429} = 0.723$$

- Pour le plancher terrasse :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.439}{6.09} = 0.728$$

Pour le plancher à usage habitation

Poutrelles à quatre travées

travée	l (m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_{i+1} (kN)	T_i (kN)
AB	3.77	- 2.48	- 4.31	5.38	- 9.25	8.20
BC	3.85	- 4.31	- 4.33	4.98	- 8.96	8.94
CD	4.32	- 4.33	- 5.42	6.63	- 10.30	9.80
DE	4.17	- 5.42	- 3.03	6.51	- 9.12	10.01

Tableau III.6

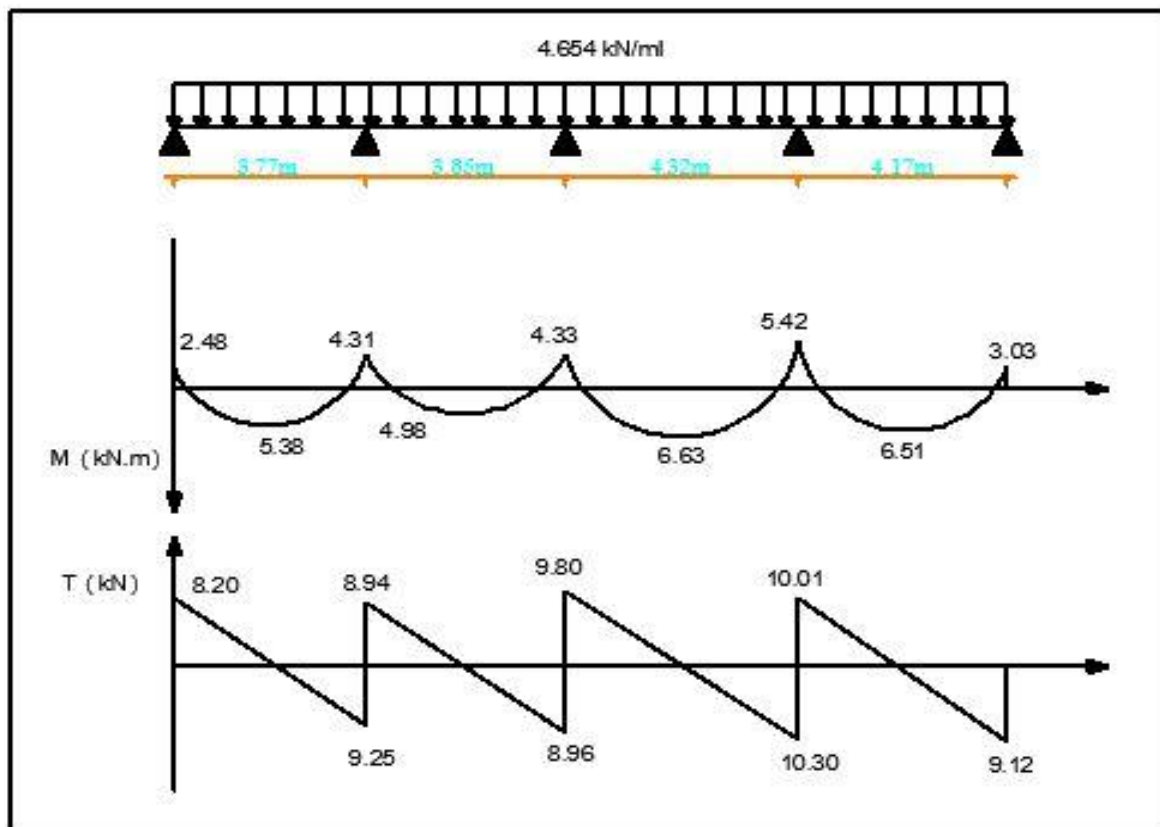


Figure III.9 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

_ Pour le plancher terrasse _

Travée	l (m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	3.77	2.36	4.11	4.98	8.82	-8.79
BC	3.85	4.11	4.13	4.45	8.54	-8.52
CD	4.32	4.13	5.23	6.14	9.82	-9.33
DE	4.17	5.23	2.89	6.02	8.69	-8.69

Tableau III.7

A. État limite d'ouverture des fissures

BAEL 91 : Art A.4.5, 32

Pour notre bâtiment la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

B. État limite de compression de béton

BAEL 91 : Art A.4.5, 2

- **En travée**

- **Contrainte d'acier**

On doit vérifier $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow K_1 = 25.32 \text{ et } \beta_1 = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6.63 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 268.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 268.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton**

La contrainte dans le béton doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{268.22}{25.32} = 10.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- **En appuis**

- **Contrainte d'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.13}{12 \times 18} \times 100 = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \Rightarrow K_1 = 31.30 \text{ et } \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.42 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 113} = 298.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 298.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

▪ **Contrainte dans le béton**

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{298.73}{31.30} = 9.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **État limite de déformation**

BAEL 91 : Art B.6.8, 424

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL 91 précisent quand peu se disposer de vérifier à ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{M_t}{15M_0} \leq \frac{h}{l}$$

$$a) \quad \frac{h}{l} = \frac{20}{432} = 0.046$$

$$\frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$\frac{h}{l} = 0.046 > \frac{1}{22.5} = 0.044$$

Condition vérifiée

$$b) \quad \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.00726$$

$$\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0.00726 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009$$

Condition vérifiée

$$c) \quad \frac{M_t}{15M_0} = \frac{9.18}{15 \times 14.997} = 0.0408$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{432} = 0.046$$

$$\frac{M_t}{15M_0} = 0.0408 < \frac{h}{L} = 0.046$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.2.2 Les dalles pleines

III.2.2.1 Localisation des dalles pleines à calculer

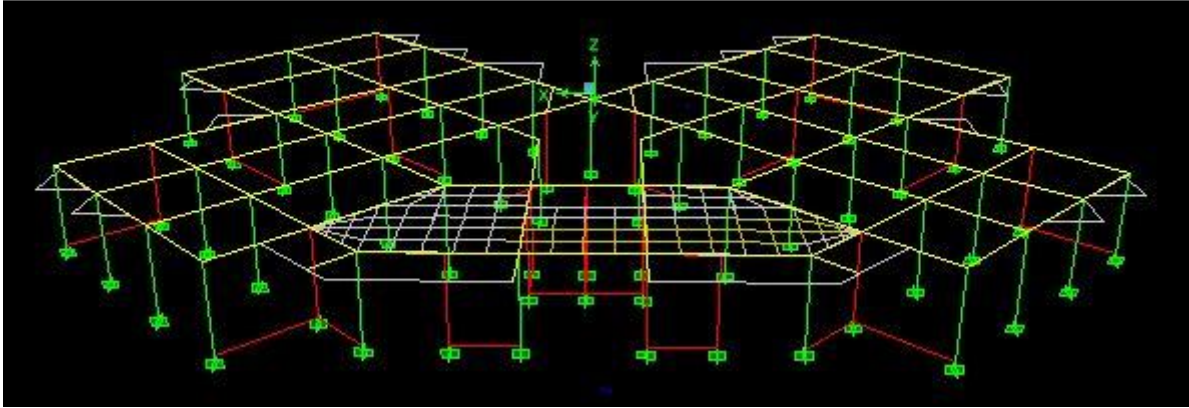


Figure III.10

III.2.2.2 Pré dimensionnement des dalles

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions suivantes :

➤ Condition de la flèche

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle

L : c'est la petite dimension de la dalle

• **Cas1** $l_x = 350cm$ $l_y = 370cm$

$$\frac{350}{50} = 7 \leq e \leq \frac{350}{40}$$

On prend $e = 8cm$

• **Cas2** $l_x = 498.6cm$ $l_y = 562.5cm$

$$\frac{498.6}{50} = 9.97 \leq e \leq \frac{498.6}{40} = 12.46$$

On prend $e = 12cm$

➤ Condition d'isolation acoustique

- Contre le bruit

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale de $350 \frac{kg}{m^2}$ sera exigé

$$h = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14$$

On prend $e = 14\text{cm}$

- Resistance au feu
- | | |
|--|-------------------|
| - Pour une heure d'exposition au feu : $e=7\text{cm}$ | } on prend |
| - Pour deux heures d'exposition au feu : $e=11\text{cm}$ | |
| | $e = 11\text{cm}$ |

➤ Conclusion

Finalement on prend pour les deux cas **l'épaisseur de 16cm**

III.2.2.3 Ferrailage des dalles pleines

- Plancher terrasse

Les charges permanentes

1- Couche de gravillon	1.00
2- Étanchéité multicouche	0.12
3- Béton en forme de pente	1.54
4- Feuille de Polyane	0.01
5- Isolation thermique	0.16
6- Plancher dalle pleine	$2500 \times 0.16 = 4.00$
7- Enduit plâtre	0.2
<hr/>	
Total :	7.03 kN/m^2

Les charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

La combinaison de charge :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (7.05) + 1.5 (1) = 10.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 7.03 + 1 = 8.03 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

Les charges permanentes

1- Revêtement en carrelage	0.4
2- Mortier de pose	0.6
3- Couche de sable	0.66
4- Plancher en dalle pleine	4.00
5- Enduit en plâtre	0.20
6- Cloison de séparation	1.00
<hr/>	
Total :	6.86 kN/m ²

Les charges d'exploitation

$$Q=1.5 \text{ kN/m}^2$$

La combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (6.86) + 1.5 (1.5) = 11.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

$$q_s = 6.86 + 1.5 = 8.36 \text{ kN/m}^2$$

Si on considère le cas le plus défavorable, on fait nos calculs seulement pour l'étage courant :

➔ **Cas 1**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{370} = 0.945$$

$0.4 < \rho_x = 0.945 < 1 \Rightarrow$ la dalle porte suivant les deux sens

$$\rho_x = 0.945 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

❖ **Les moments**

- Moment isostatique

$$M_{ox} = \mu_x q_u L_x = 0.0410 (11.51)(3.5)^2 = 5.78 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.888 \times 5.78 = 5.13 \text{ kN/m}^2$$

Afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on multiplie les moments fléchissant par des coefficients réducteurs

On obtient les résultats suivant :

Autour de l'axe x x

- Appuis : $M_{xa} = 0.5M_{0x} = 0.5(5.78) = 2.89 \text{ kN.m}$
- travée : $M_{xt} = 0.75M_{0x} = 0.75(5.78) = 4.33 \text{ kN.m}$

Autour de l'axe y y

- Appuis : $M_{ya} = 0.5M_{0y} = 0.5(5.13) = 2.56 \text{ kN.m}$
- travée : $M_{yt} = 0.75M_{0y} = 0.85(5.13) = 4.36 \text{ kN.m}$

❖ **Ferraillage**

Sens xx

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.89 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_b = 0.01 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.89 \times 10^3}{0.995 \times 14 \times 348} = 0.59$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm² ; S_t = 20cm**

En travée

$$\mu_b = \frac{4.33 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_b = 0.015 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{4.33 \times 10^3}{0.992 \times 14 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm² ; S_t = 20cm**

Sens yy

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{2.56 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.0091$$

$$\mu_b = 0.0091 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{2.56 \times 10^3}{0.995 \times 14 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm² ; S_t = 20cm**

En travée

$$\mu_b = \frac{4.36 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_b = 0.015 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{4.36 \times 10^3}{0.992 \times 14 \times 348} = 0.902 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** ; **S_t = 20cm**

❖ Les vérifications

✓ L'ELU

A. Condition de non fragilité

BAEL 91 : Art B.7.4

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section d'armatures correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$W_x \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

W₀ : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

W₀ = 0.8‰ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de la section des armatures sur la section totale du béton

$$W_x = \frac{A_{min}}{b.d} \geq 0.0008 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_{min} \geq 0.0008 \left(\frac{3 - 0.945}{2} \right) \times 100 \times 16$$

$$A_{min} \geq 1.31 \text{ cm}^2$$

A_a = A_t = 2.51 cm² > A_{min} = 1.31 cm² Pour les deux directions

Condition vérifiée

B. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL 91 modifiée 99 Art A5.2,2

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \frac{f_c^{\frac{1}{2}}}{\gamma_b} \quad [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = 0.44 \frac{\sqrt{25}}{1.5} = 1.47 \text{ MPa}$$

Calcul de T_{max}

$$q_u = 11.52 \text{ kN/m}^2$$

Pour une unité de longueur dans les dalles [$q_u = 11.52 \text{ kN.m}$], les formules de l'effort tranchant sont :

- Au milieu de l_y
$$T = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T = \frac{11.5 \times 3.5 \times 3.7}{3(3.7) + 3.5} = 13.67 \text{ kN}$$

- Au milieu de l_x
$$T = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$$

$$T = \frac{11.5 \times 3.5 \times 3.7}{3(3.7)} = 13.42 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_{max} = 13.67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{13.67}{100 \times 130} = 0.105 \leq \bar{\tau}_u = 1.47$$

Condition vérifiée

C. Entrainement des barres

Art A6.1.3 BAEL91

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum \mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.67}{0.9 \times 140 \times 125.6} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

D. Espacement des barres

BAEL 99 Art A8.2, 42

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit dépasser les valeurs suivantes

✓ **Direction principale :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{48 ; 33\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

✓ **Direction secondaire**

$$S_t \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min\{64 ; 45\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

E. Longueur de scellement

Art A.6.1.22 BAEL91

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2(2.1) = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21$$

On prend $L_s = 30 \text{ cm}$

$$L_c = 0.4 \times 30 = 12$$

On prend $L_c = 15 \text{ cm}$ **✓ L'ELS**

$$\bullet \quad \rho = 0.945 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

- Moment isostatique

$$M_{0X} = \mu_x q_u l x^2 = 0.0483 (8.36)(3.5)^2 = 4.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.9236 (4.94) = 4.56 \text{ kN.m}$$

- Moment réel**Sens xx**

$$\text{Appuis : } M_{xa} = 0.5 (4.94) = 2.47 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée : } M_{xt} = 0.75 (4.94) = 3.7 \text{ kN.m}$$

Sens yy

$$\text{Appuis : } M_{ya} = 0.5 (4.56) = 2.28 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée : } M_{yt} = 0.85 (4.56) = 3.87 \text{ kN.m}$$

A. Etat limite d'ouverture des fissures

Art 4.5.32 BAEL91

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, donc on se dispense de faire la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

B. Etat de compression de béton

Art A.4.5.2 BAEL91

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

» La contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{ad}}{b \times d} \times 100 = \frac{2.51}{100 \times 14} \times 100 = 0.179$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 57.46 \\ \beta_1 = 0.931 \end{cases}$$

• Sens x x

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ad}} = \frac{3.7 \times 10^3}{0.931 \times 0.14 \times 251} = 113.09 \text{ MPa}$$

» La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{113.09}{57.46} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

• Sens yy

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ad}} = \frac{3.87 \times 10^3}{0.931 \times 0.14 \times 251} = 118.29 \text{ MPa}$$

» La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{118.29}{57.46} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

C. Etat limite de déformation

Art B 7.5 BAEL91

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{16}{350} = 0.045 \\ \frac{M_t}{20M_x} = \frac{4.33}{20 \times 5.78} = 0.037 \end{array} \right\} 0.045 > 0.037$$

Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 \\ \frac{2}{500} = 0.005 \end{array} \right\} 0.0019 < 0.005$$

Condition vérifiée

➔ Cas2

❖ Les moments

Les efforts qui sollicitent ce panneau de dalle sont extraits de l'ETABS

$$M_t = 8.43 \text{ kN.m} ; \quad M_a = 15.04 \text{ kN.m} ; \quad T = 42.79 \text{ kN}$$

❖ **Ferraillage**Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.04 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu_b = 0.01 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A \quad \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.04 \times 10^3}{0.972 \times 14 \times 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3.93 cm²** ; **S_t = 20cm**En travée

$$\mu_b = \frac{8.43 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.0302$$

$$\mu_b = 0.015 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A \quad \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{8.43 \times 10^3}{0.992 \times 14 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8=2.51 cm²** ; **S_t = 20cm**❖ **Les vérifications**✓ **A L'ELU****A. Condition de non fragilité**

BAEL 91 : Art B.7.4

$$W_x \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

W₀ : Pourcentage minimal d'acier réglementaire.**W₀** = 0.8‰ Pour les aciers FeE400**W_x** : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de la section des armatures sur la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \cdot d} \geq 0.0008 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_{min} \geq 0.0008 \left(\frac{3 - 0.886}{2} \right) \times 100 \times 16$$

$$A_{min} \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

B. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL 91 modifiée 99 Art A5.2,2

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \frac{f_c^{\frac{1}{2}}}{\gamma_b} \quad [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = 0.44 \frac{\sqrt{25}}{1.5} = 1.47 MPa$$

On a $T_{max} = 42.79 kN$

$$\tau_u = \frac{42.79}{100 \times 140} = 0.3 \leq \bar{\tau}_u = 1.47$$

Condition vérifiée

Art A6.1.3 BAEL91

C. Entraînement des barres

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum \mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$$

$$\sum \mu = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 mm$$

Pour les armatures en travée

$$\tau_{se} = \frac{42.79}{0.9 \times 140 \times 125.6} = 2.7 MPa$$

$$\tau_{se} = 2.7 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$$

Condition vérifiée

$$\sum \mu = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 mm$$

Pour les armatures en appuis

$$\tau_{se} = \frac{42.79}{0.9 \times 140 \times 157} = 2.16 MPa$$

$$\tau_{se} = 2.16 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$$

Condition vérifiée

D. Espacement des barres

BAEL 99 Art A8.2, 42

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit dépasser les valeurs suivantes

✓ **Direction principale :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 cm\} = \min\{48 ; 33\} = 33 cm$$

$$S_t = 20 cm < 33 cm$$

Condition vérifiée

✓ **Direction secondaire**

$$S_t \leq \min\{4h ; 45 cm\} = \min\{64 ; 45\} = 45 cm$$

$$S_t = 20 cm < 45 cm$$

Condition vérifiée

E. Longueur de scellement

Art A.6.1.22 BAEL91

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2(2.1) = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\phi$$

Le BAEL limite $L_s = 40\phi$

$$\Rightarrow \text{Pour } \phi_8 \quad L_s = 32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi_{10} \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 \times L_s$$

$$\text{Pour } \phi_8 = L_c = 12.8 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi_8 = L_c = 16 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ L'ELS} \quad M_s = 11.65 \text{ kN.m}$$

A. Etat limite d'ouverture des fissures Art 4.5.32 BAEL91

Dans notre cas la fissuration est considérée peu préjudiciable, donc on se dispense de faire la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.

B. Etat de compression de béton Art A.4.5.2 BAEL91

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

» Les armatures aux appuis

• La contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{ad}}{b \times d} \times 100 = \frac{3.93}{100 \times 14} \times 100 = 0.28$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 44.52 \\ \beta_1 = 0.916 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ad}} = \frac{114.65 \times 10^3}{0.916 \times 0.14 \times 393} = 231.15 \text{ MPa}$$

• La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{231.15}{44.52} = 5.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

» Les armatures en travée

• La contrainte dans les aciers

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{ad}}{b \times d} \times 100 = \frac{2.51}{100 \times 14} \times 100 = 0.179$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 57.46 \\ \beta_1 = 0.931 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ad}} = \frac{3.7 \times 10^3}{0.931 \times 0.14 \times 251} = 113.09 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{113.09}{57.46} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

III.3 Les escaliers

III.3.1 Introduction

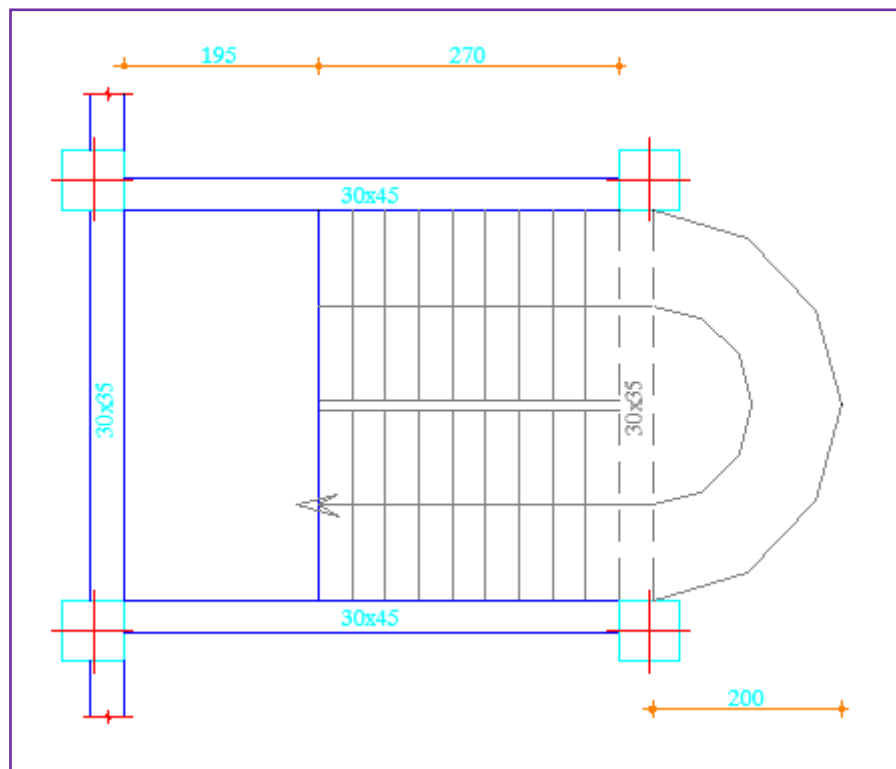
Ce sous chapitre définit les différentes étapes de calcul d'un escalier qui sont :

- Le dimensionnement
- Calcul des efforts internes
- Le ferrailage à l'ELU
- Les vérifications à l'ELS et l'ELU

❖ Terminologie

L'escalier est calculé à la flexion simple et n'était pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre projet présente un escalier à 2 volées et un palier intermédiaire :



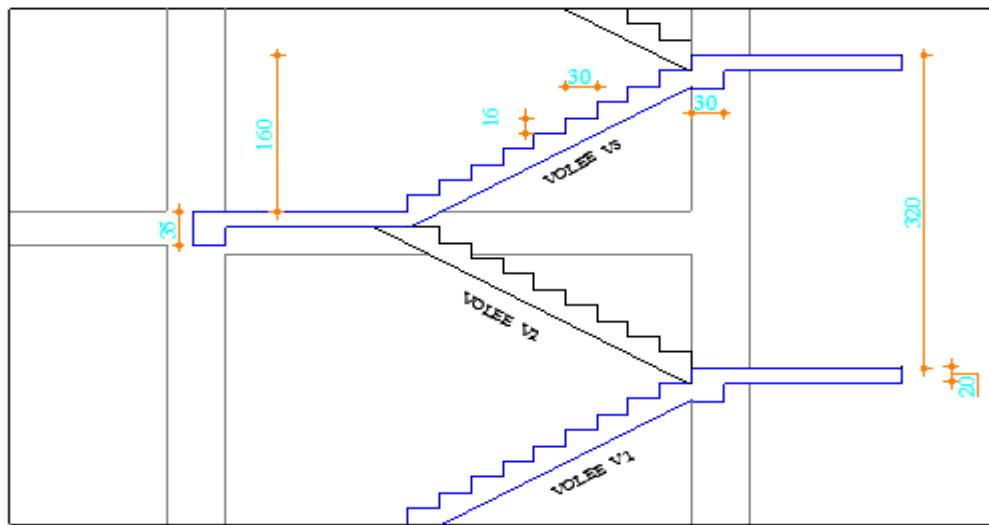


Figure III.11 : Schéma de l'escalier

III.3.2 Dimensionnement

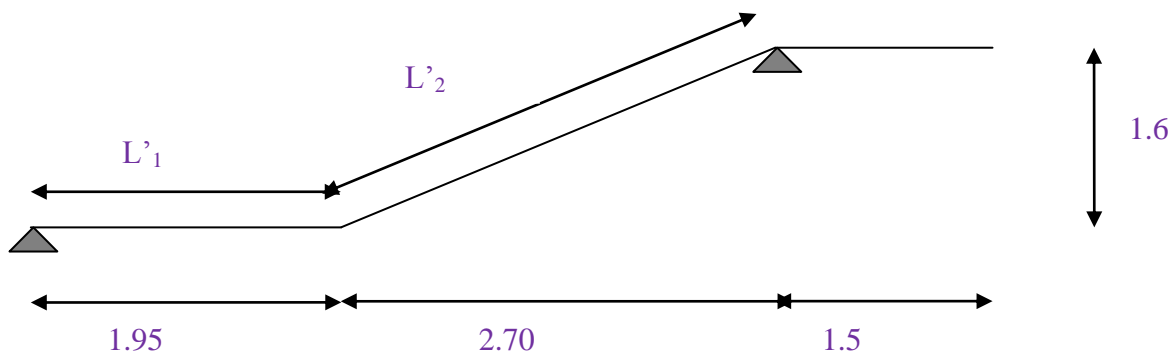


Figure III.12 : Schéma statique

Le confort d'utilisation d'un escalier est lié à une relation entre le giron et la hauteur des marches. Selon Nicolas François Blondel $58 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

Avec : g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

❖ Hauteur de la contre marche

La valeur de « h » varie en moyenne entre 16.5 et 17.5 cm

On prend h=17 cm

❖ Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{160}{17} = 9.41 \quad \text{On prend : } n = 10$$

$$h = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm} \quad \text{Donc } h = 16 \text{ cm}$$

❖ **Nombre de marches**

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9$$

$$m = 9 \text{ marches}$$

❖ **Le giron :**

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow \begin{cases} g \leq 65 - 2h \\ g \geq 59 - 2h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g \leq 65 - 2 \times 16 = 33 \\ g \geq 59 - 2 \times 16 = 27 \end{cases} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

❖ **La paillasse**

D'après le BAEL 91 l'épaisseur de la paillasse sera comme suit :

$$\frac{L'}{30} < e_p < \frac{L'}{20}$$

Avec : L' : longueur entre nus d'appuis

e_p : épaisseur de la paillasse

$$L' = L'_1 + L'_2$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{30} = 0.533 \Rightarrow \alpha = 28.07^\circ$$

$$L' = 195 + \frac{270}{\cos 28.07} = 500 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \frac{500}{30} < e_p < \frac{500}{20} \Rightarrow 16.66 < e_p < 25$$

$$\Rightarrow e_p = 20 \text{ cm}$$

III.3.3 Détermination des charges et surcharges

Les calculs sont menés en considérant une bande de un mètre de la paillasse. Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

A. Les charges permanentes❖ **Palier**

Poids propre :	$25 \times 0.2 \times 1 =$	5.00 kN/ml
----------------	----------------------------	------------

Poids de revêtement

(mortier + carrelage + lit de sable) :	$(0.6 + 0.4 + 0.66) \times 1 =$	1.66 kN/ml
--	---------------------------------	------------

$G_{\text{tot}} =$	6.66 kN/ml
--------------------	-------------------

Poids du mur : $1.3 \times 1 = \mathbf{1.30 \text{ kN/ml}}$

❖ Volée

$$\text{Poids de la paillasse : } 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1 = 25 \times \frac{0.2}{\cos 28.07} \times 1 = 5.66 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } 25 \times \frac{0.16}{2} \times 1 = 2.00 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du revêtement : } 1.66 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du garde-corps en métal : } 0.2 \times 1 = 0.20 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G_{tot} = 9.52 \text{ kN/ml}}$$

B. Les charges d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

$$\mathbf{Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}}$$

C. Les combinaison des charges et surcharges

❖ États limite ultime ELU

$$\text{Palier : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.66 + 1.5 \times 2.5 = 12.74 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.52 + 1.5 \times 2.5 = 16.60 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur : } q_u = 1.35G = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kN/ml}$$

❖ États limite de service ELS

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = 6.66 + 2.5 = 9.16 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = 9.52 + 2.5 = 12.02 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur : } q_s = G = 1.3 \text{ kN/ml}$$

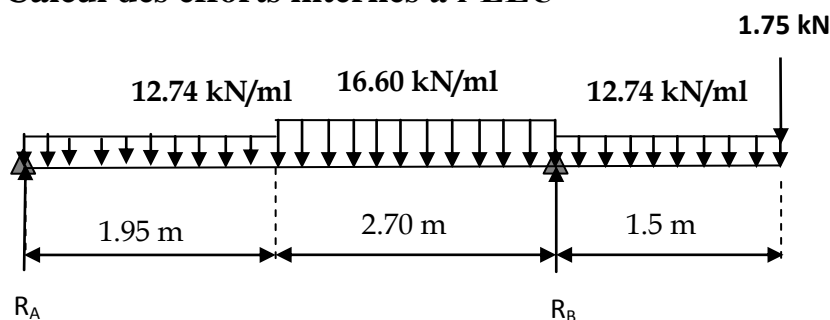
III.3.4 Calcul des efforts internes à l'ELU

Figure III.13 Schéma statique de calcul

A. Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 12.74 \times 1.95 + 16.60 \times 2.70 + 12.74 \times 1.5 + 1.75 = 90.52 \text{ kN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4.65 = 12.74 \times \frac{1.95^2}{2} + 16.60 \times 2.70 \times 3.3 + 12.74 \times 1.5 \times 5.4 + 1.75 \times 6.15$$

$$R_B = 61.52 \text{ kN}$$

$$R_A = 29.00 \text{ kN}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

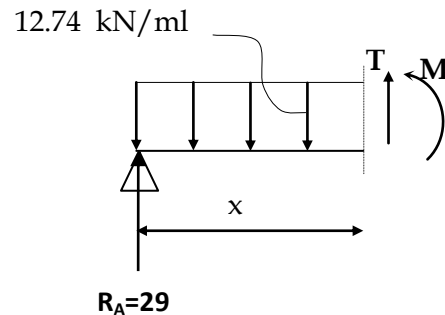
1^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 1.95 \text{ m}$

$$T(x) = -29 + 12.74x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -29 \text{ kN} \\ x = 1.95 \Rightarrow T(1.95) = -4.15 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 28.71x - 12.74 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.95 \Rightarrow M(1.95) = 32.32 \text{ kN.m} \end{cases}$$



2^{er} Tronçon $1.95 \leq x \leq 4.65 \text{ m}$

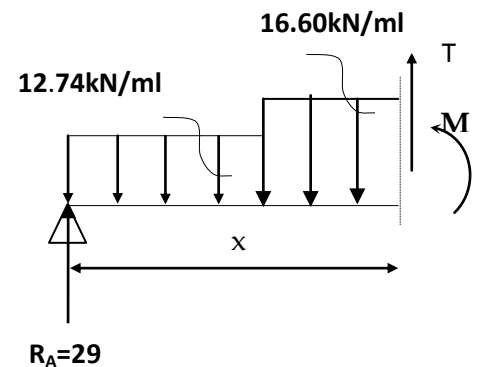
$$T(x) = -29 + 12.74 \times 1.95 + 16.60 \times (x - 1.95)$$

$$T(x) = -4.15 + 16.60 \times (x - 1.95)$$

$$\begin{cases} x = 1.95 \Rightarrow T(1.95) = -4.15 \text{ kN} \\ x = 4.65 \Rightarrow T(4.65) = 40.66 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 29x - 12.74 \times 1.95 \times (x - 0.975) - 16.6 \frac{(x - 1.95)^2}{2}$$

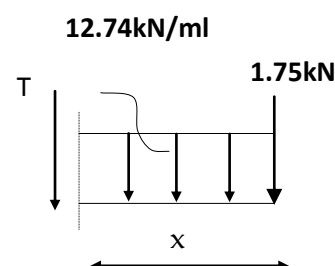
$$\begin{cases} x = 1.95 \Rightarrow M(1.95) = 32.32 \text{ kN.m} \\ x = 4.65 \Rightarrow M(4.65) = -16.95 \text{ kN.m} \end{cases}$$



3^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = -1.75 - 12.74x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -1.75 \text{ kN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(1.5) = -20.86 \text{ kN} \end{cases}$$



$$M(x) = -1.75x - 12.74 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(1.5) = -16.95 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max

Dans le 2^{er} Tronçon

$$T(x) = 0 \Rightarrow -4.15 + 16.60(x - 1.95) = 0 \quad \Rightarrow x = 2.2\text{m}$$

$$M(2.2) = 32.84 \text{ kN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment

$$\text{Aux appuis A : } M_{ua} = -0.3M_u^{max} = -0.3 \times 32.84 = -9.85 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 24.83 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis B : } M_{ub} = -16.95 \text{ kN.m}$$

III.3.5 Diagramme des efforts interne à l'ELU

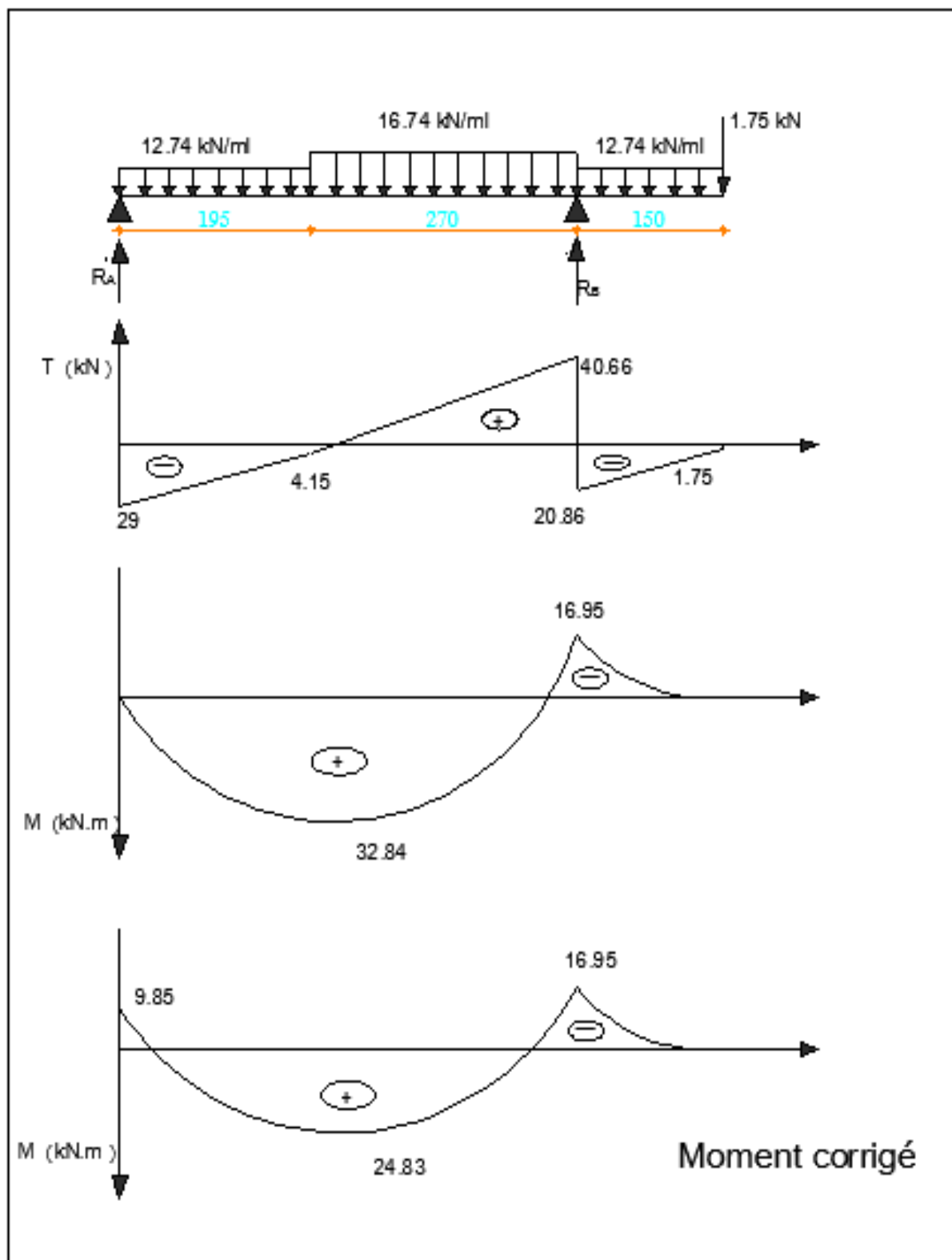


Figure III.14 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.6 Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

A. Armature longitudinale

Armatures aux appuis

$$\mu = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{16.95 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_{u \text{ app}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.95 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{app}} = 5\text{HA } 10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

Armature en travée

$$\mu = \frac{M_{u t}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{24.83 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0539$$

$$\mu = 0.0539 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0539 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_t = \frac{M_{u t}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24.83 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 348} = 4.07 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

B. Armature de répartition

❖ Aux appuis

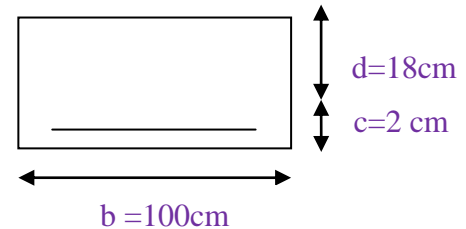
$$A_r = \frac{A_{\text{app}}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 5\text{HA}8 = 2.51$ avec un espacement de 20 cm

❖ En travée

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm



III.3.7 Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité

BAEL91 : Art A.4.2, 1

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_{ap} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

B. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL 91/modifiées99 : Art A.5.2, 2

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} f_{c28}^{1/2}$$

Avec T_u : l'effort tranchant maximal

$$T_u = 40.66 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{40.66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{1.5} 25^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C. Influence de l'effort tranchant sur le béton

BAEL 91/modifiée99 : Art A.5.1, 313

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times a} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 2 \frac{40.66 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.502 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.502 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_{ap} \geq \frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e}$$

$$\frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(40.66 \times 10^3 - \frac{16.95 \times 10^3}{0.9 \times 0.18} \right) = -183.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3.92 > -183.90$$

Condition vérifiée

E. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton BAEL91 : Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu}$$

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 5 \times 12 \times 3.14 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.66 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

F. Longueur de scellement

BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur hors crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 37.27 = 14.11 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_c = 15 \text{ cm}$$

G. Espacement des barres

BAEL91 : Art A.8.2, 42

❖ **Armatures principales**

$$\text{Aux appuis } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En travée } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$S_t < \min(3h; 33) = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

❖ Armature de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 20\text{cm} \\ \text{En travée } S_t = 20\text{cm} \end{array} \right\} S_t < \min(4h; 45) = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.8 Calcul à l'ELS

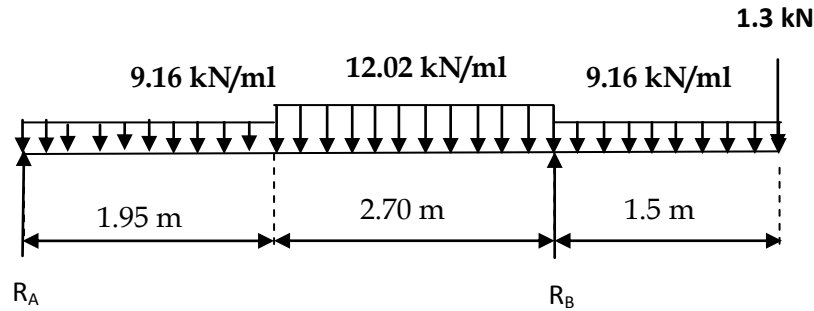


Figure III.15 : Schéma statique de calcul à l'ELS

A. Les réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 9.16 \times 1.95 + 12.02 \times 2.70 + 9.16 \times 1.5 + 1.3 = 65.35 \text{ kN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4.65 = 9.16 \times \frac{1.95^2}{2} + 12.02 \times 2.70 \times 3.3 + 9.16 \times 1.5 \times 5.4 + 1.3 \times 6.15$$

$$\begin{cases} R_B = 44.45 \text{ kN} \\ R_A = 20.9 \text{ kN} \end{cases}$$

B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

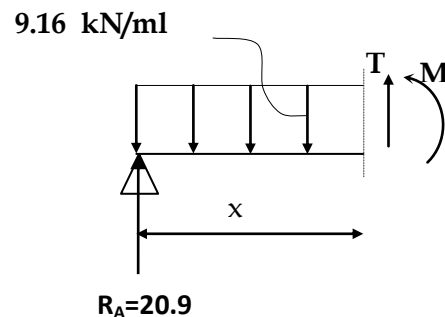
1^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 1.95 \text{ m}$

$$T(x) = -20.9 + 9.16x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -20.9 \text{ kN} \\ x = 1.95 \Rightarrow T(1.95) = -3.03 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 20.9x - 9.16 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.95 \Rightarrow M(1.95) = 23.33 \text{ kN.m} \end{cases}$$



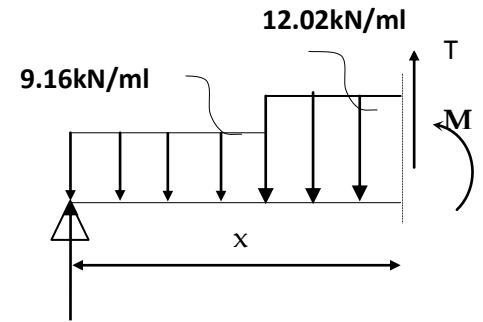
2^{er} Tronçon $1.95 \leq x \leq 4.65 \text{ m}$

$$T(x) = -20.9 + 9.16 \times 1.95 + 12.02 \times (x - 1.95)$$

$$T(x) = -3.03 + 12.02 \times (x - 1.95)$$

$$\begin{cases} x = 1.95 \Rightarrow T(1.95) = -3.03 \text{ kN} \\ x = 4.65 \Rightarrow T(4.65) = 29.42 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 20.9x - 9.16 \times 1.95 \times (x - 0.975) - 12.02 \frac{(x - 1.95)^2}{2} \quad R_A = 20.9$$

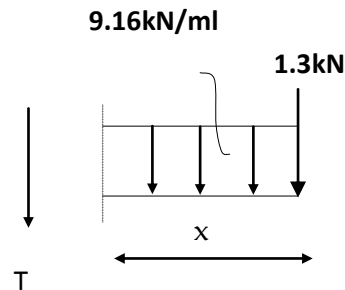
**3^{er} Tronçon** $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = -1.3 - 9.16x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = -1.3 \text{ kN} \\ x = 1.5 \Rightarrow T(1.5) = -15.04 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = -1.3x - 9.16 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.5 \Rightarrow M(1.5) = -12.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment max**

Dans le 2^{er} Tronçon

$$T(x) = 0 \Rightarrow -3.03 + 12.02(x - 1.95) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.2 \text{ m}$$

$$M(2.2) = 23.72 \text{ kN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment :

$$\text{Aux appuis A : } M_{sa} = -0.3M_s^{max} = -0.3 \times 23.72 = -7.11 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 17.93 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis B : } M_{sa} = -12.25 \text{ kN.m}$$

III.3.9 Diagramme des efforts interne à l'ELS

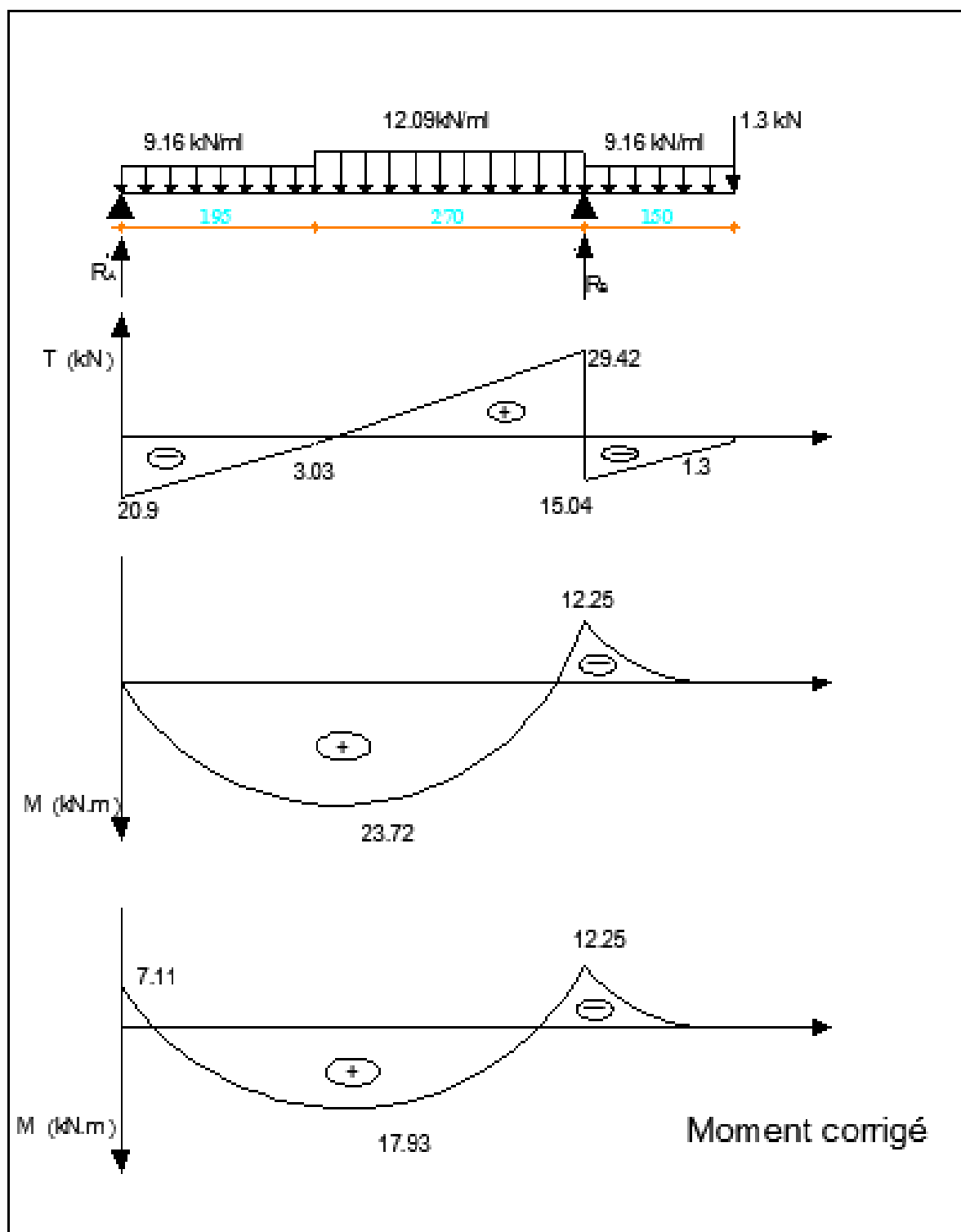


Figure III.16 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.3.10 Vérification à l'ELS

A. État limite de résistance du béton à la compression

BAEL 91 : Art A.4.5, 2

• En travée

$$M_{ts} = 17.93 \text{ kN.m et } A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 18} \times 100 = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \Rightarrow K_1 = 41.82 \text{ et } \beta_1 = 0.912$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{17.93 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 193.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193.31}{41.82} = 4.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

• En appuis

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{ap}}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 18} \times 100 = 0.217$$

$$\rho_1 = 0.217 \Rightarrow K_1 = 51.67 \text{ et } \beta_1 = 0.925$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta \times d \times A_{ap}} = \frac{12.25 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 3.92} = 187.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{187.68}{51.67} = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

B. État limite de déformation

BAEL 91 : Art B.6.5, 2

On peut se dispenser de donner une justification de la déformabilité si ces conditions se réunissent :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{M_t}{10M_0} \leq \frac{h}{l}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right\} \frac{h}{l} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.062$$

Condition non vérifiée

Donc on doit calculer la flèche :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

V_1 : Position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

S_{xx} : Moment statique par rapport à l'axe x-x passant par le centre de gravité

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15(5.65)18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogène

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15(5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculée par rapport au CDG de la section

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

ρ : Pourcentage d'aciers

$$\rho = \frac{A_t}{bd} 100$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 18} 100 = 0.313$$

$$\rho = 0.313 \Rightarrow \beta_1 = 0.912 \quad K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{17.93 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 193.31 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b}{b}\right) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.313} = 0.026$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75(2.1)}{4 \times 0.313(193.31) + 2.1}; 0 \right\} = \max\{0.984; 0\} = 0.015$$

I_{fv} : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1(71870.22)}{1 + 0.026(0.984)} = 77086.16 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17.93(500)^2}{10(10818.86)(77086.16)} = 0.0005 \text{ m}$$

$$f = 0.05 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

III.4 La poutre palière

La poutre palière est encastree à ses deux extrémités dans les deux poteaux de section rectangulaire ($b \times h$), et de portée **3.70m**.

III.4.1 Pré-dimensionnement

A. Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis $L_{max} = 370cm$

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h_t \leq 35$$

Selon le RPA 99/version 2003 : $h_t \geq 30 cm$

Donc on opte pour $h_t = 35 cm$

B. La largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.$$

Selon le RPA99-version : $b \geq 20cm$

On opte pour : $b = 30cm$

Donc la poutre palière aura pour dimension : **(b, h)= (30, 35) cm²**

III.4.2 Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre $G=25 \times 0.35 \times 0.30=2.625$ KN/ml

L'effort tranchant à l'appui (réaction d'appui) : ELU : $T_U = 61.52$ kN

ELS : $T_S = 44.45$ kN

Combinaison de charge

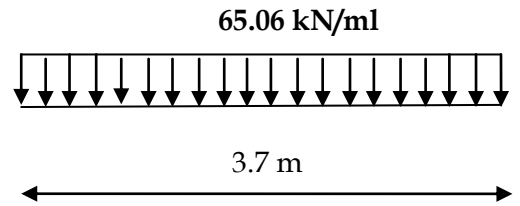
ELU : $q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 2.625 + 61.52 = 65.06$ kN/ml

ELS : $q_s = G + T = 2.625 + 44.45 = 47.07$ kN/ml

III.4.3 Calcul des efforts internes à l'ELU

➤ Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{65.06 \times 3.7^2}{8} = 111.33 \text{ kN.m}$$



➤ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{65.06 \times 3.7}{2} = 120.36 \text{ kN}$$

En tenant compte des encastrement partiels, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_{ua} = -0.3M_u^{max} = -0.3 \times 111.33 = -33.39 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0.85M_u^{max} = 0.85 \times 111.33 = 94.63 \text{ kN.m}$

III.4.4 Les diagrammes des efforts internes

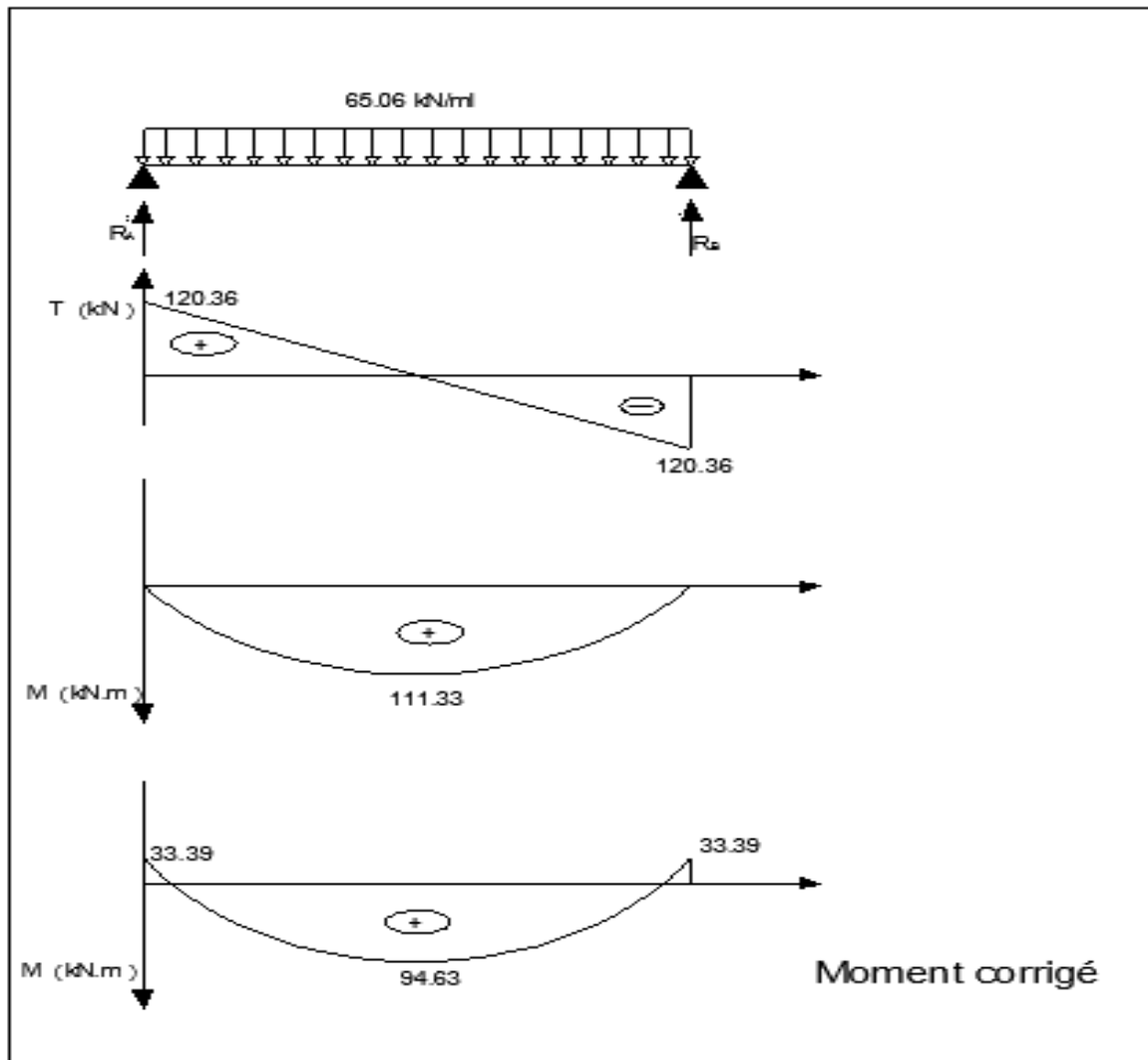


Figure III.17 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.5 Ferrailage à l'ELU

➤ **Armatures en travée** $M_t = 94.63 kN.m$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{94.63 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94.63 \times 10^3}{0.990 \times 33 \times 348} = 8.32 cm^2$$

$$\text{Soit } A_t = 5 \text{ HA14} + 1 \text{ HA12} = 8.82 cm^2$$

➤ **Armatures aux appuis** $M_a = 33.39 kN.m$

$$\mu = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{33.39 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.07 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{app} = \frac{M_{u \text{ app}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.39 \times 10^3}{0.964 \times 33 \times 348} = 3.01 cm^2$$

$$\text{Soit } A_{app} = 3 \text{ HA 12} = 3.39 cm^2$$

➤ **Les armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \left(\frac{350}{35}; 10; \frac{300}{10} \right) = (10; 10; 30)$$

On prend $\Phi_t = 8mm$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA8} = 2.01 cm^2 \text{ un cadre et un étrier}$$

Les vérifications du RPA 99 /version 2003 (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$2.01 + 8.82 = 10.83 cm^2 > \frac{0.5bh}{100} = \frac{0.3 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante

$$10.83 cm^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6 Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité

BAEL91 : Art A.4.2, 1

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 33 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 8.82 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

B. Vérification de l'effort tranchant

BAEL 91/modifiées99 : Art A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 120.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{120.36 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{2/3} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64 \times 25^{2/3}}{1.5} ; 5 \right\} \text{ MPa} = \min \{ 3.64 ; 5 \} \text{ MPa} = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

C. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton

BAEL91 : Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu}$$

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 4 \times 1.4 \times 3.14 + 3.14 \times 1.2 = 21.35$$

$$\tau_{se} = \frac{120.36 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 213.5} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

D. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

✓ sur les armatures inférieures

$$A_{ap} \geq \frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e}$$

$$\frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(120.36 \times 10^3 - \frac{33.39 \times 10^3}{0.9 \times 0.33} \right) 10^{-2} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.22 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

✓ Influence sur le béton

BAEL 91 modifiée 99 : Art A.5.1, 313

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times a} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 2 \frac{120.36 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 2.70 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 2.70 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

E. Longueur de scellement

BAEL 91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \Phi$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

$$L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égale à $0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On prend $L_c = 16 \text{ cm}$

F. Espacement maximal des armatures transversales

BAEL91 : Art A.5.1 ,22

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(29.7, 40cm) = 29.7cm$$

Selon RPA 99 /version 2003 (Art 7.5.2.2)✓ **En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{3.14}{0.003 \times 30} = 34.88cm$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{8.75; 12\}$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5cm$$

$$\text{Soit } S_t = 15cm$$

III.4.7 Calcul à l'ELS❖ **Calcul du moment et de l'effort tranchant**

$$q_s = 47.07 \text{ kN/ml}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{47.07 \times 3.7}{2} = 87.08 \text{ kN}$$

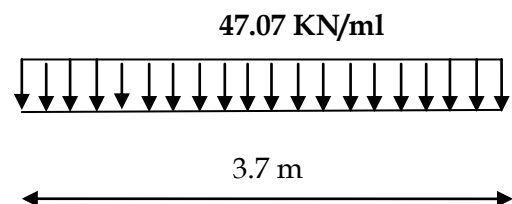
➤ **Calcul du moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{47.07 \times 3.7^2}{8} = 80.54 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments.

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0.3M_0 = -0.3 \times 80.54 = -24.16 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 80.54 = 68.45 \text{ kN.m}$$



III.4.8 Diagramme des sollicitations

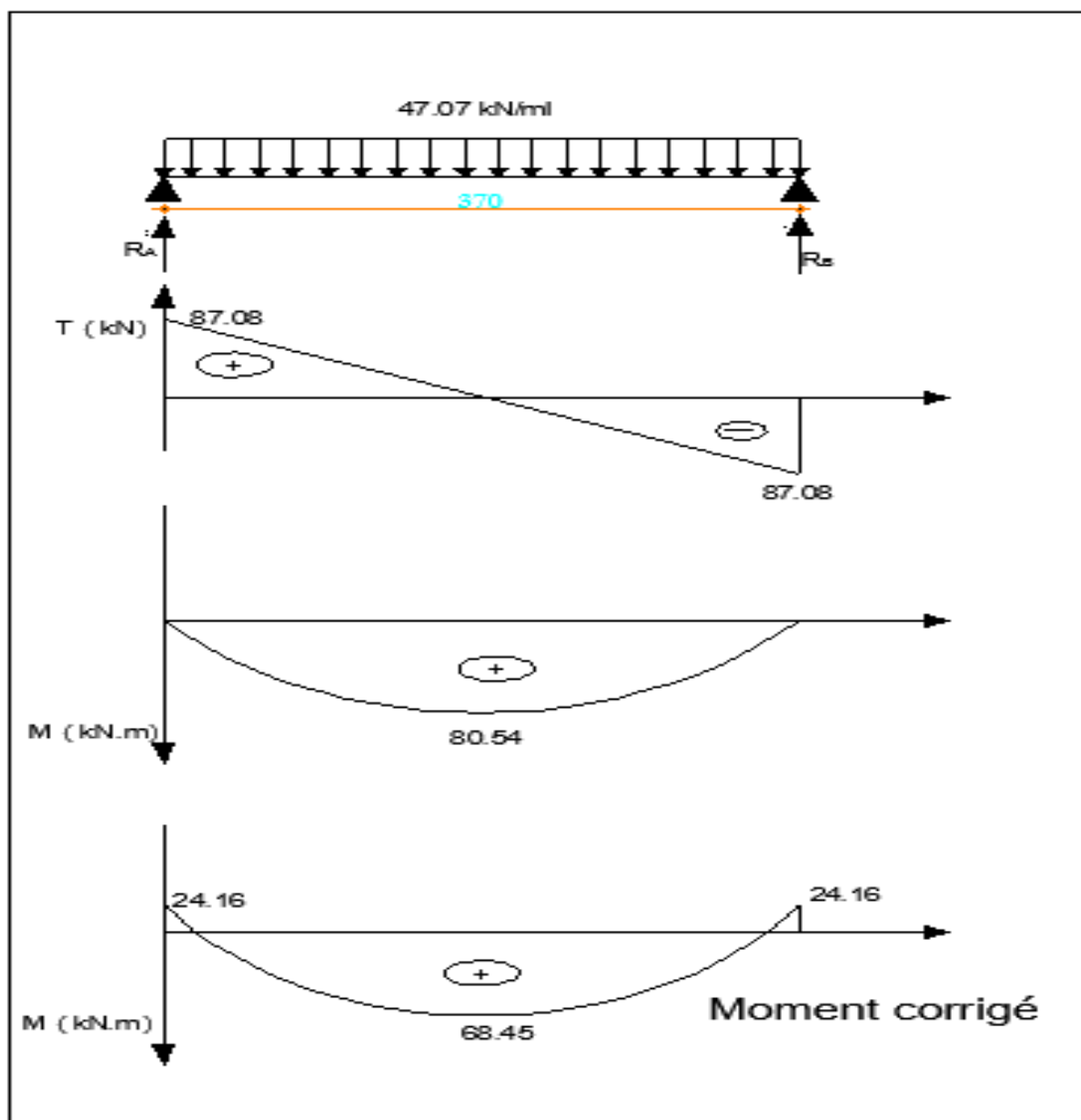


Figure III.18 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.4.9 Vérification à l'ELS

A. Vérification de la flèche

BAEL99 : Art B.6.5 ,2

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{370} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{35}{370} = 0.09 > \frac{68.45}{10 \times 80.54} = 0.085$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{8.82}{30 \times 33} = 0.0089 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Condition vérifiée

B. État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

C. État limite de résistance de béton à la compression

BAEL 91 : Art A.4.5, 2

❖ En travée :

$$M_{ts} = 68.45 \text{ kN.m et } A_t = 8.82 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{8.82}{30 \times 33} \times 100 = 0.8909$$

$$\rho_1 = 0.8909 \Rightarrow K_1 = 22.59 \text{ et } \beta_1 = 0.867$$

✓ La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{68.45 \times 10^3}{0.867 \times 33 \times 8.82} = 271.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 271.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ Contrainte dans le béton

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{271.25}{22.59} = 12.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **En appuis**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{ap}}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0.342$$

$$\rho_1 = 0.342 \Rightarrow K_1 = 39.95 \text{ et } \beta_1 = 0.909$$

✓ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta \times d \times A_{ap}} = \frac{24.16 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = 237.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 237.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{237.58}{39.95} = 5.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (car sont vérifiées à l'ELS).

III.5 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher. Le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts, (N et M) en flexion composée.

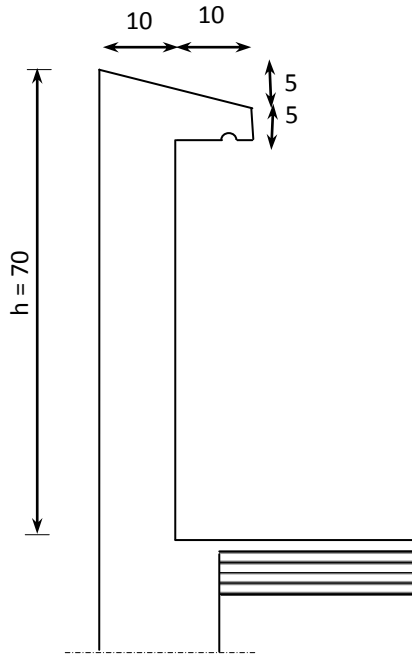


Figure III.30 : Coupe verticale de l'acrotère

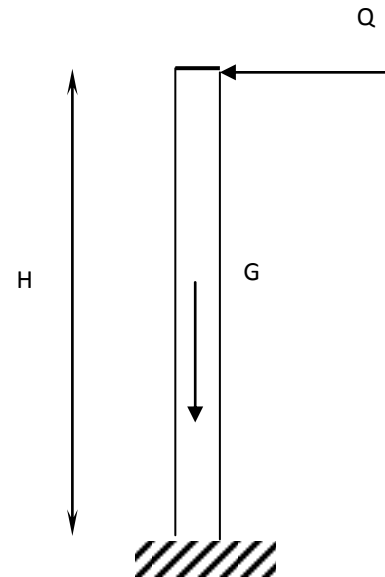


Figure III.20 : Schéma statique de l'acrotère

III.5.1 Calcul des sollicitations

A. Effort normal dû au poids propre

$$N_G = G \times 1 = \rho \times S = 25 \times 0.075 = 1.875 \text{ kN/ml}$$

Avec : ρ poids volumique du béton

S Section transversale de l'acrotère

B. Effort tranchant

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

C. Moment de renversement

$$M_Q = Q \times h \times 1 = 0.7 \text{ kN.m}$$

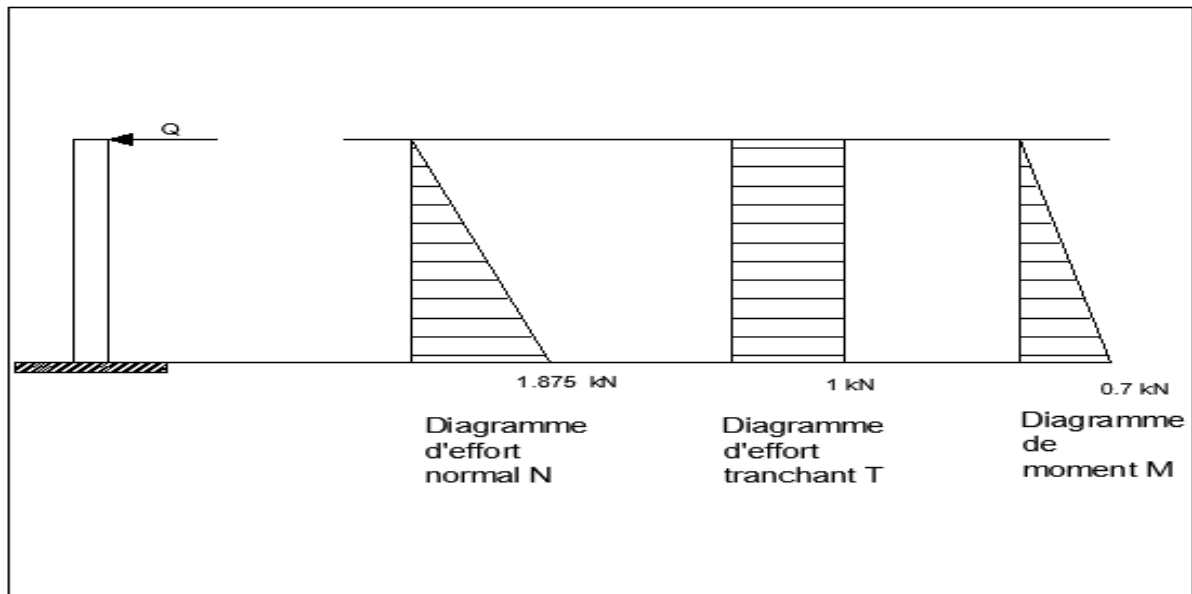


Figure III.21 : Diagrammes des efforts internes

III.5.2 Combinaison de charge

❖ ELU

Effort normal : $N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 1.875 = 2.53 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

Moment de renversement : $M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ kN.m}$

❖ ELS

Effort normal : $N_s = N_G = 1.875 = 1.875 \text{ kN}$

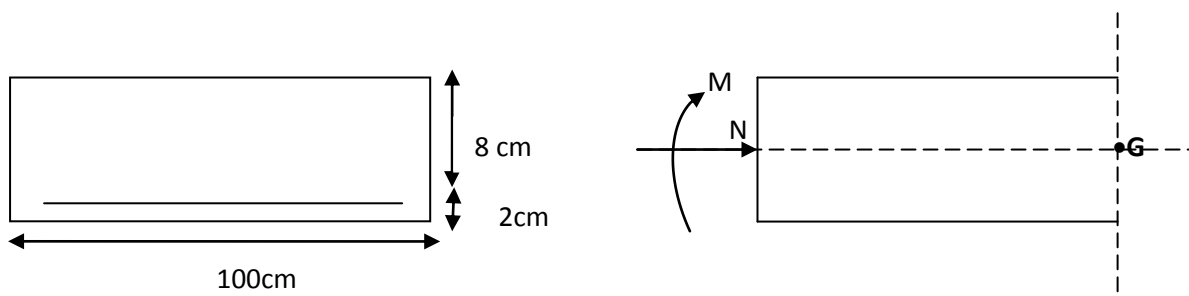
Effort tranchant : $T_s = Q = 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0.7 = 0.7 \text{ kN.m}$

III.5.3 Ferrailage de l'acrotère

Le travail consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre à l'ELU puis la vérification à l'ELS



A. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow \frac{1.05 \times 10^2}{2.53} = 41.50 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

**Figure III.22** section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

B. Calcul de la section d'armature en flexion simple❖ **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec g : distance entre « cp » et le CDG des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 41.50 + 3 = 44.50 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.53 \times 44.50 \times 10^{-2} = 1.12 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.12 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0123$$

$$\mu_b = 0.0123 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.994$$

❖ **Armature fictive**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.12 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.404 \text{ cm}^2$$

C. Calcul de la section réelle des armatures en flexion composé

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.40 - \frac{2.53 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III.5.4 Vérification à l'ELU**A. Condition de non fragilité**

BAEL91 : Art A.4.2, 1

❖ **Armature principale**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.875} = 37.33 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{37.33 - 0.445 \times 8}{37.33 - 0.185 \times 8} \right] = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

La condition non vérifiée donc on adoptera $A_u = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$

Soit $A_u = 4 \text{ HA8} = 2.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

B. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL91 modifiée 99 : Art A.5.2,2

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} f_{c28}^{1/2}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{1.5} 25^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

C. Vérification de l'adhérence des barres

BAEL91 : Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu}$$

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 4 \times 8 \times 3.14 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

D. Espacement des barres

BAEL 91 : Art A.8.2, 42

❖ **Armature principale**

$$S_t < \min(3h; 33) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

❖ **Armature de répartition**

$$S_t < \min(4h; 45) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

E. Ancrage des barres verticales

BAEL 91 : Art A.6.1, 221

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm}$$

On prend : **$L_s = 30 \text{ cm}$**

III.5.5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

A. Vérification des contraintes dans les aciers

BAEL 91 : Art A.4.5, 32

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 [\eta f_{tj}]^{0.5} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66; \max(200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0.7 \text{ KN.m et } A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_u}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 8} \times 100 = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow K_1 = 47.50 \text{ et } \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 47.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 47.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

B. Vérification des contraintes dans le béton

BAEL 91 : Art A.4.5, 2

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{47.31}{47.50} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ Conclusion

Les conditions étant vérifiées donc notre ferrailage à l'ELU est vérifié à l'ELS

Ferrailage adopté

Armature principale : 4HA8=2.01 cm² avec S_t = 25cm

Armature de répartition : 4HA8=2.01 cm² avec S_t = 25cm

III.5.6 Vérification de l'acrotère au séisme

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone dans notre cas $A=0.25$ (zone III , groupe 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires $C_p = 0.3$

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1.875 \text{ kN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.875 = 0.56 \text{ kN/ml}$$

$$F_p < Q$$

Condition vérifiée

❖ Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile

On adopte donc le ferrailage choisi précédemment.

III.6 Les balcons

III.6.1 Introduction

Dans notre ouvrage les balcons sont en dalle pleine reposant sur les poutres de rive avec un garde-corps d'un mètre de hauteur.

Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau des poutres de rive du plancher.

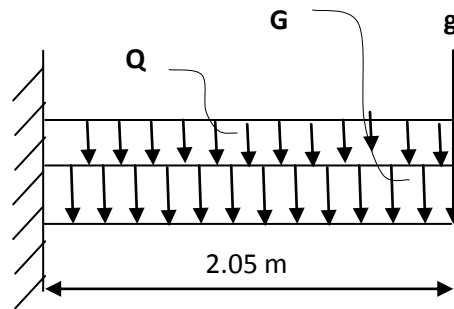


Figure III.23 : Schéma statique du balcon

G : poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation

g : Charge verticale concentrée (poids propre de garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur).

III.6.2 Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{205}{10} = 20.5$$

On prend : $e_p = 21 \text{ cm}$

III.6.3 Détermination des charges et surcharges

A. Charge permanente :

Revêtement carrelage	$0.02 \times 20 = 0.40$
Mortier de pose	$0.03 \times 20 = 0.60$
Couche de sable	$0.03 \times 22 = 0.66$
Poids propre de la dalle	$0.21 \times 25 = 5.25$
Enduit	$0.02 \times 10 = 0.20$

$$G_t = 7.11 \text{ kN/m}^2$$

B. Charge concentrée

Brique	$0.1 \times 9 = 0.90$
Enduit en ciment	$18 \times 0.02 \times 2 = 0.72$
	<hr/>
	$G_t = 1.62 \text{ kN/m}$

C. Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

III.6.4 Les combinaisons de charges (pour 1 m)❖ **ELU****La dalle**

$$q_u = 1.35(7.11) + 1.5(3.5) = 14.84 \text{ kN/ml}$$

Le garde-corps

$$g_u = 1.35(1.62) = 2.18 \text{ kN/ml}$$

❖ **ELS****La dalle**

$$q_s = 7.11 + 3.5 = 10.71 \text{ kN/ml}$$

Le garde-corps

$$g_s = 1.62 \text{ kN/ml}$$

III.6.5 Calcul du moment fléchissant❖ **ELU**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{14.84 \times 2.05^2}{2} + 2.18 \times 2.05 = 35.65 \text{ kN.m}$$

❖ **ELS**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{10.71 \times 2.05^2}{2} + 1.62 \times 2.05 = 25.82 \text{ kN.m}$$

III.6.6 Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Armature principale

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.65 \times 10^3}{100 \times 19^2 \times 14.2} = 0.069$$

$$\mu_u = 0.069 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.069 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.65 \times 10^3}{0.964 \times 19 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{adp} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.56}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{adp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.6.7 Les vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité

BAEL91 Art A4.2,1

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 19 \times \frac{2.1}{400} = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

B. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

BAEL91 Art A.6.1,3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu}$$

$$T_u = q_u \times l + g_u$$

$$T_u = 14.84(2.05) + 2.18 = 32.60 \text{ kN}$$

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 5 \times 12 \times 3.14 = 188.4$$

$$\tau_{se} = \frac{32.60 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 188.4} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

C. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL 91/99 Art A5.2,2

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b} \text{ MPa}$$

$$T_u = 32.60 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{32.60 \times 10^3}{1000 \times 190} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{1.5} 25^{\frac{1}{2}} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

D. Espacement des barres

BAEL 99 Art A8.2, 42

Armature principale

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

$$S_t < \min(3h; 33) = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Armature de répartition

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

$$S_t < \min(4h; 45) = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

E. Longueur de scellement

BAEL 91 Art A.6.1, 221

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.96 \text{ cm}$$

On prend $L_c = 17 \text{ cm}$

F. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui

Influence de l'effort tranchant sur les aciers

$$A_{ap} \geq \frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e}$$

$$\frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(32.6 \times 10^3 - \frac{35.65 \times 10^3}{0.9 \times 0.19} \right) = -5.05 \text{ cm}^2 < 0$$

Condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur le béton

BAEL 91/99 Art A.5.1, 313

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times a} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 2 \frac{32.6 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 190} = 0.381 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 0.381 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

III.6.8 Vérification à l'ELS

A. Vérification des contraintes

Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$M_s = 25.82 \text{ KN.m et } A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_u}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 19} \times 100 = 0.297$$

$$\rho_1 = 0.297 \Rightarrow K_1 = 43.14 \text{ et } \beta_1 = 0.914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{25.82 \times 10^3}{0.914 \times 19 \times 5.65} = 263.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 263.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Dans le béton

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{263.15}{43.14} = 6.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

B. Vérification de la flèche

BAEL 91 Art B.6.5,1

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifié les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{21}{205} = 0.102 \\ \frac{1}{16} = 0.062 \end{array} \right. \rightarrow \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{21}{205} = 0.102 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35.65}{10 \times 35.65} = 0.1 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 19} = 0.0029 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.7 Calcul de la dalle pleine de la salle machine

III.7.1 Introduction

Notre ouvrage comporte deux cages d'ascenseur de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), la surface de la cabine (1.625×2.05) m² et de la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est 90 kN.

III.7.2 Dimensionnement

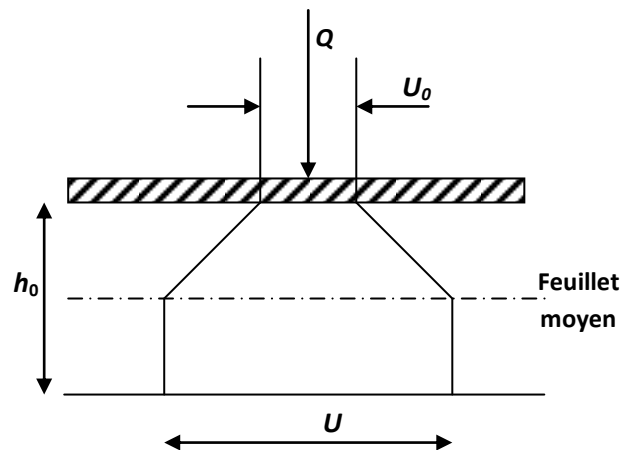
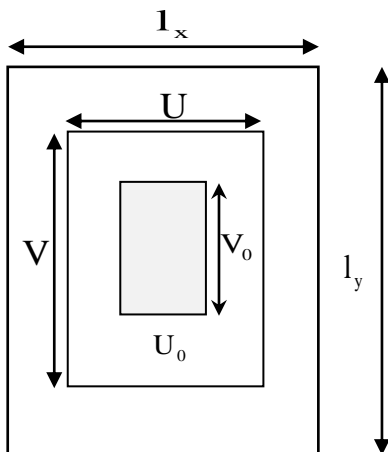
Épaisseur de la dalle pleine h_t

$$h_t = \frac{L_{max}}{30} = \frac{205}{30} = 6.83 \text{ cm}$$

Selon le RPA $h_t \geq 12 \text{ cm}$

Soit : $h_t = 15 \text{ cm}$

III.7.3 Calcul des sollicitations



$$L_x = 162.5 \text{ cm}$$

$$L_y = 205 \text{ cm}$$

$$U_0 = 80 \text{ cm}$$

$$V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{162.5}{205} = 0.792$$

$$0.4 < \rho_x = 0.792 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

III.7.4 A l'ELU

$$\nu = 0$$

A. Moments dus au poids propre

$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow$ Dans le sens de la petite portée L_x .

$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow$ Dans le sens de la grande portée L_y .

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction de rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν

$$\rho_x = 0.792 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.577 \end{cases}$$

Poids propre de la dalle : $G = (25 \times 0.15) + (20 \times 0.05) = 4.75 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.0 \text{ kN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.75) + 1.5(1) = 7.912 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ux1} = 0.0576 \times 7.912 \times 1.625^2 = 1.203 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.577 \times 1.203 = 0.694 \text{ kN.m}$$

B. Moments dus à la charge localisée

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P(\nu M_1 + M_2)$$

M_1 et M_2 Coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$U = U_0 + 2\left(\varepsilon e + \frac{h}{2}\right)$$

$$V = V_0 + 2\left(\varepsilon e + \frac{h}{2}\right)$$

Le coefficient dépend de la nature des revêtements, dans notre cas la dalle est composée du béton armé, et d'une chape en béton d'épaisseur $e = 5 \text{ cm}$ $\varepsilon = 1$

$$U = V = 80 + 2\left(5 \times 1 + \frac{15}{2}\right) = 105 \text{ cm}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.625} = 0.646 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.05} = 0.512$$

Avec $\rho_x = 0.792$

Après interpolation on aura : $M_1 = 0.093$ et $M_2 = 0.063$

$$P_u = 1.35P = 1.35(90) = 121.5 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ux2} = P \times M_1 = 121.5 \times 0.093 = 11.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy2} = P \times M_2 = 121.5 \times 0.063 = 7.654 \text{ kN.m}$$

C. Superposition des moments

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.203 + 11.29 = 12.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy2} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.694 + 7.654 = 8.34 \text{ kN.m}$$

D. Remarque

Pour tenir compte du semi-encastrement de la dalle (continuité des voiles) on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée)

✓ En travée

$$M_{utx} = 0.85 \times M_{ux} = 0.85 \times 12.49 = 10.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{uty} = 0.85 \times M_{uy} = 0.85 \times 8.34 = 7.09 \text{ kN.m}$$

✓ Aux appuis

$$M_{uax} = -0.3 \times M_{ux} = -0.3 \times 12.49 = -3.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{uay} = -0.3 \times M_{uy} = -0.3 \times 8.34 = -2.50 \text{ kN.m}$$

III.7.5 Ferrailage

A. Sens x-x

En travée $M_{utx} = 10.61 \text{ kN.m} \quad d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0442$$

$$\mu_u = 0.0442 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.0442 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{utx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.61 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{adp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis $M_{uax} = 3.74 \text{ kN.m} \quad d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.74 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_u = 0.015 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.015 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_{uax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.74 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{adp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20 \text{ cm}$

B. Sens y-y

En travée $M_{uty} = 7.09 \text{ kN.m}$ $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = 1.59 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{adp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20 \text{ cm}$

Aux appuis $M_{uay} = 2.50 \text{ kN.m}$ $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = 0.55 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{adp} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20 \text{ cm}$

III.7.6 Les vérifications

A. Condition de non fragilité

BAEL 91 : Art B.7.4

La notion du pourcentage de non fragilité consiste à présenter une section minimale correspond au taux d'armature suivant :

$$W_x \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

W_0 : Pourcentage minimal d'acier réglementaire.

$W_0 = 0.8\%$ Pour les aciers FeE400

$$W_x \geq 0.0008 \left(\frac{3 - 0.79}{2} \right) = 8.84 \times 10^{-4}$$

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de la section des armatures sur la section totale du béton

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 8.74 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_a = A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.31 \text{ cm}^2 \text{ Pour les deux directions}$$

Condition vérifiée

B. Diamètre minimale des barres

BAEL 91 Art A.7.2,1

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

C. Espacement des barres

BAEL 99 Art A8.2, 42

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

✓ **Direction principale**

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = \min\{30 ; 25\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

✓ **Direction secondaire**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{45 ; 33\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33$$

Condition vérifiée

D. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL 91/99 Art A5.2,2

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \frac{f_c^{\frac{1}{2}}}{\gamma_b} \text{ MPa}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les formules suivantes :

✓ **Au milieu de U**

$$T_u^{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 105} = 38.57 \text{ kN}$$

✓ **Au milieu de V**

$$T_u^{\max} = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 105} = 38.57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{1.5} 25^{\frac{1}{2}} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.49 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

E. Condition de non poinçonnement

BAEL 91/99 Art A5.2,42

$$P_u \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0.28 \times U_c \times h \times f_{cj}^{1/2}$$

$$P_u = 121.5 \text{ kN}$$

$$U_c = 2(U + V) = 4.2 \text{ m}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0.28 \times U_c \times h \times f_{cj}^{1/2} = \frac{1}{1.5} \times 0.28 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 = 588 \text{ kN}$$

$$P_u = 121.5 \text{ kN} < 588 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.7.7 A l'ELS $\nu = 0.2$

A. Moments dus au poids propre

$$q_s = G + Q = 4.74 + 1 = 5.74 \text{ kN/ml}$$

$$\rho_x = 0.792 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0642 \\ \mu_y = 0.696 \end{cases}$$

$$M_{sx1} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{sx1} = 0.0642 \times 5.74 \times 1.625^2 = 0.973 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy1} = \mu_y M_x$$

$$M_{sy1} = 0.696 \times 0.973 = 0.677 \text{ kN.m}$$

B. Moments dus à la charge localisée

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{sy2} = P_s (\nu M_1 + M_2)$$

$$\rho_x = 0.792$$

Après interpolation on aura : $M_1 = 0.093$ et $M_2 = 0.063$

$$P_s = 90 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sx2} = 90(0.093 + 0.2 \times 0.063) = 9.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy2} = 90(0.2 \times 0.093 + 0.063) = 7.34 \text{ kN.m}$$

C. Superposition des moments

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.973 + 9.50 = 10.47 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.677 + 7.34 = 8.01 \text{ kN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte du semi-encastrement de la dalle (continuité des voiles) on réduit les moments calculés (sur appuis et sur travée)

✓ **En travée**

$$M_{stx} = 0.85 \times M_{sx} = 0.85 \times 10.47 = 8.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{sty} = 0.85 \times M_{sy} = 0.85 \times 8.01 = 6.80 \text{ kN.m}$$

✓ **Aux appuis**

$$M_{sax} = -0.3 \times M_{sx} = -0.3 \times 10.47 = -3.14 \text{ kN.m}$$

$$M_{say} = -0.3 \times M_{sy} = -0.3 \times 8.01 = -2.40 \text{ kN.m}$$

III.7.8 Vérification à l'ELS**A. Vérification de la flèche**

BAEL91 Art B.7.5

On peut se dispenser du calcul de la flèche, dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotées, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} ; \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{162.5} = 0.092$$

$$\frac{M_t}{20M_x} = \frac{10.61}{20(12.49)} = 0.04$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.092 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.04$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Condition vérifiée

B. Vérification des contraintes**Sens x-x**❖ Aux appuis $M_{ua} = 3.14 \text{ kN.m}$ ✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho = 100 \frac{A_a}{bd} = 100 \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\rho = 0.193 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 55.42 \\ \beta = 0.929 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{3.14 \times 10}{0.929 \times 0.13 \times 2.51} = 103.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 103.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{103.58}{55.42} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ En travée $M_{ut} = 8.89 \text{ kN.m}$ ✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8.89 \times 10}{0.929 \times 0.13 \times 2.51} = 293.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 293.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{293.27}{55.42} = 5.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Sens y-y❖ Aux appuis $M_{ua} = 2.40 \text{ kN.m}$ ✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{2.4 \times 10}{0.929 \times 0.13 \times 2.51} = 79.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 79.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{79.17}{55.42} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **En travée** $M_{ut} = 6.80 \text{ kN.m}$ ✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{6.80 \times 10}{0.929 \times 0.13 \times 2.51} = 224.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 224.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{224.32}{55.42} = 4.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

C. État limite d'ouverture des fissures

BAEL 91 Art B.6.3

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

IV.1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela l'utilisation des méthodes numériques telle que la Méthode des éléments fini est devenue indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont à base de ces méthodes et l'automatisme de calcul donne l'efficacité opératoire.

IV.2 Description de l'ETABS

E : extended

T: three dimensions

A: analyses

B: bulding

S: systems

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée au bâtiment et ouvrage de Génie Civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiment grâce à une interface graphique unique.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, on offrant la possibilité de visualiser la déformée du système les diagrammes des efforts, courbes enveloppés et modes propres de vibration ...

IV.3 Étapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

Introduction de la géométrie de modèle (trame, hauteur d'étage)

- Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles).
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Définition du séisme.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

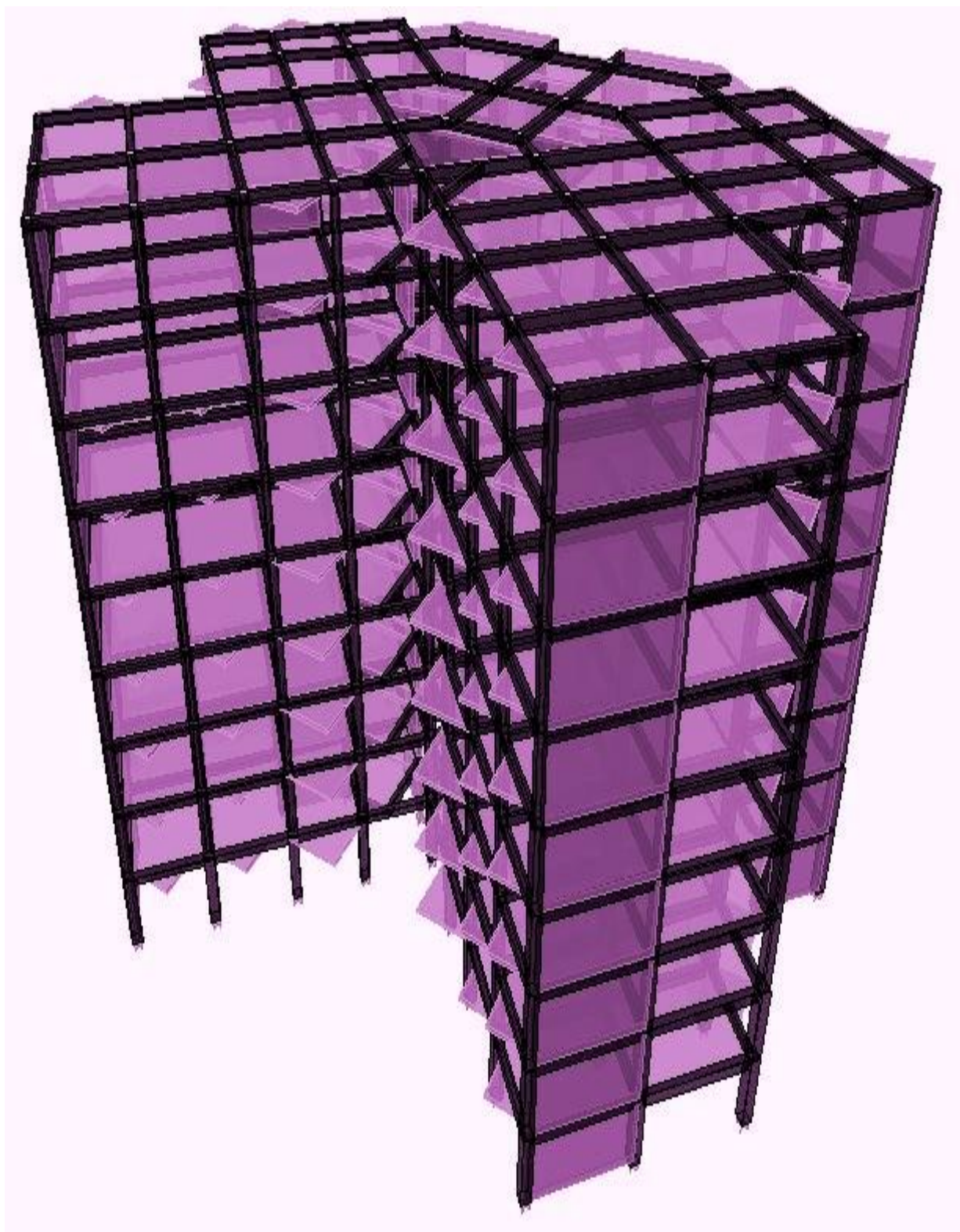


Figure IV.1 : Modele tridimensionnel

IV. 4 Vérification vis-à-vis des exigences du RPA

IV. 4 .1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement.
- Nombre de modes à considérer
- Résultante des forces sismiques de calcul
- L'excentricité
- Les déplacements inter-étage.
- L'effet du second ordre

IV. 4 .2 Les méthodes de calcul

Le RPA nous propose trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Le choix à l'objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

IV. 4 .2.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Principe

Cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Modélisation

Les structures sont représentées par un modèle tridimensionnel encastré à la base, les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2translations horizontales et une rotation d'axe verticales).

⊙ Remarque**➤ Classification de l'ouvrage**

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Alger (zone III) ; il sera classé au groupe d'usage 2.

➤ Classification de site

La structure est implantée dans un site de catégorie S_3 (site meuble).

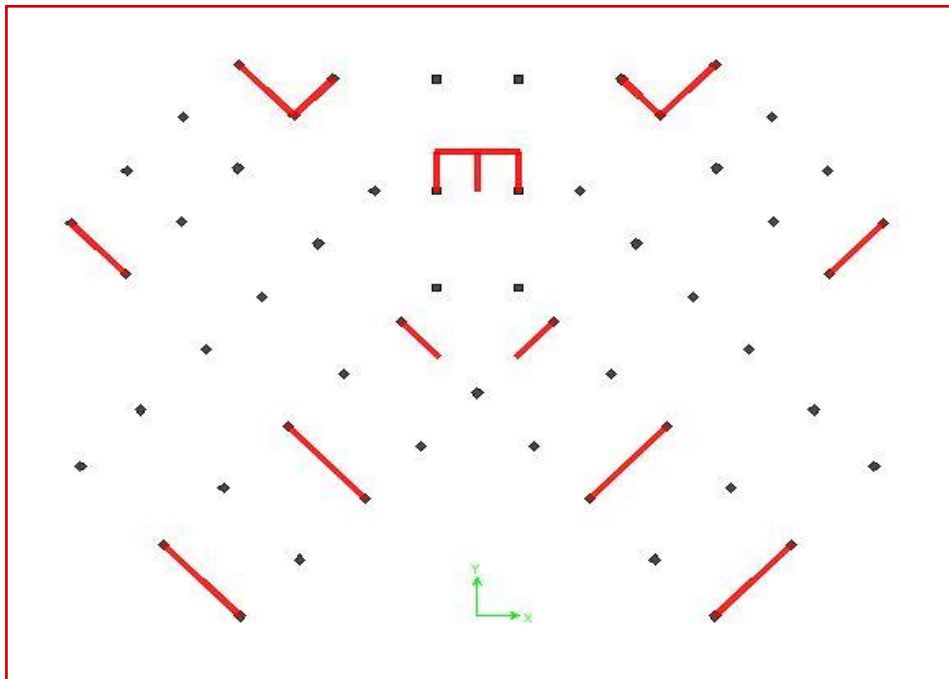
Disposition N°1 des voiles

Figure IV.2 : Disposition N°1 des voiles

➤ Les vérifications**a. L'excentricité**

Art 4.2.7 RPA99 version 2003

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux sont rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultante des plans.

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	ex	ey
1	0.00	15.688	0.00	9.132	0.00	6.556	1.46	1.95
2	0.00	15.688	0.00	10.015	0.00	5.573		
3	0.00	15.688	0.00	10.739	0.00	4.949		
4	0.00	15.684	0.00	11.230	0.00	4.454		
5	0.00	15.682	0.00	11.562	0.00	4.12		
6	0.00	15.682	0.00	11.825	0.00	3.856		
7	0.00	15.682	0.00	12.034	0.00	3.648		
8	0.00	15.682	0.00	12.196	0.00	3.486		
9	0.00	15.693	0.00	12.317	0.00	3.376		

Tableau IV.1

⊙ Remarque

❖ Notre structure, avec cette disposition des voiles, nous donne une translation horizontale dans le premier mode, une rotation dans le deuxième et le troisième, donc nous sommes obligés de revoir la disposition des voiles.

❖ Cette disposition des voiles a créé une excentricité importante, le centre de masse est loin du centre de torsion.

⊙ Conclusion

Pour diminuer l'excentricité et améliorer le comportement de la structure nous allons refaire la disposition des voiles.

Disposition N°2 des voiles

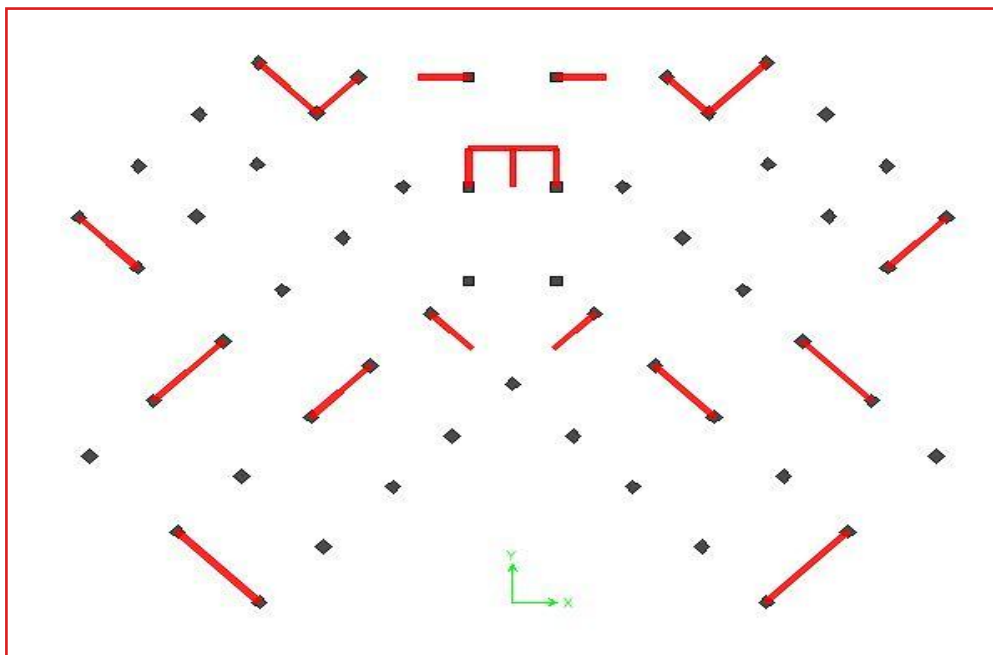


Figure IV.3 : Disposition N°2 des voiles

➤ Les vérifications

a. Vérification de l'excentricité

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Ex	Ey	ex	ey
1	0	15.864	0	15.211	0	0.653	1.46	1.95
2	0	15.865	0	15.279	0	0.586		
3	0	15.865	0	15.588	0	0.277		
4	0	15.865	0	15.865	0	0		
5	0	15.866	0	16.091	0	0.225		
6	0	15.867	0	16.279	0	0.412		
7	0	15.867	0	16.44	0	0.573		
8	0	15.867	0	16.572	0	0.705		
9	0	15.793	0	16.672	0	0.879		

Tableau IV.2

⊙ Remarque

Avec cette nouvelle disposition des voiles on a amélioré le comportement de la structure (translation dans le premier et le deuxième mode de vibration, rotation dans le troisième) et comme le tableau le montre l'excentricité est négligeable.

b. Spécification pour les poteaux

Art 7.4.3.1/ RPA99 version 2003

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $G + Q \pm E$.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux de RDC à 3^{ème} étage (45×45)cm²

$$N_d = 1798.9 \text{ kN}$$

$$v = \frac{1798.9 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0.35 > 0.30$$

Condition non vérifiée

- Pour les poteaux du 3^{ème} au 8^{ème} étage (35×35)cm²

$$N_d = 959.98 \text{ kN}$$

$$v = \frac{959.98 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0.31 > 0.30$$

Condition non vérifiée

Pour satisfaire la condition précédente on opte pour des sections suivantes :

Du RDC au 1^{er} étage : $50 \times 50 \text{ cm}^2$

Du 2^{ème} au 4^{ème} étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

Du 5^{ème} au 8^{ème} étage : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

- Pour les poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $N_d = 1832.17 \text{ kN}$

$$v = \frac{1832.17 \times 10^3}{500^2 \times 25} = 0.29 < 0.30$$

Condition vérifiée

- Pour les poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $N_d = 1396.37 \text{ kN}$

$$v = \frac{1396.37 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0.27 < 0.30$$

Condition vérifiée

- Pour les poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $N_d = 776.66 \text{ kN}$

$$v = \frac{776.66 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0.25 < 0.30$$

Condition vérifiée

c. Système de contreventement

Art 3.4/ RPA 99 version 2003

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

- Dans notre cas le système de contreventement peut être :
- système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2).
 - système de contreventement mixte assuré par les voiles et les portiques avec justification d'interaction portique-voiles (Système 4.a).
 - système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (Système 4.b).

❖ Justification du système de contreventement

Les charges revenantes aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel.

- Charges verticales repris par les portiques

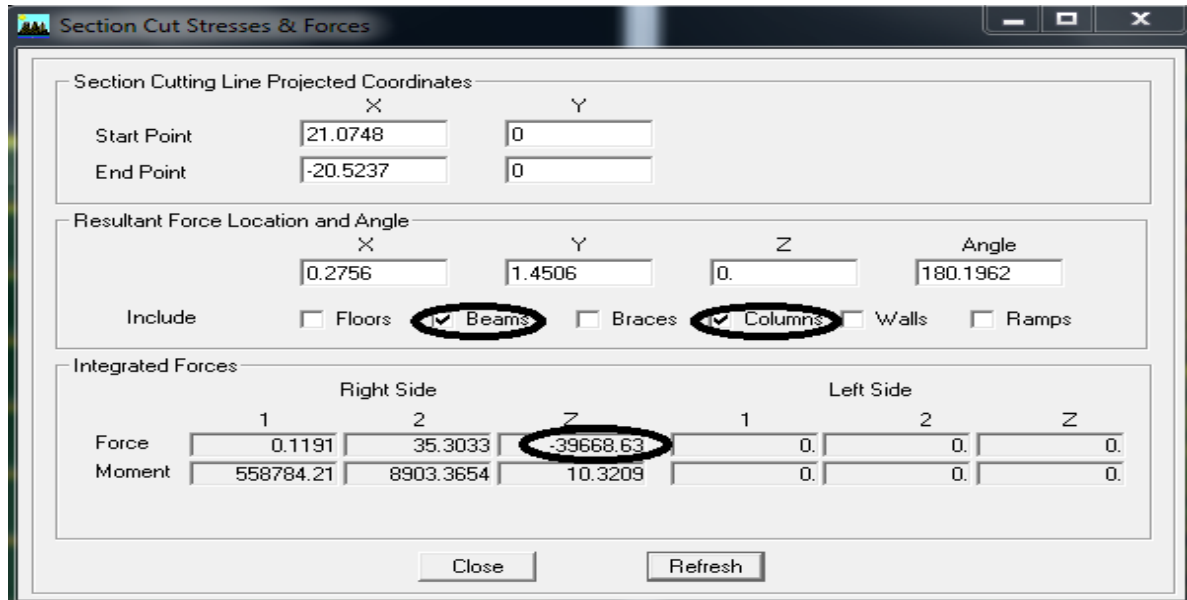


Figure IV.4 : La somme des efforts verticaux repris par les portiques

Charge reprise par les portiques : 39668.63 kN (56.96%)

- Charges verticales repris par les voiles :

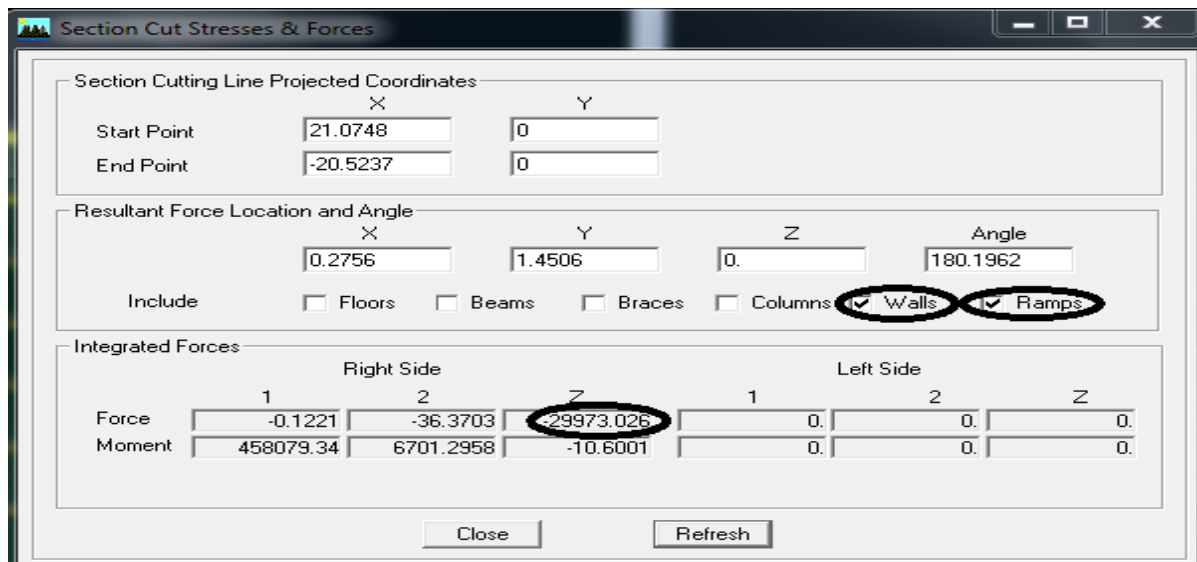


Figure IV.5 : La somme des efforts verticaux repris par les voiles

Charge reprise par les voiles : 29973.026 kN (43.03%)

- Charges sismiques repris par les portiques

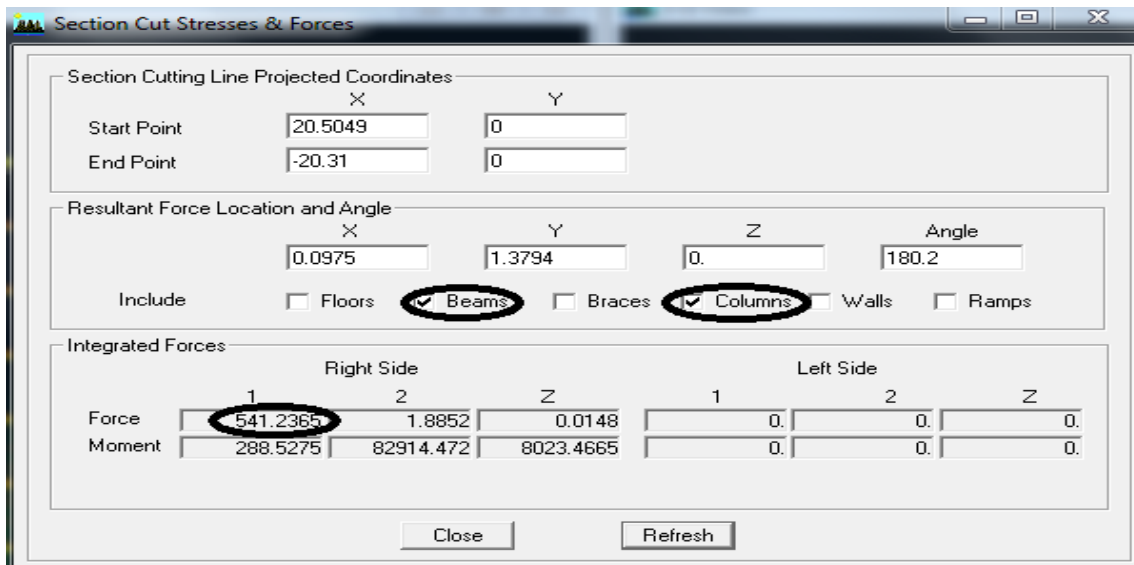


Figure IV.6 : La somme des efforts sismiques repris par les portiques selon xx

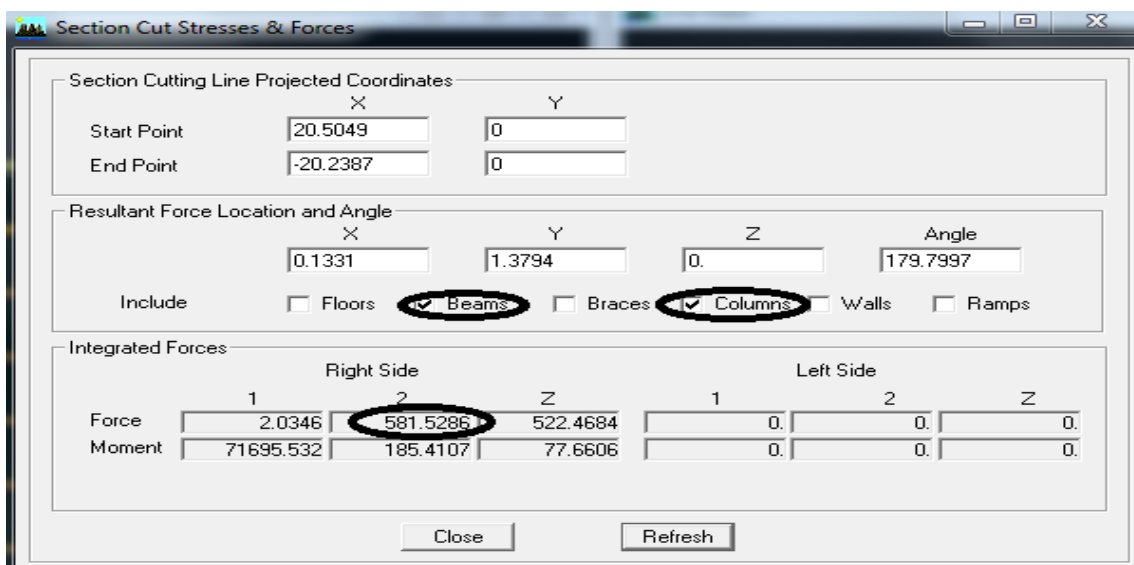


Figure IV.7 : La somme des efforts sismiques repris par les portiques selon yy

Sens xx : 541.2365 kN (6.03%)

Sens yy : 581.5286 kN (7.17%)

- Charges sismiques repris par les voiles

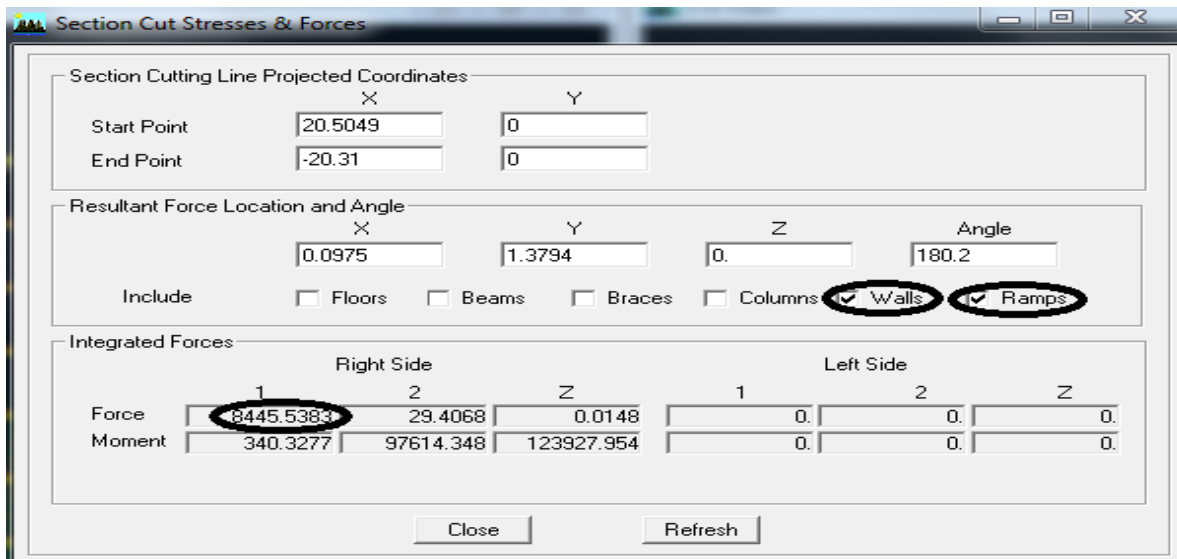


Figure IV.8 : Effort sismique repris par les voiles selon xx

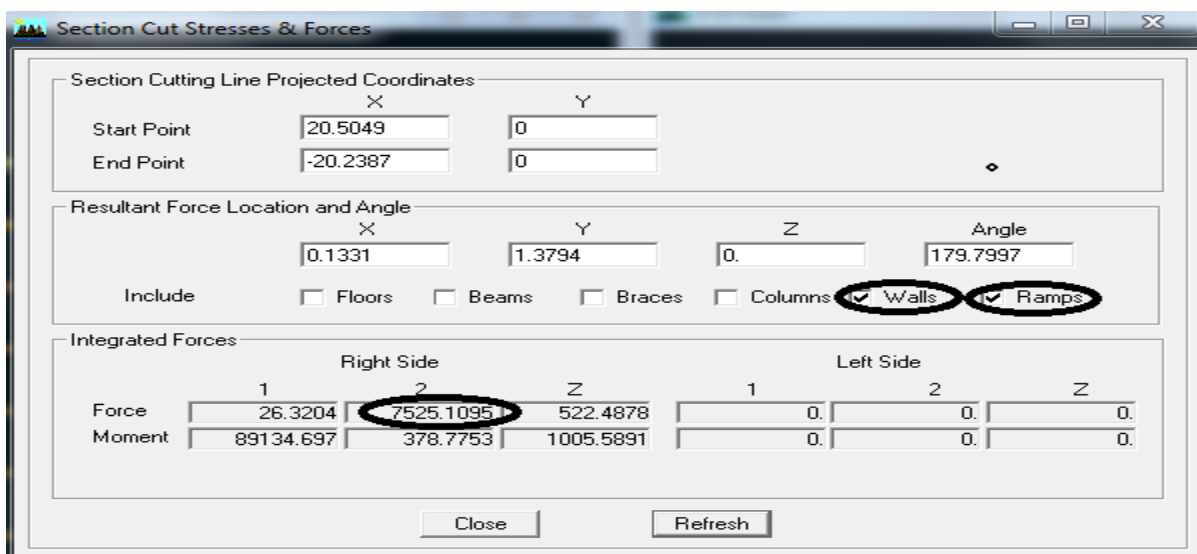


Figure IV.9 : Effort sismique repris par les voiles selon yy

Sens xx : 8445.5383 kN (93.97%)

Sens yy : 7525.1095 kN (92.28%)

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales et la totalité des charges horizontales. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

Le coefficient de comportement **R = 3.5**

d. Résultantes des forces sismiques de calcul

Art 4.3.6 RPA99 version 2003

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

V_t : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS

V : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente

➤ Calcul de V

Art 4.2.3 RPA99 version 2003

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$A=0.25$: (coefficient d'accélération de zone : **zone III**, **groupe 2**).

$R=3.5$ (valeur du coefficient de comportement : **système 2**)

W : poids total de la structure

Niveau	Poids (kN)
1	7895.301
2	7788.741
3	7695.354
4	7695.354
5	7515.884
6	7362.761
7	7362.761
8	7362.761
9	6833.907
Total	67782.824

Tableau IV.3

D : facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

T_1 ; T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA)

Site meuble (S_3) $T_1=0.15s$; $T_2=0.50s$

• Calcul de T empirique

Art 4.2.4/RPA99 version 2003

$$T = \min \left\{ \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}; C_t(h_n)^{\frac{3}{4}} \right\}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : la hauteur totale de la structure (m) $h_n = 28.8m$

C_t : Coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage tableau 4.6

$$C_t = 0.05$$

Sens xx : $T = \min\{0.415 ; 0.62\} = 0.415s$

Sens yy : $T = \min\{0.478 ; 0.62\} = 0.478s$

- **Calcul de T numérique :**

$$T_{num} = 1.3T_{emp}$$

Sens xx: $T_{num} = 1.3 \times 0.415 = 0.539 s$

Sens yy: $T_{num} = 1.3 \times 0.478 = 0.621 s$

- **Période donné par ETABS**

$T_{ETABS} = 0.7243 s$ (mode 1)

$T_{ETABS} = 0.6158s$ (mode 2)

Sens xx :

$T_{num} = 0.539 > T_{ETABS} = 0.6158$ donc $T = 0.539 s$

$$T_2 < T < 3 \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.763$$

$$D = 2.5 \times 0.763(0.5/0.539)^{2/3} = 1.81$$

Sens yy

$T_{num} = 0.621 > T_{ETABS} = 0.7243$ donc $T = 0.62 s$

$$T_2 < T < 3 \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2.5 \times 0.763(0.5/0.621)^{2/3} = 1.65$$

Q : facteur de qualité

Art 5.7 RPA 99 version 2003

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Tableau donnant la valeur des pénalités

Sens xx :

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau IV.4

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1.15$$

Sens yy :

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau IV.5

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0.15 + 0.15 + 0 + 0 + 0) = 1.15$$

- Application numérique**

Sens xx

$$V = \frac{0.25 \times 1.81 \times 1.15}{3.5} \times 67782.824 = 10077.85 \text{ kN}$$

Sens yy

$$V = \frac{0.25 \times 1.61 \times 1.15}{3.5} \times 67782.814 = 8964.27 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant à la base** (obtenue par ETABS)

Sens xx : $V_t = 9022.71$ kN

Sens yy : $V_t = 8135.49$ kN

Vérification

Sens xx : $V_t = 9022.71 > 0.8V = 8062.28$

condition vérifiée

Sens yy : $V_t = 8135.49 > 0.8V = 7171.41$

condition vérifiée

e. Justification vis-à-vis des déformations

Art 5.10 RPA 99 version 2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niv	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	R	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$		$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$		1%×h
				$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	Δx	Δy	
9	0.0247	0.0305	3.5	0.0864	0.1067	0.0119	0.0150	0.032
8	0.0213	0.0262	3.5	0.0745	0.0917	0.0126	0.0154	
7	0.0177	0.0218	3.5	0.0619	0.0763	0.0122	0.0151	
6	0.0142	0.0175	3.5	0.0497	0.0612	0.0123	0.0150	
5	0.0107	0.0132	3.5	0.0374	0.0462	0.0112	0.0140	
4	0.0075	0.0092	3.5	0.0262	0.0322	0.0101	0.0125	
3	0.0046	0.0057	3.5	0.0161	0.0199	0.0081	0.0101	
2	0.0023	0.0028	3.5	0.0080	0.0098	0.0056	0.0070	
1	0.0007	0.0008	3.5	0.0024	0.0028	0.0024	0.0028	

Tableau IV.6

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

f. Déplacement maximal

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

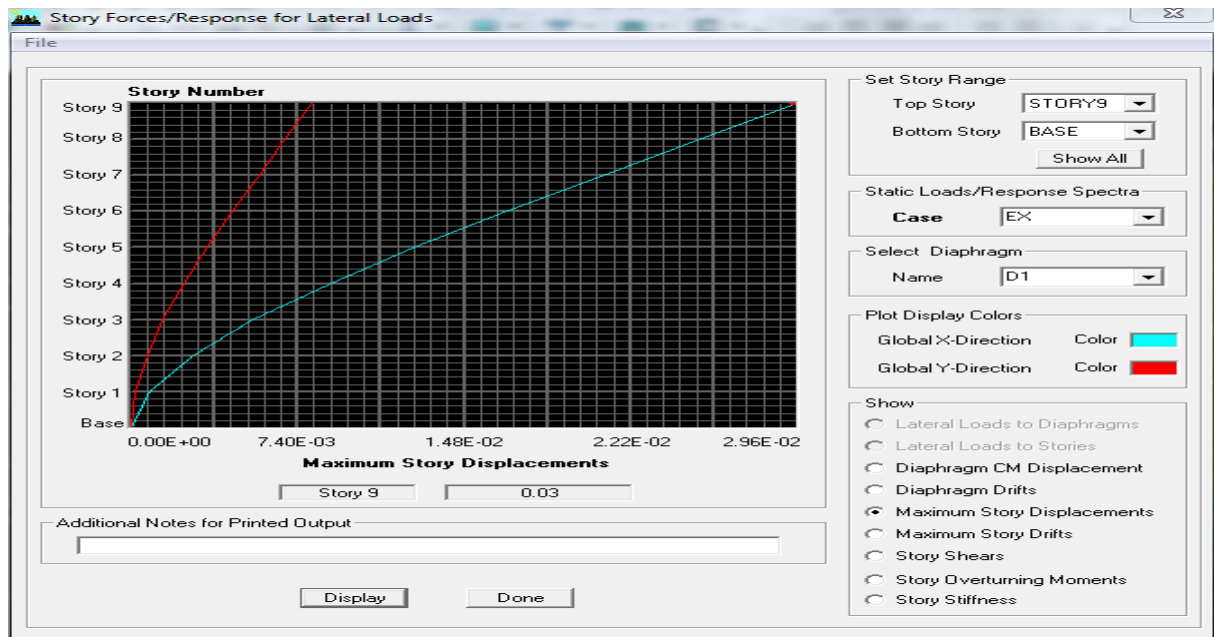


Figure IV.10 : Les déplacements maximaux selon xx

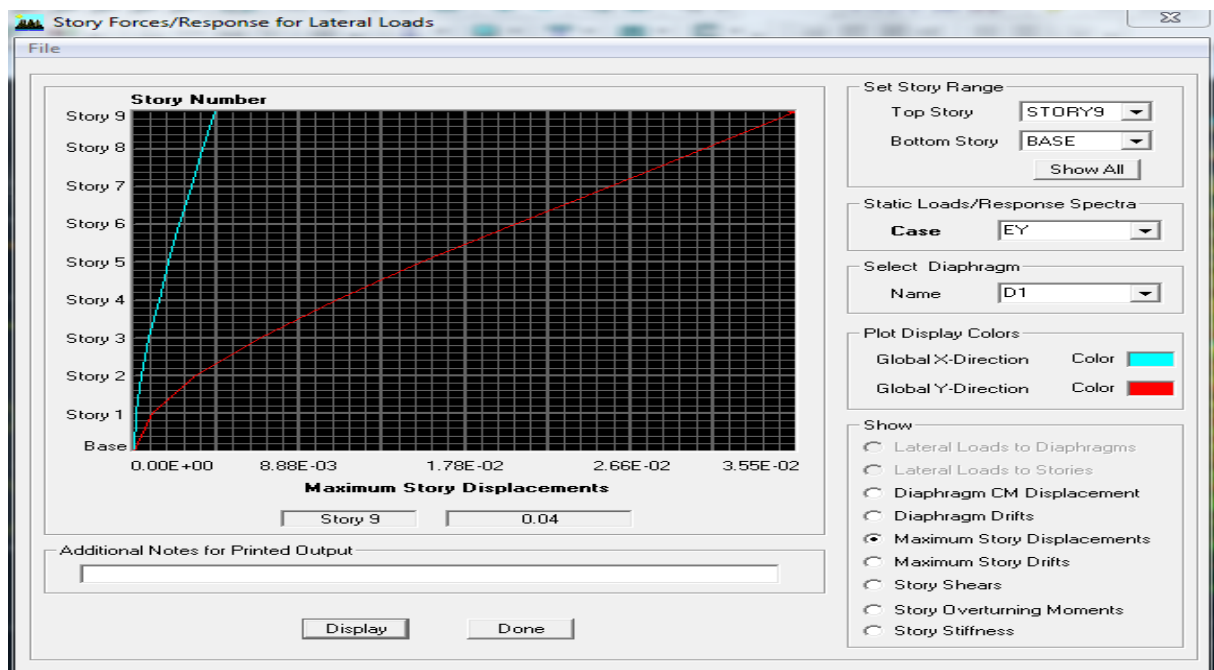


Figure IV.11 : Les déplacements maximaux selon yy

On a $\delta_x = 0.03$ et $\delta_y = 0.04 < f = \frac{28.8}{500} = 0.05 \text{ m}$

condition vérifiée

g. Nombre de modes à considérer

Art4.3.4 RPA99 version 2003

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.724249	0.0000	66.2898	0.0000	0.0000	66.2898	0.0000	97.8821	0.0000	0.0000	97.8821	0.0000	0.0000
2	0.615750	63.4520	0.0000	0.0000	63.4520	66.2898	0.0000	0.0000	93.6166	2.7814	97.8821	93.6166	2.7814
3	0.569047	3.0412	0.0000	0.0000	66.4932	66.2898	0.0000	0.0000	4.3224	63.1285	97.8821	97.9390	65.9099
4	0.163660	0.0000	18.9355	0.0000	66.4932	85.2253	0.0000	1.7107	0.0000	0.0000	99.5928	97.9390	65.9099
5	0.138029	19.1695	0.0000	0.0000	85.6627	85.2253	0.0000	0.0000	1.6536	0.2940	99.5928	99.5926	66.2039
6	0.125219	0.3770	0.0000	0.0000	86.0397	85.2253	0.0000	0.0000	0.0576	19.5981	99.5928	99.6502	85.8021
7	0.068278	0.0000	7.4205	0.0000	86.0397	92.6458	0.0000	0.3184	0.0000	0.0000	99.9112	99.6502	85.8021
8	0.059488	6.7903	0.0000	0.0000	92.8300	92.6458	0.0000	0.0000	0.2614	0.3696	99.9112	99.9116	86.1716
9	0.052969	0.4502	0.0000	0.0000	93.2801	92.6458	0.0000	0.0000	0.0181	7.1019	99.9112	99.9297	93.2735
10	0.039012	0.0000	3.5130	0.0000	93.2801	96.1588	0.0000	0.0580	0.0000	0.0000	99.9692	99.9297	93.2735
11	0.035293	3.0268	0.0000	0.0000	96.3069	96.1588	0.0000	0.0000	0.0424	0.2401	99.9692	99.9720	93.5137
12	0.031093	0.2794	0.0000	0.0000	96.5863	96.1588	0.0000	0.0000	0.0044	3.1492	99.9692	99.9764	96.6628

Tableau IV.7

h. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

Art 5.9 RPA99 version2003

Les effets de 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

Niveau	P (kN)	Sens xx			Sens yy		
		Δ_k	$V_k \times h_k$	θ_x	Δ_k	$V_k \times h_k$	θ_y
9	6833.907	0.0119	7118.88	0.011	0.0150	6594.14	0.015
8	14196.668	0.0126	12491.01	0.014	0.0154	11320.57	0.019
7	21559.429	0.0122	16631.36	0.015	0.0151	14928.09	0.021
6	28922.19	0.0123	20010.78	0.017	0.0150	17886.65	0.024
5	36438.074	0.0112	22808.25	0.017	0.0140	20366.24	0.025
4	44133.428	0.0101	25108.19	0.017	0.0125	22456.54	0.024
3	51828.782	0.0081	26860.06	0.015	0.0101	24087.87	0.021
2	59617.523	0.0056	28188.54	0.011	0.0070	25368.64	0.016
1	67931.978	0.0024	28881.95	0.005	0.0028	26033.95	0.005

Tableau IV.8

Remarque

Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

⊙ **Conclusion**

Les exigences du RPA étant vérifiées, on opte pour les sections des poteaux :

Niveau	Section (cm×cm)
R.D.C et 1 ^{er} étage	50×50
2 ^{ème} à 4 ^{ème} étage	45×45
5 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	35×35

Tableau IV.9

V.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments structuraux, l'objectif principal de toute notre étude se présente dans ce chapitre qui consiste à déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chacun de ces éléments.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple, les poteaux et les voiles soumis à la flexion composée.

⊙ Numérotation utilisées des éléments

La numérotation et l'abréviation adoptés pour tous les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) ; est utilisée par le logiciel de calcul « ETABS », et nous avons ajoutée des numérotations des portiques pour faciliter leur localisation.

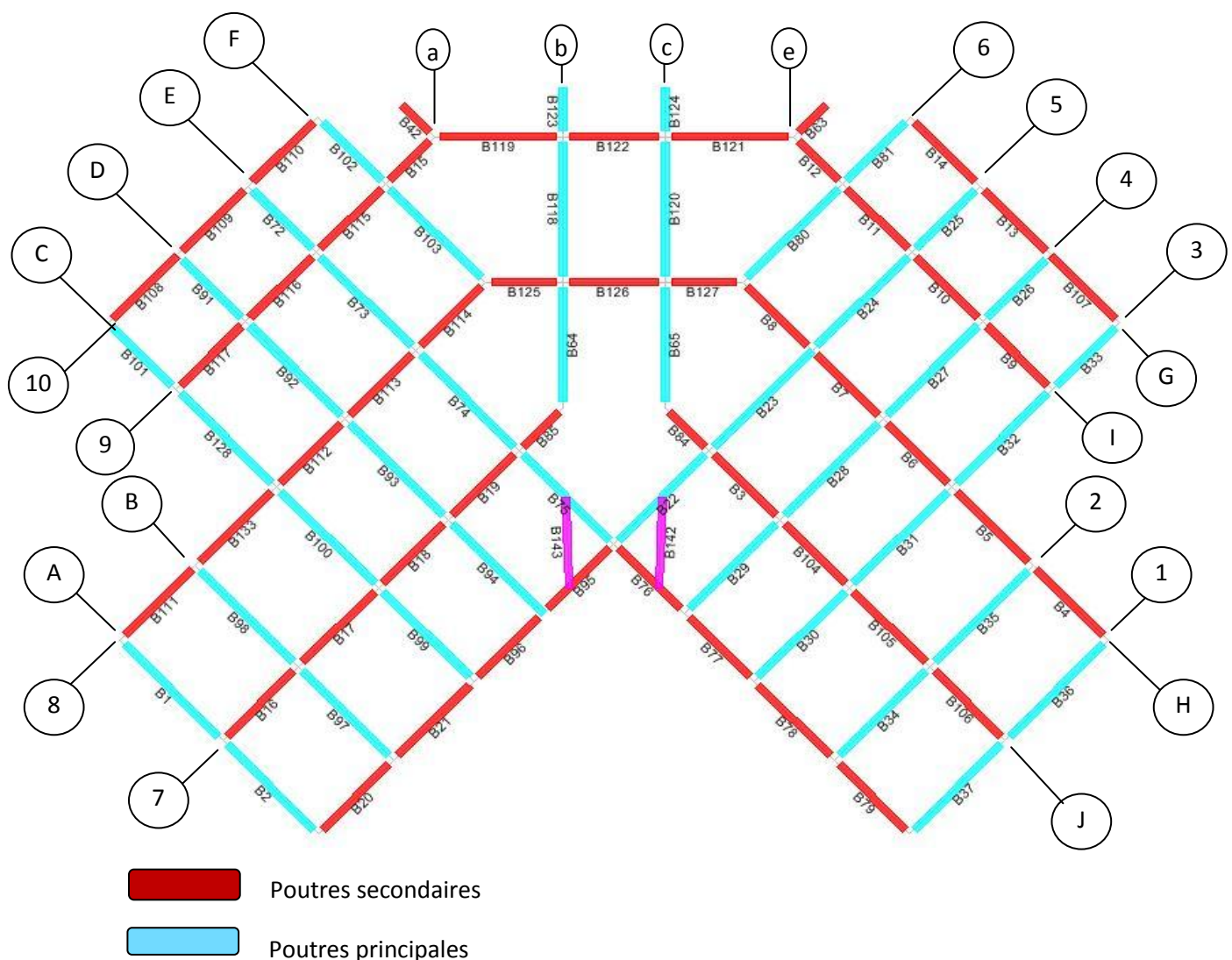


Figure V.1 : Numérotation des poutres et des portiques

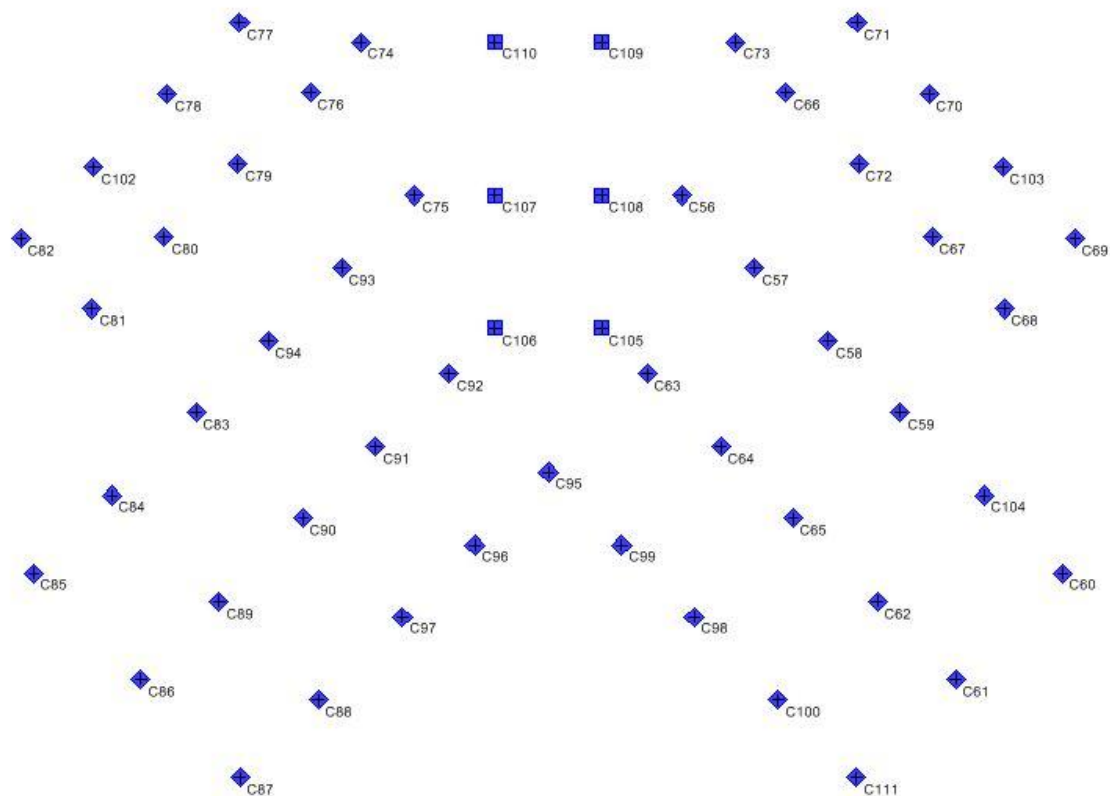


Figure V.2 : Numérotation des poteaux

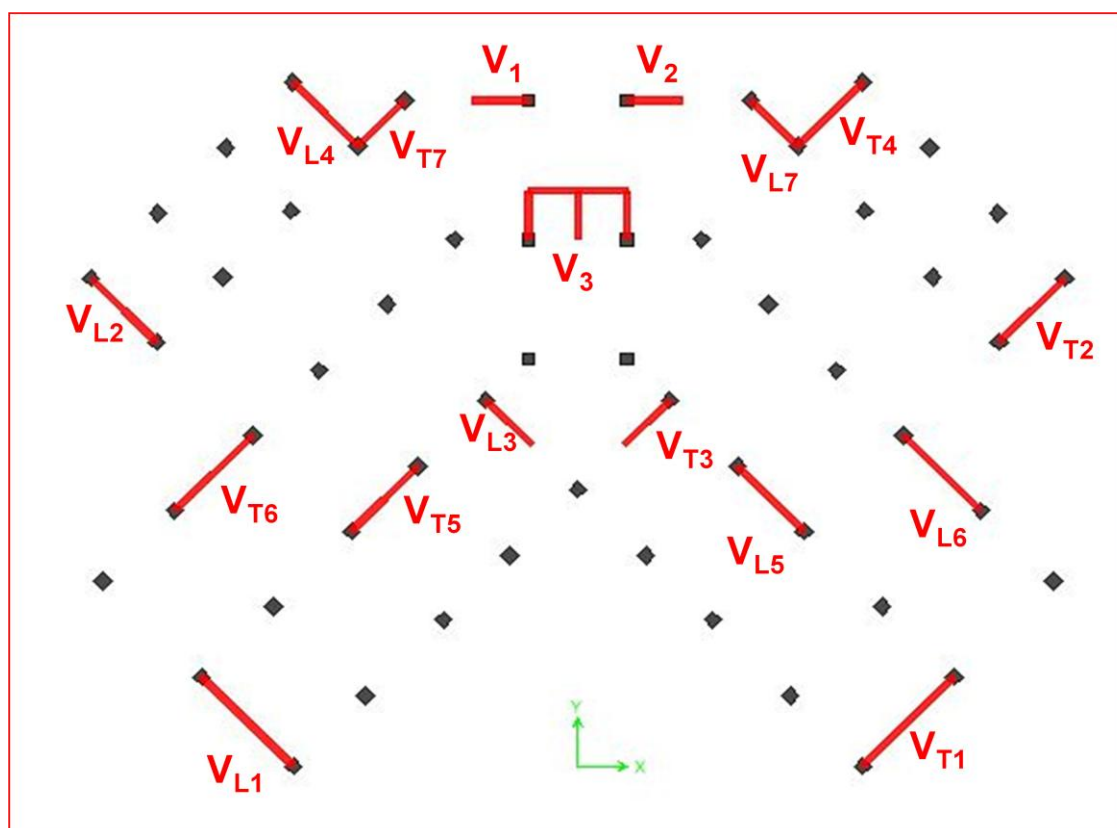


Figure V.3 : Numérotation des voiles

⊙ Remarque

Pour montrer le ferrailage des poutres principales nous avons pris la file « D » et pour celui des poutres secondaires nous avons pris la file « 5 » et pour les voile on a pris le voile « V1 » et « VT5 »

Les figures suivantes montrent les diagrammes des efforts internes dans ces éléments

⊙ Poutres principales

1cm → 58 kN.m

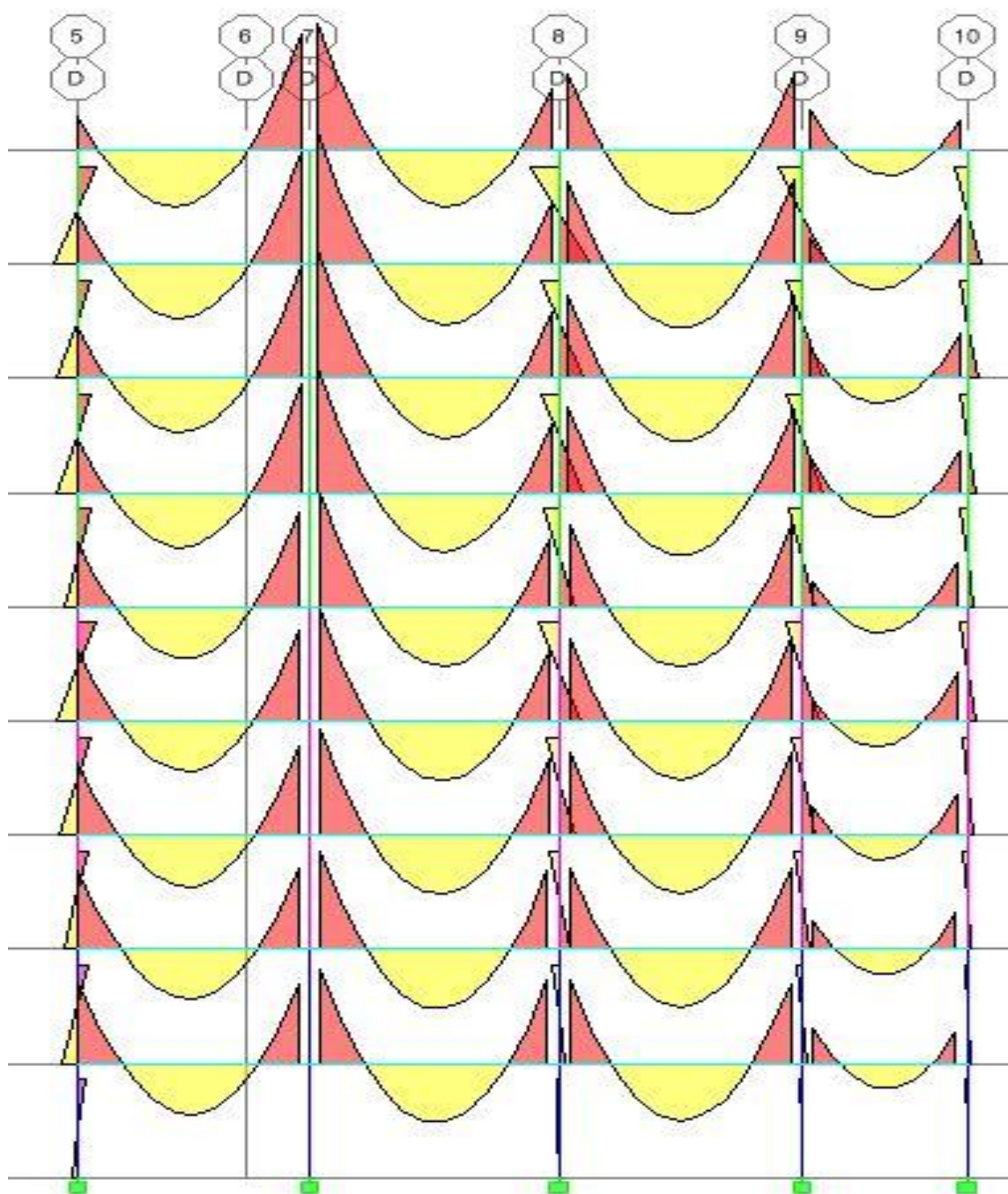


Figure V.4 : Diagrammes des moments à l'ELU (1.35G + 1.5Q)

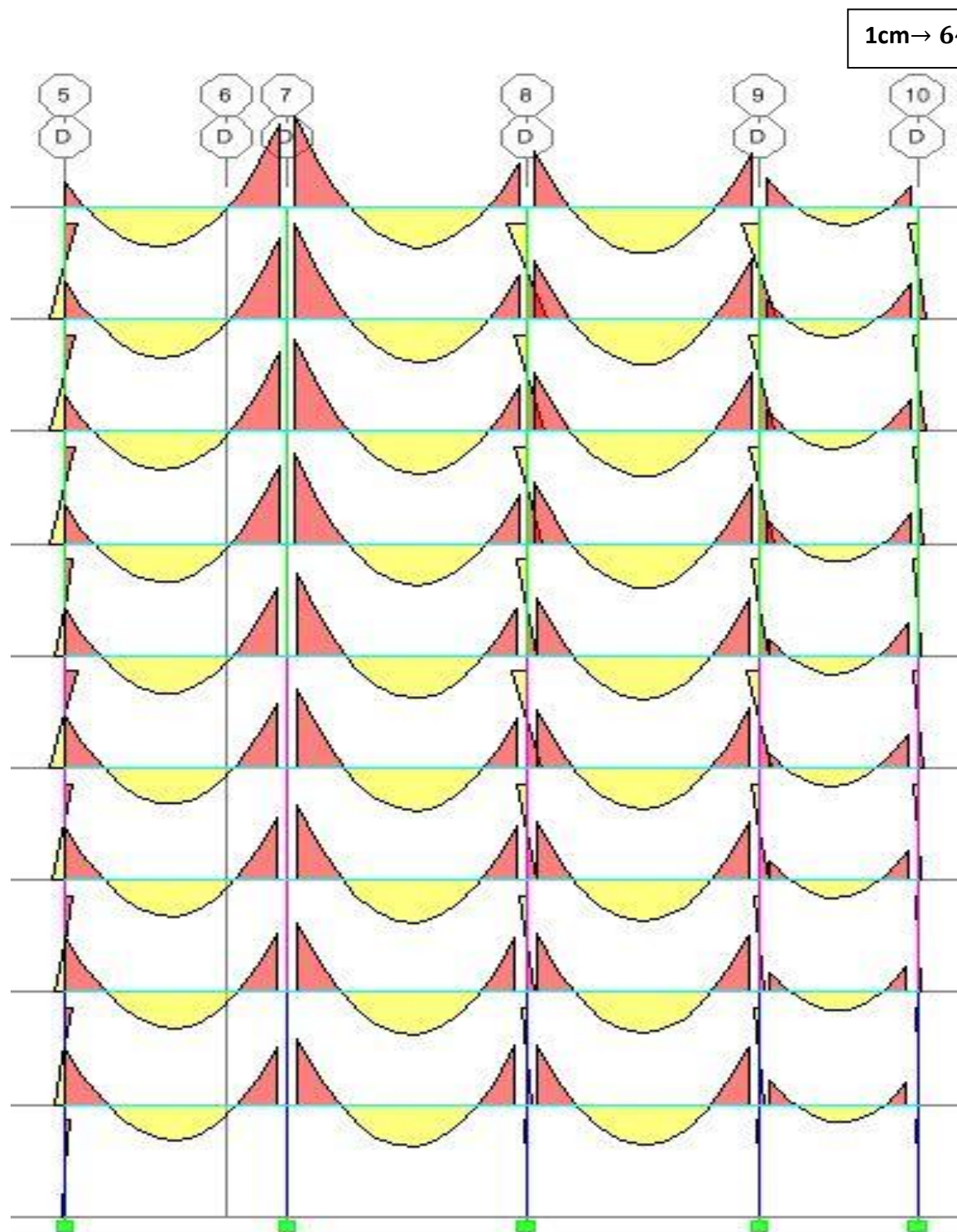


Figure V.5 : Diagrammes des moments à l'ELS (G + Q)

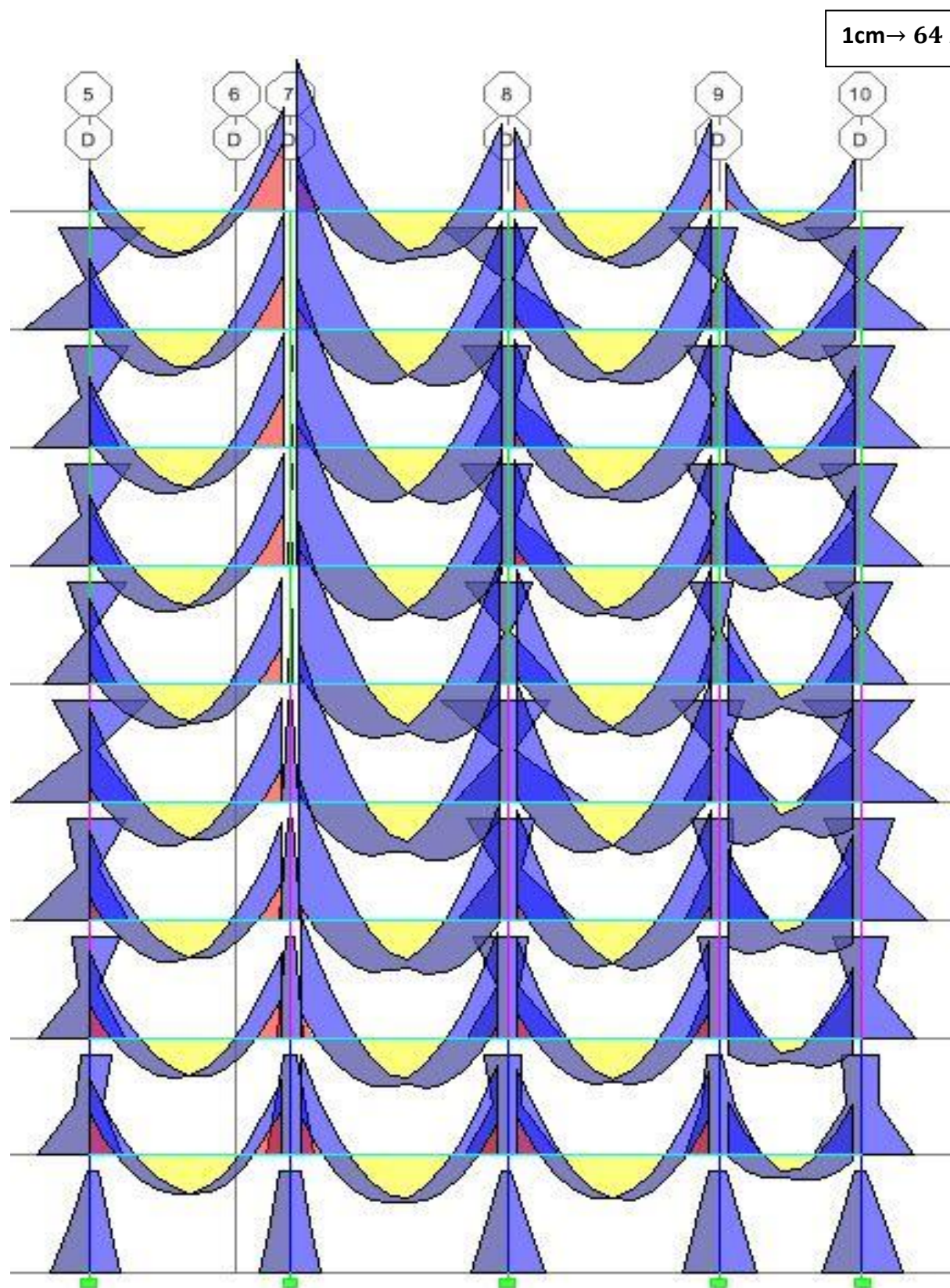


Figure V.6 : Diagrammes enveloppes des moments sous la combinaison $G+Q\pm E$

⊙ Poutres secondaires

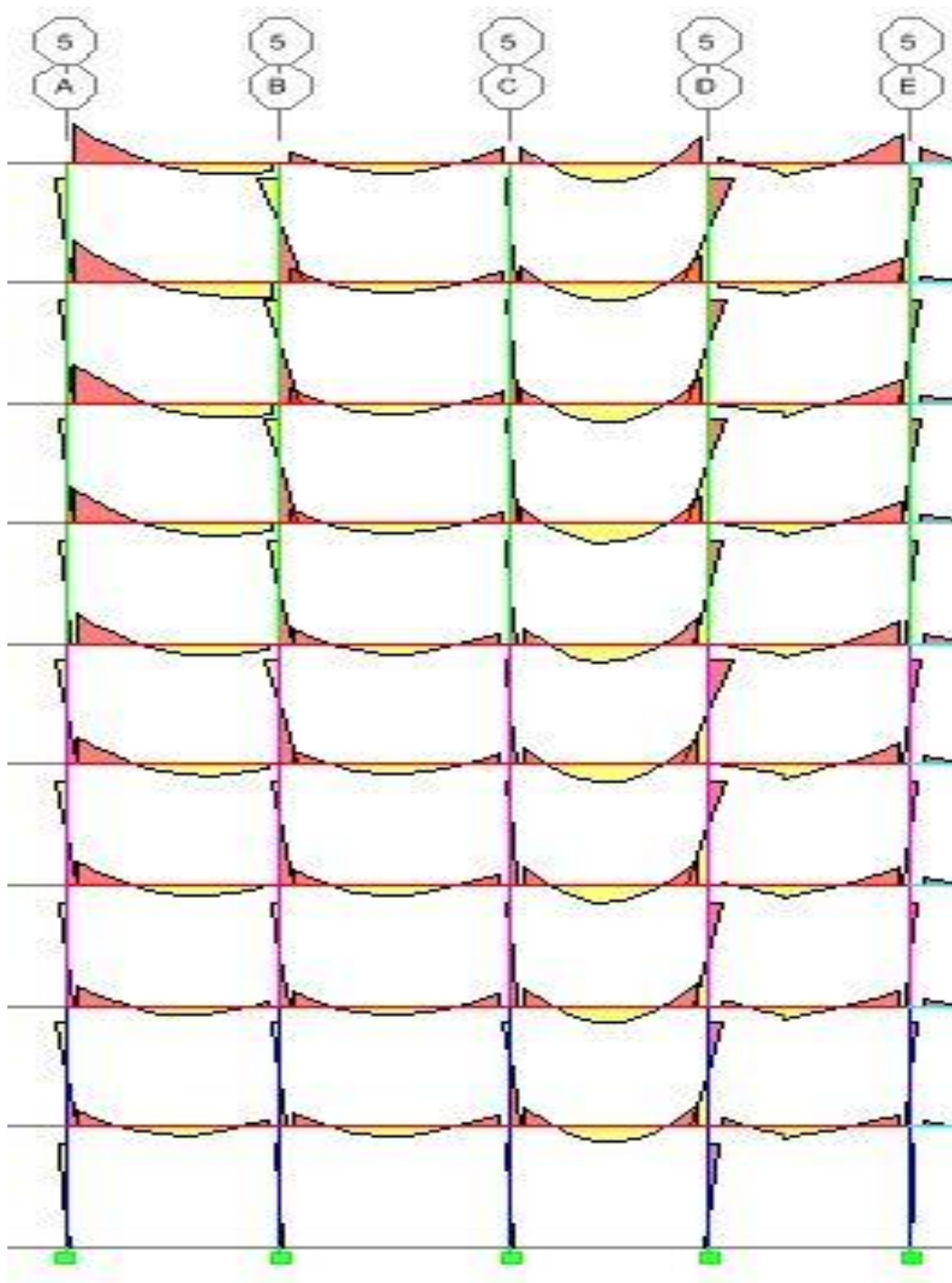
 $1\text{cm} \rightarrow 64\text{ kN.m}$ 

Figure V.7 : Diagrammes des moments à l'ELU ($1.35G + 1.5 Q$)

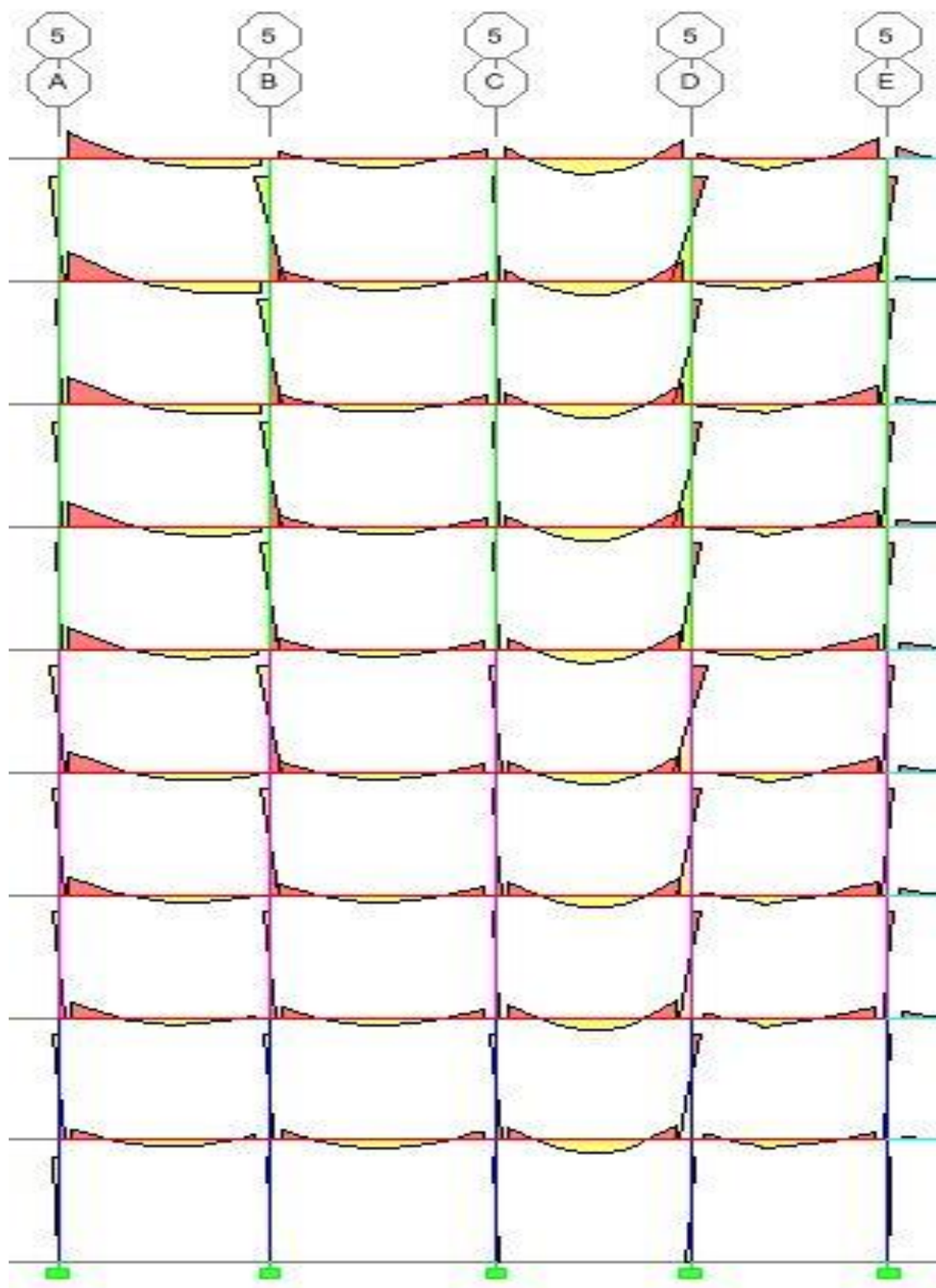
$1\text{cm} \rightarrow 64\text{ kN.m}$ 

Figure V.8 : Diagrammes des moments à l'ELS (G + Q)

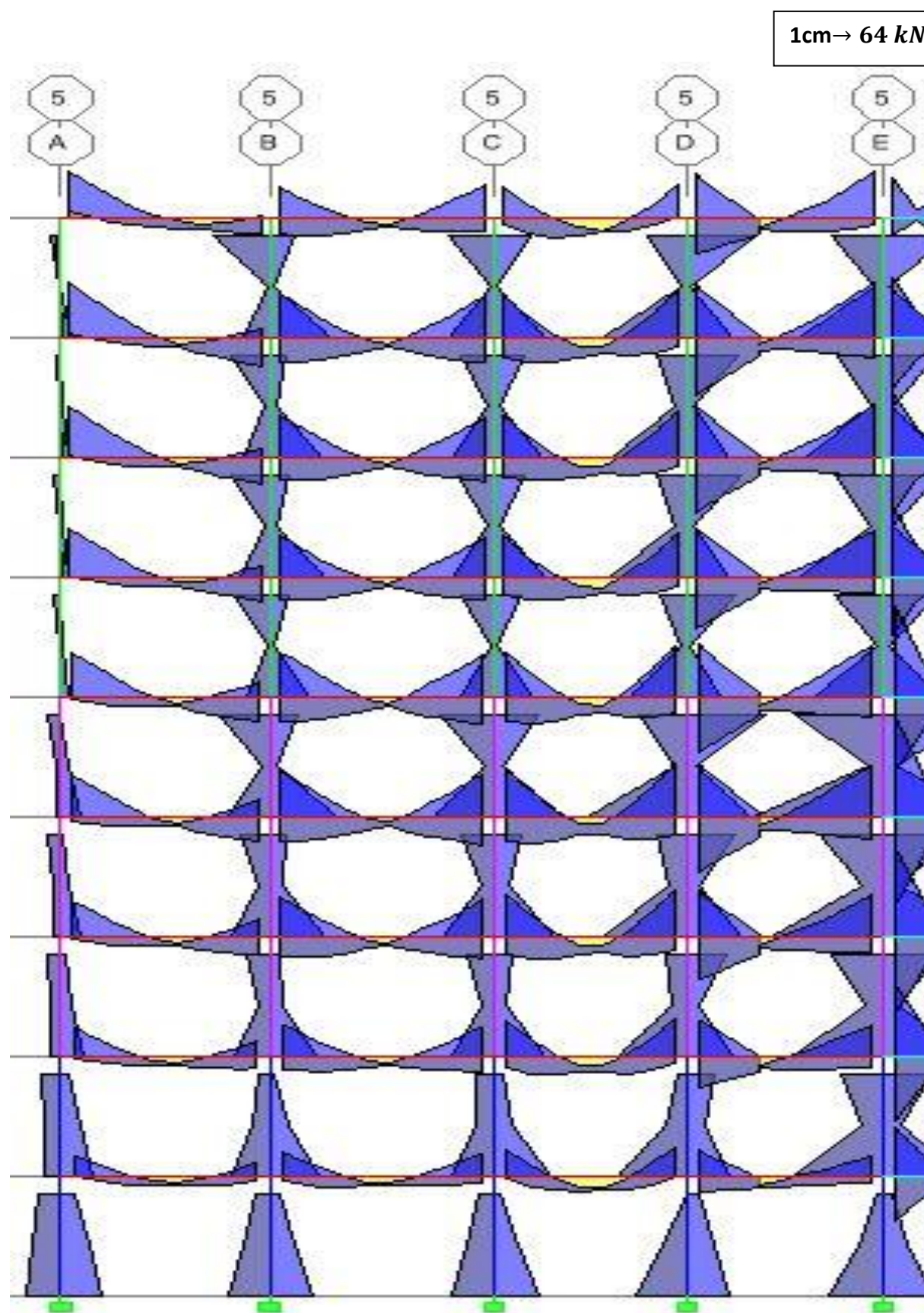


Figure V.9 : Diagrammes enveloppes des moments sous la combinaison $G+Q+E$

V.2 Ferraillage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens.

Ils sont, donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

V.2.2 Recommandation du RPA (zone III)

V.2.2.1 Armature longitudinales

Art : 7.4.2.1 RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

♦ Leur pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.9\% \times b \times h$$

- Poteau (50×50) : $A_{min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.22 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{min} = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.02 \text{ cm}^2$

♦ Leur pourcentage maximal

Zone courante :

$$A_{max} = 4\% \times b \times h$$

- Poteau (50×50) : $A_{min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \times b \times h$$

- Poteau (50×50) : $A_{min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
- ♦ Le diamètre minimum est de 12 cm
- ♦ La longueur minimale de recouvrement est de $L_R = 50 \phi_l^{max}$
- ♦ La distance des barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

V.2.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Les étapes de calcul en flexion composée sont :

V.2.3.1 Section entièrement tendue

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{L'effort «N» : est un effort de traction} \\ e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c : \text{Centre de pression entre les armatures} \end{array} \right.$

$$A_{st \text{ sup}} = \frac{N \times a}{(d - c)\sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_{st \text{ inf}} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st \text{ sup}}$$

V.2.3.2 Section partiellement comprimée

Une section est partiellement comprimée si :

- $1^{\text{er}} \text{ cas} \left\{ \begin{array}{l} C : \text{centre de pression est en dehors des armatures} \\ N : \text{est un effort de traction ou de compression} \end{array} \right.$
- $2^{\text{eme}} \text{ cas} \left\{ \begin{array}{l} C : \text{entre les armatures} \\ N : \text{est un effort de compression} \\ \text{Et la condition suivante sera vérifiée} \end{array} \right.$
- $$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

N_u : est efforts de compression

$$A_{st} = A_{stf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

N_u : est un efforts de traction

V.2.3.3 Section entièrement comprimée

$\left\{ \begin{array}{l} N : \text{effort de compression} \\ C : \text{entre les armatures} \end{array} \right.$

Cas 1 :

$$N(d - c) - M_f \leq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2\bar{\sigma}_b$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0.5h)bh\bar{\sigma}_{bc}}{(d - c)\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc2} = \frac{N - bh\bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

Cas 2 :

$$(0.337h - 0.81c)\sigma_bhb \leq N(d - c) - M_f \leq (0.5h - c)\sigma_bbh\bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi bh\bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - c) - M_f}{bh^2\bar{\sigma}_b}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

Les résultats seront donnés dans les tableaux suivant :

• Niveau 8, 7, 6 :

poteaux de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

N I V	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs	μ	β	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
8	XX	Cou	1	249.6	5.608	SPC	0.0822	0.957	0	-3.307	Acal = 18.71 cm ² Amin = 11.02 cm ² 4HA20+4HA14 (A=18.71 cm ²)
			2	67.46	3.471	SPC	0.0262	0.9867	0	-0.744	
			3	148.3	53.64	SPC	0.1509	0.9178	0	3.134	
		Acc	1	190.7	24.89	SPC	0.0803	0.9581	0	-0.495	
			2	-3.77	24.63	SPC	0.0392	0.98	0	1.943	
			3	86.85	96.17	SPC	0.1686	0.9071	0	7.307	
	YY	Cou	1	249.6	20.94	SPC	0.1133	0.9397	0	-1.748	
			2	67.46	20.69	SPC	0.0611	0.9684	0	0.900	
			3	148.3	53.64	SPC	0.1509	0.9178	0	3.134	
		Acc	1	187.2	67.66	SPC	0.1461	0.9207	0	3.412	
			2	4.03	35.55	SPC	0.0562	0.9711	0	2.851	
			3	53.29	70.45	SPC	0.1213	0.9352	0	5.280	
7	XX	Cou	1	504.7	4.225	SPC	0.1518	0.9172	0	-7.055	Acal = 10.67 cm ² Amin = 11.02 cm ² 8HA14 (A=12.31 cm ²)
			2	153.4	1.751	SPC	0.0471	0.9759	0	-2.236	
			3	308.8	45.17	SPC	0.1793	0.9005	0	0.082	
		Acc	1	382.8	23.32	SPC	0.1197	0.9361	0	-3.048	
			2	-8.76	14.37	SPC	0.0243	0.9877	0	1.034	
			3	134.7	63.8	SPC	0.1286	0.9309	0	3.679	
	YY	Cou	1	504.7	17.18	SPC	0.1781	0.9012	0	-5.610	
			2	135.4	12.92	SPC	0.0646	0.9666	0	-0.881	
			3	308.8	45.17	SPC	0.1793	0.9005	0	0.083	
		Acc	1	367.1	60	SPC	0.1734	0.9041	0	0.601	
			2	-37.35	29.68	SPC	0.0543	0.9721	0	1.916	
			3	249.3	61.19	SPC	0.1496	0.9186	0	2.070	
6	XX	Cou	1	763.3	3.888	SPC	0.2246	0.8711	0	-10.336	Acal = 10.67 cm ² Amin = 11.02 cm ² 8HA14 (A=12.31 cm ²)
			2	239.2	2.351	SPC	0.0727	0.9622	0	-3.476	
			3	468.8	47.19	SPC	0.2288	0.8682	0	-1.618	
		Acc	1	577.9	24.53	SPC	0.1641	0.9098	0	-5.250	
			2	-13.37	16.83	SPC	0.0291	0.9852	0	1.173	
			3	184.3	64.5	SPC	0.1405	0.9239	0	3.150	
	YY	Cou	1	763.3	16.63	SPC	0.2504	0.8533	0	-8.732	
			2	239.2	14.79	SPC	0.0979	0.9484	0	-2.230	
			3	468.8	47.19	SPC	0.2288	0.8683	0	-1.618	
		Acc	1	568.2	61.42	SPC	0.2194	0.8746	0	-1.413	
			2	-88.95	32.24	SPC	0.0696	0.9639	0	1.456	
			3	169.8	65.27	SPC	0.1386	0.9251	0	3.394	

• Niveau 5, 3, 4 :

Poteaux de $(35 \times 35) \text{ cm}^2 \mapsto \text{Niv } 5$

Poteaux de $(45 \times 45) \text{ cm}^2 \mapsto \text{Niv } 4 \text{ et } 3$

Niv	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs	μ	β	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
5	XX	Cou	1	1026	2.217	SPC	0.2959	0.8195	0	-13.251	Acal=9.04 cm ² Amin=11.02cm ² 8HA14 (A=12.31cm ²)
			2	309.9	3.611	SPC	0.0953	0.9498	0	-4.391	
			3	628.8	34.4	SPC	0.2483	0.8548	0	-5.003	
		Acc	1	776.7	19.97	SPC	0.2003	0.8871	0	-7.902	
			2	-16.99	15.43	SPC	0.0277	0.9859	0	1.009	
			3	235.3	50.81	SPC	0.1304	0.9299	0	1.265	
	YY	Cou	1	1026	11.21	SPC	0.3141	0.8049	0	-11.936	
			2	309.9	3.608	SPC	0.0953	0.9498	0	-4.391	
			3	628.7	34.4	SPC	0.2482	0.8548	0	-5.003	
		Acc	1	764.1	46.74	SPC	0.2392	0.8611	0	-4.934	
			2	-151.6	31.18	SPC	0.0816	0.9574	0	0.554	
			3	499	49.58	SPC	0.1859	0.8963	0	-1.898	
4	XX	Cou	1	1300	2.507	SPC	0.2256	0.8704	0	-18.076	Acal=9.04 cm ² Amin=18.22cm ² 4HA20+ 4HA16 (A=20.6cm ²)
			2	386.2	5.263	SPC	0.0713	0.963	0	-5.588	
			3	801.4	56.5	SPC	0.1915	0.8927	0	-7.073	
		Acc	1	981.6	36.34	SPC	0.156	0.9147	0	-10.164	
			2	-20.05	22.85	SPC	0.0194	0.9902	0	1.148	
			3	296.8	92.55	SPC	0.1069	0.9433	0	2.132	
	YY	Cou	1	1300	16.63	SPC	0.2391	0.8612	0	-16.707	
			2	386.2	5.258	SPC	0.0713	0.963	0	-5.588	
			3	801.4	56.5	SPC	0.1915	0.8927	0	-7.073	
		Acc	1	966.6	79.75	SPC	0.1858	0.8963	0	-6.692	
			2	-232.3	59	SPC	0.0738	0.9616	0	0.664	
			3	667	91.88	SPC	0.1552	0.9152	0	-2.380	
3	XX	Cou	1	1576	1.167	SPC	0.2718	0.8378	0	-21.166	Acal= 20.6 cm ² Amin=18.22cm ² 4HA20+ 4HA16 (A=20.6cm ²)
			2	466.4	4.117	SPC	0.084	0.9561	0	-6.867	
			3	976.2	51.75	SPC	0.217	0.8761	0	-9.632	
		Acc	1	1187	32.01	SPC	0.1799	0.9001	0	-12.826	
			2	-15.85	13.3	SPC	0.0118	0.9941	0	0.607	
			3	355.7	77.63	SPC	0.1037	0.9451	0	0.359	
	YY	Cou	1	1576	13.41	SPC	0.2835	0.829	0	-19.864	
			2	466.4	4.114	SPC	0.084	0.9561	0	-6.867	
			3	979.2	51.75	SPC	0.2175	0.8758	0	-9.667	
		Acc	1	1170	67.01	SPC	0.2033	0.8852	0	-9.891	
			2	-317	41.21	SET	/	/	1.59	7.510	
			3	798.3	79.22	SPC	0.1633	0.9103	0	-4.842	

• Niveau 2 , 1 et RDC

Poteaux de $(45 \times 45) \text{ cm}^2 \mapsto \text{Niv } 2$

Poteaux de $(50 \times 50) \text{ cm}^2 \mapsto \text{Niv } 1 \text{ et RDC}$

Niv	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs	μ	β	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
2	XX	Cou	1	1858	0.022	SEC	/	/	0	-1.170	Acal =20.6 cm2 Amin=18.22cm2 4HA20+ 4HA16 (A=20.6cm2)
			2	543.2	3.169	SPC	0.0963	0.9493	0	-8.064	
			3	1151	43.33	SPC	0.239	0.8613	0	-12.433	
		Acc	1	1396	27.71	SPC	0.2044	0.8845	0	-15.433	
			2	-4.05	10.95	SPC	0.0086	0.9957	0	0.622	
			3	412.1	60.05	SPC	0.0983	0.9482	0	-1.564	
	YY	Cou	1	1858	9.787	SEC	/	/	0	-1.170	
			2	543.2	3.167	SPC	0.0963	0.9493	0	-8.064	
			3	1151	43.33	SPC	0.2389	0.8613	0	-12.432	
		Acc	1	1378	53.14	SPC	0.2205	0.8738	0	-13.171	
			2	-393	34.36	SET	/	/	3.18	8.110	
			3	937	64.54	SPC	0.1708	0.9057	0	-7.532	
I	XX	Cou	1	2152	2.044	SPC	0.3007	0.8156	0	-27.979	Acal=21.61 cm2 Amin=22.5cm2 4HA20+8HA14 (A=24.87 cm2)
			2	618.5	2.925	SPC	0.0881	0.9538	0	-9.295	
			3	1332	57.78	SPC	0.2254	0.8705	0	-14.491	
		Acc	1	1613	29.69	SPC	0.188	0.8949	0	-18.452	
			2	18.53	6.366	SPC	0.0054	0.9973	0	0.098	
			3	1191	67.48	SPC	0.1632	0.9104	0	-11.122	
	YY	Cou	1	2152	10.19	SPC	0.3064	0.8111	0	-27.149	
			2	618.5	2.924	SPC	0.0881	0.9538	0	-9.295	
			3	1332	75.78	SPC	0.2379	0.862	0	-12.920	
		Acc	1	1593	51.87	SPC	0.1978	0.8887	0	-16.668	
			2	-452.3	28.1	SET	/	/	4.7	8.290	
			3	1180	73.73	SPC	0.1654	0.909	0	-10.573	
RDC	XX	Cou	1	2451	0.792	SEC	/	/	0	-0.260	Acal=20.35 cm2 Amin=22.5 cm2 4HA20+8HA14 (A=24.87cm2)
			2	827.7	3.434	SPC	0.1281	0.9312	0	-11.153	
			3	1489	31.06	SPC	0.2288	0.8683	0	-18.605	
		Acc	1	1832	27.33	SPC	0.2137	0.8784	0	-20.488	
			2	55.9	8.348	SPC	0.0078	0.9961	0	-0.583	
			3	1336	40.57	SPC	0.1669	0.9081	0	-14.258	
	YY	Cou	1	2451	2.922	SEC	/	/	0	-0.260	
			2	827.7	18.66	SPC	0.1151	0.9387	0	-12.522	
			3	1489	31.06	SPC	0.2072	0.8826	0	-21.245	
		Acc	1	1812	33.83	SPC	0.1935	0.8915	0	-22.715	
			2	-478.3	3.421	SET	/	/	6.65	7.090	
			3	1325	45.58	SPC	0.1415	0.9234	0	-17.186	

V.2.4 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

V.2.4.1 Diamètre des armatures transversales

BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{\min}}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en HA 8

$$\text{Donc } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

V.2.4.2 Espacement des armatures transversales

♦ Selon le BAEL 91

Art A.8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 20\text{cm}$$

♦ Selon le RPA 99 version 2003 Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g : BAEI 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707 L_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.5 \times 0.5}} = 0.144 \text{ m}$$

$$L_f = 0.707 \times 3.2 = 2.262 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.262}{0.144} = 15.708$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 72.87 \text{ kN}$

$$S_t = \frac{h_1 \times f_e}{\rho_a \times T_u} \times A_t = \frac{50 \times 400 \times 10^{-1}}{2.5 \times 72.87} 2.01 = 22.06 \text{ cm}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximal de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \left\{ 10\phi_l^{\min}; \frac{b}{2}; \frac{h}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.4 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{ 17.5; 17.5; 14 \} = 14 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 13 \text{ cm}$ en zone courante

Remarque

Le calcul est fait seulement pour les poteaux de RDC en raison de l'effort tranchant qui est maximum à ce niveau et l'élancement géométrique qui est le même pour tous les niveaux.

V.2.4.3 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (50×50) : $A_t^{min} = 0.003 \times 13 \times 50 = 1.95 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (45×45) : $A_t^{min} = 0.003 \times 13 \times 45 = 1.75 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 13 \times 35 = 1.36 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Longueur de recouvrement

$$L = 50\phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

Délimitation de la zone nodale :

Art 7.4.2.1 RPA 99 version 2003

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

Avec h : hauteur de la poutre

$b_1; h_1$: Dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nus des poteaux

On aura :

$$h' = \max(53.33; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Remarque

Les cadres d'armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nu d'appui

V.2.5 Vérification à l'ELS**V.2.5.1 État limite de compression de béton**

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

A. Vérification d'une section entièrement comprimée

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

B. Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on doit tout d'abord déterminer la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + Lc$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

Lc : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : Est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + Py_2 + q = 0$

Avec

$$Lc = \frac{h}{2} - e_s$$

$$P = -3Lc^2 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c') + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)$$

$$q = -2Lc^3 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)^2$$

On calcul l'inertie de la section

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	Section (cm ²)	A (cm ²)	sens	N (kN)	M (kN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (Ma)	Observa
8	35x35	4HA20+4HA14 18.71 (cm ²)	X-X	182.72	4.045	1.7	23.8	13.7	0.8	CV
				49.41	2.573	0.6	8.3	1.9	0.1	CV
				108.57	39.017	5.9	68.9	-113.1	0	CV
			Y-Y	182.72	15.211	2.5	32.1	-16.4	0	CV
				49.41	15.114	2.3	27.4	-40.1	0	CV
				108.57	39.016	5.8	68.9	-113.1	0	CV
5 _ 7	35x35	8HA14 12.31 (cm ²)	X-X	747.88	1.596	5.5	81.5	77.5	5.1	CV
				226.93	2.619	1.9	27.6	20.7	1.3	CV
				458.45	24.966	5.9	81.9	15.6	0.6	CV
			Y-Y	747.88	8.13	6.2	90.4	68.8	4.4	CV
				226.93	2.617	1.9	27.6	20.7	1.3	CV
				458.42	24.966	5.9	81.9	15.6	0.6	CV
2 _ 4	45x45	4HA20+4HA16 20.20 (cm ²)	X-X	1353.64	0.03	6	89.3	89.3	6	CV
				398.23	2.3	1.9	27.8	24.7	1.6	CV
				838.79	31.448	4.4	64.4	46.3	3	CV
			Y-Y	1353.64	7.08	6.3	94	84.6	5.6	CV
				398.23	2.299	1.9	27.8	24.7	1.6	CV
				838.74	31.448	5.3	76.4	34.2	2.1	CV
RDC_1	50x50	4HA20+8HA14 24.87 (cm ²)	X-X	1785.12	0.582	6.5	98	97.4	6.5	CV
				506.49	1.57	1.9	28.5	26.9	1.8	CV
				1085.44	22.532	4.8	71.1	47.7	3.1	CV
			Y-Y	1785.12	2.11	6.6	8.8	96.6	6.4	CV
				506.49	1.571	1.9	28.5	25.9	1.8	CV
				1085.37	22.532	4.8	71.1	47.7	3.1	CV

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

V.2.5.2 Vérification des contraintes tangentielles Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{28c}$$

On a $\lambda_g > 5$ donc $\rho_d = 0.075$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

♦ Poteaux RDC et 1 niveau (50×50)

Sens xx

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{39.76 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.16 \text{ MPa}$$

Sens yy

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{45.06 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.19 \text{ MPa}$$

♦ Poteaux niveaux 3 à 5 (45×45)

Sens xx

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{60.57 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.32 \text{ MPa}$$

Sens yy

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{72.87 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.38 \text{ MPa}$$

♦ Poteaux niveaux 5 à 8 (35×35)

Sens xx

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{49.56 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.44 \text{ MPa}$$

Sens yy

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{62.96 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.56 \text{ MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

V2.5.3 Condition de non fragilité

Art 4.2.1 BAEL 91

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à sa limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] d \times b$$

Niv	Section (cm ²)	Aad (cm ²)	sens	N (kN)	M (kN.m)	es (cm)	Amin (cm ²)	Observa
8	35x35	4HA20+4HA14 18.71 (cm ²)	X-X	182.72	4.045	2.21	4.5	CV
				49.41	2.573	5.2	/	/
				108.57	39.017	35.93	0.96	CV
			Y-Y	182.72	15.211	8.32	-3.51	CV
				49.41	15.114	30.58	0.87	CV
				108.57	39.016	35.93	0.96	CV
5 _ 7	35x35	8HA14 12.31 (cm ²)	X-X	747.88	1.596	0.21	3.39	CV
				226.93	2.619	1.15	3.8	CV
				458.45	24.966	5.44	/	/
			Y-Y	747.88	8.13	1.08	3.76	CV
				226.93	2.617	1.15	3.8	CV
				458.42	24.966	5.44	/	/
2 _ 4	45x45	4HA20+4HA16 20.20 (cm ²)	X-X	1353.64	0.03	0.002	5.61	CV
				398.23	2.3	0.57	5.87	CV
				838.79	31.448	3.74	8.7	CV
			Y-Y	1353.64	7.08	0.52	5.85	CV
				398.23	2.299	0.57	5.87	CV
				838.74	31.448	3.74	8.7	CV
RDC_ 1	50x50	12HA20+8HA14 24.87 (cm ²)	X-X	1785.12	0.582	0.032	6.99	CV
				506.49	1.57	0.309	7.12	CV
				1085.44	22.532	2.07	8.23	CV
			Y-Y	1785.12	2.11	0.11	7.02	CV
				506.49	1.571	0.31	7.12	CV
				1085.37	22.532	2.07	8.23	CV

V.3 Ferraillage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

V.3.2 Recommandation du RPA

V.3.2.1 Armatures longitudinales

♦ Pourcentage total minimal

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

- Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

♦ Pourcentage total maximum

$$A_{max} = 4\% \times b \times h \quad \text{En zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h \quad \text{En zone de recouvrement}$$

Poutres principales

$$\text{Zone courante} \quad A_{max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement} \quad A_{max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires

$$\text{Zone courante} \quad A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement} \quad A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 73.5 \text{ cm}^2$$

V.3.3 Étapes de calcul de ferraillage

- Calcul du moment réduit à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: la section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

On calcul le moment limite M_l

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$A_s = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

V.3.4 Ferraillage des poutres principales Fille D

- Niveau 9 : $b = 30\text{cm}$ $d = 42\text{cm}$ $h = 45\text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	27.67	14.2	348	0.04	0.991	1.91	3.3	3HA14	
		Acc	54.6	21.7	400	0.05	0.988	3.29			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1.6	3HA14	
		Acc	26.38	21.7	400	0.02	0.994	1.58			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	0.6	3HA14	
		Acc	10.48	21.7	400	0.01	0.998	0.63			
	Inf	Cou	23.26	14.2	348	0.03	0.992	1.6	1.8	3HA14	
		Acc	30.07	21.7	400	0.03	0.993	1.8			
9	Sup	Cou	70.15	14.2	348	0.09	0.976	4.92	5.4	3HA14	2HA10
		Acc	89.46	21.7	400	0.08	0.980	5.43			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1.9	3HA14	
		Acc	31.01	21.7	400	0.03	0.993	1.86			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	0.1	3HA14	
		Acc	2.195	21.7	400	0	1.000	0.13			
	Inf	Cou	59.09	14.2	348	0.08	0.980	4.13	4.1	3HA14	
		Acc	49.72	21.7	400	0.04	0.989	2.99			
8	Sup	Cou	71.74	14.2	348	0.1	0.976	5.03	5.1	3HA14	2HA10
		Acc	84.56	21.7	400	0.07	0.981	5.13			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1.9	3HA14	
		Acc	31.48	21.7	400	0.03	0.993	1.89			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1.5	3HA14	
		Acc	24.81	21.7	400	0.02	0.995	1.49			
	Inf	Cou	52.44	14.2	348	0.07	0.982	3.65	3.7	3HA14	
		Acc	46.68	21.7	400	0.04	0.990	2.81			
7	Sup	Cou	118.6	14.2	348	0.16	0.959	8.46	8.7	3HA14	3HA14
		Acc	141.1	21.7	400	0.12	0.968	8.67			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1.5	3HA14	
		Acc	25.45	21.7	400	0.02	0.994	1.52			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1	3HA14	
		Acc	16.51	21.7	400	0.01	0.996	0.99			
	Inf	Cou	52.18	14.2	348	0.07	0.982	3.63	3.6	3HA14	
		Acc	46.49	21.7	400	0.04	0.990	2.8			
5	Sup	Cou	32.414	14.2	348	0.04	0.989	2.24	4	3HA14	
		Acc	66.3	21.7	400	0.06	0.985	4			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	2	3HA14	
		Acc	32.97	21.7	400	0.03	0.993	1.98			

- Niveau 8 : $b = 30\text{cm}$ $d = 42\text{cm}$ $h = 45\text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	M	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	46.09	14.2	348	0.06	0.984	3.2	5.3	3HA14	2HA10
		Acc	88.02	21.7	400	0.08	0.980	5.34			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	2	3HA14	
		Acc	33.98	21.7	400	0.03	0.993	2.04			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1.4	3HA14	
		Acc	23.02	21.7	400	0.02	0.99	1.38			
	Inf	Cou	24.06	14.2	348	0.03	0.99	1.66	2	3HA14	
		Acc	32.95	21.7	400	0.03	0.99	1.98			
9	Sup	Cou	78.68	14.2	348	0.1	0.97	5.53	7	3HA14	2HA14
		Acc	114.1	21.7	400	0.1	0.97	6.97			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.3	3HA14	
		Acc	39.09	21.7	400	0.03	0.99	2.35			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.7	3HA14	
		Acc	12.05	21.7	400	0.01	1	0.72			
	Inf	Cou	58.09	14.2	348	0.08	0.98	4.05	4.1	3HA14	
		Acc	51.9	21.7	400	0.05	0.99	3.13			
8	Sup	Cou	77.93	14.2	348	0.1	0.97	5.48	6.8	3HA14	2HA12
		Acc	112.2	21.7	400	0.1	0.97	6.85			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.9	3HA14	
		Acc	48.78	21.7	400	0.04	0.99	2.93			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA14	
		Acc	33.37	21.7	400	0.03	0.99	2			
	Inf	Cou	56.45	14.2	348	0.08	0.98	3.94	3.9	3HA14	
		Acc	53.01	21.7	400	0.05	0.99	3.19			
7	Sup	Cou	124.3	14.2	348	0.17	0.96	8.89	10	3HA14	3HA16
		Acc	164.8	21.7	400	0.14	0.96	10.2			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.2	3HA14	
		Acc	37.39	21.7	400	0.03	0.99	2.24			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.3	3HA14	
		Acc	38.05	21.7	400	0.03	0.99	2.28			
	Inf	Cou	50.2	14.2	348	0.07	0.98	3.49	3.5	3HA14	
		Acc	53.94	21.7	400	0.05	0.99	3.25			
5	Sup	Cou	48.262	14.2	348	0.06	0.98	3.36	6.2	3HA14	2HA12
		Acc	101.5	21.7	400	0.09	0.98	6.18			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	46.93	21.7	400	0.04	0.99	2.82			

- Niveau 7 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferrillage adoptée	
										filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	42.28	14.2	348	0.06	0.99	2.93	5.2	3HA14	2HA10
		Acc	85.77	21.7	400	0.07	0.98	5.2			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.1	3HA14	
		Acc	35.77	21.7	400	0.03	0.99	2.15			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA14	
		Acc	22.29	21.7	400	0.02	1	1.33			
	Inf	Cou	23.75	14.2	348	0.03	0.99	1.64	2.1	3HA14	
		Acc	34.41	21.7	400	0.03	0.99	2.06			
9	Sup	Cou	78.34	14.2	348	0.1	0.97	5.51	6.8	3HA14	2HA12
		Acc	112.1	21.7	400	0.1	0.98	6.84			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.3	3HA14	
		Acc	38.19	21.7	400	0.03	0.99	2.29			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.7	3HA14	
		Acc	11.27	21.7	400	0.01	1	0.67			
	Inf	Cou	58.01	14.2	348	0.08	0.98	4.05	4	3HA14	
		Acc	51.6	21.7	400	0.04	0.99	3.11			
8	Sup	Cou	78.36	14.2	348	0.1	0.97	5.51	6.7	3HA14	2HA12
		Acc	109.5	21.7	400	0.1	0.98	6.68			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	46.47	21.7	400	0.04	0.99	2.79			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.9	3HA14	
		Acc	32.12	21.7	400	0.03	0.99	1.93			
	Inf	Cou	56.07	14.2	348	0.07	0.98	3.91	3.9	3HA14	
		Acc	51.34	21.7	400	0.04	0.99	3.09			
7	Sup	Cou	121.4	14.2	348	0.16	0.96	8.67	10	3HA14	3HA16
		Acc	161.4	21.7	400	0.14	0.96	9.97			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.2	3HA14	
		Acc	37.43	21.7	400	0.03	0.99	2.25			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.2	3HA14	
		Acc	36.58	21.7	400	0.03	0.99	2.2			
	Inf	Cou	50.75	14.2	348	0.07	0.98	3.53	3.5	3HA14	
		Acc	53.3	21.7	400	0.05	0.99	3.21			
5	Sup	Cou	48.31	14.2	348	0.06	0.98	3.36	6.1	3HA14	2HA10
		Acc	99.79	21.7	400	0.09	0.98	6.07			
	Inf	Cou	0	14.2	0.5	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	45.76	21.7	400	0.04	0.99	2.75			

- Niveau 6 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferrailage adoptée	
										filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	38.4	14.2	348	0.05	0.99	2.66	5	3HA14	2HA10
		Acc	82.87	21.7	400	0.07	0.98	5.02			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.2	3HA14	
		Acc	36.99	21.7	400	0.03	0.99	2.22			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA14	
		Acc	21.35	21.7	400	0.02	1	1.28			
	Inf	Cou	23.29	14.2	348	0.03	0.99	1.61	2.1	3HA14	
		Acc	35.52	21.7	400	0.03	0.99	2.13			
9	Sup	Cou	77.88	14.2	348	0.1	0.97	5.47	6.6	3HA14	2HA12
		Acc	108.7	21.7	400	0.09	0.98	6.63			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.2	3HA14	
		Acc	36.36	21.7	400	0.03	0.99	2.18			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.6	3HA14	
		Acc	9.885	21.7	400	0.01	1	0.59			
	Inf	Cou	57.7	14.2	348	0.08	0.98	4.03	4	3HA14	
		Acc	50.63	21.7	400	0.04	0.99	3.05			
8	Sup	Cou	79.61	14.2	348	0.11	0.97	5.6	6.6	3HA14	2HA12
		Acc	107.5	21.7	400	0.09	0.98	6.55			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.6	3HA14	
		Acc	43.74	21.7	400	0.04	0.99	2.63			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.8	3HA14	
		Acc	30.81	21.7	400	0.03	0.99	1.85			
	Inf	Cou	55.79	14.2	348	0.07	0.98	3.89	3.9	3HA14	
		Acc	51.27	21.7	400	0.04	0.99	3.09			
7	Sup	Cou	117.2	14.2	348	0.16	0.96	8.35	9.7	3HA14	3HA16
		Acc	157.4	21.7	400	0.14	0.96	9.71			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.3	3HA14	
		Acc	38.28	21.7	400	0.03	0.99	2.3			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0.0	2.1	3HA14	
		Acc	35.79	21.7	400	0.03	0.99	2.15			
	Inf	Cou	51.01	14.2	348	0.07	0.98	3.55	3.6	3HA14	
		Acc	52.07	21.7	400	0.05	0.99	3.14			
5	Sup	Cou	49.66	14.2	348	0.07	0.98	3.46	6	3HA14	2HA10
		Acc	99.25	21.7	400	0.09	0.98	6.04			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.6	3HA14	
		Acc	43.92	21.7	400	0.04	0.99	2.64			

- Niveau 5 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferraillage adoptée	
										filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	41.6	14.2	348	0.06	0.99	2.89	5.9	3HA14	2HA10
		Acc	96.47	21.7	400	0.08	0.98	5.87			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	46.67	21.7	400	0.04	0.99	2.81			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.6	3HA14	
		Acc	26.39	21.7	400	0.02	0.99	1.58			
	Inf	Cou	24.05	14.2	348	0.03	0.99	1.66	2.3	3HA14	
		Acc	37.74	21.7	400	0.03	0.99	2.27			
9	Sup	Cou	76.18	14.2	348	0.1	0.97	5.35	7.1	3HA14	2HA14
		Acc	116.7	21.7	400	0.1	0.97	7.13			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	47.01	21.7	400	0.04	0.99	2.83			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.5	3HA14	
		Acc	8.186	21.7	400	0.01	1	0.49			
	Inf	Cou	56.21	14.2	348	0.07	0.98	3.92	3.9	3HA14	
		Acc	50.15	21.7	400	0.04	0.99	3.02			
8	Sup	Cou	75.72	14.2	348	0.1	0.97	5.32	7.1	3HA14	2HA14
		Acc	115.8	21.7	400	0.1	0.97	7.08			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA14	
		Acc	50.27	21.7	400	0.04	0.99	3.03			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.7	3HA14	
		Acc	28.33	21.7	400	0.02	0.99	1.7			
	Inf	Cou	56.07	14.2	348	0.07	0.98	3.91	3.9	3HA14	
		Acc	54.7	21.7	400	0.05	0.99	3.3			
7	Sup	Cou	106.8	14.2	348	0.14	0.96	7.59	9.4	3HA14	3HA16
		Acc	152	21.7	400	0.13	0.97	9.37			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.5	3HA14	
		Acc	41.2	21.7	400	0.04	0.99	2.47			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	45.81	21.7	400	0.04	0.99	2.75			
	Inf	Cou	48.24	14.2	348	0.06	0.98	3.36	3.4	3HA14	
		Acc	52.85	21.7	400	0.05	0.99	3.18			
5	Sup	Cou	60.76	14.2	348	0.08	0.98	4.24	7.1	3HA14	2HA14
		Acc	115.6	21.7	400	0.1	0.97	7.06			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.8	3HA14	
		Acc	46.7	21.7	400	0.04	0.99	2.81			

- Niveau 4 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	M	β	As (cm ²)	Amax	ferraillage adoptée	
										filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	44.35	14.2	348	0.06	0.99	3.08	6.3	3HA14	2HA12
		Acc	103.6	21.7	400	0.09	0.98	6.31			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA14	
		Acc	50.56	21.7	400	0.04	0.99	3.04			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.7	3HA14	
		Acc	28.45	21.7	400	0.02	0.99	1.7			
	Inf	Cou	24.41	14.2	348	0.03	0.99	1.68	2.4	3HA14	
		Acc	39.45	21.7	400	0.03	0.99	2.37			
9	Sup	Cou	78.43	14.2	348	0.1	0.97	5.51	7.5	3HA14	2HA14
		Acc	122.1	21.7	400	0.11	0.97	7.47			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3.4	3HA14	
		Acc	55.96	21.7	400	0.05	0.99	3.37			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.6	3HA14	
		Acc	10.28	21.7	400	0.01	1	0.61			
	Inf	Cou	54.83	14.2	348	0.07	0.98	3.82	3.8	3HA14	
		Acc	50.91	21.7	400	0.04	0.99	3.06			
8	Sup	Cou	76.22	14.2	348	0.1	0.97	5.35	7.4	3HA14	2HA14
		Acc	120.6	21.7	400	0.1	0.97	7.38			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3.1	3HA14	
		Acc	51.32	21.7	400	0.04	0.99	3.09			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.6	3HA14	
		Acc	26.13	21.7	400	0.02	0.99	1.56			
	Inf	Cou	56.01	14.2	348	0.07	0.98	3.91	3.9	3HA14	
		Acc	56	21.7	400	0.05	0.99	3.37			
7	Sup	Cou	103.9	14.2	348	0.14	0.96	7.37	9.2	3HA14	3HA14
		Acc	148.7	21.7	400	0.13	0.97	9.16			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.4	3HA14	
		Acc	40.73	21.7	400	0.04	0.99	2.45			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA14	
		Acc	49.34	21.7	400	0.04	0.99	2.97			
	Inf	Cou	47.39	14.2	348	0.06	0.98	3.29	3.3	3HA14	
		Acc	51.25	21.7	400	0.04	0.99	3.09			
5	Sup	Cou	67.28	14.2	348	0.09	0.98	4.71	7.4	3HA14	2HA14
		Acc	121.3	21.7	400	0.11	0.97	7.42			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.7	3HA14	
		Acc	45.12	21.7	400	0.04	0.99	2.71			

- Niveau 3 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	38.16	14.2	348	0.05	0.99	2.65	5.4	3HA14	2HA10
		Acc	88.54	21.7	400	0.08	0.98	5.38			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.6	3HA14	
		Acc	42.88	21.7	400	0.04	0.99	2.58			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA14	
		Acc	22.43	21.7	400	0.02	1	1.34			
	Inf	Cou	23.63	14.2	348	0.03	0.99	1.63	2.1	3HA14	
		Acc	35.6	21.7	400	0.03	0.99	2.14			
9	Sup	Cou	77.17	14.2	348	0.1	0.97	5.42	6.7	3HA14	2HA12
		Acc	109.4	21.7	400	0.1	0.98	6.67			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.6	3HA14	
		Acc	43.2	21.7	400	0.04	0.99	2.6			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.3	3HA14	
		Acc	5.573	21.7	400	0	1	0.33			
	Inf	Cou	54.77	14.2	348	0.07	0.98	3.82	3.8	3HA14	
		Acc	46.63	21.7	400	0.04	0.99	2.8			
8	Sup	Cou	77.62	14.2	348	0.1	0.97	5.46	6.7	3HA14	2HA12
		Acc	109.8	21.7	400	0.1	0.98	6.7			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0.0	2.5	3HA14	
		Acc	41.9	21.7	400	0.04	0.99	2.52			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.2	3HA14	
		Acc	19.89	21.7	400	0.02	1	1.19			
	Inf	Cou	55.57	14.2	348	0.07	0.98	3.87	3.9	3HA14	
		Acc	49.92	21.7	400	0.04	0.99	3			
7	Sup	Cou	99.79	14.2	348	0.13	0.97	7.07	8.2	3HA14	3HA14
		Acc	133.9	21.7	400	0.12	0.97	8.22			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.1	3HA14	
		Acc	34.88	21.7	400	0.03	0.99	2.09			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.5	3HA14	
		Acc	41.87	21.7	400	0.04	0.99	2.52			
	Inf	Cou	47.91	14.2	348	0.06	0.98	3.33	3.3	3HA14	
		Acc	46.88	21.7	400	0.04	0.99	2.82			
5	Sup	Cou	68.14	14.2	348	0.09	0.98	4.77	6.7	3HA14	2HA12
		Acc	110.4	21.7	400	0.1	0.98	6.74			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.1	3HA14	
		Acc	35.22	21.7	400	0.03	0.99	2.11			

- Niveau 2 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferraillage adoptée	
										filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	33.83	14.2	348	0.05	0.99	2.34	4.4	3HA14	
		Acc	72.91	21.7	400	0.06	0.98	4.41			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.9	3HA14	
		Acc	32.44	21.7	400	0.03	0.99	1.94			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.9	3HA14	
		Acc	15.81	21.7	400	0.01	1	0.94			
	Inf	Cou	23.31	14.2	348	0.03	0.99	1.61	1.8	3HA14	
		Acc	30.71	21.7	400	0.03	0.99	1.84			
9	Sup	Cou	74.95	14.2	348	0.1	0.97	5.26	5.8	3HA14	2HA10
		Acc	94.94	21.7	400	0.08	0.98	5.77			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.9	3HA14	
		Acc	32.37	21.7	400	0.03	0.99	1.94			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.1	3HA14	
		Acc	1.202	21.7	400	0	1	0.07			
	Inf	Cou	53.96	14.2	348	0.07	0.98	3.76	3.8	3HA14	
		Acc	43.74	21.7	400	0.04	0.99	2.63			
8	Sup	Cou	76.2	14.2	348	0.1	0.97	5.35	6	3HA14	2HA10
		Acc	97.8	21.7	400	0.09	0.98	5.95			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.9	3HA14	
		Acc	32.48	21.7	400	0.03	0.99	1.95			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.7	3HA14	
		Acc	11.38	21.7	400	0.01	1	0.68			
	Inf	Cou	55.21	14.2	348	0.07	0.98	3.85	3.8	3HA14	
		Acc	46.2	21.7	400	0.04	0.99	2.78			
7	Sup	Cou	91.33	14.2	348	0.12	0.97	6.45	6.9	3HA14	2HA14
		Acc	113.6	21.7	400	0.1	0.97	6.94			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.6	3HA14	
		Acc	27.5	21.7	400	0.02	0.99	1.65			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2.2	3HA14	
		Acc	35.92	21.7	400	0.03	0.99	2.15			
	Inf	Cou	47.48	14.2	348	0.06	0.98	3.3	3.3	3HA14	
		Acc	41.11	21.7	400	0.04	0.99	2.47			
5	Sup	Cou	73.75	14.2	348	0.1	0.97	5.18	6.2	3HA14	2HA10
		Acc	101.1	21.7	400	0.09	0.98	6.16			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA14	
		Acc	21.98	21.7	400	0.02	1	1.31			

- Niveau 1 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$ $h = 45 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
10	Sup	Cou	28.5	14.2	348	0.04	0.99	1.97	3.2	3HA14	
		Acc	53.14	21.7	400	0.05	0.99	3.2			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA14	
		Acc	22.32	21.7	400	0.02	1	1.34			
10 9	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.4	3HA14	
		Acc	7.48	21.7	400	0.01	1	0.45			
	Inf	Cou	23.09	14.2	348	0.03	0.99	1.59	1.6	3HA14	
		Acc	25.15	21.7	400	0.02	0.99	1.51			
9	Sup	Cou	74.04	14.2	348	0.1	0.97	5.2	5.2	3HA14	2HA10
		Acc	80.53	21.7	400	0.07	0.98	4.88			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA14	
		Acc	21.93	21.7	400	0.02	1	1.31			
9 8	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21.7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	53.66	14.2	348	0.07	0.98	3.74	3.7	3HA14	
		Acc	40.71	21.7	400	0.04	0.99	2.45			
8	Sup	Cou	77.7	14.2	348	0.1	0.97	5.46	5.5	3HA14	2HA10
		Acc	84.66	21.7	400	0.07	0.98	5.14			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.2	3HA14	
		Acc	20.57	21.7	400	0.02	1	1.23			
8 7	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.1	3HA14	
		Acc	2.015	21.7	400	0	1	0.12			
	Inf	Cou	53.96	14.2	348	0.07	0.98	3.76	3.8	3HA14	
		Acc	42.28	21.7	400	0.04	0.99	2.54			
7	Sup	Cou	86.84	14.2	348	0.12	0.97	6.12	6.1	3HA14	2HA10
		Acc	92.7	21.7	400	0.08	0.98	5.63			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.1	3HA14	
		Acc	18.19	21.7	400	0.02	1	1.09			
7 5	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.5	3HA14	
		Acc	25.59	21.7	400	0.02	0.99	1.53			
	Inf	Cou	47.73	14.2	348	0.06	0.98	3.32	3.3	3HA14	
		Acc	37.76	21.7	400	0.03	0.99	2.27			
5	Sup	Cou	75.36	14.2	348	0.1	0.97	5.29	5.3	3HA14	2HA10
		Acc	85.54	21.7	400	0.07	0.98	5.19			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0.5	3HA14	
		Acc	7.55	21.7	400	0.01	1	0.45			

V.3.5 Ferraillage des poutres secondaires Fille 5

- Niveau 9 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	32.11	14.2	348	0.074	0.981	2.94	5	3HA12	2HA12
		Acc	67.95	21.7	400	0.102	0.974	5.45			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	2	3HA12	
		Acc	28.37	21.7	400	0.042	0.989	2.24			
A-B	Sup	Cou	2.564	14.2	348	0.006	0.999	0.23	2	3HA12	
		Acc	20.68	21.7	400	0.031	0.992	1.63			
	Inf	Cou	10.68	14.2	348	0.024	0.994	0.96	1	3HA12	
		Acc	17.93	21.7	400	0.027	0.993	1.41			
B	Sup	Cou	8.573	14.2	348	0.02	0.995	0.77	2	3HA12	
		Acc	31.15	21.7	400	0.047	0.988	2.46			
	Inf	Cou	10.83	14.2	348	0.025	0.994	0.98	3	3HA12	
		Acc	40.96	21.7	400	0.061	0.984	3.25			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1	3HA12	
		Acc	10.24	21.7	400	0.015	0.996	0.8			
	Inf	Cou	10.34	14.2	348	0.024	0.994	0.93	1	3HA12	
		Acc	14.75	21.7	400	0.022	0.994	1.16			
C	Sup	Cou	13.7	14.2	348	0.031	0.992	1.24	3	3HA12	
		Acc	34.17	21.7	400	0.051	0.987	2.7			
	Inf	Cou	1.681	14.2	348	0.004	0.999	0.15	2	3HA12	
		Acc	19.15	21.7	400	0.029	0.993	1.51			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	0	3HA12	
		Acc	4.933	21.7	400	0.007	0.998	0.39			
	Inf	Cou	17.97	14.2	348	0.041	0.990	1.63	2	3HA12	
		Acc	18.95	21.7	400	0.028	0.993	1.49			
D	Sup	Cou	21.53	14.2	348	0.049	0.988	1.96	3	3HA12	
		Acc	41.07	21.7	400	0.061	0.984	3.26			
	Inf	Cou	2.614	14.2	348	0.006	0.998	0.24	3	3HA12	
		Acc	34.68	21.7	400	0.052	0.987	2.75			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1	3HA12	
		Acc	12.37	21.7	400	0.019	0.995	0.97			
	Inf	Cou	12.61	14.2	348	0.029	0.993	1.14	2	3HA12	
		Acc	25.86	21.7	400	0.039	0.990	2.04			
E	Sup	Cou	24.214	14.2	348	0.056	0.986	2.21	3	3HA12	2HA10
		Acc	43.52	21.7	400	0.065	0.983	3.46			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1.000	0	1	3HA12	
		Acc	14.22	21.7	400	0.021	0.995	1.12			

• Niveau 8 :

$b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$

$h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	b (mm)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferrillage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	36.62	300	348	0.084	0.979	3.36	7	3HA12	3HA12
		Acc	82.19	300	400	0.123	0.968	6.63			
	Inf	Cou	0	300	348	0	1.000	0	3	3HA12	
		Acc	37.32	300	400	0.056	0.986	2.96			
A-B	Sup	Cou	3.796	300	348	0.009	0.998	0.34	2	3HA12	
		Acc	24.28	300	400	0.036	0.99	1.91			
	Inf	Cou	12.38	300	348	0.028	0.99	1.12	2	3HA12	
		Acc	24.3	300	400	0.036	0.99	1.92			
B	Sup	Cou	12.74	300	348	0.029	0.99	1.15	4	3HA12	2HA10
		Acc	46.61	300	400	0.07	0.98	3.71			
	Inf	Cou	13.37	300	348	0.031	0.99	1.21	5	3HA12	2HA10
		Acc	57.68	300	400	0.086	0.98	4.61			
B-C	Sup	Cou	0	300	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	15.15	300	400	0.023	0.99	1.19			
	Inf	Cou	9.56	300	348	0.022	0.99	0.86	2	3HA12	
		Acc	20.32	300	400	0.03	0.99	1.6			
C	Sup	Cou	9.686	300	348	0.022	0.99	0.87	4	3HA12	2HA10
		Acc	45.06	300	400	0.067	0.98	3.58			
	Inf	Cou	11.72	300	348	0.027	0.99	1.06	3	3HA12	
		Acc	32.53	300	400	0.049	0.99	2.57			
C-D	Sup	Cou	0	300	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	10.5	300	400	0.016	1	0.82			
	Inf	Cou	16.73	300	348	0.038	0.99	1.52	2	3HA12	
		Acc	23.82	300	400	0.036	0.99	1.88			
D	Sup	Cou	23.88	300	348	0.055	0.99	2.17	4	3HA12	2HA10
		Acc	52.75	300	400	0.079	0.98	4.21			
	Inf	Cou	6.456	300	348	0.015	1	0.58	5	3HA12	2HA10
		Acc	57.55	300	400	0.086	0.98	4.6			
D-E	Sup	Cou	0	300	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	18.78	300	400	0.028	0.99	1.48			
	Inf	Cou	11.69	300	348	0.027	0.99	1.06	2	3HA12	
		Acc	29.6	300	400	0.044	0.99	2.34			
E	Sup	Cou	21.603	300	348	0.05	0.99	1.96	4	3HA12	2HA10
		Acc	55.6	300	400	0.083	0.98	4.44			
	Inf	Cou	0	300	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	29.94	300	400	0.045	0.99	2.37			

- Niveau 7 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σs (MPa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm2)		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	33.66	14.2	348	0.077	0.98	3.08	6	3HA12	3HA12
		Acc	79.04	21.7	400	0.118	0.97	6.37			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA12	
		Acc	37.84	21.7	400	0.057	0.99	3			
A-B	Sup	Cou	2.628	14.2	348	0	1	0.24	2	3HA12	
		Acc	23.19	21.7	400	0.035	0.99	1.83			
	Inf	Cou	11.61	14.2	348	0.027	0.99	1.05	2	3HA12	
		Acc	23.24	21.7	400	0.035	0.99	1.83			
B	Sup	Cou	12.27	14.2	348	0.028	0.99	1.11	4	3HA12	2HA10
		Acc	44.82	21.7	400	0.067	0.98	3.56			
	Inf	Cou	11.96	14.2	348	0.027	0.99	1.08	4	3HA12	2HA10
		Acc	54.59	21.7	400	0.082	0.98	4.36			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.2	3HA12	
		Acc	14.8	21.7	400	0.022	0.99	1.16			
	Inf	Cou	9.573	14.2	348	0.022	0.99	0.86	2	3HA12	
		Acc	19.68	21.7	400	0.029	0.99	1.55			
C	Sup	Cou	13.81	14.2	348	0.032	0.99	1.25	4	3HA12	2HA10
		Acc	44.31	21.7	400	0.066	0.98	3.52			
	Inf	Cou	1.147	14.2	348	0.003	1	0.1	2	3HA12	
		Acc	31.19	21.7	400	0.047	0.99	2.47			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	10.36	21.7	400	0.016	1	0.81			
	Inf	Cou	16.75	14.2	348	0.038	0.99	1.52	2	3HA12	
		Acc	23.51	21.7	400	0.035	0.99	1.85			
D	Sup	Cou	23.27	14.2	348	0.053	0.99	2.12	4	3HA12	2HA10
		Acc	51.18	21.7	400	0.077	0.98	4.08			
	Inf	Cou	5.618	14.2	348	0.013	1	0.51	4	3HA12	2HA10
		Acc	52.5	21.7	400	0.079	0.98	4.19			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	22.18	21.7	400	0.033	0.99	1.75			
	Inf	Cou	11.51	14.2	348	0.026	0.99	1.04	2	3HA12	
		Acc	29.18	21.7	400	0.044	0.99	2.31			
E	Sup	Cou	20.92	14.2	348	0.048	0.99	1.9	4	3HA12	2HA10
		Acc	52.16	21.7	400	0.078	0.98	4.16			
	Inf	Cou	0	14.2	0.48	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	27.23	21.7	400	0.041	0.99	2.15			

• Niveau 6 :

b = 30 cm

d = 32 cm

h = 35 cm

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferrailage adoptée	
										filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	30.83	14.2	348	0.071	0.98	2.82	6	3HA12	3HA12
		Acc	76.08	21.7	400	0.114	0.97	6.12			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA12	
		Acc	38.33	21.7	400	0.057	0.99	3.04			
A-B	Sup	Cou	1.622	14.2	348	0.004	1	0.15	2	3HA12	
		Acc	22.25	21.7	400	0.033	0.99	1.75			
	Inf	Cou	10.65	14.2	348	0.024	0.99	0.96	2	3HA12	
		Acc	22.03	21.7	400	0.033	0.99	1.74			
B	Sup	Cou	12.05	14.2	348	0.028	0.99	1.09	3	3HA12	2HA10
		Acc	43.09	21.7	400	0.065	0.98	3.42			
	Inf	Cou	10.35	14.2	348	0.024	0.99	0.93	4	3HA12	2HA10
		Acc	51.38	21.7	400	0.077	0.98	4.09			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	14.23	21.7	400	0.021	0.99	1.12			
	Inf	Cou	9.473	14.2	348	0.022	0.99	0.86	1	3HA12	
		Acc	18.78	21.7	400	0.028	0.99	1.48			
C	Sup	Cou	14.48	14.2	348	0.033	0.99	1.31	3	3HA12	2HA10
		Acc	43.91	21.7	400	0.066	0.98	3.49			
	Inf	Cou	0.668	14.2	348	0.002	1	0.06	2	3HA12	
		Acc	29.46	21.7	400	0.044	0.99	2.33			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	10.1	21.7	400	0.015	1	0.79			
	Inf	Cou	16.65	14.2	348	0.038	0.99	1.51	2	3HA12	
		Acc	22.91	21.7	400	0.034	0.99	1.81			
D	Sup	Cou	22.6	14.2	348	0.052	0.99	2.06	4	3HA12	2HA10
		Acc	49.16	21.7	400	0.074	0.98	3.91			
	Inf	Cou	4.506	14.2	348	0.01	1	0.41	4	3HA12	2HA10
		Acc	48.69	21.7	400	0.073	0.98	3.88			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0.0	1	3HA12	
		Acc	17.58	21.7	400	0.026	0.99	1.38			
	Inf	Cou	11.21	14.2	348	0.026	0.99	1.01	2	3HA12	
		Acc	28.27	21.7	400	0.042	0.99	2.23			
E	Sup	Cou	19.82	14.2	348	0.045	0.99	1.8	4	3HA12	2HA10
		Acc	47.5	21.7	400	0.071	0.98	3.78			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.9	3HA12	
		Acc	23.79	21.7	400	0.036	0.99	1.88			

- Niveau 5 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferrailage adoptée	
										filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	26.54	14.2	348	0.061	0.98	2.42	6	3HA12	3HA12
		Acc	72.29	21.7	400	0.108	0.97	5.81			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA12	
		Acc	39.81	21.7	400	0.06	0.98	3.16			
A-B	Sup	Cou	0.259	14.2	348	6E-04	1	0.02	2	3HA12	
		Acc	20.37	21.7	400	0.03	0.99	1.6			
	Inf	Cou	10.29	14.2	348	0.024	0.99	0.93	2	3HA12	
		Acc	24.19	21.7	400	0.036	0.99	1.91			
B	Sup	Cou	12.74	14.2	348	0.029	0.99	1.15	4	3HA12	2HA10
		Acc	48.26	21.7	400	0.072	0.98	3.84			
	Inf	Cou	9.413	14.2	348	0.022	0.99	0.85	4	3HA12	2HA10
		Acc	52.88	21.7	400	0.079	0.98	4.22			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1.3	3HA12	
		Acc	16.25	21.7	400	0.024	0.99	1.28			
	Inf	Cou	8.874	14.2	348	0.02	0.99	0.8	2	3HA12	
		Acc	20.89	21.7	400	0.031	0.99	1.65			
C	Sup	Cou	13.29	14.2	348	0.03	0.99	1.2	4	3HA12	2HA10
		Acc	48.45	21.7	400	0.073	0.98	3.86			
	Inf	Cou	0.941	14.2	348	0.002	1	0.08	3	3HA12	
		Acc	34.2	21.7	400	0.051	0.99	2.71			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	12.64	21.7	400	0.019	1	0.99			
	Inf	Cou	15.78	14.2	348	0.036	0.99	1.43	2	3HA12	
		Acc	24.75	21.7	400	0.037	0.99	1.95			
D	Sup	Cou	21.94	14.2	348	0.05	0.99	2	4	3HA12	2HA10
		Acc	53.72	21.7	400	0.08	0.98	4.29			
	Inf	Cou	4.922	14.2	348	0.011	1	0.44	4	3HA12	2HA10
		Acc	53.18	21.7	400	0.08	0.98	4.24			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	20.15	21.7	400	0.03	0.99	1.59			
	Inf	Cou	12.56	14.2	348	0.029	0.99	1.14	2	3HA12	
		Acc	30.86	21.7	400	0.046	0.99	2.44			
E	Sup	Cou	19.24	14.2	348	0.044	0.99	1.75	4	3HA12	2HA10
		Acc	53.64	21.7	400	0.08	0.98	4.28			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	30.59	21.7	400	0.046	0.99	2.42			

- Niveau 4 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferraillage adoptée	
										filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	24.42	14.2	348	0.056	0.99	2.22	5	3HA12	2HA12
		Acc	68.3	21.7	400	0.102	0.97	5.48			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA12	
		Acc	38.39	21.7	400	0.057	0.99	3.04			
A-B	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	18.23	21.7	400	0.027	0.99	1.43			
	Inf	Cou	9.781	14.2	348	0.022	0.99	0.88	2	3HA12	
		Acc	24.19	21.7	400	0.036	0.99	1.91			
B	Sup	Cou	13.31	14.2	348	0.031	0.99	1.2	4	3HA12	2HA10
		Acc	49.7	21.7	400	0.074	0.98	3.96			
	Inf	Cou	8.439	14.2	348	0.019	1	0.76	4	3HA12	2HA10
		Acc	51.07	21.7	400	0.076	0.98	4.07			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	16.37	21.7	400	0.025	0.99	1.29			
	Inf	Cou	8.694	14.2	348	0.02	0.99	0.78	2	3HA12	
		Acc	21.2	21.7	400	0.032	0.99	1.67			
C	Sup	Cou	13.9	14.2	348	0.032	0.99	1.26	4	3HA12	2HA10
		Acc	50.67	21.7	400	0.076	0.98	4.04			
	Inf	Cou	0.358	14.2	348	8E-04	1	0.03	3	3HA12	
		Acc	35.09	21.7	400	0.053	0.99	2.78			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	13.79	21.7	400	0.021	0.99	1.08			
	Inf	Cou	15.26	14.2	348	0.035	0.99	1.38	2	3HA12	
		Acc	25.02	21.7	400	0.037	0.99	1.97			
D	Sup	Cou	22.34	14.2	348	0.051	0.99	2.03	4	3HA12	2HA10
		Acc	56.11	21.7	400	0.084	0.98	4.48			
	Inf	Cou	4.647	14.2	348	0.011	1	0.42	4	3HA12	2HA10
		Acc	53.53	21.7	400	0.08	0.98	4.27			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	20.6	21.7	400	0.031	0.99	1.62			
	Inf	Cou	12.75	14.2	348	0.029	0.99	1.15	2	3HA12	
		Acc	30.92	21.7	400	0.046	0.99	2.44			
E	Sup	Cou	18.19	14.2	348	0.042	0.99	1.65	5	3HA12	2HA10
		Acc	56.37	21.7	400	0.084	0.98	4.5			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA12	
		Acc	34.37	21.7	400	0.051	0.99	2.72			

• Niveau 3 :

b = 30 cm

d = 32 cm

h = 35 cm

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	σ_s (MPa)	μ	β	As (cm ²)	Amax	ferrailage adoptée	
										filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	20.96	14.2	348	0.048	0.99	1.91	5	3HA12	2HA10
		Acc	57.9	21.7	400	0.087	0.98	4.63			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	3	3HA12	
		Acc	32.18	21.7	400	0.048	0.99	2.54			
A-B	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	14.83	21.7	400	0.022	0.99	1.16			
	Inf	Cou	8.717	14.2	348	0.02	0.99	0.79	2	3HA12	
		Acc	20.37	21.7	400	0.03	0.99	1.6			
B	Sup	Cou	12.73	14.2	348	0.029	0.99	1.15	3	3HA12	
		Acc	42.36	21.7	400	0.063	0.98	3.36			
	Inf	Cou	6.374	14.2	348	0.015	1	0.57	3	3HA12	
		Acc	40.67	21.7	400	0.061	0.98	3.23			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	13.56	21.7	400	0.02	0.99	1.06			
	Inf	Cou	8.656	14.2	348	0.02	1	0.78	1	3HA12	
		Acc	17.78	21.7	400	0.027	0.99	1.4			
C	Sup	Cou	14.86	14.2	348	0.034	0.99	1.35	4	3HA12	2HA10
		Acc	44.7	21.7	400	0.067	0.98	3.55			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0.0	2	3HA12	
		Acc	27.96	21.7	400	0.042	0.99	2.21			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	10.8	21.7	400	0.016	1	0.85			
	Inf	Cou	15.17	14.2	348	0.035	0.99	1.37	2	3HA12	
		Acc	19.94	21.7	400	0.03	0.99	1.57			
D	Sup	Cou	21.27	14.2	348	0.049	0.99	1.93	4	3HA12	2HA10
		Acc	48.77	21.4	400	0.074	0.98	3.88			
	Inf	Cou	2.839	14.2	348	0.007	1	0.26	3	3HA12	
		Acc	41.96	21.7	400	0.063	0.98	3.33			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	16.83	21.7	400	0.025	0.99	1.32			
	Inf	Cou	11.86	14.2	348	0.027	0.99	1.07	2	3HA12	
		Acc	26.75	21.7	400	0.04	0.99	2.11			
E	Sup	Cou	15.71	14.2	348	0.036	0.99	1.42	4	3HA12	2HA10
		Acc	49.47	21.7	400	0.074	0.98	3.94			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	26.5	21.7	400	0.04	0.99	2.09			

- Niveau 2 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	16.8	14.2	348	0.039	0.99	1.52	4	3HA12	2HA10
		Acc	44.13	21.7	400	0.066	0.98	3.51			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	23.4	21.7	400	0.035	0.99	1.84			
A-B	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	10.21	21.7	400	0.015	1	0.8			
	Inf	Cou	8.339	14.2	348	0.019	1	0.75	1	3HA12	
		Acc	16.31	21.7	400	0.024	0.99	1.28			
B	Sup	Cou	12.13	14.2	348	0.028	0.99	1.1	3	3HA12	
		Acc	34.14	21.7	400	0.051	0.99	2.7			
	Inf	Cou	4.281	14.2	348	0.01	1	0.39	2	3HA12	
		Acc	28.92	21.7	400	0.043	0.99	2.28			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	10.14	21.7	400	0.015	1	0.8			
	Inf	Cou	8.582	14.2	348	0.02	1	0.77	1	3HA12	
		Acc	14.15	21.7	400	0.021	0.99	1.11			
C	Sup	Cou	15.13	14.2	348	0.035	0.99	1.37	3	3HA12	
		Acc	32.39	21.7	400	0.049	0.99	2.56			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	20.18	21.7	400	0.03	0.99	1.59			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	7.532	21.7	400	0.011	1	0.59			
	Inf	Cou	14.77	14.2	348	0.034	0.99	1.34	1	3HA12	
		Acc	18.18	21.7	400	0.027	0.99	1.43			
D	Sup	Cou	19.72	14.2	348	0.045	0.99	1.79	3	3HA12	
		Acc	40.19	21.7	400	0.06	0.98	3.19			
	Inf	Cou	1.284	14.2	348	0.003	1	0.12	2	3HA12	
		Acc	30.23	21.7	400	0.045	0.99	2.39			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	12.63	21.7	400	0.019	1	0.99			
	Inf	Cou	11.52	14.2	348	0.026	0.99	1.04	2	3HA12	
		Acc	22.43	21.7	400	0.034	0.99	1.77			
E	Sup	Cou	13.07	14.2	348	0.03	0.99	1.18	3	3HA12	
		Acc	35.6	21.7	400	0.053	0.99	2.82			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	2	3HA12	
		Acc	19.69	21.7	400	0.029	0.99	1.55			

- Niveau 1 : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	σ_s (MPa)	μ	β	As	Amax	ferrillage adoptée	
								(cm ²)		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	13.35	14.2	348	0.031	0.99	1.21	2	3HA12	
		Acc	29.53	21.7	400	0.044	0.99	2.33			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	13.04	21.7	400	0.02	1	1.02			
A-B	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0	3HA12	
		Acc	5.002	21.7	400	0.007	1	0.39			
	Inf	Cou	7.981	14.2	348	0.018	1	0.72	1	3HA12	
		Acc	11.4	21.7	400	0.017	1	0.89			
B	Sup	Cou	11.73	14.2	348	0.027	0.99	1.06	2	3HA12	
		Acc	24.78	21.7	400	0.037	0.99	1.95			
	Inf	Cou	2.275	14.2	348	0.005	1	0.2	1	3HA12	
		Acc	15.91	21.7	400	0.024	0.99	1.25			
B-C	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0	3HA12	
		Acc	6.01	21.7	400	0.009	1	0.47			
	Inf	Cou	8.55	14.2	348	0.02	1	0.77	1	3HA12	
		Acc	10.63	21.7	400	0.016	1	0.83			
C	Sup	Cou	16.14	14.2	348	0.037	0.99	1.46	2	3HA12	
		Acc	28.77	21.7	400	0.043	0.99	2.27			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	11.6	21.7	400	0.017	1	0.91			
C-D	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	0	3HA12	
		Acc	3.577	21.7	400	0.005	1	0.28			
	Inf	Cou	14.58	14.2	348	0.033	0.99	1.32	1	3HA12	
		Acc	13.87	21.7	400	0.021	0.99	1.09			
D	Sup	Cou	18.83	14.2	348	0.043	0.99	1.71	2	3HA12	
		Acc	30.55	21.7	400	0.046	0.99	2.41			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	18.78	21.7	400	0.028	0.99	1.48			
D-E	Sup	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	7.52	21.7	400	0.011	1	0.59			
	Inf	Cou	10.5	14.2	348	0.024	0.99	0.95	1	3HA12	
		Acc	16.58	21.7	400	0.025	0.99	1.3			
E	Sup	Cou	10.11	14.2	348	0.023	0.99	0.91	2	3HA12	
		Acc	24.09	21.7	400	0.036	0.99	1.9			
	Inf	Cou	0	14.2	348	0	1	0	1	3HA12	
		Acc	11.6	21.7	400	0.017	1	0.91			

V.3.6 Vérifications des poutres à l'ELU

V.3.6.1 Vérification de la condition de non fragilité

Art A4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

Condition vérifiée

- Poutres secondaires

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

Condition vérifiée

V.3.6.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant

Art A.5.1.1 ,11 BAEL 91 modifiée 99

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_c^{2/3} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

- Pour les poutres principales

$$\tau_u = \frac{123.67 \times 10^3}{300 \times 420} = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

- Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{48.79 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

V.3.6.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton

Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$T_u \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times f_c^{2/3} \times b \times 0.9 \times d}{2\gamma_b}$$

- Pour les poutres principales

$$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25 \times 30 \times 0.9 \times 42}{2 \times 1.5} = 904.91 \text{ kN} > T_u = 123.67 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

- Pour les poutres secondaires

$$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25 \times 30 \times 0.9 \times 32}{2 \times 1.5} = 669.76 \text{ kN} > T_u = 48.79 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

V.3.6.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Appuis de rives

Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

- Poutres principales

$$A_{s \text{ ancrer}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{123.67 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancrer}}$$

Condition vérifiée

- Poutres secondaires

$$A_{s \text{ ancrer}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{48.79 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3HA1 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancrer}}$$

Condition vérifiée

Appuis intermédiaires

Art A5.1.3.21 BAEL 91

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u \text{ max}} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_u - \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st} = \left(123.67 - \frac{124.303}{0.9 \times 0.42}\right) \frac{1}{348} \times 10 = -5.89 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st} = \left(48.79 - \frac{15.474}{0.9 \times 0.32}\right) \frac{1}{348} \times 10 = -0.14 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6.5 Entraînement des barres

Art A.6.1.3 BAEL 91

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{123.67 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 263.7} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48.79 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.8} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6.6 Longueur de scellement

BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\phi 14$: $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi 12$: $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi 10$: $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\phi 14$: $L_c = 25 \text{ cm}$

Pour $\phi 12$: $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour $\phi 10$: $L_c = 20 \text{ cm}$

V.3.7 Calcul des armatures transversales

V.3.7.1 Poutres principales

A. Calcul des espacements

RPA version 2003 : Art 7.5.2.2

- Zone nodale $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{2}; 12\phi_l\right\}$

$$S_t \leq \min\{11.25; 16.8\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

B. Diamètres des armatures

➔ Selon le BAEL91 : Art A.7.2.2

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre doivent être telle que

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12.8; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Donc $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➔ Selon le RPA version 2003 : Art 7.5.22

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion**

on adopte $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

V.3.7.2 Poutres secondaires

A. Calcul des espacements

RPA99 version 2003 : Art 7.5.2.2

- **Zone nodale** $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{2}; 12\phi_l\right\} = \min\{8.75 ; 14.4\}$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante** $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

B. Diamètres des armatures

➔ Selon le BAEL91

Art A7.2.2

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{10 ; 10 ; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Donc $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Selon le RPA version 2003 : Art 7.7.22

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion**

On adopte $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

V.3.7.3 Délimitation de la zone nodale

RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

- **Poutre principale** $L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$
- **Poutre secondaire** $L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.3.8 Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation.

V.3.8.1 État limite d'ouvertures des fissures

Art B.6.3 BAEL 91

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

V.3.8.2 État limite de résistance du béton en compression

Art A.4.5.2 BAEL 91

La contrainte de compression du béton est limité à $0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Poutres principales

Niveau	Ms (kN.m)	As(cm ²)	ρ	β	K	σ_s MPa	σ_{bc} Mpa	$\sigma_{b adm}$ MPa	Obse
1	63.032	10.8	0.857	0.868	22.88	160.09	6.997	15	CV
2	66.3	10.77	0.855	0.869	23.17	168.67	7.280	15	CV
3,4,9	86.5	13.85	1.099	0.856	19.72	173.72	8.809	15	CV
5,6,7,8	90.288	15.26	1.211	0.85	18.33	165.73	9.042	15	CV

Poutre secondaires

Niveau	Ms (kM.m)	As(cm2)	ρ	β	K	σ_s Mpa	σ_{bc} MPa	$\sigma_{b adm}$ MPa	Obse
1	13.564	6.78	0.7063	0.878	25.98	71.2055	2.741	15	CV
2,3	15.324	8.35	0.8698	0.868	22.88	66.0718	2.888	15	CV
4	17.793	9.92	1.0333	0.859	20.46	65.2521	3.189	15	CV
5,6,7,8	26.687	10.18	1.0604	0.857	19.96	95.5919	4.789	15	CV
9	23.428	9.05	0.9427	0.863	21.5	93.7402	4.360	15	CV

V.3.8.3 Vérification de la flèche

Art B.6.5.2 BAEL 91

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec A_s : section adoptée en travée

M_t : Moment max en travée à l'ELS

M_0 : Moment max isostatique

» Poutre principale

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{560} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.08 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{40.969}{10 \times 109.603} = 0.037$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{9.23}{30 \times 42} = 0.007 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

» Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{378} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.092 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12.033}{10 \times 36.71} = 0.0327$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.78}{30 \times 32} = 0.007 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

V.3.8.4 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il ya lieu d'observé les recommandations suivantes

La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grand portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grand portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

V.4 Ferraillage des voiles

V.4.1 Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL 91 modifiée 99** et les vérifications selon le **RPA99 version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités à la flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.4.2 Ferraillage des trumeaux

RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4)

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

V.4.3 Méthode de calcul

Le moment de flexion « M » et l'effort normal « N », seront tirés du logiciel ETABS.

V.4.3.1 Excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

V.4.3.2 Calcul de la hauteur utile d

La hauteur utile d est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent :

- Faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10 cm.
- Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à $L/10$.
- En fin, si le cas ne le permet pas, on peut augmenter jusqu'à la zone tendue

V.4.3.3 La longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y$$

N: est un effort normal de traction

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y$$

N: est un effort normal de compression

Avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

y : Bras de levier $y = L/2$

V.4.3.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontales

- **Exigence du RPA 99 version 2003**

(Art 7.7.4.1)

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- ✓ $A_H \geq 0.15\%B$
- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL91**

(Art A.8.2.4)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle c'est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles dans un mètre carré.

D. Armatures de coutures

RPA99 version 2003 Art 7.7.4.3

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec } T = 1.4T_u$$

T_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F. Espacement

Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad a: \text{épaisseur du voile}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm

G. Longueur de recouvrement

Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003

Elle doit être égale à :

40ϕ pour les barres situés dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.3.5 Vérifications

A. Exigence de RPA

Zone tendue $A_t \geq 0.2\%bL_t$ (Art 7.7.4.1)

Globalement dans le trumeau : $A_t \geq 0.15\%B$ (Art 7.7.4.2)

Zone courante

La longueur de la zone courante est donnée comme suit : $L - 2L/10$

On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

B. Exigence du BAEL

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

C. Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec

N_s : effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

D. Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

b : épaisseur de voile

d : hauteur utile ($d=0.9h$) h : hauteur de la section brute.

➤ D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3}$$

V.4.4 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile V1 de caractéristique suivants :

$$L=2m$$

$$e = 0.25m$$

$$B = 0.5 m^2$$

$$I = 0.167 m^4$$

$$N_u = 2419.03 kN \quad (\text{Compression})$$

$$M_u = 2498.71 kN.m$$

$$d = 1.9m$$

V.4.4.1 Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2498.71}{2419.03} = 1.03 m$$

Le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

V.4.4.2 Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{2419.03}{0.5} + \frac{2498.71 \times 1}{0.167} \right) \times 10^{-3} = 19.80 MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{2419.03}{0.5} - \frac{2498.71 \times 1}{0.167} \right) \times 10^{-3} = -10.12 MPa$$

V.4.4.3 Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{19.80 \times 2}{19.80 + 10.12} = 1.32m$$

V.4.4.4 Calcul du moment par rapport au centre de la zone tendue

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 2498.71 + 2419.03(1.9 - 1) = 4675.83 kN.m$$

V.4.4.5 Ferraillage du voile

A. Armatures verticales

➤ Les armatures de la zone tendue

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad eavc \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{4675.83 \times 10^3}{0.25 \times 1900^2 \times 21.74} = 0.238 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

Donc $\beta = 0.862$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{4675.83}{0.862 \times 1.9 \times 400} - \frac{2419.03}{400} \right) \times 10 = 10.89 \text{ cm}^2$$

• Section minimale pour la zone tendue

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$$A_{min} = 0.2\% b L_t = 0.002 \times 0.25 \times 1.32 = 6.6 \text{ cm}^2$$

• Conclusion

$$A_t = 10.89 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 10.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adop} = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures de la zone courante

$$A_c \geq 0.1\% b l_c = 0.001 \times 25 \times 154 = 3.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adop} = 14\text{AH}8 = 7.02 \text{ cm}^2$$

• Armature total

$$A_{tot} = 2 \times A_t + A_c = 2 \times 12.06 + 7.02 = 31.14 \text{ cm}^2$$

• Section minimale dans tout le voile

$$A_{min} = \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.15\% B \right) = \max(26.25 \text{ cm}^2 ; 7.5 \text{ cm}^2) = 26.25 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté par nappe est égale à :

$$\begin{cases} 6\text{HA}16 & S_t = 10 \text{ cm} \\ 7\text{HA}8 & S_t = 20 \text{ cm} \end{cases} \quad 31.17 \text{ cm}^2$$

B. Armature de couture

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 T_u}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 416.76 \times 10}{400} = 16.045 \text{ cm}^2$$

C. Armature horizontale par nappe

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_{tot\ ad}}{4} ; 0.15\%B\right) = \max(7.79 ; 3.75) = 7.79\ cm^2$$

$$A_{H/nap} = 3.98\ cm^2 \Rightarrow A_{H/nap\ adop} = 14HA10 = 10.98\ cm^2$$

$$\text{avec } S_t = 20\ cm$$

D. Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

V.4.4.6 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2129.98 \times 10^3}{0.5 \times 10^6 + 15 \times 31.17 \times 10^2} = 3.89\ MPa$$

$$\sigma_b = 3.89\ MPa < \bar{\sigma}_b = 15\ MPa$$

Condition vérifiée

V.4.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement**A. D'après le RPA 99 version 2003**

Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5.6\ MPa$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 416.76}{0.25 \times 0.9 \times 2 \times 10^3} = 1.3\ MPa$$

$$\tau_u = 1.3\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 5.6\ MPa$$

Condition vérifiée

B. D'après le BAEL91

Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd} = \frac{416.76}{0.25 \times 0.9 \times 2 \times 10^3} = 0.93\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75\ MPa$$

$$\tau_u = 0.93\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 4.75\ MPa$$

Condition vérifiée

L'ensemble des calculs est donné sous forme de tableaux

Voile V1

Niveau 1, 2, 3, 4 et 5

L=2 m

d=1.9 m

Niv	cas	Nu kN	Mu kN.m	Obs	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	Lt m	At cm ²	Atmin cm ²	Amin c	Ac adop	At	Amint voi	A ad	T kN	Avj	Ah/nappe	Tb MPa	τ_u	Ns kN	σ_{bc}
1	1	2926.4	14.2	SEC	5.94	5.77	0.00	0.00						12HA16 St=10			14HA10 St=20				
	2	668.1	166.6	SEC	2.34	0.34	0.00	0.00	6.61	3.85	7.04	28.88	26.25	14HA8 St=20	416.8	16.05		1.30	0.93	2130.0	3.90
	3	2419.0	2498.7	SPC	19.83	-10.15	1.32	10.92						31.14			3.98/10.99				
2	1	2584.3	43.7	SEC	5.43	4.91	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	536.7	92.5	SEC	1.63	0.52	0.00	0.00	6.18	3.85	7.04	21.80	26.25	14HA8 St=20	184.8	7.11		0.57	0.41	1881.0	3.47
	3	988.9	1398.2	SPC	10.37	-6.41	1.24	7.38						27.64			3.75/10.99				
3	1	2250.6	128.8	SEC	5.27	3.73	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	432.8	81.8	SEC	1.36	0.37	0.00	0.00	6.18	3.85	7.04	19.40	26.25	14HA8 St=20	218.6	8.42		0.68	0.49	1634.2	3.02
	3	846.3	1191.1	SPC	8.84	-5.45	1.24	5.96						27.64			3.75/10.99				
4	1	1932.6	162.1	SEC	4.84	2.89	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	347.8	68.8	SEC	1.11	0.28	0.00	-3.62	7.74	3.85	7.04	22.52	26.25	14HA8 St=20	250.3	9.64		0.78	0.56	1393.1	2.57
	3	1613.5	980.7	SPC	9.11	-2.66	1.55	-6.05						27.64			3.75/10.99				
5	1	1603.4	116.5	SEC	3.91	2.51	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	276.8	92.7	SEC	1.11	0.00	0.00	-2.38	8.01	3.85	7.04	23.06	26.25	14HA8 St=20	217.5	8.37		0.68	0.48	1153.6	2.13
	3	1338.7	742.3	SPC	7.13	-1.78	1.60	-6.43						27.64			3.75/10.99				

Niveau 6, 7, 8 et 9

L=2 m

d=1.9 m

Niv	cas	Nu kN	Mu kN.m	Obs	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	Lt m	At Cm ²	Atmin Cm ²	Amin c	Ac adop	At	Amint voi	A ad	T kN	Avj	Ah/nappe	τ_b	τ_u	Ns kN	σ_{bc}
6	1	1271.6	78.5	SEC	3.01	2.07	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	215.9	73.0	SPC	0.87	-0.01	1.99	-1.86	9.93	3.85	7.04	26.90	26.25	14HA8 St=20	240.3	9.25		0.75	0.53	915.7	1.69
	3	1063.1	570.4	SPC	5.55	-1.30	1.62	-5.63						27.64			3.75/10.99				
7	1	948.0	121.9	SEC	2.63	1.16	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	154.9	93.2	SPC	0.87	-0.25	1.55	-0.79	8.07	3.85	7.04	23.18	26.25	14HA8 St=20	237.6	9.15		0.74	0.53	685.1	1.27
	3	793.8	431.3	SPC	4.18	-1.00	1.61	-4.30						27.64			3.75/10.99				
8	1	625.4	68.2	SEC	1.66	0.84	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	94.8	82.5	SPC	0.68	-0.31	1.38	-0.15	6.91	3.85	7.04	20.86	26.25	14HA8 St=20	208.4	8.02		0.65	0.46	455.5	0.84
	3	330.3	406.8	SPC	3.10	-1.78	1.27	1.18						27.64			3.75/10.99				
9	1	310.3	91.5	SES	1.17	0.07	0.00	0.00						8HA16+4HA12 St=10			14HA10 St=20				
	2	34.5	160.4	SPC	1.03	-0.89	1.07	1.67	5.40	3.85	7.04	18.98	26.25	14HA8 St=20	246.4	9.49		0.77	0.55	226.2	0.42
	3	138.7	579.2	SPC	3.75	-3.20	1.08	5.97						27.64			3.75/10.99				

Voile VT5

Niveau 1

L=3.3 m

d=3 m

Niveau 2, 3, 4 et 5

L=3.3 m

d=3.14 m

Niv	Cas	Nu kN	Mu kN.m	Obs	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	Lt m	At cm ²	Atmin Cm ²	Amin c	Ac adop	At Cm ²	Amint voi	A ad	T kN	Avj Cm ²	Ah/nappe	τ_b	τ_u	Ns kN	σ_{bc}
1	1	6055.3	27.7	SEC	7.40	7.28	0.00	0.00						16HA25 St=10			14HA12				
	2	2876.8	7579.6	SPC	20.19	-13.22	1.99	38.59	10.26	4.60	8.04	117.37	43.31	8HA25+16HA8 St=20	718.6	27.67	St=20	1.35	0.97	4419.1	4.36
	3	4330.8	9799.4	SPC	26.85	-16.35	2.05	54.69						125.85			15.73/15.84				
2	1	5389.4	39.6	SEC	6.62	6.45	0.00	0.00						8HA25+8HA20 St=10			14HA10				
	2	2545.3	5575.9	SPC	15.37	-9.20	2.06	18.95	10.51	6.60	12.07	71.03	43.31	24HA8 St=20	711.8	27.40	St=20	1.34	0.96	3933.1	4.19
	3	3849.7	7728.0	SPC	21.70	-12.37	2.10	29.48						76.47			9.55/10.99				
3	1	4719.0	29.3	SEC	5.78	5.66	0.00	0.00						16HA16 St=10			14HA10				
	2	2220.9	3912.6	SPC	11.31	-5.93	2.17	6.48	10.89	6.60	12.07	37.91	43.31	24HA8 St=20	632.1	24.33	St=20	1.19	0.85	3443.8	3.86
	3	3368.5	5792.1	SPC	16.85	-8.68	2.18	12.92						44.25			6.18/10.99				
4	1	4050.8	27.4	SEC	4.97	4.85	0.00	0.00						16HA16 St=10			14HA10				
	2	1895.2	2610.4	SPC	8.05	-3.46	2.31	-1.66	11.39	6.60	12.07	34.85	43.31	24HA8 St=20	545.5	21.00	St=20	1.03	0.73	2956.4	3.32
	3	2891.5	4182.3	SPC	12.72	-5.71	2.28	1.73						44.25			6.18/10.99				
5	1	3378.4	18.8	SEC	4.14	4.05	0.00	0.00						16HA16 St=10			14HA10				
	2	1569.4	1659.6	SPC	5.56	-1.76	2.51	-6.12	12.02	6.60	12.07	36.11	43.31	24HA8 St=20	452.5	17.42	St=20	0.85	0.61	2465.8	2.77
	3	2413.4	2908.5	SPC	9.34	-3.48	2.40	-4.95						44.25			6.18/10.99				

Niveau 6, 7, 8 et 9

L=3.3 m

d=3.14 m

Niv	Cas	Nu	Mu	Obs	σ_{max}	σ_{min}	Lt	At	Atmin	Amin c	Ac adop	At	Amin voi	A ad	T	Avj	Ah/nappe	τ_b	τ_u	Ns	σ_{bc}
6	1	2699.2	16.5	SEC	3.31	3.24	0.00	0.00						16HA16 St=10			14HA10				
	2	1249.6	629.8	SEC	2.90	0.13	0.00	0.00	12.75	6.60	12.07	37.57	43.31	24HA8 St=20	426.9	16.44	St=20	0.80	0.57	1970.3	2.21
	3	1930.3	1947.9	SPC	6.63	-1.95	2.55	-7.94						44.25			6.18/10.99				
7	1	2025.7	26.1	SEC	2.51	2.40	0.00	0.00						16HA1 St=10			14HA10				
	2	923.4	421.2	SEC	2.05	0.19	0.00	0.00	14.09	6.60	12.07	40.25	43.31	24HA8 St=20	327.7	12.62	St=20	0.62	0.44	1479.2	1.66
	3	1449.3	1126.9	SPC	4.24	-0.73	2.82	-9.21						44.25			6.18/10.99				
8	1	1347.5	22.9	SEC	1.68	1.58	0.00	0.00						16HA16 St=10			14HA10				
	2	595.1	456.0	SPC	1.73	-0.28	2.83	-4.05	14.17	6.60	12.07	40.41	43.31	24HA8 St=20	236.9	9.12	St=20	0.45	0.32	984.8	1.10
	3	965.5	642.9	SPC	2.59	-0.25	3.01	-7.23						44.25			6.18/10.99				
9	1	667.5	21.8	SEC	0.86	0.76	0.00	0.00						16HA16 St=10			14HA10				
	2	265.7	215.1	SPC	0.80	-0.15	2.77	-1.75	13.86	6.60	12.07	39.79	43.31	24HA8 St=20	122.7	4.72	St=20	0.23	0.17	488.9	0.55
	3	479.7	380.3	SPC	1.42	-0.26	2.79	-3.18						44.25			6.18/10.99				

VI.1 Introduction

Les fondations sont des organes de transmission des efforts de structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, en fonction des caractéristiques et les charges de la superstructure on les classe en :

A. Fondation profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

B. Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

VI.2 Études géotechnique du sol

L'étude sur le site d'implantation de notre ouvrage a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Absence de la nappe phréatique (pas de risque de remontée des eaux)

VI.3 Choix du type de fondation

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- L'encastrement de la structure dans le terrain.
- La liaison avec le sol et répartissent des efforts.
- Le rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle à une valeur acceptable.

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- ☑ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ☑ La facilité de l'exécution (coffrage).
- ☑ L'économie.
- ☑ La capacité portante du sol.
- ☑ L'importance de la superstructure.
- ☑ Le tassement du sol.

Étant donnée la nature de notre sol on choisit les fondations superficielles :

- { Semelle isolé
- { Semelle filante.

Si $S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$ le choix portera sur un radier général.

Remarque RPA 99 version 2003

Art 10.1.4.1

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

1) Semelle isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1768.18}{0.2}} \times 10 = 297.33 \text{ cm}$$

$$A = B = 297.33 \text{ cm}$$

Observation

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors, on essaye avec des semelles filantes.

2) Semelles filantes

Semelles sous poteaux

Étapes de calcul

- 1) Détermination de résultante de la charge des charges $R = \sum N_i$
- 2) Détermination de coordonnée de la résultante des charges R

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e_i : excentricité par rapport au centre de gravité

- 3) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\frac{B}{4}} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{cases}$$

→ File 8

Poteaux	Ni(G+Q)	$\sum N$	Moment	e_i	$N_i \cdot e_i$
F	1133.61	6259.37	15.36	9.96	11290.75
E	1768.18		3.67	6.16	10891.19
D	1590.24		1.51	2.31	3673.45
C	582.99		4.87	-1.4	851.16
B	562.31		19.68	-5.86	3295.13
A	622.04		13.56	-9.96	6195.51

Tableau VIII.1

$$R = \sum N_i = 6259.37 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{15514.38 + 51.31}{6259.37} = 2.48$$

$$e = 2.48 < \frac{19.92}{6} = 3.32 \text{ m} \Rightarrow \text{Repartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{6259.37}{19.92} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.48}{19.92}\right) = 548.94 \text{ kN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{6259.37}{19.92} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.48}{19.92}\right) = 79.50 \text{ kN/m}$$

$$q_{\frac{B}{4}} = \frac{6259.37}{19.92} \times \left(1 + \frac{3 \times 2.48}{19.92}\right) = 431.58 \text{ kN/m}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{431.58}{200} = 2.15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{La surface de la semelle filante sous poteau : } 2.15 \times 19.92 = 42.82 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux sp

$$S_p = 2.15 (2(16.13 + 18.53 + 19.92 + 14.08 + 11.43) + 3.95 + 9.89 + 13) = 402.09 \text{ m}^2$$

Semelles sous voile

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normale N_s

$$N_s = G + Q$$

La surface de la semelle est déterminée par la formule suivante $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \Rightarrow S = \sigma_{sol} \times N_s$

Sens xx

voile	Ni(Kn)	L(m)	S=L×B
vl1	2847.31	4.7	14.24
vl2	2234.44	3.2	11.16
vl3	1153.71	3.32	5.56
vl4	2238.2	2.2	11.17
			Σ=42.13

Tableau VIII.2

Sens yy

voile	Ni(Kn)	L(m)	S=L×B
VT1	4419.08	3.28	22.09
VT6	3664.96	3.9	18.32
VT7	2299	2.15	11.49
			Σ=51.9

Tableau VIII.3

Sens

voile	Ni(Kn)	L(m)	S=L×B
V1	2129.85	2	10.65

Tableau VIII.4

Section totale des voiles

$$S_{VT} = 209.36 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_{VT} + S_{PT} = 209.39 + 402.09 = 611.483$$

Calcul du rapport

$$\frac{ST}{S_{bat}}$$

$$\frac{ST}{S_{bat}} = \frac{613.27}{695.52} = 0.88$$

Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise donc on adoptera pour un radier générale

3) Radier nervuré**A. Dimensionnement**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature. Et qui est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme. Son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition de rigidité des nervures**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à :}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée.

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives $L_{max} = 5.57 \text{ m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.57\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.206 \text{ m}$$

$$h = 1.25 \text{ m}$$

❖ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{5.57}{8} \leq h \leq \frac{5.57}{5} \Rightarrow 0.69 \leq h \leq 1.11$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier **$h = 1.25 \text{ m}$** .

➤ La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{5.57}{20} = 0.278 \text{ m}$$

Soit **$h_d = 30 \text{ cm}$**

➤ Nervure : poutre

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{5.57}{10} = 0.557 \text{ m}$$

$h_n = 125 \text{ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 125 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

B. Calcul de la surface du radier

➤ Les charges

La charge permanente totale à la base **$G = 67563.3 \text{ kN}$** .

La charge d'exploitation totale à la base **$Q = 10391.74 \text{ kN}$** .

➤ Les combinaisons

L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 67563.3 + 1.5 \times 10391.74 = 106798.06 \text{ kN}$.

L'ELS : $N_s = G + Q = 67563.3 + 10391.74 = 77955.05 \text{ kN}$.

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\underline{L'ELU} : S^{ELU} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{sol}} = \frac{106798.06}{2 \times 200} = 266.99 \text{ m}^2$$

$$\underline{L'ELS} : S^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{77955.05}{200} = 389.77 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S^{ELU}; S^{ELS}) = 389.77 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 695.52 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet le BAEL exige d'ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{déb}$ avec :

$$d_{déb} \geq \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{125}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 62.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de **65 cm**.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 695.52 + 90.06$$

$$S_{radier} = 785.58 \text{ m}^2$$

C. Caractéristique du radier

a) Poids total du radier

$$G_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de la dalle flottante} \\ + \text{poids de T.V.O}$$

$$G_{nervure} = 0.95 \times 0.6 \times 25 \times (172.64 + 199.6 + 51.96 - 33.6) = 5566.05 \text{ kN}$$

$$G_{dalle \text{ flottante}} = 25 \times 0.1(785.58 - 234.42) = 1377.9 \text{ kN}$$

$$G_{T.V.O} = 17(1.25 - 0.1 - 0.3) \times (785.58 - 234.42) = 7964.2 \text{ kN}$$

$$G_{dalle} = 785.58 \times 0.3 \times 25 = 5891.85 \text{ kN}$$

$$G_{radier} = 5566.05 + 1377.9 + 7964.26 + 5891.85 = 20800.06 \text{ kN}$$

b) Poids totale de l'ouvrage

$$G_T = G_{rad} + G_{str} = 20800.06 + 67563.3 = 88363.36 \text{ kN}$$

c) Surcharge total

$$Q_T = Q_{rad} + Q_{str} = 1.5 \times 785.58 + 1178.37 = 11570.11 \text{ kN}$$

d) Les combinaisons d'actions

$$\underline{\text{L'ELU}} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 88363.36 + 1.5 \times 11570.11 = 136645.7 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : N_s = G + Q = 88363.36 + 11570.11 = 99933.47 \text{ kN}$$

e) Le centre de gravité de la semelle du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = 0 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum \Omega_i y_i}{\sum \Omega_i} = 17.73 \text{ m} \end{array} \right.$$

f) Moment d'inertie de la semelle du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = \sum I_{xi} + S_i (Y_i - Y_G)^2 = 44721.22 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = \sum I_{yi} + S_i (X_i - X_G)^2 = 49971.48 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

D. Les vérifications**❖ Vérification de la contrainte de cisaillement**

BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times f_{c28}^{2/3}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{136645.70 \times 5.57}{2 \times 785.58} = 484.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{485.57 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{1.5} \times 0.64 \times 25^{2/3} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.75 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ Vérification à l'effort sous pression

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante :

$$P \geq \gamma_w \times S \times Z \times f_s$$

P : Poids total à la base du radier.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $f_s = 1.5$.

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 1.25 \text{ m}$.

$$P = G_{rad} + G_{str} = 88363.36 \text{ kN}$$

$$\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 785.58 \times 1.25 \times 1.5 = 14729.62 \text{ kN}$$

$$P + 88363.36 \text{ kN} > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = 14729.62 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

❖ Vérification au poinçonnement

BAEL : Art A.5.2.42

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$Q_u \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

u_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2$$

a : Épaisseur du voile ou de poteau.

b : Largeur du poteau ou de voile (une bande de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.

✓ Vérification pour les poteaux

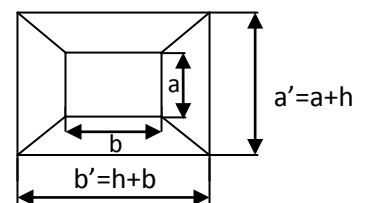
La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité $Q_u = 2451.05 \text{ kN}$

$$u_c = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.95) \times 2 = 5.8$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 5.8 \times 1.25 \times 25 \times 10^3 = 5437.5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 2451.05 \text{ kN} < 5437.5 \text{ kN}$$

Condition vérifiée



✓ Vérification pour les voiles

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

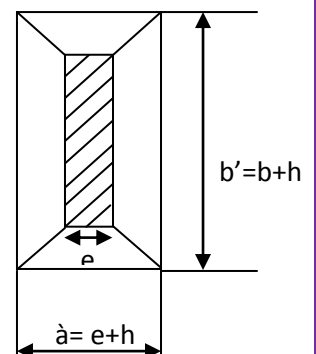
$$Q_u = 6055.32 \text{ kN} \quad L = 4.23 \text{ m}$$

$$u_c = (0.25 + 1 + 2 \times 0.95) \times 2 = 6.3$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 6.3 \times 1.25 \times 25 \times 10^3 = 5906.25 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1431.51 \text{ kN/ml} < 5906.25 \text{ kN}$$

Condition vérifiée



❖ Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

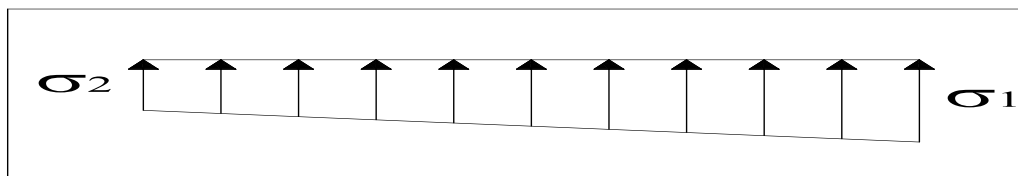


Fig.VIII.1. Diagramme des contraintes sous le radier

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

	ELS (G+Q)		ELU (1.35G+1.5Q)	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
N (kN)	99933.47	99933.47	136645.7	136645.7
M(kN.m)	191706.27	171009.6	191706.27	171009.6
I (m ⁴)	44721.22	49971.48	44721.22	4997.48
σ ₁ MPa	216.03	187.88	262.76	234.61
σ ₂ MPa	38.38	66.53	85.12	113.18
σ _m MPa	171.61	157.54	218.35	204.25
σ _{adm} MPa	300	300	300	300
obs	ok	Ok	ok	ok

Tableau VIII.5

❖ Vérification au renversement

RPA version 2003 Art 10.1.5

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} = \frac{191706.27}{100173.43} = 1.91 < \frac{41.05}{4} = 10.26$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_y} = \frac{171009.6}{100173.43} = 1.707 < \frac{29.3}{4} = 7.32$$

Condition vérifiée

E. Ferrailage du radier➤ **Ferrailage du panneau**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

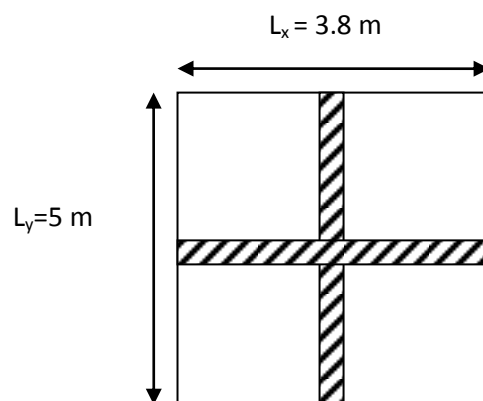
Pour le calcul du ferrailage on utilisera la méthode des panneaux encastré sur 4 appuis.

a. Calcul des sollicitations**L'ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{N_{u rad}}{S_{rad}} \right) = 218 - \frac{29847.63}{785.58} = 180 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS

$$q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{N_{s rad}}{S_{rad}} \right) = 171.64 - \frac{21978.43}{785.58} = 143.66 \text{ kN/ml}$$

b. Identification du panneau le plus sollicité**Fig.VIII.2. Dimensions du panneau de dalle.**

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x , μ_y .

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{5} = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0668 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

$0.4 < \rho_x = 0.76 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0668 \times 180 \times 3.8^2 = 173.62 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5274 \times 173.62 = 91.56 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

En travée : $0.75M_x$ et $0.85M_y$

Aux appuis : $0.5M_0$

c. Ferrailage

Ferrailage dans le sens x-x

Sur appuis

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 173.62 = 86.81 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{86.81 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0838 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0838 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{86.81 \times 10^3}{0.956 \times 27 \times 348} = 9.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **7 HA 14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de **14 cm**

En travée

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 173.62 = 130.21 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{130.21 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.125 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.125 \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{130.21 \times 10^3}{0.932 \times 27 \times 348} = 14.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **7 HA 16 = 14.07 cm²/ml** avec un espacement de **14 cm**

Ferraillage dans le sens y-y

Sur appuis

$$M_{ay} = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 91.56 = 45.78 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45.78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45.78 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5 HA 12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**

En travée

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 91.56 = 77.82 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{77.82 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0751 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0751 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77.82 \times 10^3}{0.96 \times 27 \times 348} = 8.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5 HA 16 = 10.05 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**

Récapitulation du ferraillage

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	7HA14 e=14 cm	5 HA12 e=20 cm
Armatures en travée	7HA16 e=14 cm	5HA16 e=20 cm

Tableau VIII.6

⊙ Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

d. Les vérifications**À l'ELU****❖ Condition de non fragilité**

Art B.7.4 BAEL 91

$$W_x \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :

 W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire. $W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400 W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$W_x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.76}{2} = 8.96 \times 10^{-4}$$

$$A_{min} = 8.96 \times 10^{-4} \times 100 \times 30 = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$(A_a, A_t) > A_{min}$$

Condition vérifiée

❖ Espacement des armatures

Art A.8.42 BAEL91

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicitée x-x

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < (60\text{cm} ; 25\text{cm})$$

Condition vérifiée

- La direction perpendiculaire à la plus sollicitée y-y

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < (90\text{cm} ; 33\text{cm})$$

Condition vérifiée

❖ Vérification de la contrainte tangentielle

Art A.5.2,2 BAEL 91/99

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{180 \times (3.8 \times 5)}{3 \times 5} = 228 \text{ kN}$$

Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{180(3.8 \times 5)}{2 \times 5 + 3.8} = 247.82 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 247.82 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{247.82 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2} = \frac{1}{1.5} \times 0.44 \times \sqrt{25} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

À l'ELS

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{5} = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6590 \end{cases}$$

$$0.4 < \rho_x = 0.76 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens, et } q_s = 143.66 \text{ kN/ml}$$

A. Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0672 \times 143.66 \times 3.8^2 = 139.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.659 \times 139.4 = 91.86 \text{ kN.m}$$

B. Moment réel**Sens x-x**

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 69.7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 104.55 \text{ kN.m}$$

Sens y-y

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ay} = 0.5M_{0y} = 45.93 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{ty} = 0.85M_{0y} = 78.081 \text{ kN.m}$$

sens	zone	Ms kN.m	As à l'ELS	As adp à l'ELU	Observation	modifiée
x-x	appuis	69.7	10.01	10.77	CV	7HA14 e=14cm
	travée	104.55	15.41	14.07	CNV	5HA20 e=20cm
y-y	appuis	45.93	6.32	5.65	CNV	5HA14 e=20cm
	travée	78.08	11.3	10.05	CNV	6HA20 e=16cm

Tableau VIII.7

➤ Ferrailage des nervures

A. Détermination des sollicitations

1. Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée a une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant a chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci

Nervure D

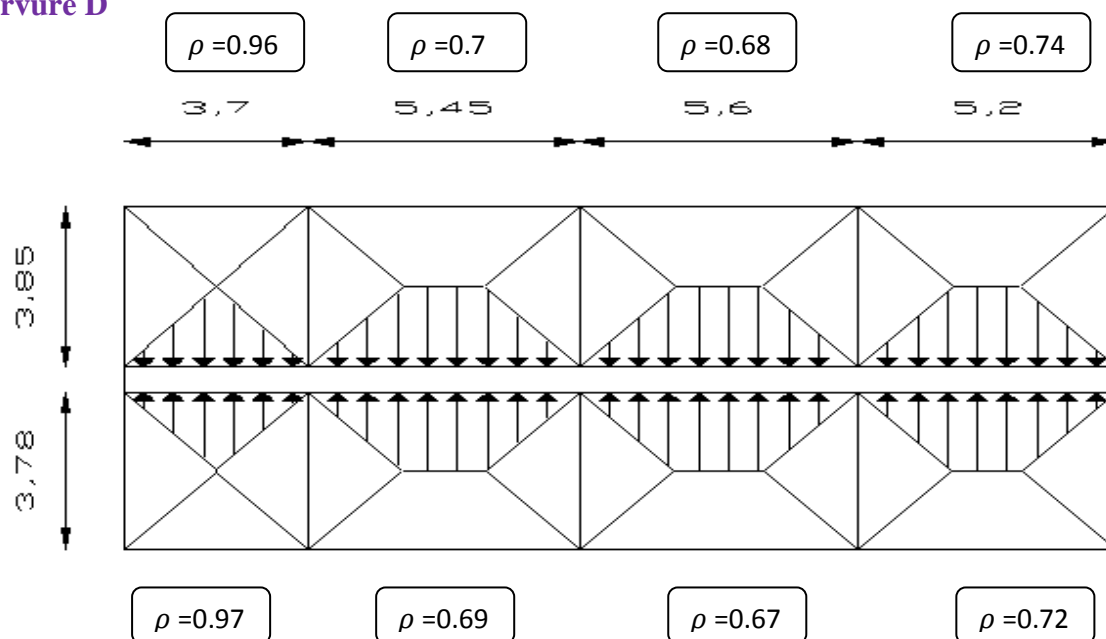


Fig.VIII.3. Distribution des charges des panneaux sur la nervure D.

✓ Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche

valeurs de calcul des charges revenant a la nervure des panneaux de gauche								
travée	Sx	qu	Qs	lm	lt	Pum	Put	Psm
10_9	0.97	180	143.66	1.23	0.92	221.4	165.6	176.7
9_8	0.69	180	143.66	1.59	1.23	286.2	221.4	228.41
8_7	0.67	180	143.66	1.6	1.25	288	225	229.85
7_5	0.72	180	143.66	1.43	1.2	257.4	216	205.43

Tableau VIII.8

✓ Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite

valeur de calcul des charges revenant à la nervure des panneaux de droite								
travée	Sx	qu	qs	lm	lt	Pum	Put	Psm
10_9	0.96	180	143.66	1.23	0.92	221.4	165.6	176.7
9_8	0.7	180	143.66	1.47	1.92	264.6	345.6	211.18
8_7	0.68	180	143.66	1.48	1.27	266.4	228.6	212.6
7_5	0.74	180	143.66	1.44	1.21	259.2	217.8	206.87

Tableau VIII.9

✓ Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure

Travée	Pumd	Pumg	Σ	Putd	Putg	Σ	Psmg	Psmg	Σ
10_9	221.4	221.4	442.8	165.6	165.6	331.2	176.7	176.7	353.4
9_8	264.6	286.2	550.8	345.6	221.4	567	211.18	228.41	439.59
8_7	266.4	288	554.4	228.6	225	453.6	212.6	229.85	442.45
7_5	259.2	257.4	516.6	217.8	216	433.8	206.87	205.43	412.3

Tableau VIII.10

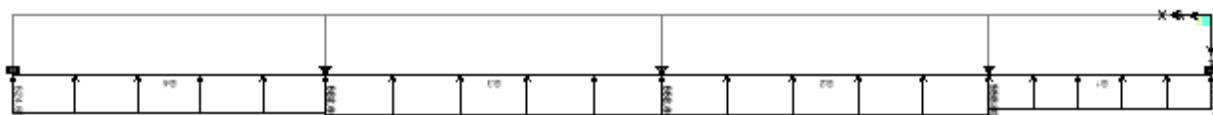


Fig.VIII.4. Schéma statique de la nervure D

» Nervure 5(A_E)

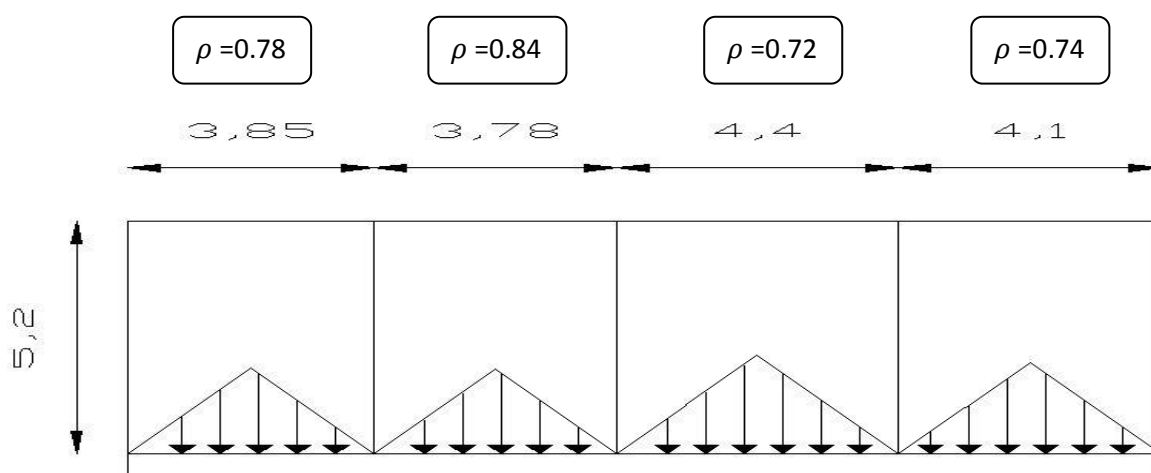


Fig.VIII.5. Distribution des charges des panneaux sur la nervure 5(A_E)

✓ Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure

	qu	qs	Lm	lt	Pum	Put	Psm	PumT	PutT	PsmT
A_B	180	143.66	1.365	1.025	245.7	184.5	196.09	353.7	292.5	282.28
B_C	180	143.66	1.465	1.1	263.7	198	210.46	371.7	306	296.65
C_D	180	143.66	0.458	0.945	82.44	170.1	65.79	190.44	278.1	151.98
D_E	180	143.66	1.282	0.962	230.76	173.16	184.17	338.76	281.16	270.36

Tableau VIII.11

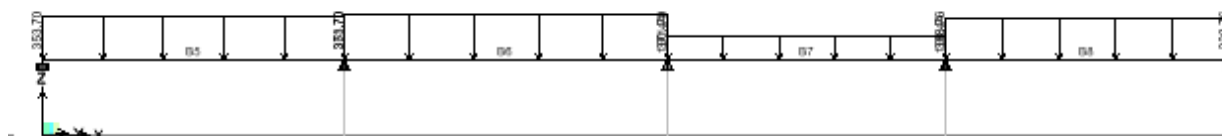


Fig.VIII.6. Schéma statique de la nervure 5(A-E)

A. Détermination des sollicitations

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS après la modélisation des nervures

» Nervure D

✓ Les moments fléchissant

	ELU	ELS
10	319.885	259.049
10_9	136.911	122.239
9	996.114	834.384
9_8	794.751	657.893
8	1518.065	1264.241
7_8	759.894	630.779
7	1308.644	1090.009
7_5	536.218	448.771
5	1101.139	917.911

Tableau VIII.12

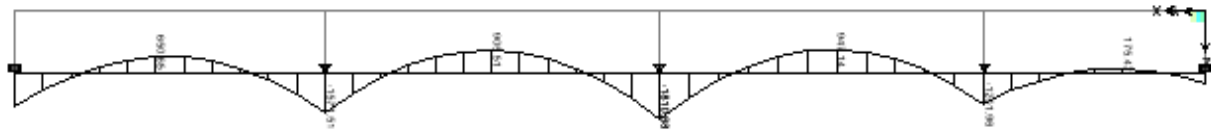


Fig.VIII.7. Diagramme des moments a l'ELU



Fig.VIII.8. Diagramme des moments a l'ELS

Les efforts tranchants

Travée	10_9	9_8	8_7	7_5
Ti	397.99	1521.42	1390.65	1194.19
Tj	896.82	1670.92	1254.52	1159.07

Tableau VIII.13

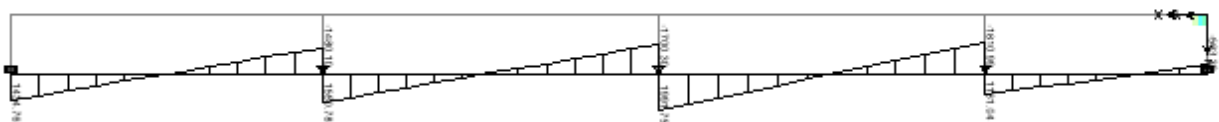


Fig.VIII.9. Diagramme des efforts tranchants

» Nervure 5(A_E)

✓ Les moments fléchissant

	ELU	ELS
A	455.604	363.605
A_B	216.256	172.588
B	595.501	475.262
B_C	391.828	312.171
C	417.446	333.155
C_D	56.662	101.456
D	276.536	220.694
D_E	252.781	201.743
E	473.219	377.672

Tableau VIII.14

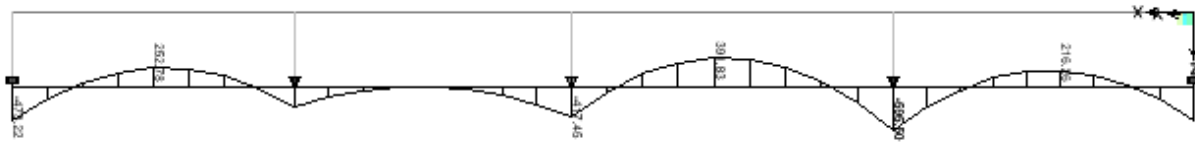


Fig.VIII.10. Diagramme des moments a l'ELU

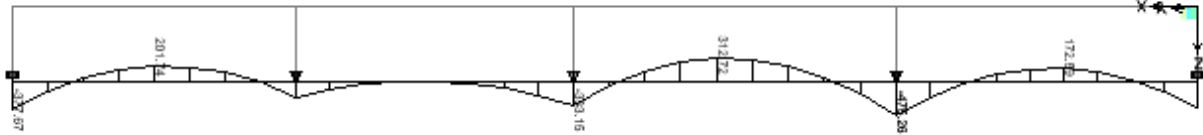


Fig.VIII.11. Diagramme des moments a l'ELS

✓ Les efforts tranchants

	AB	BC	CD	DE
Ti	578.21	684.13	553.37	531.23
Tj	621.04	662.27	497.85	551.24

Tableau VIII.15

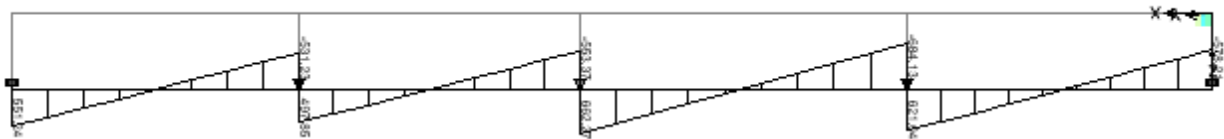


Fig.VIII.12. Diagramme des efforts tranchants

B. Ferrailage des nervures

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

$$b=60\text{cm} \quad f_{bc}=14.2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s=348\text{MPa}$$

» Nervure D

zone	Mu(kN.m)	μ	obs	α	β	Ast	filante	chapeau
10	319.885	0.0261	SSA	0.0330	0.9868	7.7626	5HA20=15.70	/
10_9	136.911	0.0112	SSA	0.0140	0.9944	3.2970	5HA20=15.70	/
9	996.114	0.0812	SSA	0.1060	0.9576	24.9093	5HA20=15.70	3HA20=9.42
9_8	794.751	0.0648	SSA	0.0838	0.9665	19.6913	5HA20=15.70	2HA16=4.02
8	1518.065	0.1473	SSA	0.2001	0.9200	43.1068	5HA20=15.70	9HA20=28.27
8_7	759.894	0.0619	SSA	0.0800	0.9680	18.7981	5HA20=15.70	2HA16=4.02
7	1308.644	0.1269	SSA	0.1703	0.9319	36.6846	5HA20=15.70	7HA20=21.99
7_5	536.218	0.0437	SSA	0.0559	0.9776	13.1340	5HA20=15.70	/
5	1101.139	0.0898	SSA	0.1177	0.9529	27.6714	5HA20=15.70	4HA20=12.56

Tableau VIII.16

Nervure 5(A_E)

zone	Mu(kN.m)	μ	obs	α	β	Ast	filante	chapeau
	455.604	0.0371	SSA	0.0473	0.9811	11.1205	5HA16=10.05	1HA14=1.54
B55	216.256	0.0176	SSA	0.0222	0.9911	5.2250	5HA14=7.7	/
	595.501	0.0485	SSA	0.0622	0.9751	14.6240	5HA16=10.05	3HA14=4.62
B56	391.828	0.0319	SSA	0.0406	0.9838	9.5377	5HA14=7.7	2HA14=3.08
	417.446	0.0340	SSA	0.0433	0.9827	10.1724	5HA16=10.05	1HA14=1.54
B57	56.662	0.0046	SSA	0.0058	0.9977	1.3600	5HA16=10.05	/
	276.536	0.0225	SSA	0.0285	0.9886	6.6984	5HA16=10.05	/
B58	252.781	0.0206	SSA	0.0260	0.9896	6.1169	5HA14=7.7	/
	473.219	0.0386	SSA	0.0492	0.9803	11.5593	5HA16=10.05	1HA14=1.54

Tableau VIII.17

C. Les vérifications

➤ A'ELU

a) Condition de non fragilité

Art A.4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 60 \times 110 \times \frac{2.1}{400} = 7.96 \text{ cm}^2$$

» Nervure D

Appui : $A_{ad} = 15.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.96 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Travée : $A_{tad} = 15.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.96 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

» Nervure 5(A_E)

Appui : $A_{ad} = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.96 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Travée : $A_{tad} = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.96 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant

Art : A.5.1 BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{2/3} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

» Nervure D

$$\tau_u = \frac{1670.92 \times 10^3}{600 \times 1100} = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

» Nervure 5(A_E)

$$\tau_u = \frac{684.13 \times 10^3}{600 \times 1100} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$T_u \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} \times b \times 0.9 \times d}{2\gamma_b}$$

$$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} \times 600 \times 0.9 \times 1100 \times 10^{-3}}{2 \times 1.5} = 4604.62 \text{ kN}$$

» Nervure D

$$T_u = 1670.92 \text{ kN} < 4604.62 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

» **Nervure 5(A_E)**

$$T_u = 684.13 \text{ kN} < 4604.62 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

d) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

- Appui intermédiaire

Art A5.1.3.21 BAEL 91

$$A_{st} \geq (T_{u \max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

» **Nervure D**

$$A_{st} = \left(1670.92 - \frac{1518.065}{0.9 \times 1.1} \right) \frac{1}{348} \times 10 = 3.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ ad}} = 15.7 \text{ cm}^2 > 3.95 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

» **Nervure 5(A_E)**

$$A_{st} = \left(684.13 - \frac{595.501}{0.9 \times 1.1} \right) \frac{1}{348} \times 10 = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ ad}} = 7.7 \text{ cm}^2 > 2.37 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

e) **Entraînement des barres**

Art A.6.1.3 BAEL 91

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu}$$

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = (14 \times 2) \times 3.14 = 87.92 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1670.92 \times 10^3}{0.9 \times 1100 \times 87.92} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

f) **Longueur de scellement**

BAEL91 : Art A.6.1, 23

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \Phi \text{ cm}$$

→ Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\phi 20$: $L_s = 80 \text{ cm}$

Pour $\phi 16$: $L_s = 64 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $L_s = 56 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\phi 20$: $L_c = 32 \text{ cm}$

Pour $\phi 16$: $L_c = 25.6 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $L_c = 22.4 \text{ cm}$

g) Calcul des armatures transversales

❖ Diamètre des armatures transversales

- Selon le BAEL 91 Art A.7.2.2

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{35.71; 14; 60\} = 14 \text{ mm}$$

On prend deux cadres et un trier en HA8

Donc nous adoptons $6\text{HA}8=3.02\text{cm}^2$

❖ Calcul des espacements des barres transversales

- Selon BAEL

Art A.5.1.2.32 BAEL 91 modifiée 99

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.14f_{c28}^{1/2})}{0.9 \times f_e}$$

» Nervure D

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \times \gamma_s(\tau_u - 0.14f_{c28}^{1/2})} = \frac{3.02 \times 0.9 \times 400}{60 \times 1.15(2.53 - 0.14 \times 5)} = 8.6 \text{ cm}$$

» Nervure 5(A_E)

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \times \gamma_s(\tau_u - 0.14f_{c28}^{1/2})} = \frac{3.02 \times 0.9 \times 400}{60 \times 1.15(1.03 - 0.14 \times 5)} = 47.74 \text{ cm}$$

Art A.5.1.22 BAEL 91

$$S_{t \max} \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq \min\{99 ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

- Selon RPA version 2003 Art 7.5.22

En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{3.02}{0.003 \times 60} = 16.77 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi\right\}$$

» Nervure D

$$S_t \leq \min\{31.25 ; 19.2\} = 19.2 \text{ cm}$$

» Nervure 5(A_E)

$$S_t \leq \min\{31.25 ; 16.4\} = 16.4 \text{ cm}$$

Conclusion

» Nervure D

$$\text{Soit } S_t \leq \min\{8.6 ; 19.2 ; 40\} = 8.6 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 8.6 \text{ cm}$

» Nervure 5(A_E)

$$\text{Soit } S_t \leq \min\{47.74 ; 16.4 ; 40\} = 16.4 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

⊙ Remarque

Pour augmenter l'espacement des armatures transversales de la nervure D il faut augmenter le diamètre, on prend $\phi = 10$ ce qui donne $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{c28}^{1/2})} = \frac{4.71 \times 0.9 \times 400}{60 \times 1.15 (3.01 - 0.14 \times 5)} = 10.63 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

F. Vérification de la section minimale de RPA

$$A_{t_{\min}} = 3^\circ / \text{‰} S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\text{adopté}}} = 3.2 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

→ Le ferrailage final

» Nervure D

zone	Mu(kN.m)	μ	obs	α	β	Ast	filante	chapeau
10	319.885	0.0261	SSA	0.0330	0.9868	7.7626	5HA20=15.70	/
10_9	136.911	0.0112	SSA	0.0140	0.9944	3.2970	5HA20=15.70	/
9	996.114	0.0812	SSA	0.1060	0.9576	24.9093	5HA20=15.70	3HA20=9.42
9_8	794.751	0.0648	SSA	0.0838	0.9665	19.6913	5HA20=15.70	2HA16=4.02
8	1518.065	0.1473	SSA	0.2001	0.9200	43.1068	5HA20=15.70	9HA20=28.27
8_7	759.894	0.0619	SSA	0.0800	0.9680	18.7981	5HA20=15.70	2HA16=4.02
7	1308.644	0.1269	SSA	0.1703	0.9319	36.6846	5HA20=15.70	7HA20=21.99
7_5	536.218	0.0437	SSA	0.0559	0.9776	13.1340	5HA20=15.70	/
5	1101.139	0.0898	SSA	0.1177	0.9529	27.6714	5HA20=15.70	4HA20=12.56

Tableau VIII.18

» Nervure 5(A_E)

zone	Mu(kN.m)	μ	obs	α	β	Ast	filante	chapeau
	455.604	0.0371	SSA	0.0473	0.9811	11.1205	6HA16=9.23	2HA14=3.08
B55	216.256	0.0176	SSA	0.0222	0.9911	5.2250	6HA16=9.23	/
	595.501	0.0578	SSA	0.0744	0.9702	16.0337	6HA16=9.23	4HA16=8.04
B56	391.828	0.0319	SSA	0.0406	0.9838	9.5377	6HA16=9.23	2HA14=3.08
	417.446	0.0340	SSA	0.0433	0.9827	10.1724	6HA16=9.23	2HA14=3.08
B57	56.662	0.0046	SSA	0.0058	0.9977	1.3600	6HA16=9.23	/
	276.536	0.0225	SSA	0.0285	0.9886	6.6984	6HA16=9.23	/
B58	252.781	0.0206	SSA	0.0260	0.9896	6.1169	6HA16=9.23	/
	473.219	0.0386	SSA	0.0492	0.9803	11.5593	6HA16=9.23	2HA14=3.08

Tableau VIII.19

➤ A P'ELS

État d'ouverture des fissures

BAEL91 : Art A.4.5, 32

Les fondations peut être alternativement noyés et immergés en, eau dans ce cas la contrainte de traction des armatures est : $\sigma_{s adm} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{tj} \times \eta} \right)$

$$\sigma_{s adm} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{2.1 \times 1.6} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

Etat limite de résistance du béton en compression

BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\sigma_{b adm} = 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_{b adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

» **Nervure D**

	Ms (kN.m)	Aad(cm ²)	ρ	β	K	σ_s MPa	σ_s adm MPa	Obs	σ_{bc} MPa	σ_b adm MPa	Obs
10	259.049	15.7	0.238	0.922	49.1	97.614	201.630	CV	1.988	15	CV
10_9	122.239	15.7	0.238	0.922	49.1	46.061	201.630	CV	0.938	15	CV
9	834.384	25.12	0.381	0.905	37.63	196.860	201.630	CV	5.231	15	CV
8_9	657.893	19.72	0.299	0.914	43.14	195.777	201.630	CV	4.538	15	CV
8	1264.241	43.97	0.666	0.881	27.02	178.015	201.630	CV	6.588	15	CV
8_7	630.779	19.72	0.299	0.914	43.14	190.890	201.630	CV	4.425	15	CV
7	1090.009	37.69	0.571	0.888	29.64	177.644	201.630	CV	5.993	15	CV
7_5	448.771	15.7	0.238	0.922	49.1	169.104	201.630	CV	3.444	15	CV
5	917.911	28.26	0.428	0.9	35	196.854	201.630	CV	5.624	15	CV

Tableau VIII.20

» **Nervure 5(A_E)**

	Ms (kN.m)	Aad(cm ²)	ρ	β	K	σ_s MPa	σ_s adm MPa	Obs	σ_{bc} MPa	σ_b adm MPa	Obs
A	363.605	12.31	0.187	0.93	56.43	173.240	201.630	CV	3.070	15	CV
A_B	172.588	9.23	0.140	0.938	65.64	108.734	201.630	CV	1.657	15	CV
B	475.262	17.27	0.262	0.919	46.73	163.337	201.630	CV	3.495	15	CV
B-C	312.717	12.31	0.187	0.93	56.43	148.994	201.630	CV	2.640	15	CV
C	333.155	12.31	0.187	0.93	56.43	158.732	201.630	CV	2.813	15	CV
C_D	101.456	9.23	0.140	0.938	65.64	63.919	201.630	CV	0.974	15	CV
D	220.694	9.23	0.140	0.938	65.64	139.042	201.630	CV	2.118	15	CV
D_E	201.743	9.23	0.140	0.938	65.64	127.102	201.630	CV	1.936	15	CV
E	377.672	12.31	0.187	0.93	56.43	179.942	201.630	CV	3.189	15	CV

Tableau VIII.21

CONCLUSION

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Parmi les conclusions auxquelles a abouti le présent travail :

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et dangereux effets à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière a été rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, ETABS est un logiciel qui permet la modélisation de toute structure avec une grande précision.

Une étude sismique est nécessaire pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. En effet, les sollicitations apportées par un séisme sont souvent plus importantes que celles obtenues à partir d'une descente de charge statique, notamment pour les poteaux. Le dimensionnement sous combinaisons sismiques engendre une consommation du béton et d'armature plus importante.

Cette étude nous a permis de comprendre certains phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat d'analyse dynamique. Cela nous permet d'éviter une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et vu la forme de la structure, nous avons pu éviter le phénomène de torsion en effectuant une disposition des voiles la plus optimale possible.

Le ferrailage dans chaque élément avec ses efforts internes propres, nous amène à des sections d'armatures moins importantes que celle qui seront obtenues avec les efforts maximums. Ainsi l'aspect économique est pris en considération, tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par le règlement.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

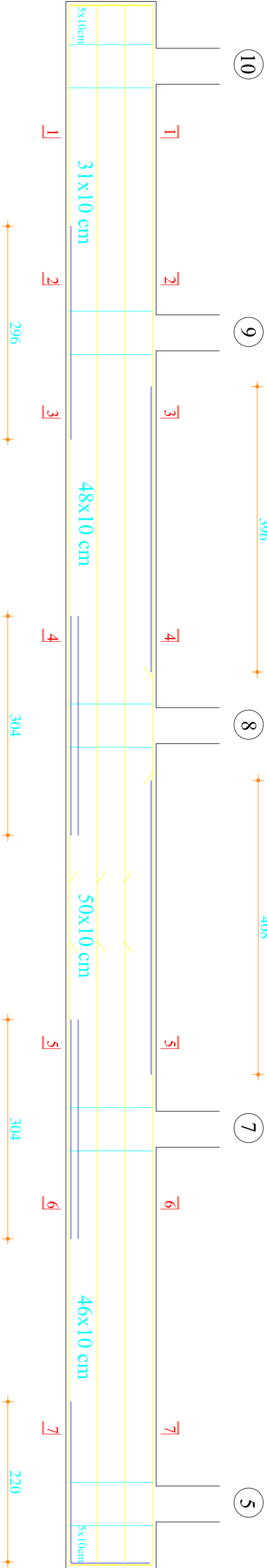
- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Ouvrages

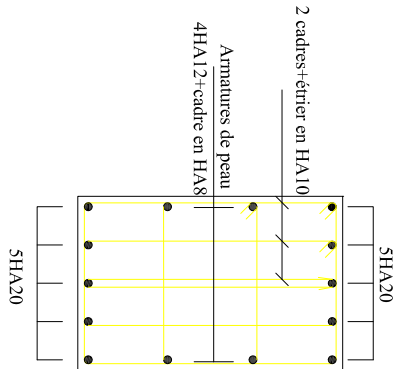
- ✓ BELAZOUGUI M : calcul des ouvrages en béton armé. Edition à office des publications universitaire.
- ✓ PIERRE CHARON : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83(théorie et application). Edition EYROLLES 1991.
- ✓ DAVIDOVICI V : formulaire en béton armé. Edition le moniteur.
- ✓ ANDRE COIN : ossature des bâtiments. Edition EYROLLES.

Logiciels

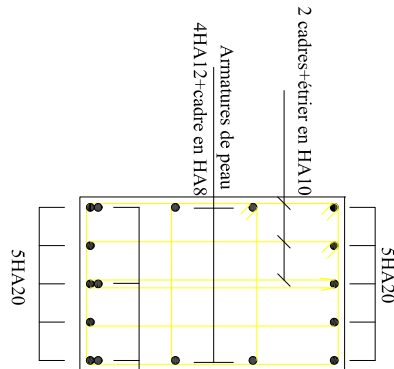
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.



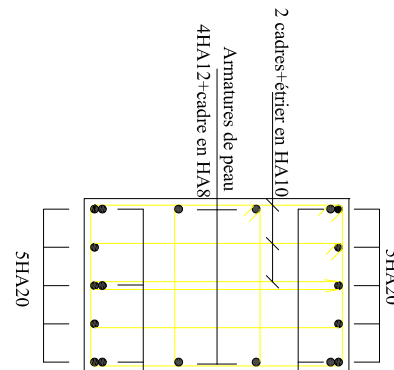
1--1



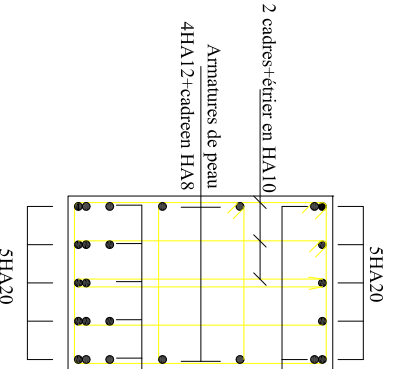
2--2



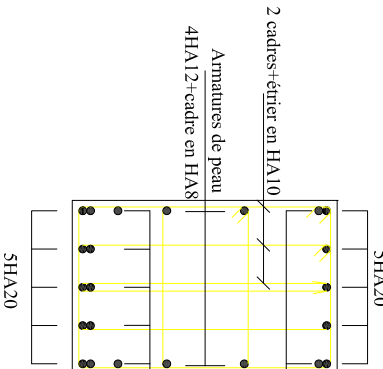
3--3



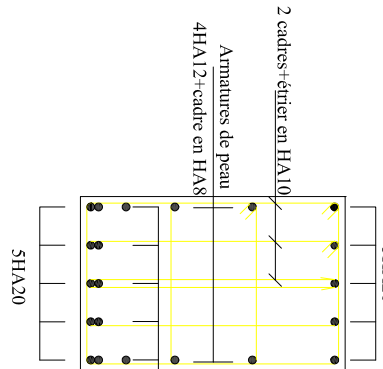
4--4



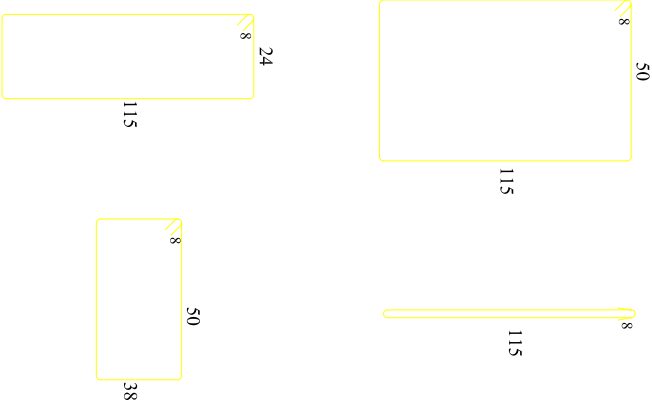
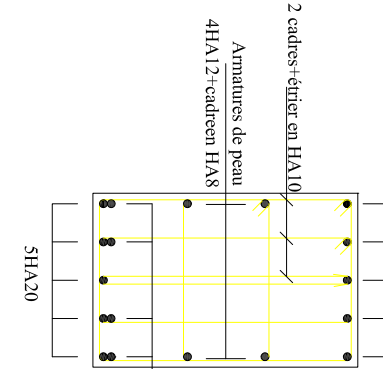
5--5



6--6



7--7

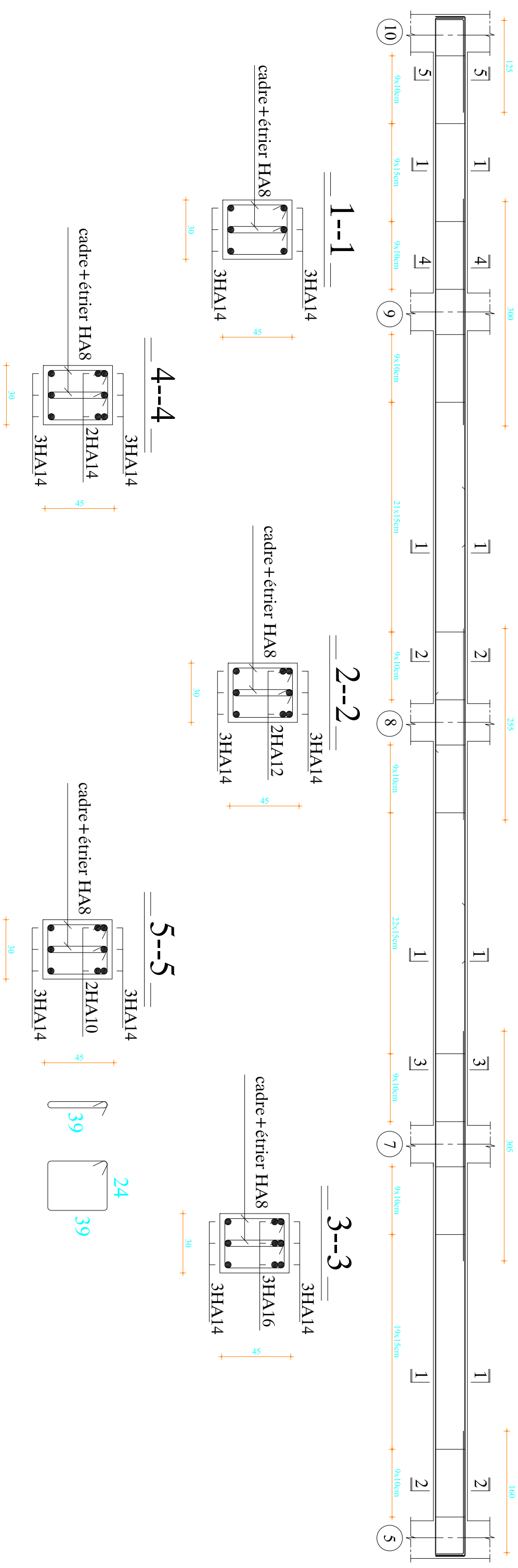


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

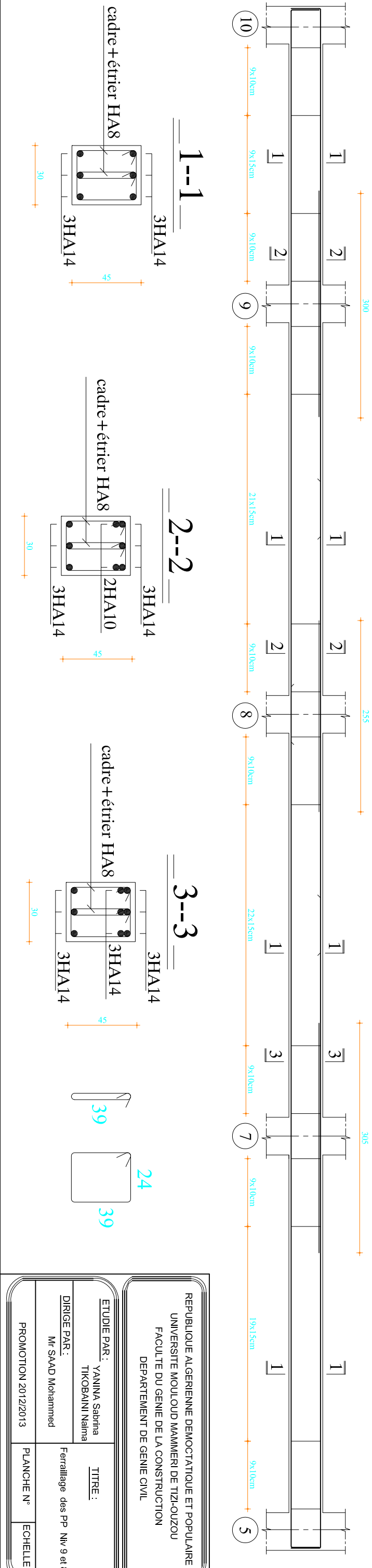
ETUDE PAR : YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naïma
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed
PROMOTION 2012/2013

TITRE : Ferrailage du la nervure fille D
PLANCHE N° ECHELLE

Niveau 8 Fille D

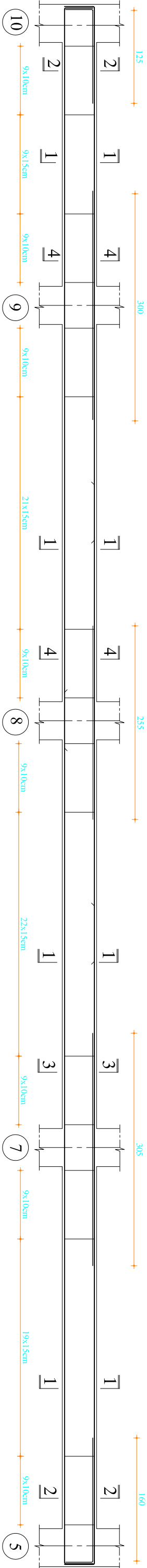


Niveau 9 Fille D



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU			
FACULTE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR :		TITRE :	
YANINA Sabrina		Ferrillage des PP Niv 9 et 8	
DIRIGE PAR :		PLANCHE N°	
Mr SAAD Mohammed		EHELLE	
PROMOTION 2012/2013			

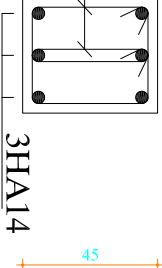
Niveau 6 et 7 Fille D



1--1

3HA14

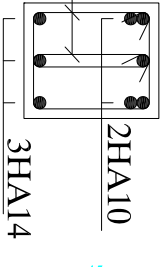
cadre + étrier HA8



2--2

3HA14

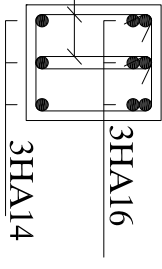
cadre + étrier HA8



3--3

3HA14

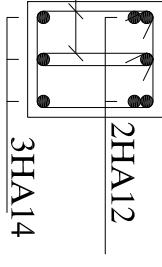
cadre + étrier HA8



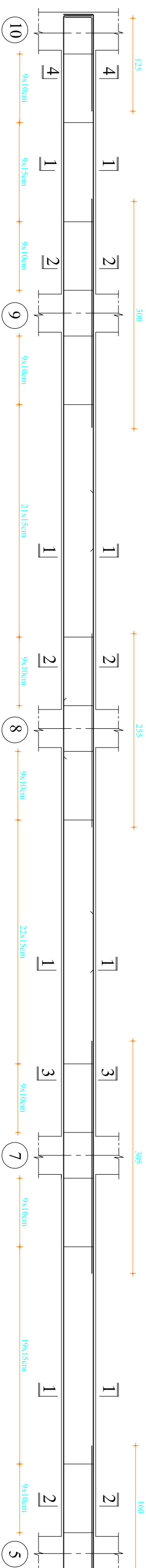
4--4

3HA14

cadre + étrier HA8



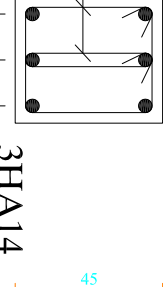
Niveau 5 Fille D



1--1

3HA14

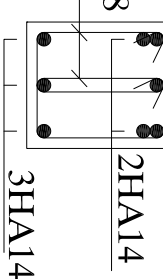
cadre + étrier HA8



2--2

3HA14

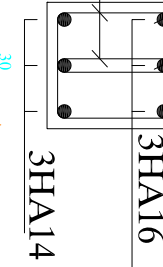
cadre + étrier HA8



3--3

3HA14

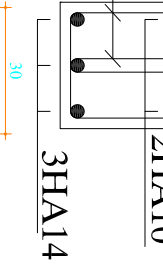
cadre + étrier HA8



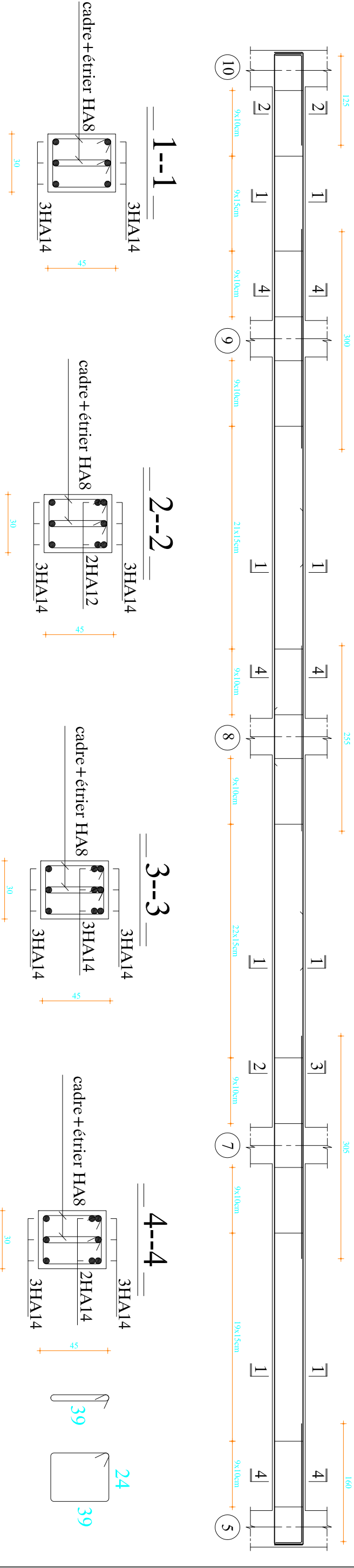
4--4

3HA14

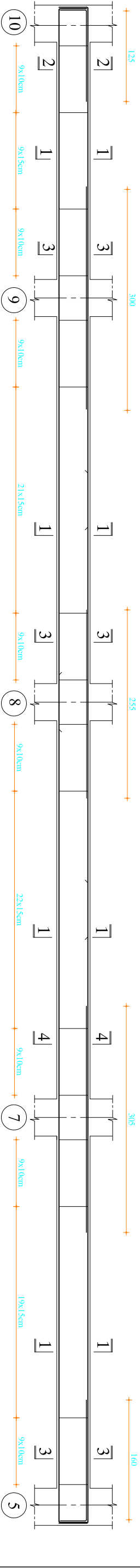
cadre + étrier HA8



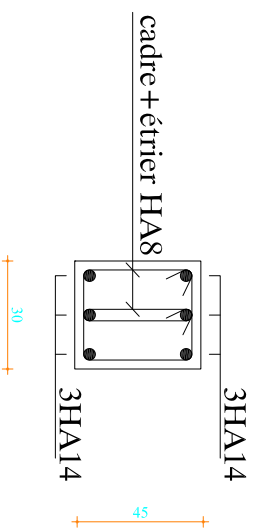
Niveau 4 Fille D



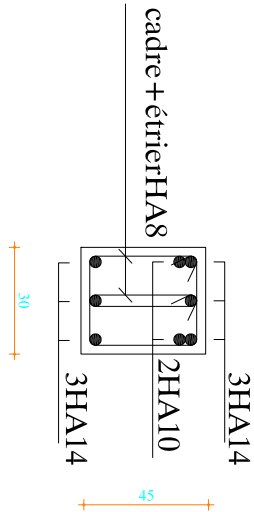
Niveau 3 Fille D



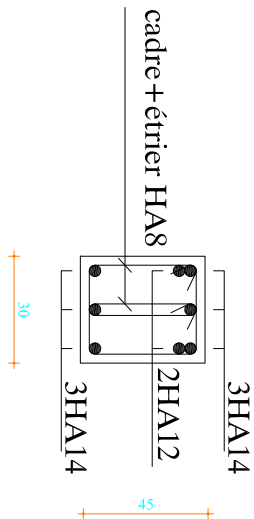
1--1



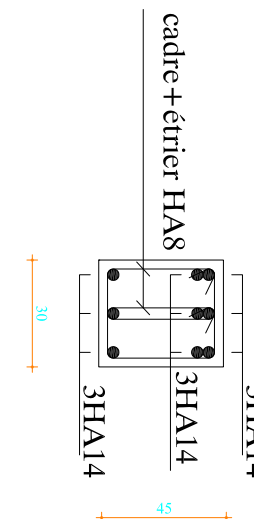
2--2



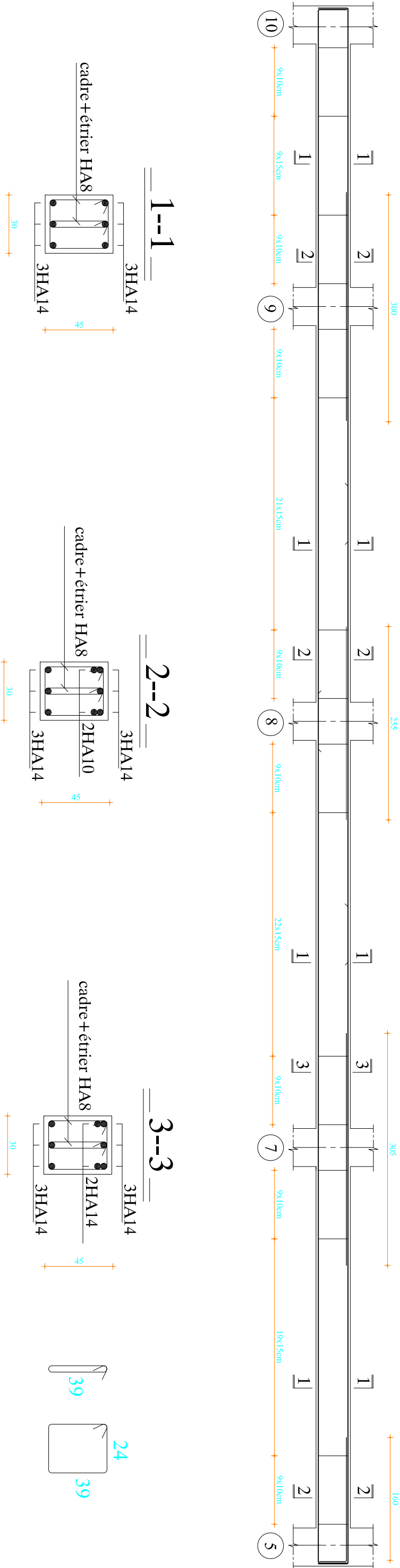
3--3



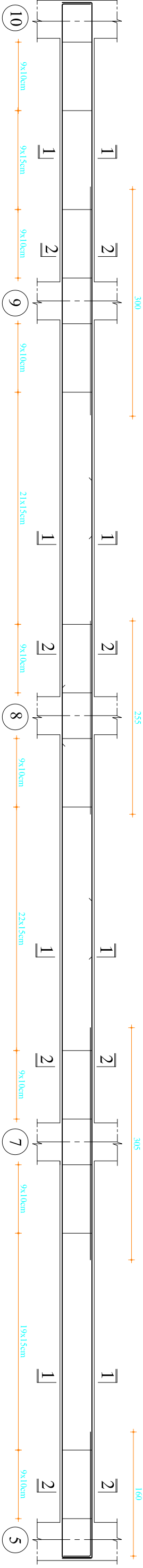
4--4

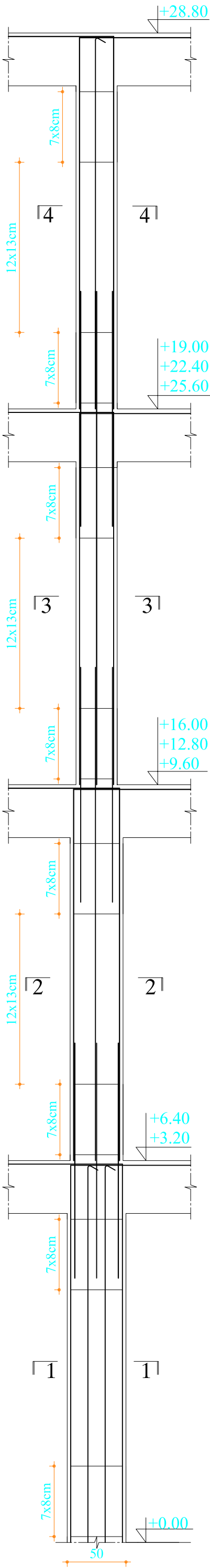


Niveau 2 Fille D

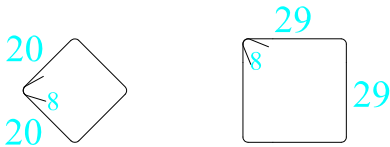
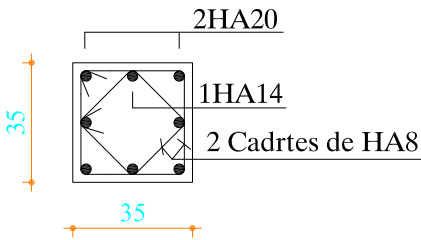


Niveau 1 Fille D

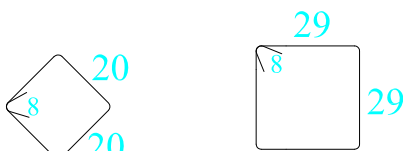
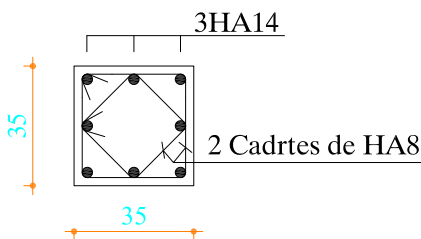




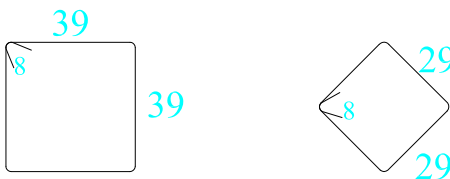
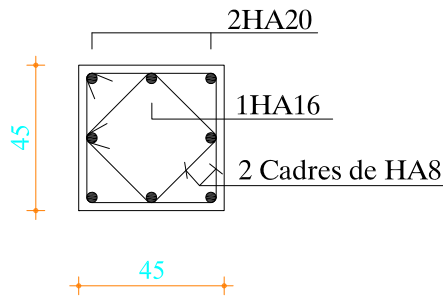
4--4



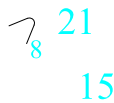
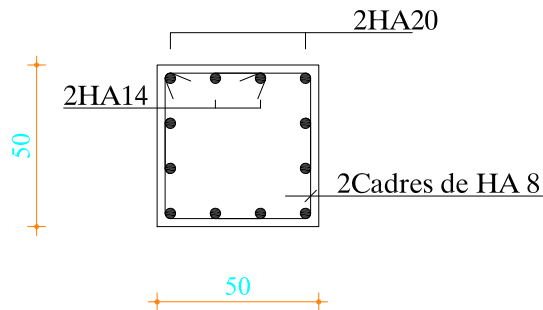
3--3



2--2



1--1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naima

TITRE :

Ferraillage des poteaux

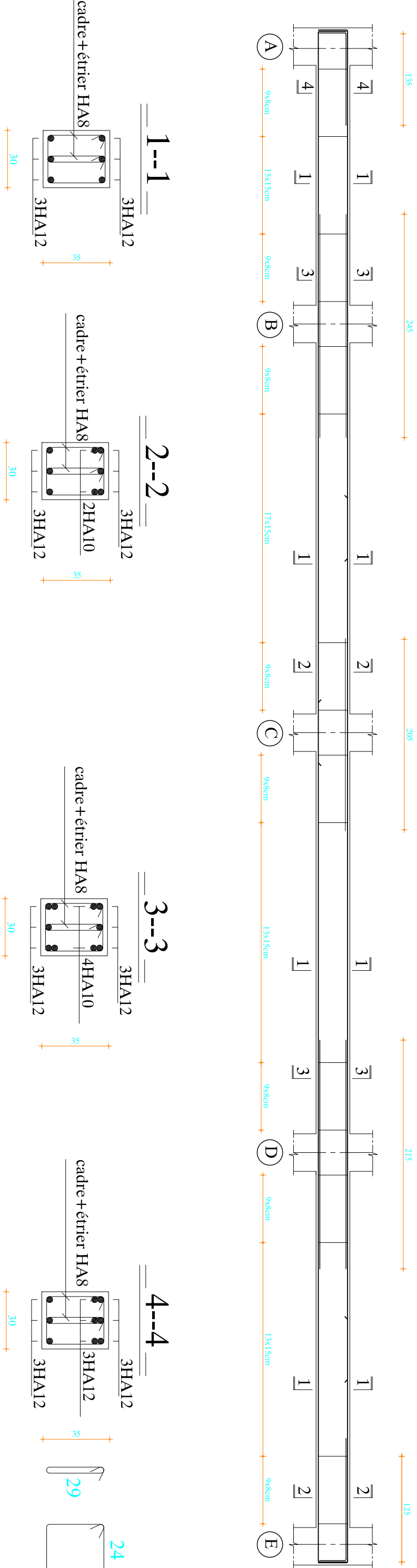
DIRIGE PAR :
Mr SAAD Mohammed

PROMOTION 2012/2013

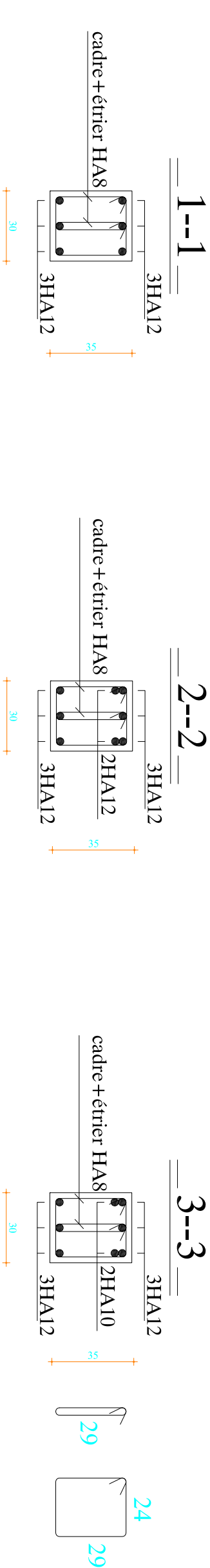
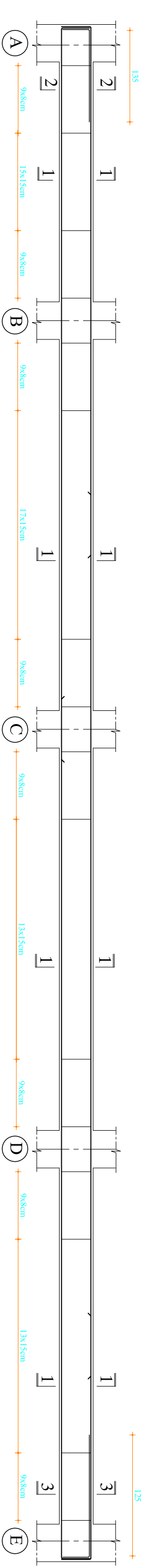
PLANCHE N°

ECHELLE

Niveau 5,6 , 7 et 8 Fille 5

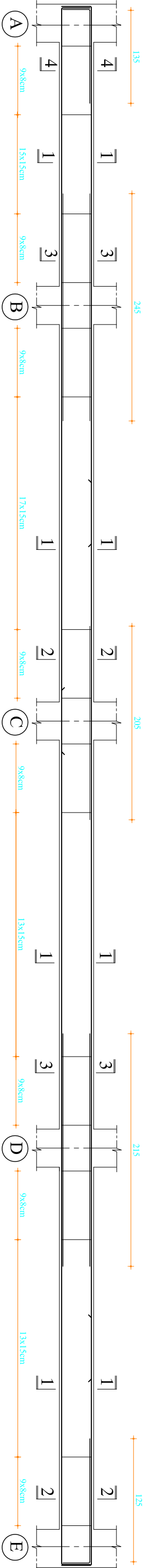


Niveau 9 Fille 5

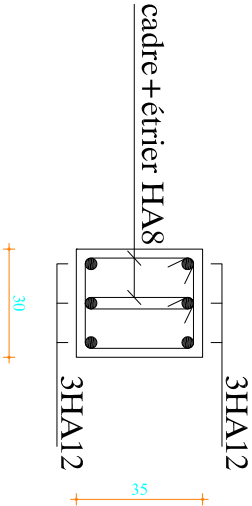


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR : YANINA Savirina		TITRE :	
TIKOBAINI Naïma		Ferrillage de PS Niv.5,6,7,8et9	
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed		PLANCHE N°	
PROMOTION 2012/2013		ECHELLE	

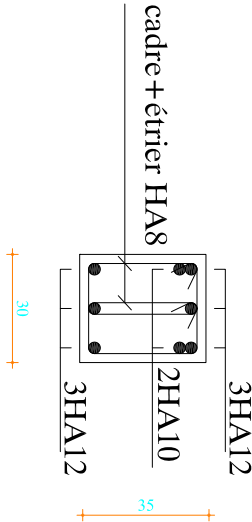
Niveau 4 Fille 5



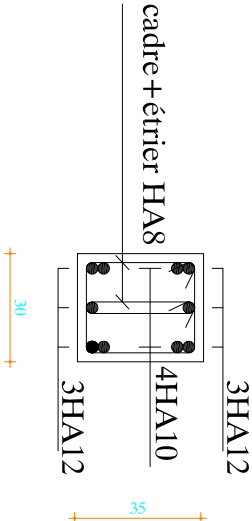
1--1



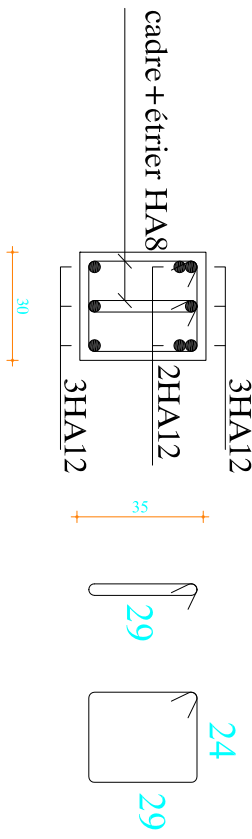
2--2



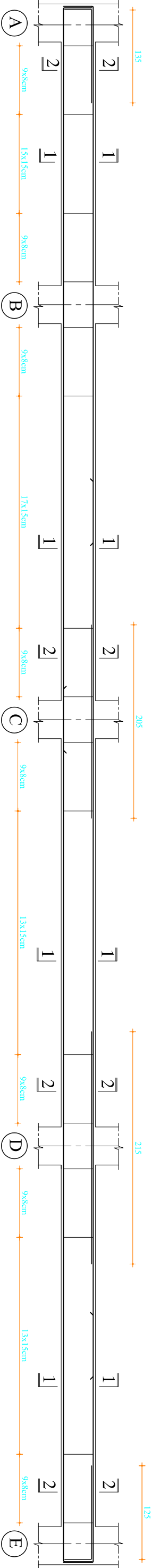
3--3



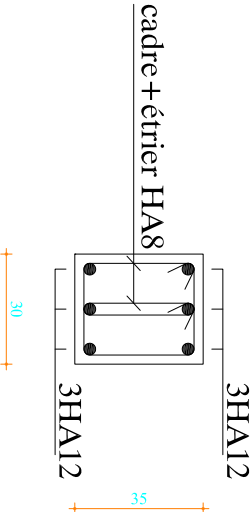
4--4



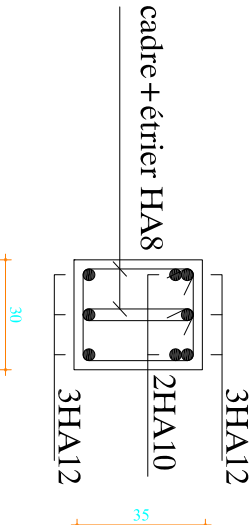
Niveau 3 Fille 5



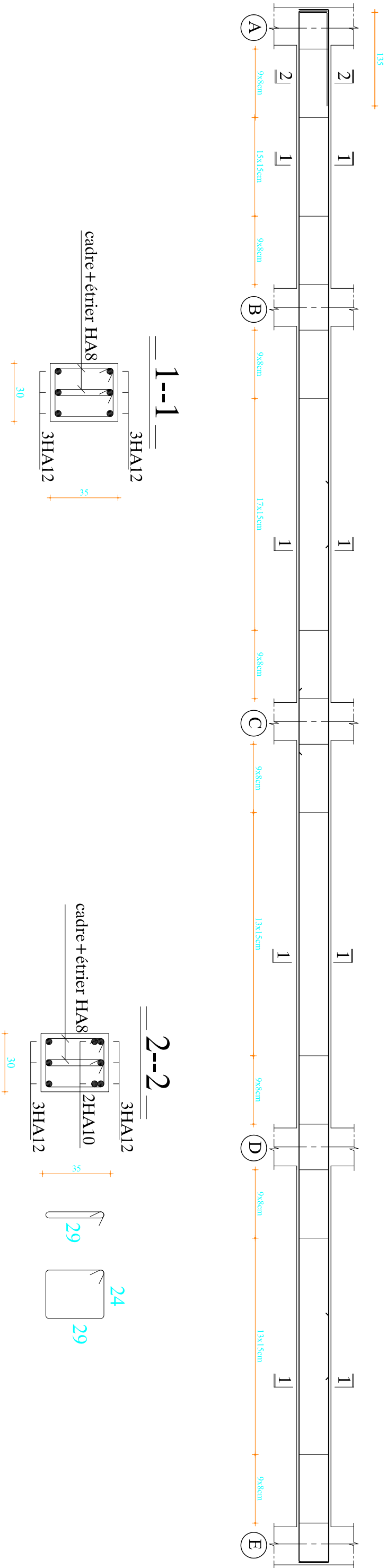
1--1



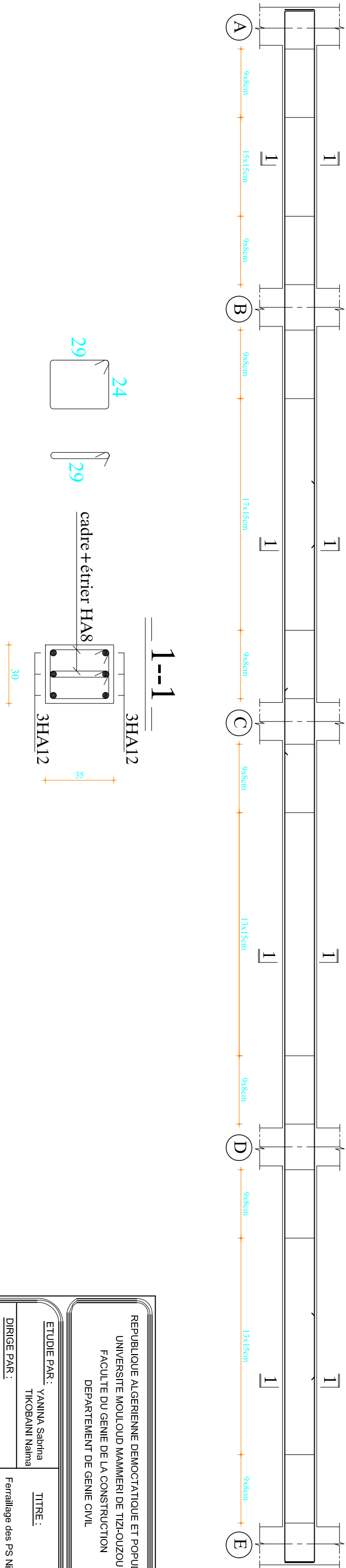
2--2



Niveau 2 Fille 5

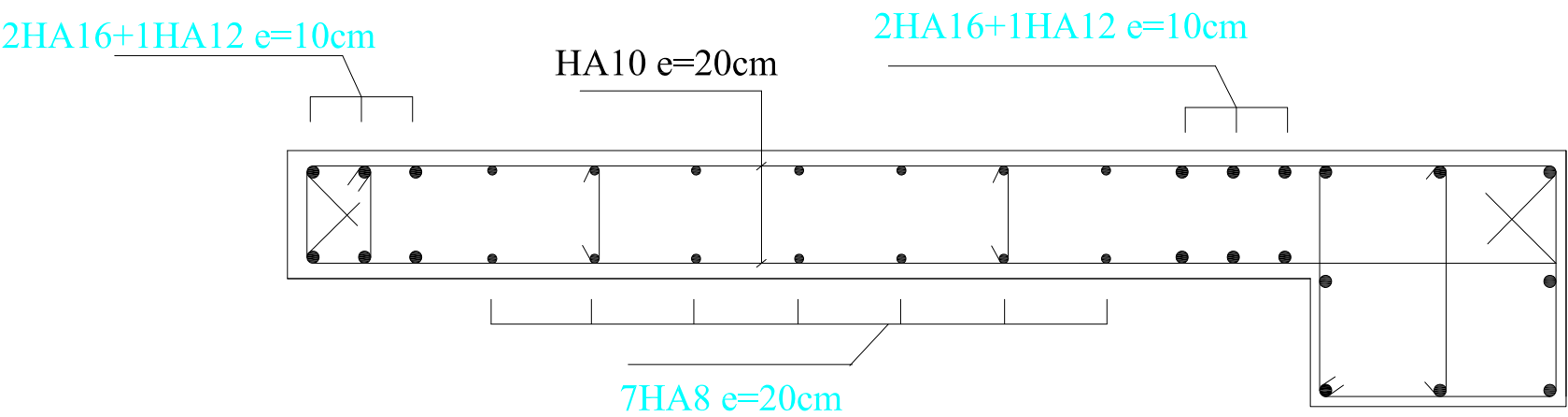


Niveau 1 Fille 5

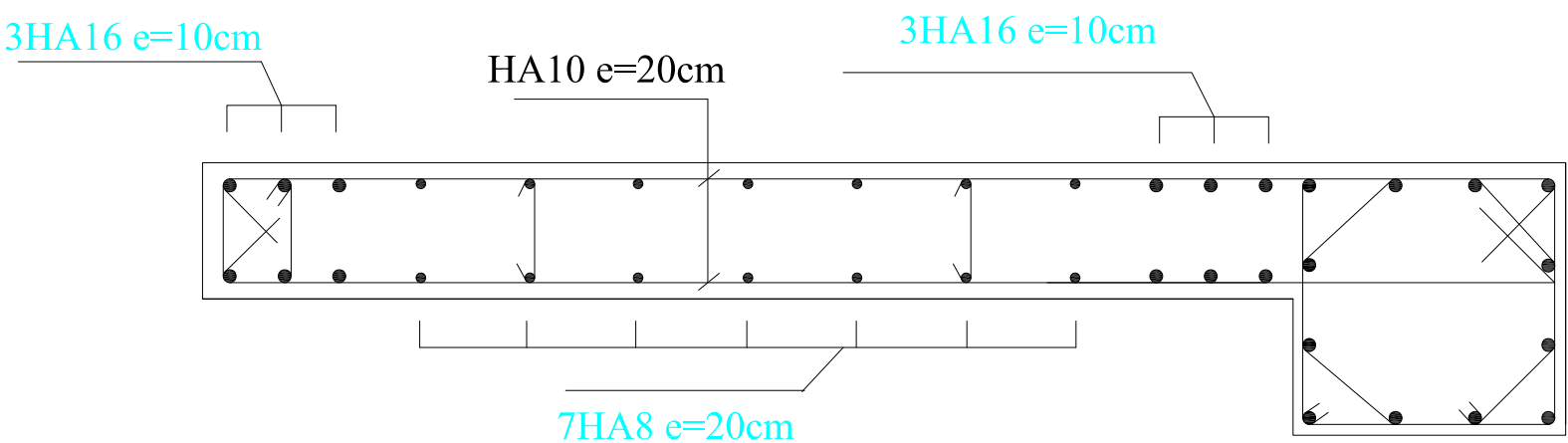


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR : YANINA Sabrina TIKOBANI Naïma		TITRE : Ferrailage des PS Niv 1et 2	
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed		PLANCHE N°	
PROMOTION 2012/2013		ECHELLE	

Niveau 2,3,4,5,6,7,8 et 9



Niveau 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naima

DIRIGE PAR :
Mr SAAD Mohammed

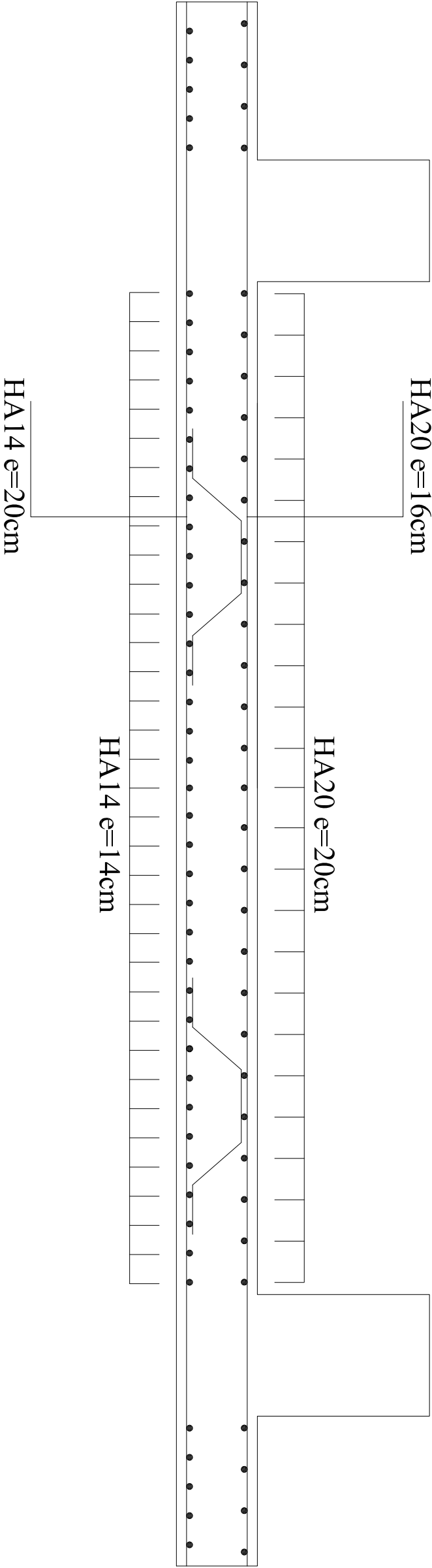
PROMOTION 2012/2013

TITRE :
Ferrailage du voile V1

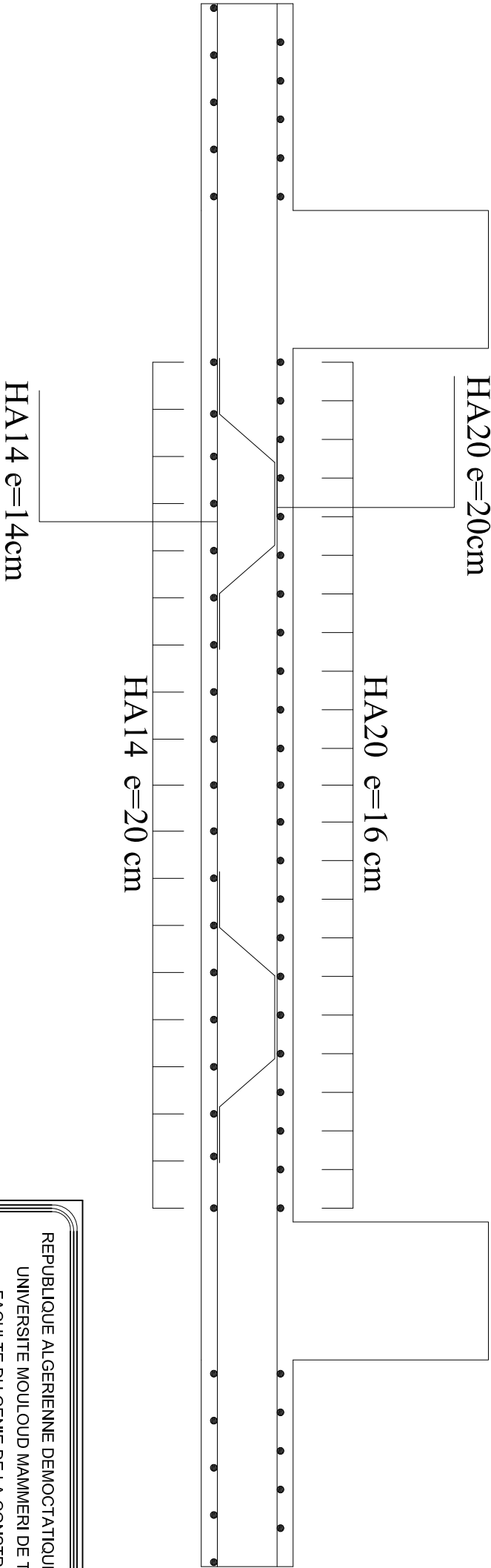
PLANCHE N°

ECHELLE

Sens (X-X)



Sens (Y-Y)



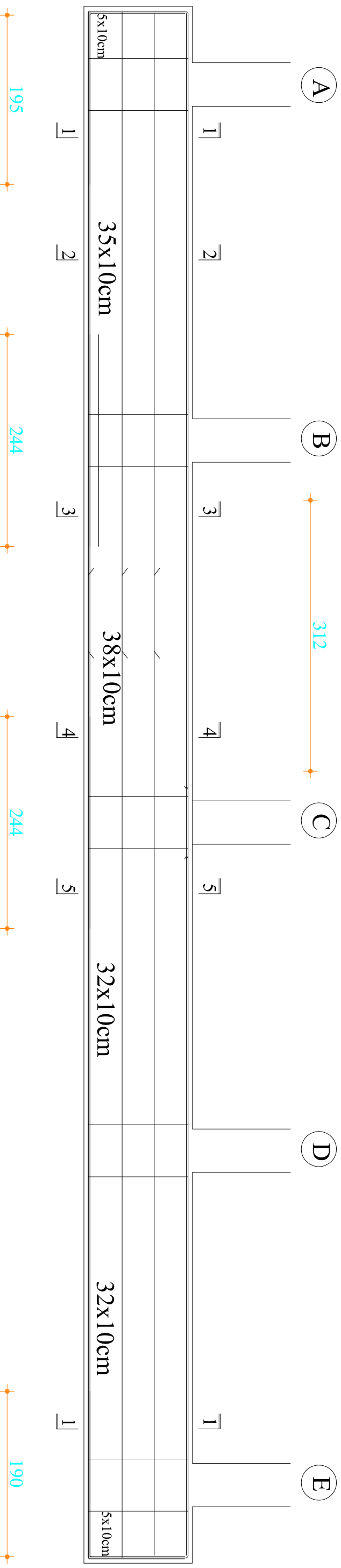
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

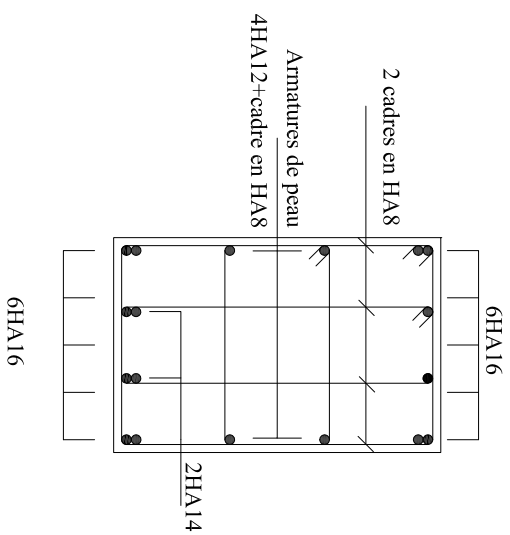
ETUDE PAR : YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naïma
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed
PROMOTION 2012/2013

TITRE :
Ferrailage du tablier

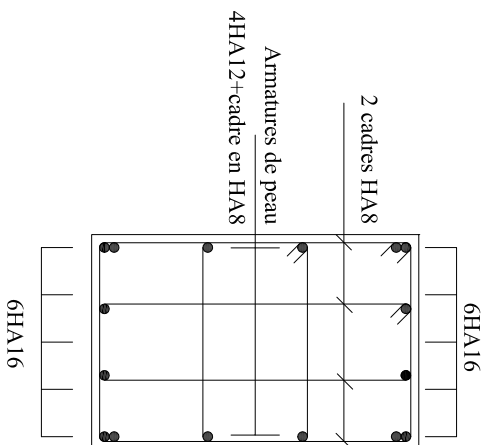
PLANCHE N°

ECHELLE

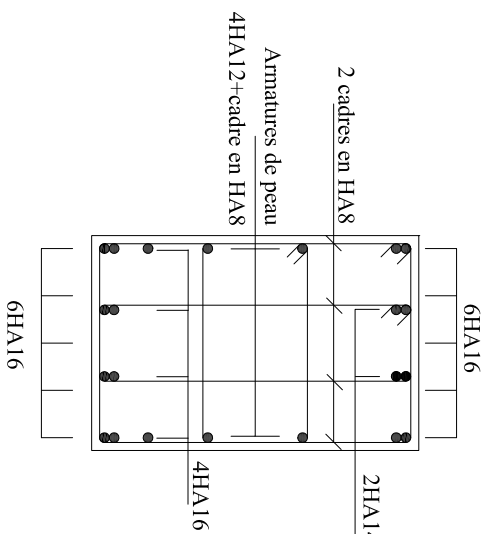




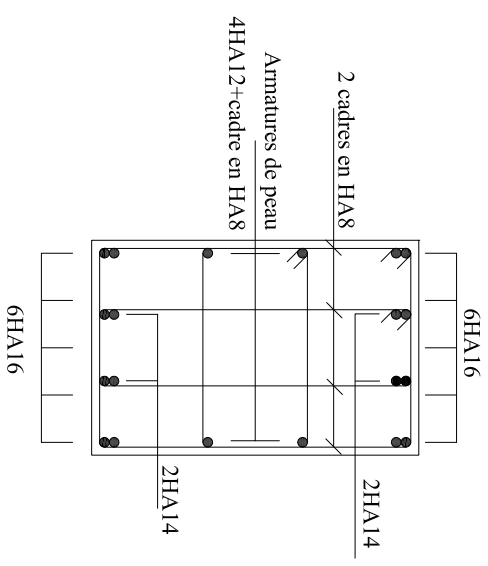
2--2



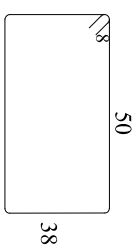
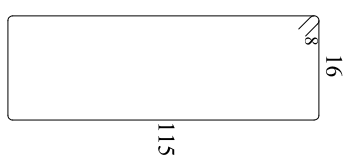
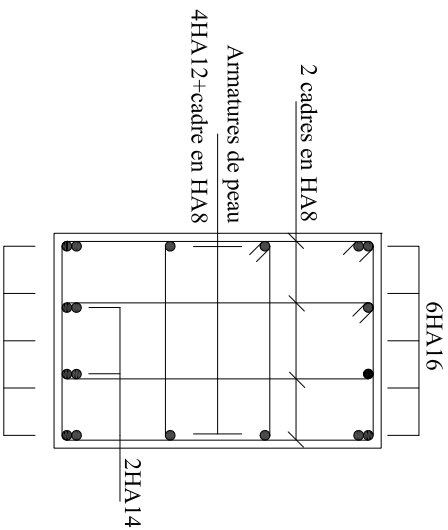
3-3



4-4



5-5 |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naïma

TITRE:

DIRIGE PAR : Ferrailage du la nervure file 5

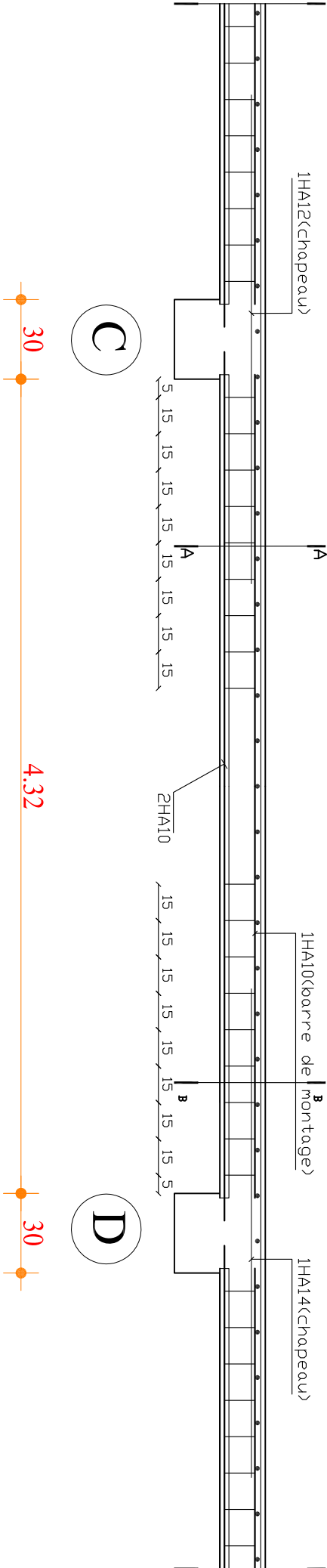
PROMOTION 2012/2013

PLANCHE N°

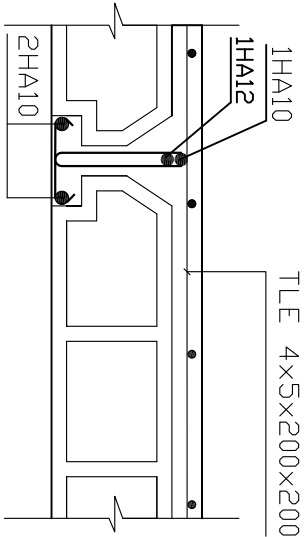
ECHELLE

205

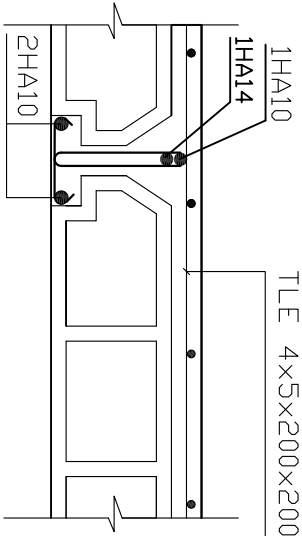
250



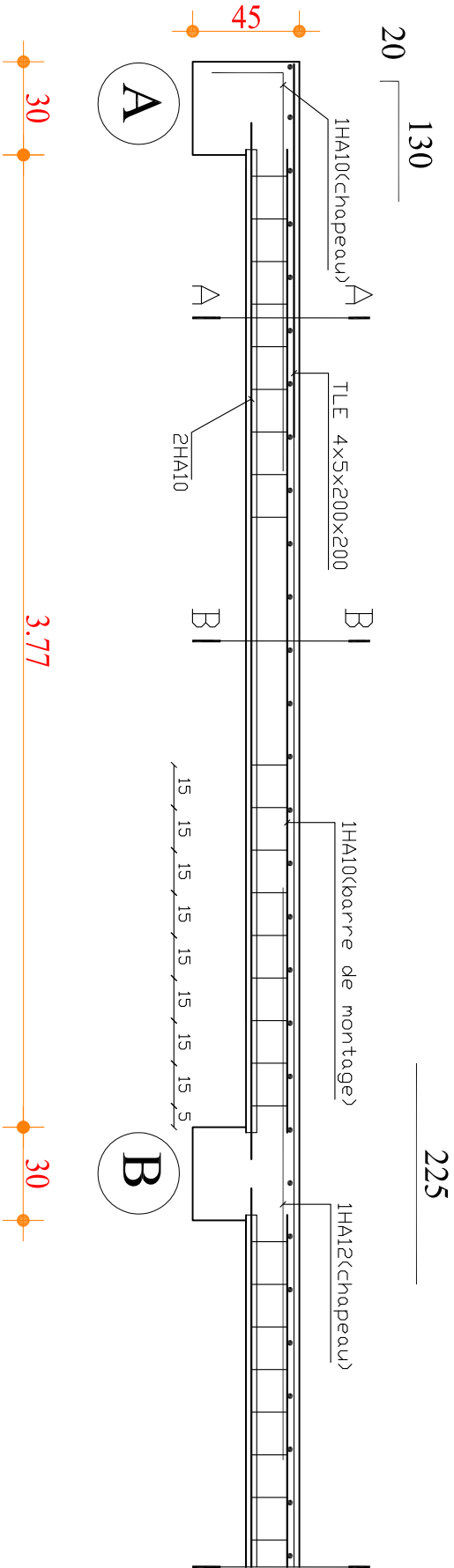
Coupe A-A



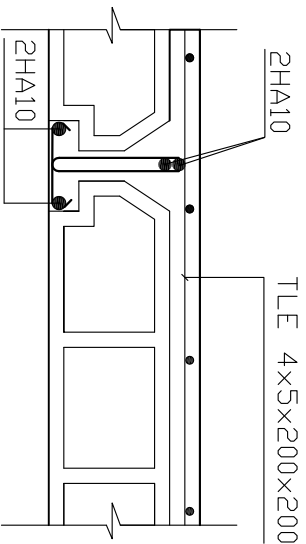
Coupe B-B



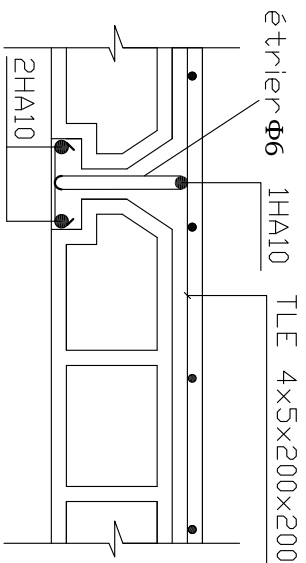
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR :		TITRE :	
YANINA Sobrina		Exemple 2:	
TIKOBAINI Naïmo		Plan de ferrailage	
DIRIGE PAR :		de la poutre de la	
Mr SAAD		de la travée (C-D)	
PROMOTION 2012/1213		PLANCHE N°	



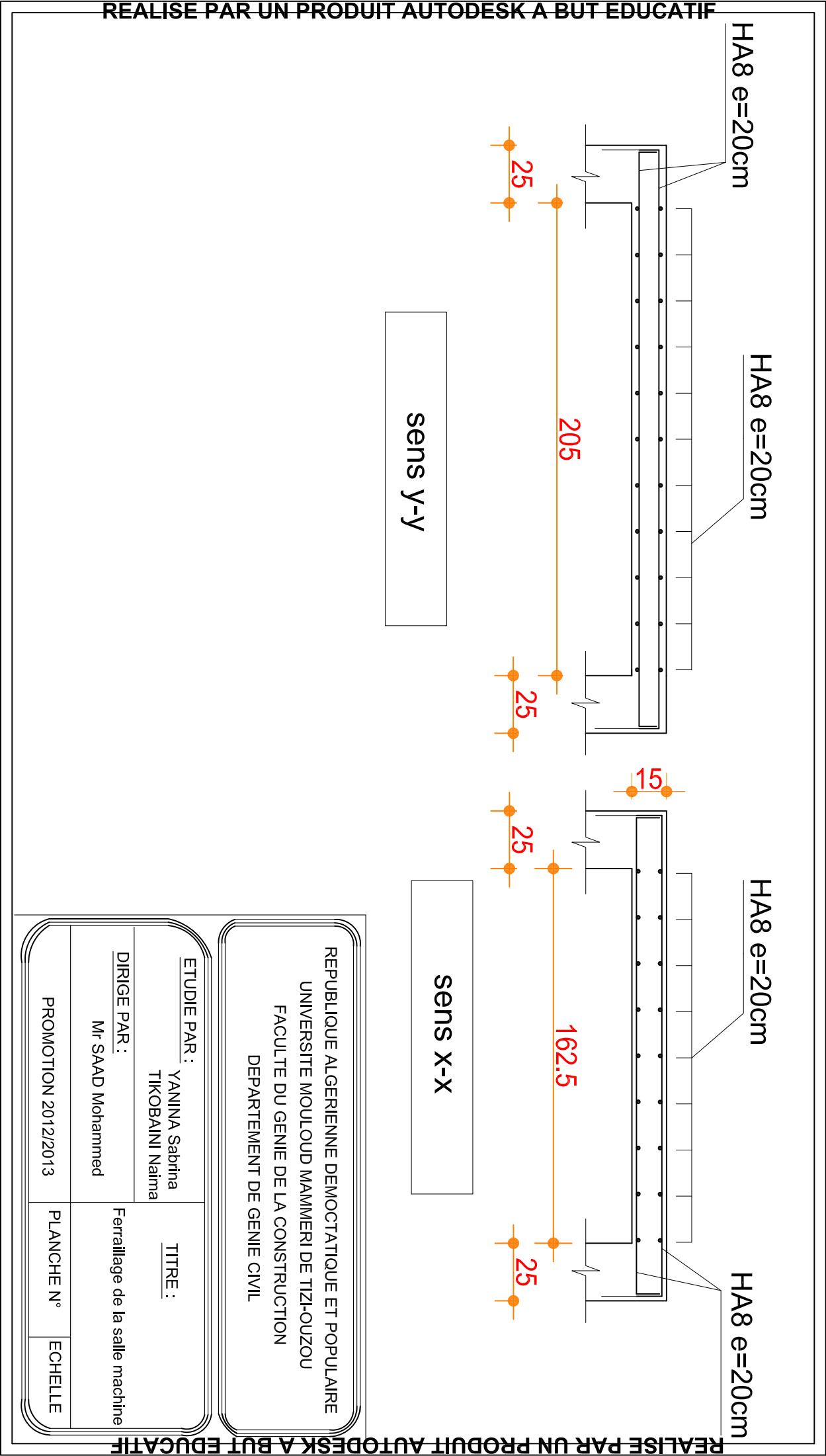
Coupe A-A

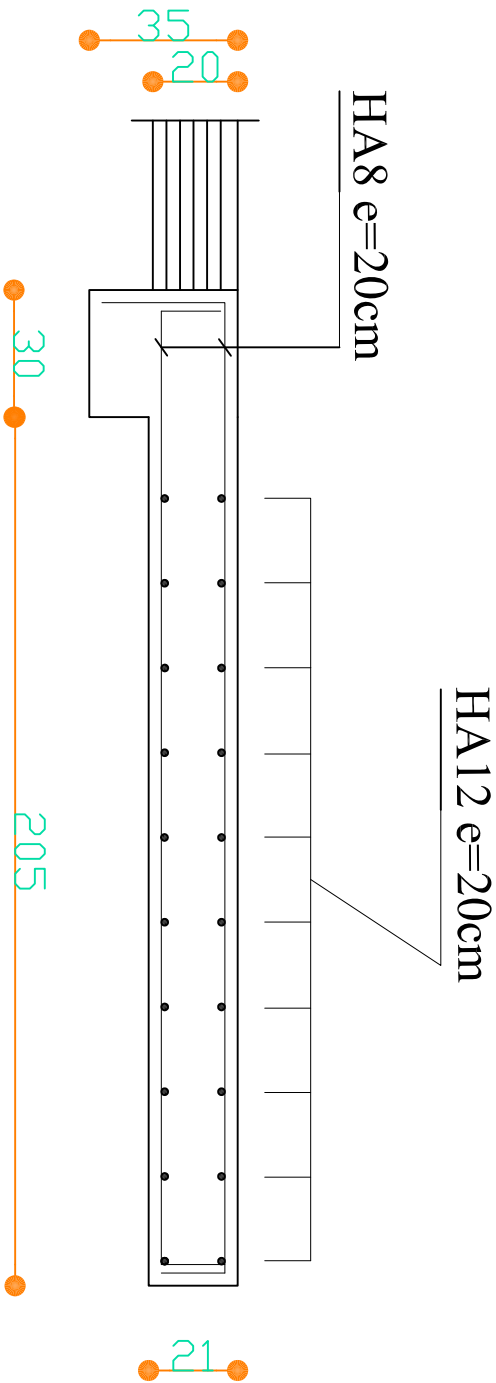


Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR :		TITRE :	
YANINA Sobrina		Exemple 2:	
TIKOBAINI Naïmo		Plan de ferrailage	
DIRIGE PAR :		de la poutre de la	
Mr SAAD		de la travée (A-B)	
PROMOTION 2012/1213		PLANCHE N°	





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naima

DIRIGE PAR :
Mr SAAD Mohammed

TITRE :
Ferrailage du balcon

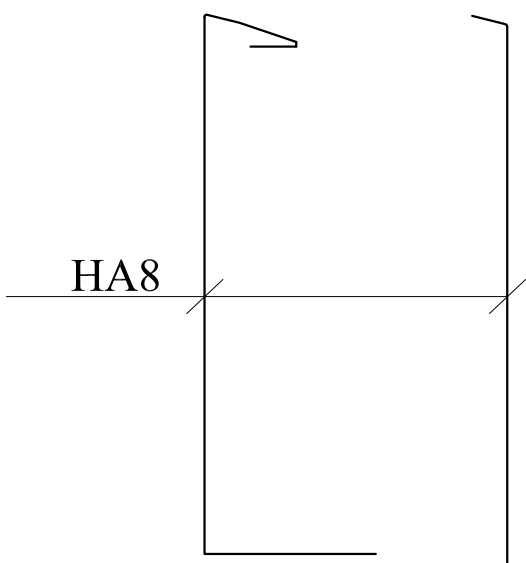
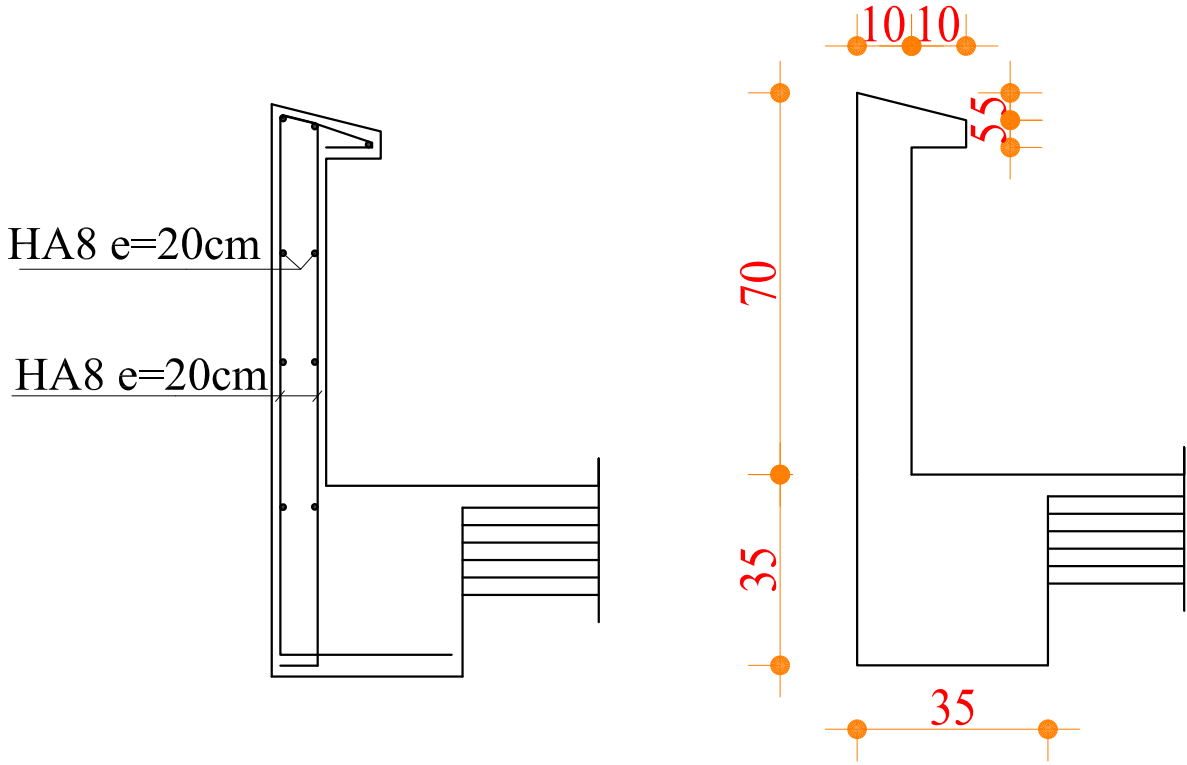
PROMOTION 2012/2013

PLANCHE N°

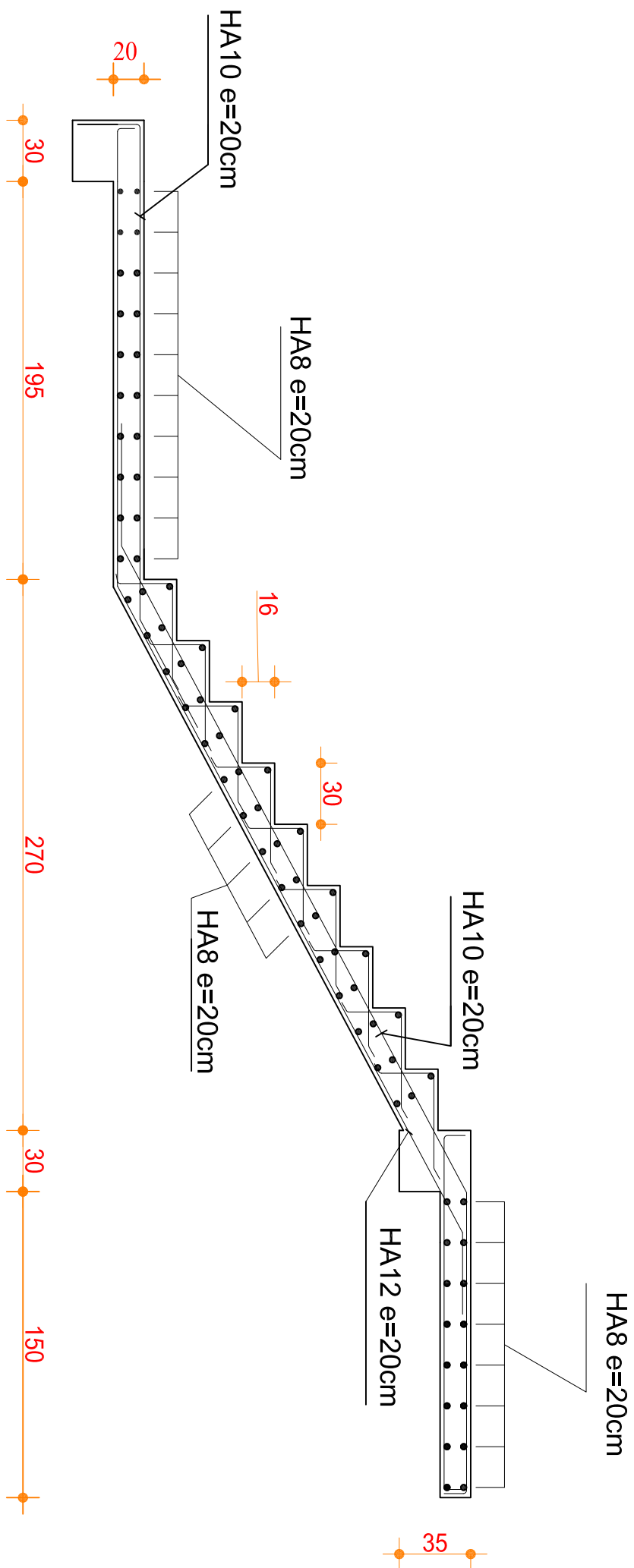
ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



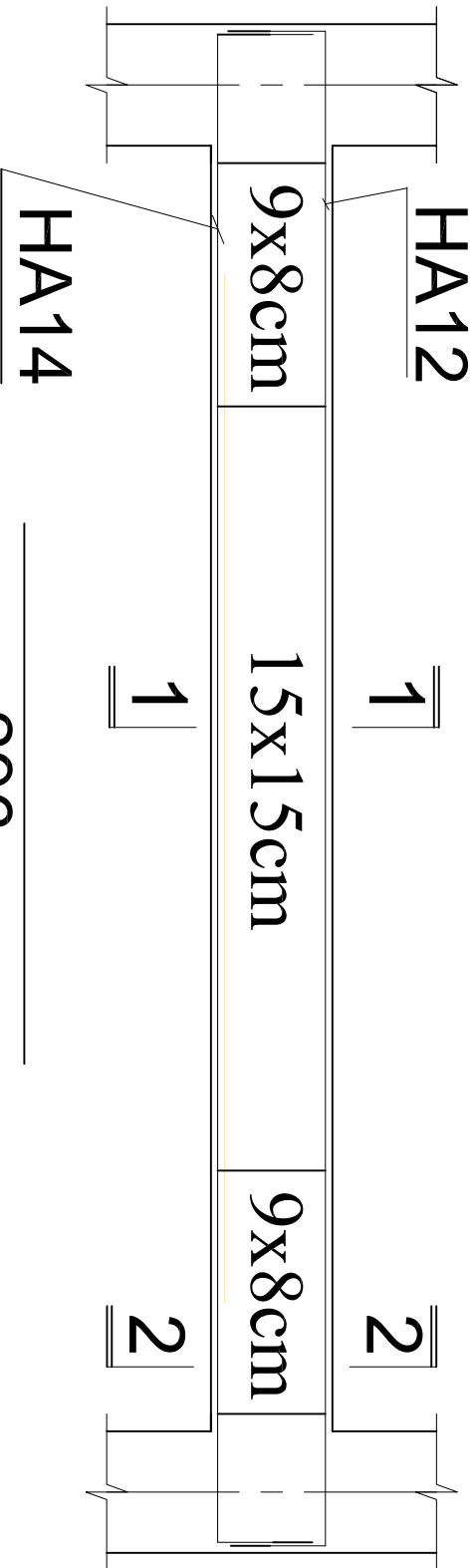
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDIE PAR :</u> YANINA Sabrina TIKOBAINI Naïma		<u>TITRE :</u> Coffrage Ferrailage de l'acrotère
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr SAAD Mohammed		
PROMOTION 2012/2013	PLANCHE N°	ECHELLE



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

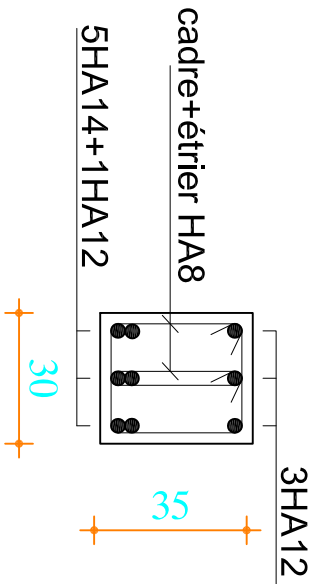
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : YANINA Sabrina		
TIKOBAINI Naima		
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed		
TITRE : Ferrillage des escaliers		
PROMOTION 2012/2013	PLANCHE N°	ECHELLE

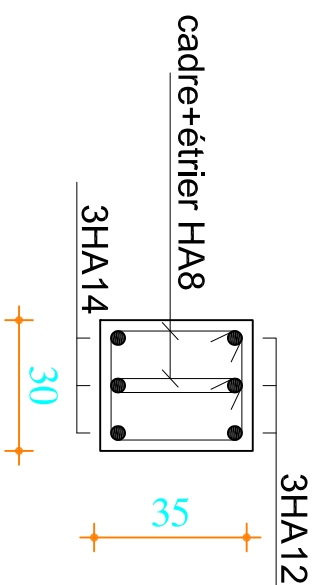


296

1--1

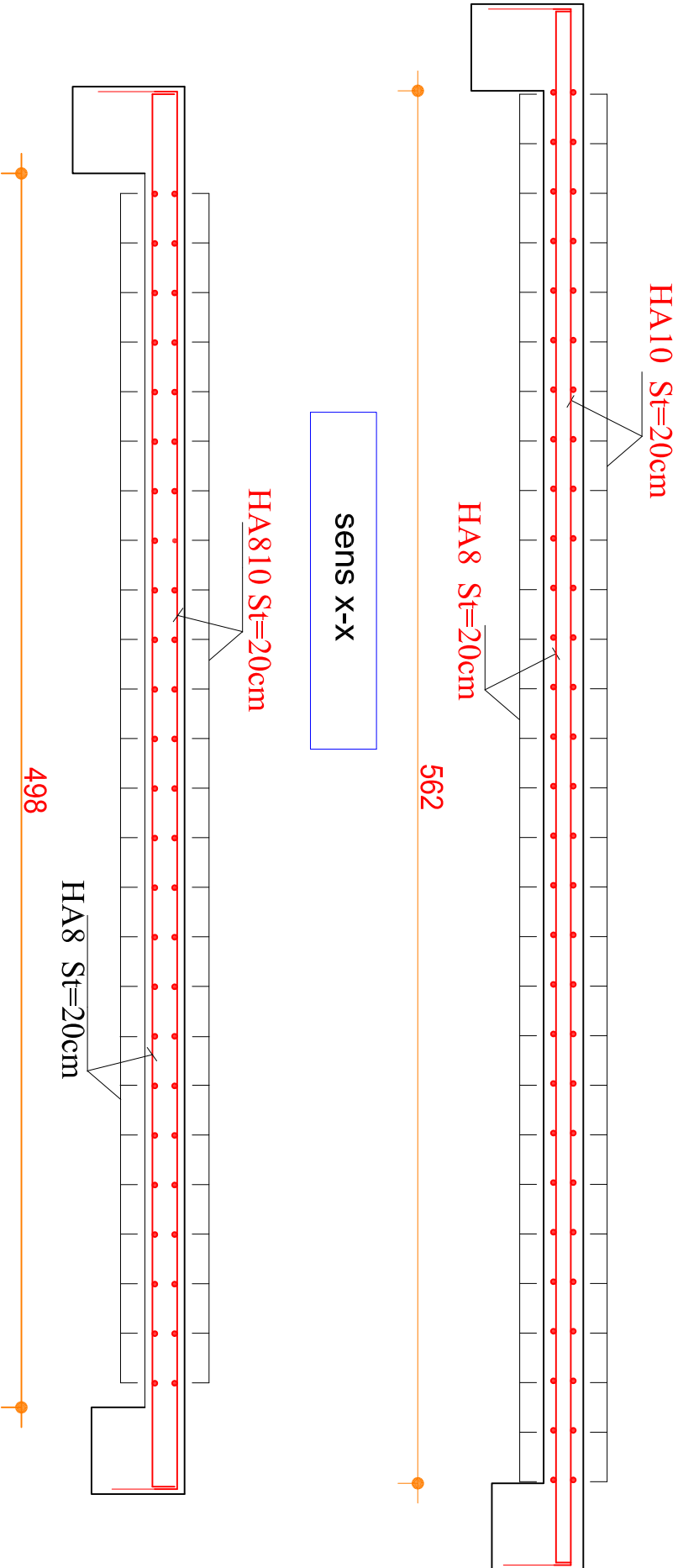


2--2



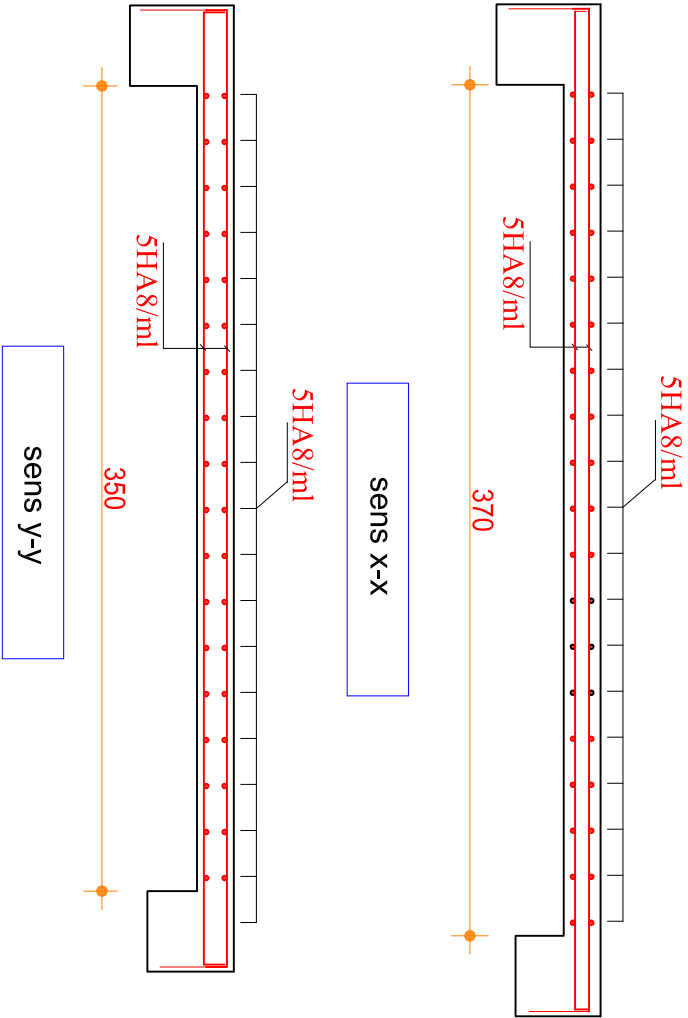
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : YANINA Sabina TIKOBAINI Naïma		TITRE : Ferrailage de la poutre palier	
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed		PLANCHE N°	
PROMOTION 2012/2013		ECHELLE	



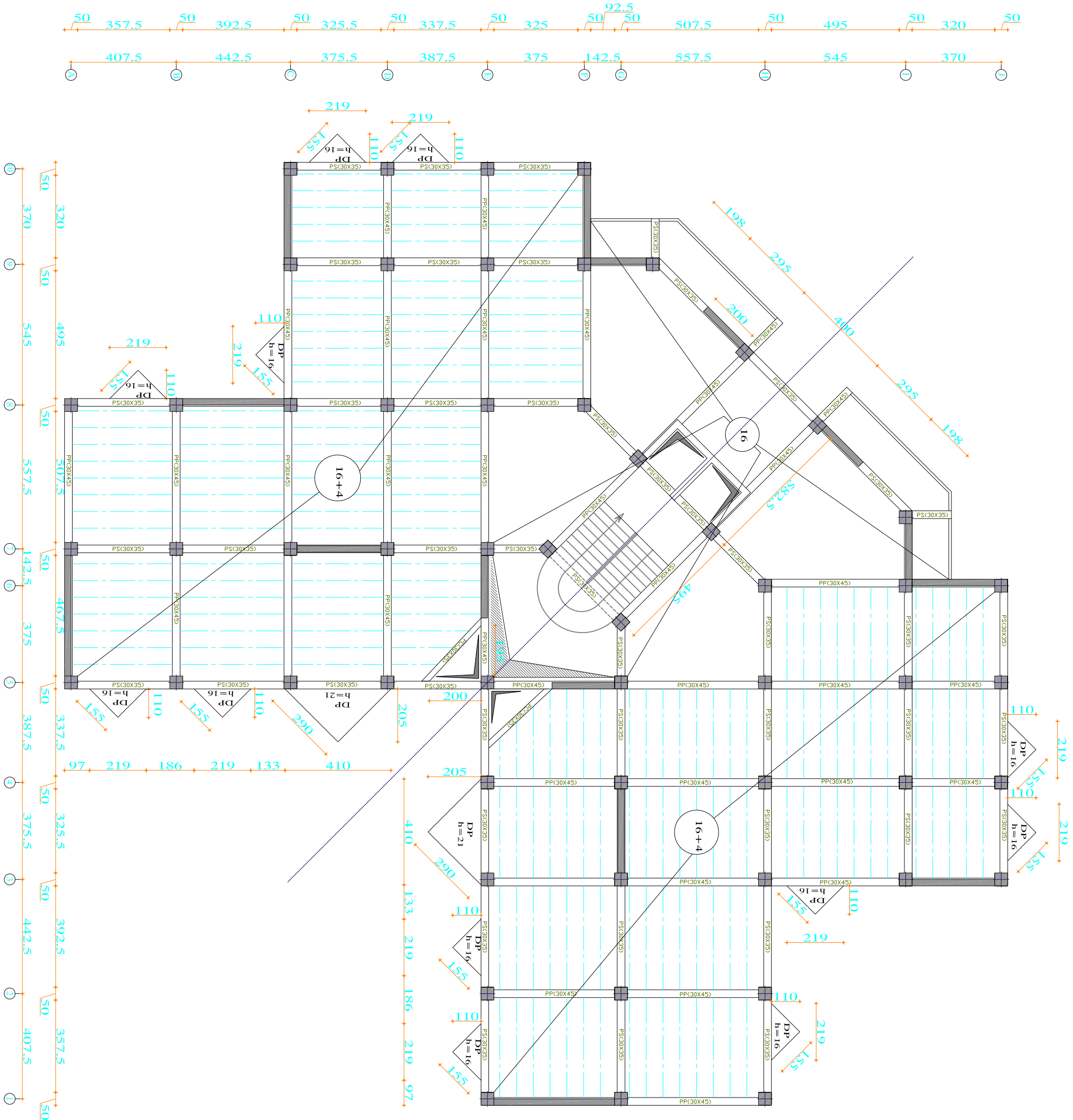
sens y-y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR : YANINA Sabrina		TITRE :	
TIKOBAINI Naïma		Ferrailage de la dalle pleine 1	
DIRIGE PAR : Mr SAAD Mohammed		PLANCHE N°	
PROMOTION 2012/2013		ECHELLE	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :	YANINA Sabrina TIKOBAINI Naïma	TITRE :	Ferrailage de la dalle pleine 2
DIRIGE PAR :	Mr SAAD Mohammed	PLANCHE N°	ECHELLE
PROMOTION	2012/2013		



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOLOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
YANINA Sabrina
TIKOBAINI Naima

TITRE :

DIRIGE PAR :

Mr SAAD Mohammed

Coffrage duRDC et 1 étage

PROMOTION 2012/2013

PLANCHE N°

ECHELLE



PLANCHE N° ECHELLE

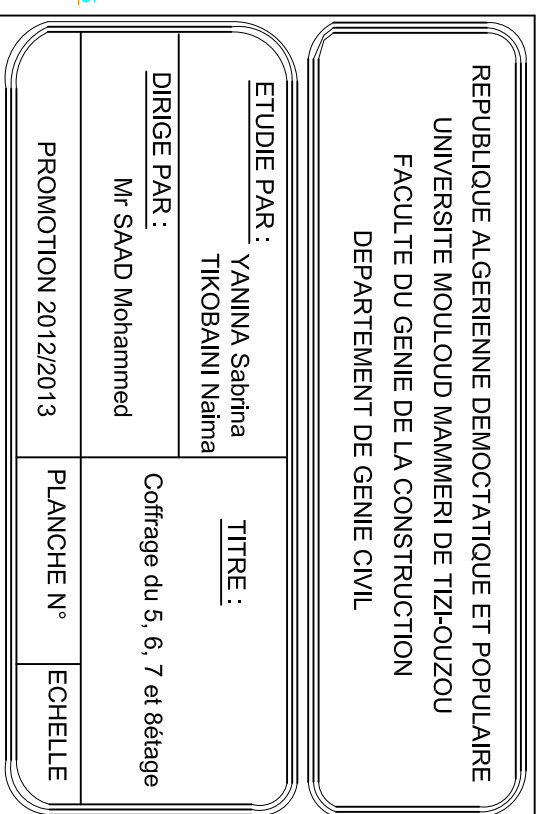




PLANCHE N° ECHELLE

