

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la construction

Département : Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

**Calcul d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation,
service et commercial, contreventé par voiles.**

(Application ETABS 9.6.0)

Réalisé par :

KERKACHE Sabrina

SADI HADDAD Tarik

Dirigé par :

Mme HADDAD- MALEK O.

Année universitaire : 2017/2018

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice **Mme HADDAD MALEK O**, pour son suivi et ses conseils tout le long de l'élaboration de notre projet.

Notre parfaite considération à l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation

Nos sincères salutations vont aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Enfin, on tient à remercier aussi toute la personne qui ont apporté leur aide de près ou de loin.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage page 4

I.1. Caractéristiques géométriques Page 4

I.2. Règlements utilisés et normes de conception page 4

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage page 4

I.4 Les caractéristiques mécaniques du sol page 5

I.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés page 5

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments page 10

II.1 Les planchers page 11

II.2 Les poutres page 11

II.3 Les poteaux page 12

II.4 Les voilepage 18

Chapitre III Calcul des éléments secondairespage 20

III.1 Calcul des plancherspage 20

III.2 Calcul de l'acrotèrepage 39

III-3 Calcul des balconspage 45

III.4 Calcul des escalierspage 51

III.5. Calcul de la poutre palièrepage64

Chapitre IV : Contreventement et vérification des conditions du RPA.....page 70

IV.1 Modélisation de la structure par ETABSpage 70

IV.2 Type de contreventementpage 72

IV.3 Vérifications des résultats ETABS selon le RPA (2003)page 75

Chapitre V Ferrailage des éléments structurauxpage 98

V.1 Ferrailage des poutrespage 98

V.2 Ferrailage des poteauxpage 110

V.3 Ferrailage des voilespage 125

Chapitre VI : Etude de l'infrastructurepage 135

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

Le développement socio-économique conduit à une augmentation voir une explosion démographique nécessitant la construction d'habitations et d'infrastructures industrielles et administratives. Ces exigences incitent le pays à privilégier la construction verticale afin de répondre au souci d'économie de l'espace. Ceci est particulièrement vrai et important pour le nord de l'Algérie et notamment la Kabylie région montagneuse par excellence. Aussi, cette région ne dispose pas d'une assiette foncière exploitable tant pour les habitations que pour les industries et usines.

Aussi notre pays se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, il est de ce fait soumis à une forte activité sismique. Raison pour laquelle il est indispensable de construire en suivant rigoureusement les normes de construction parasismique.

Parmi les exemples les plus concrets sont les tragédies que notre pays a connues notamment le séisme de CHLEF et celui de BOUMERDES. Ce dernier a occasionné beaucoup de dégâts à cause de la négligence des normes de constructions parasismiques.

Il est donc primordial et c'est le cas de notre projet de fin cycle de prendre en considération et de respecter les normes et recommandations parasismiques. Ces normes permettent de rigidifier convenablement les structures.

Rappelons en effet qu'un projet de bâtiment est tenu d'obéir aux faits suivants :

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- L'économie : diminuer le coût de projet ;
- Le confort ;
- L'esthétique.

Face à ces contraintes une problématique s'impose « quels sont les calculs fondamentaux et nécessaires à élaborer afin d'ériger un immeuble ? »

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de six chapitres présentés comme suit :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de l'ouvrage objet de notre étude. Il est ensuite indispensable de procéder à un pré-dimensionnement et d'effectuer une descente de charges pour déterminer les dimensions des éléments constituant notre bâtiment reproduit dans le chapitre II.

Il s'agira de calculer dans le chapitre III, les différents éléments secondaires qui peuvent être calculés indépendamment des éléments porteurs sous leurs propres charges.

Ce travail est suivi de l'analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) (chapitre IV) pour déterminer les efforts internes de la structure, qui seront ensuite utilisés afin de déterminer le ferraillage nécessaire des éléments principaux.

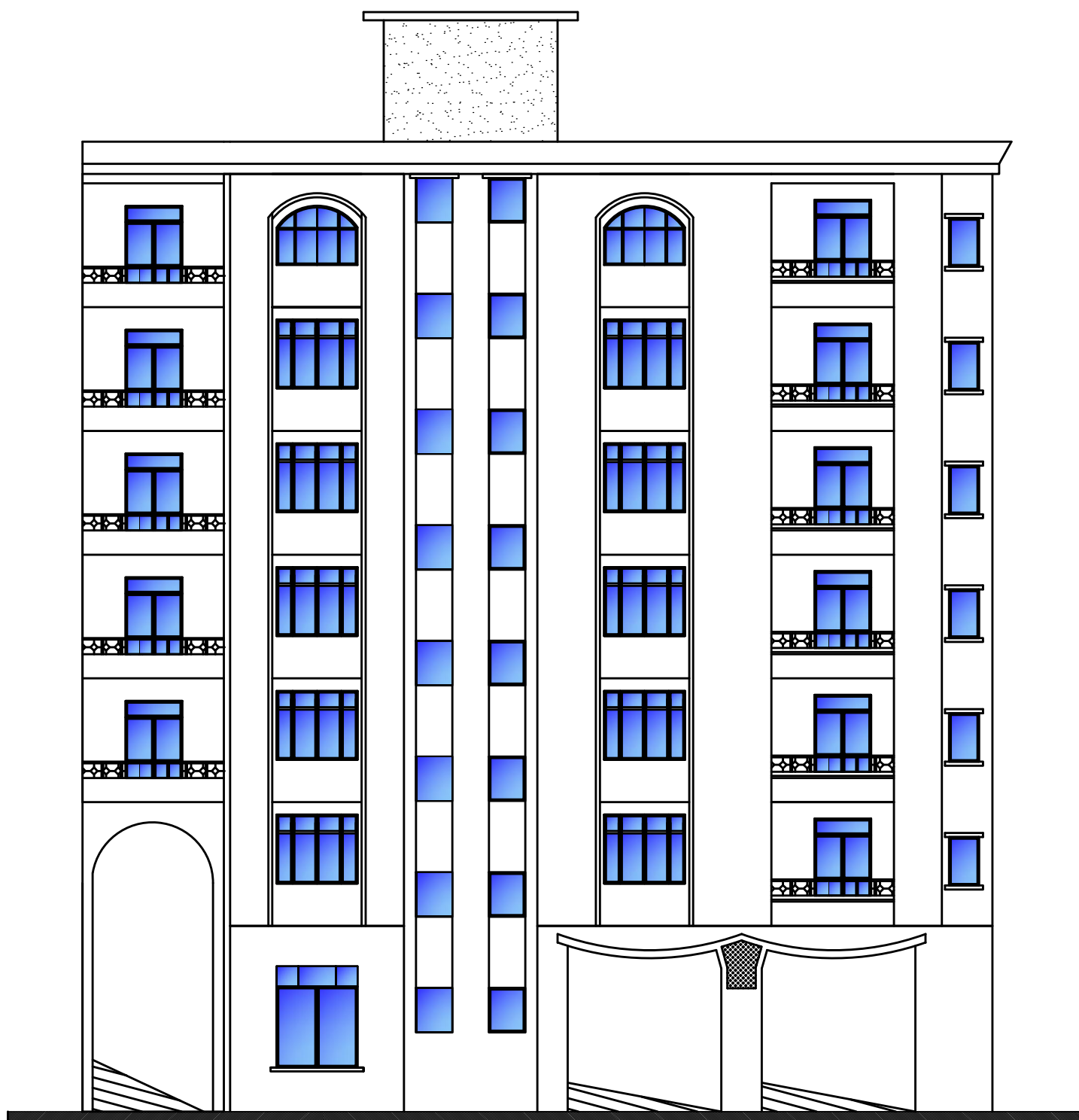
Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire de l'étudier sous l'effet des combinaisons les plus défavorables (chapitre V).

Enfin, un dimensionnement et un ferraillage des fondations sont effectués pour qu'elles supportent la superstructure (chapitre VI).

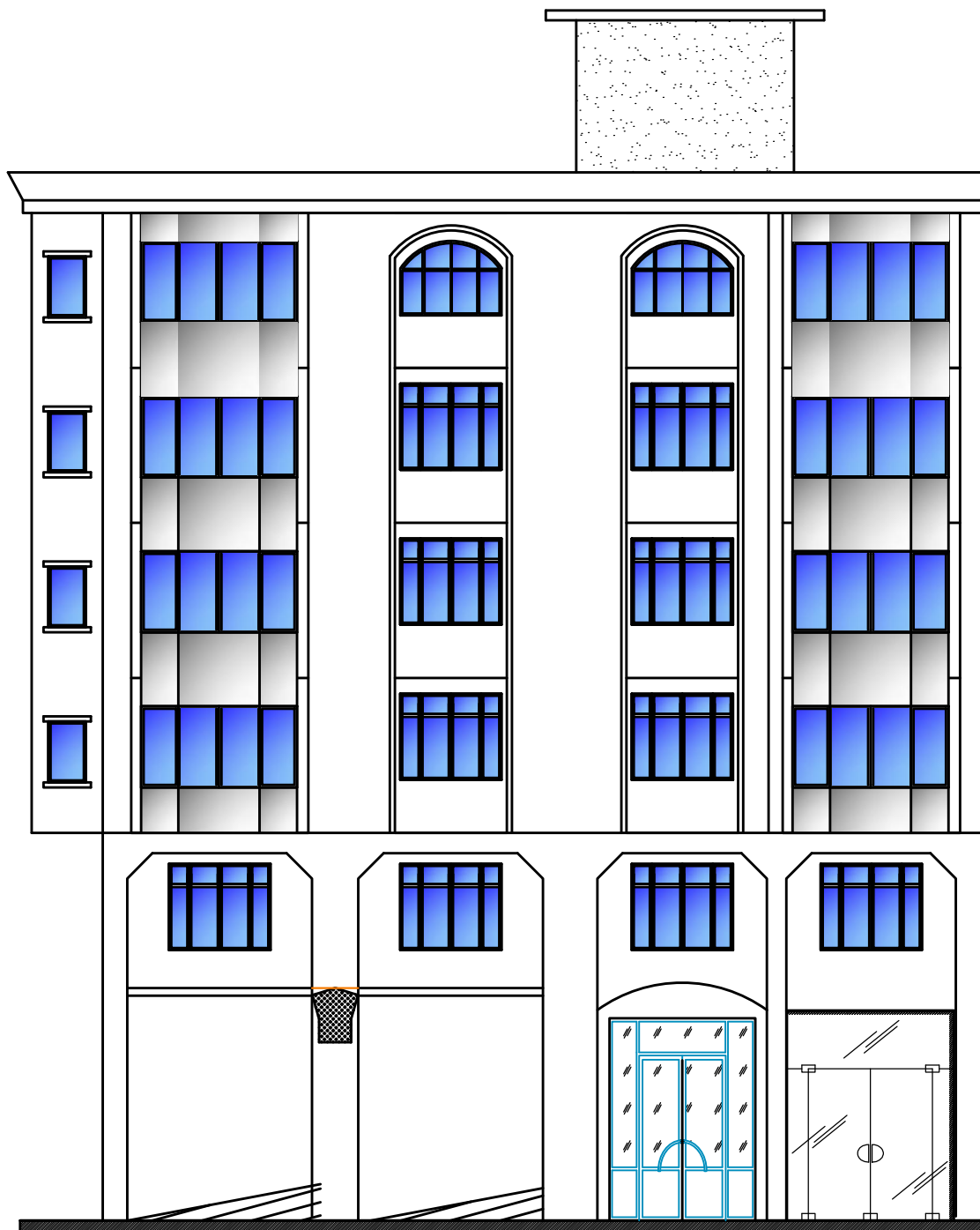
Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferraillage.

CHAPITRE I :

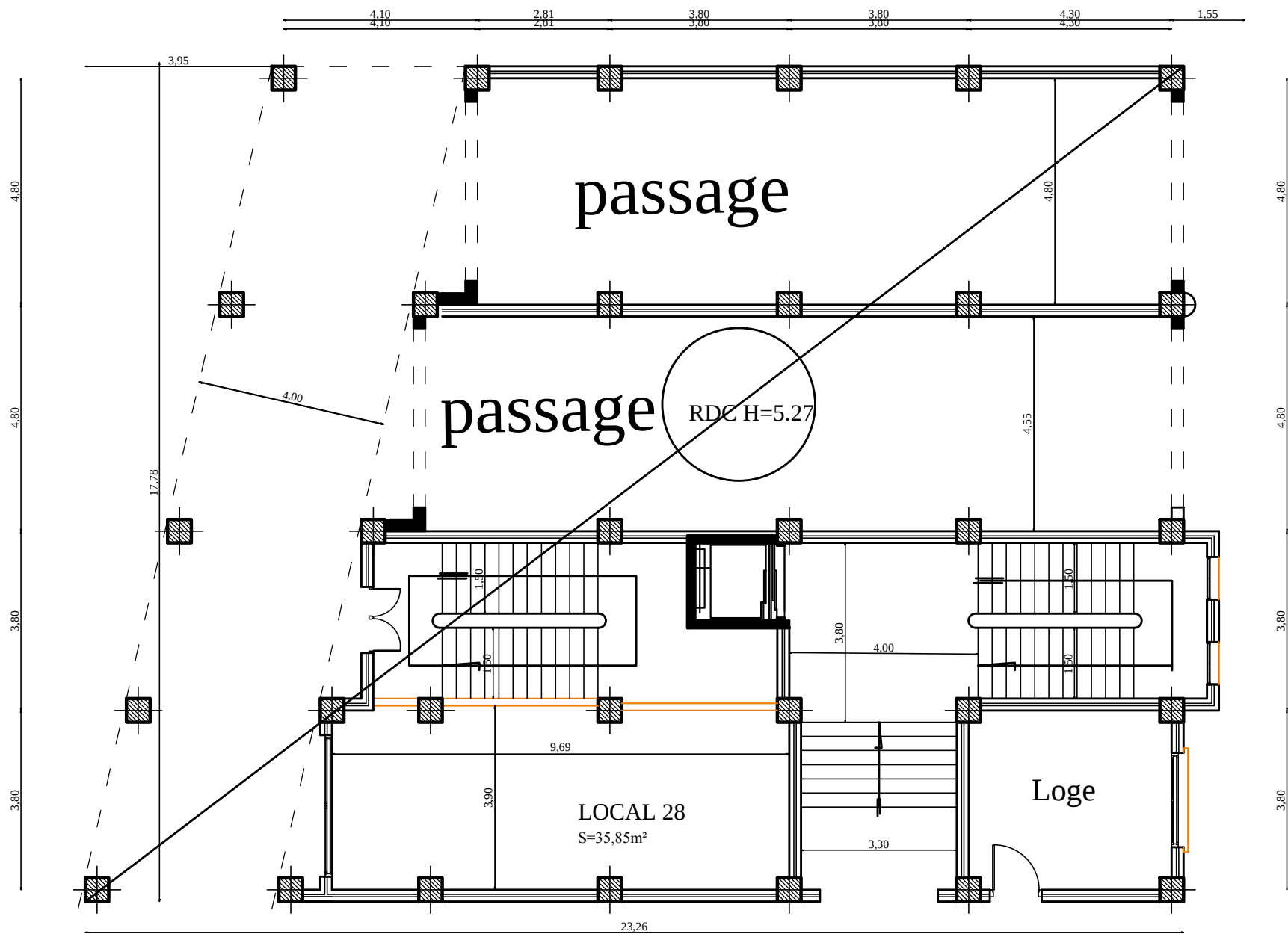
Présentation de l'ouvrage



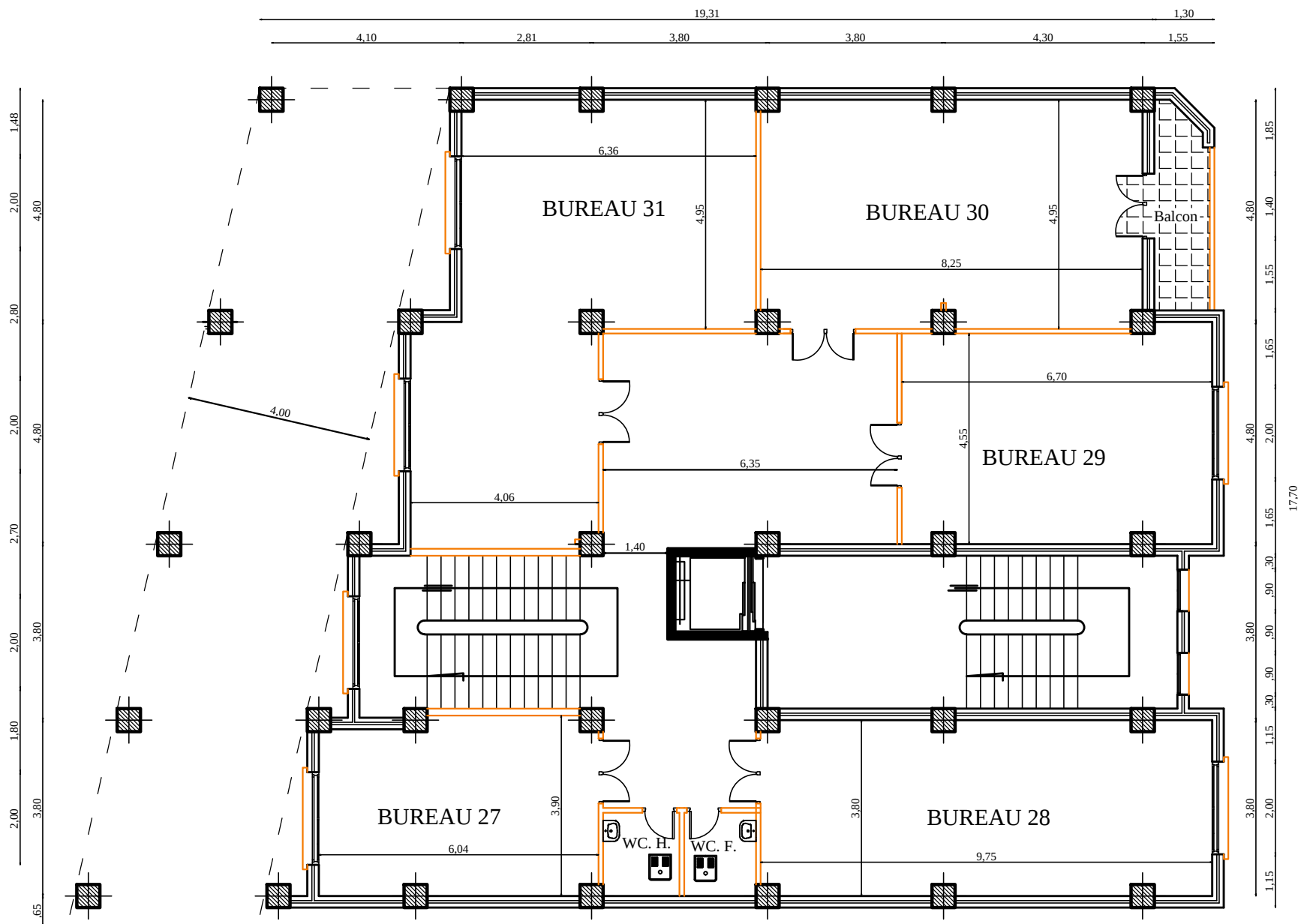
FACADE COUR INTERIEURE



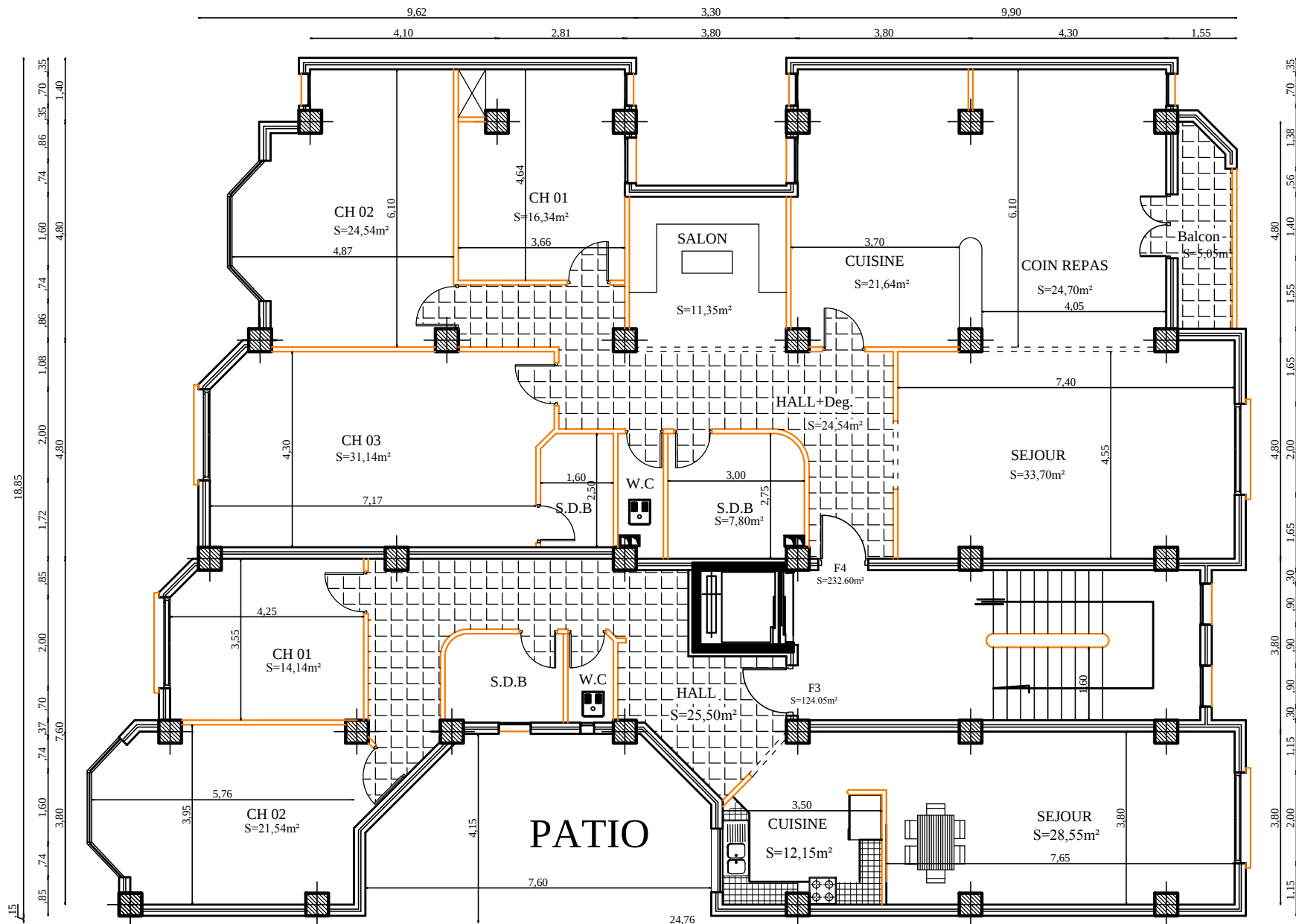
FACADE LATÉRALE GAUCHE



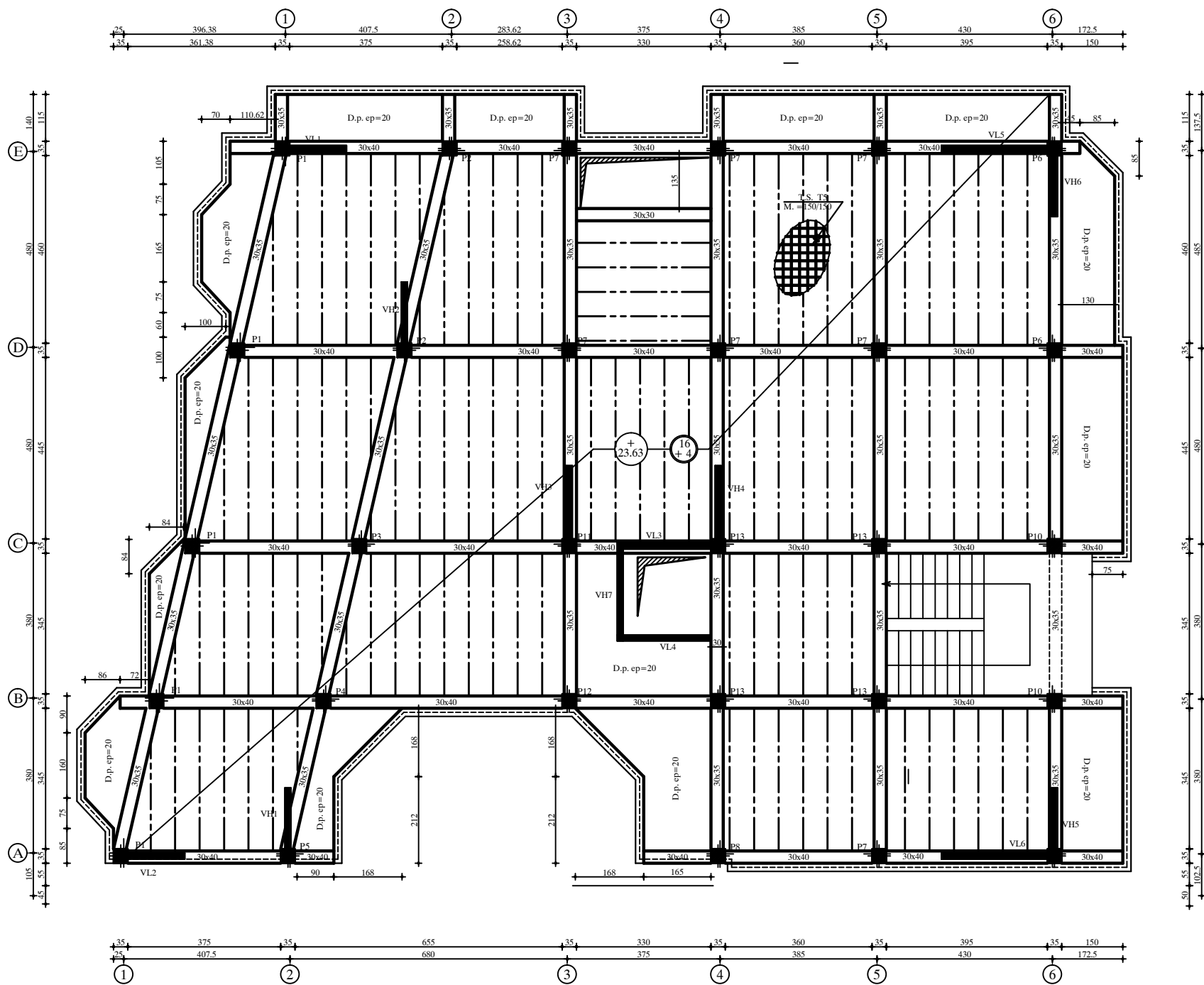
PLAN R-D-C

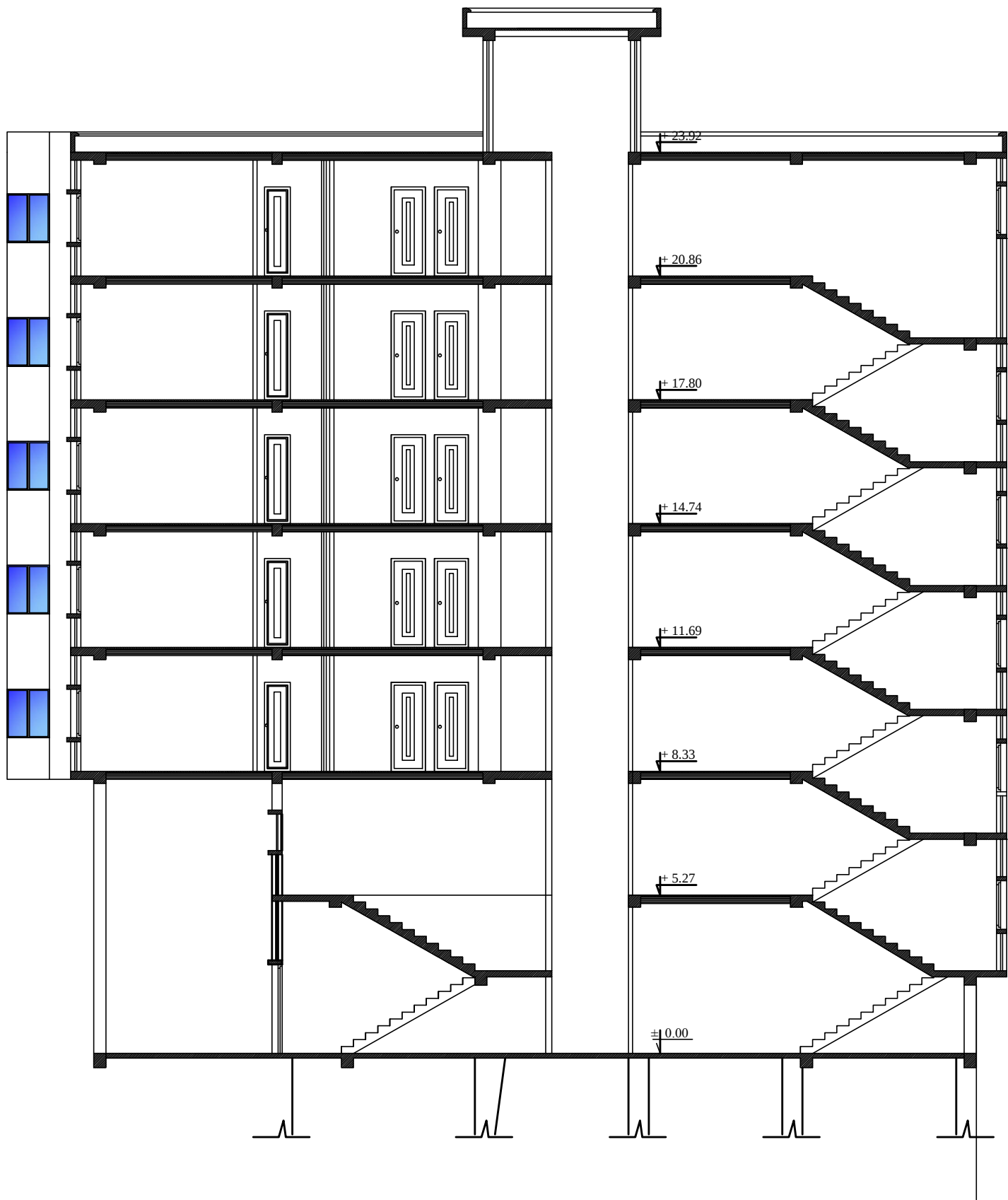


PLAN ETAGE DE SERVICES



PLAN ETAGE COURANT





Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation, de groupe d'usage II. Sa structure est composée d'un rez-de-chaussée et 06 étages, implantée au boulevard KRIM BELAKACEM wilaya Tizi-Ouzou. Cette région est de moyenne sismicité, classée en zone sismique IIa selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Cet ouvrage est composé de :

- Un RDC à usage commercial.
- Un étage de service.
- 05 niveaux à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'ascenseur.
- 03 cages d'escalier.

I.1. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de bâtiment sont :

En élévation

Hauteur de RDC : 5.27 m

Hauteur de l'étage courant: 3.06 m

Hauteur de l'étage de service : 3.06 m

Hauteur totale de bâtiment : 26.69 m

Hauteur de l'acrotère : 0.60 m

En plan

Longueur de bâtiment : 24.4 m

Largeur de bâtiment : 18.81 m

I.2. Règlements utilisés et normes de conception

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** ».
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **BAEL91/modifié 99** ».
- Documents Techniques Règlementaires « **DTR-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I.3.1. L'ossature

L'ouvrage est en ossature composée de portiques (poteaux-poutres) et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens.

I.3.2. Planchers

Deux types de planchers sont prévus dans notre structure:

- Planchers en corps creux pour tous les étages.

- Planchers en dalle pleine en béton armé, prévu dans des parties où le plancher en corps creux ne peut pas être réalisé.

I.3.3. Escaliers

Ce sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni de trois cages d'escaliers réalisées en béton armé coulées sur place.

I.3.4. Maçonnerie

- Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs: Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtements

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.6. L'acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

I.3.7. Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux.

I.3.8. Ascenseur

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulée sur place.

I.3.9. 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.4 Les caractéristiques mécaniques du sol

Notre structure est implantée dans un sol meuble avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$

I.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

I.5.1 Le béton

I.5.1.1 La résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour les jours différents de 28 jours, elle est calculée comme suit :

D'après le (**BAEL91/A.2.1.11**), nous avons :

Pour : $1 \leq j \leq 60$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour : $j > 60$ jours

$$f_j = 1.10 f_{c28}$$

Dans notre étude, la résistance caractéristique à la compression est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.5.1.2 La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, noté f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91/Art A2, 1, 12})$$

Donc dans notre cas, on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$

I.5.1.3 Les Contraintes limites

✓ Etat limite ultime : (Art A.4.3, 41 BAEL 91/ modifiée 99)

Le diagramme contraintes-déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle » montré en figure I-1. La contrainte de compression σ_{bc} est donnée par :

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

γ_b : étant le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation courante

$\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle

θ : étant le coefficient de durée d'application des actions considérées tel que :

$\theta = 1$ Si la durée d'application de combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.

$\theta = 0.85$ Lorsque cette durée d'application de la charge est inférieure à 1h.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée pour $j=28$ jours, $\gamma_b=1.5$, $\theta=1$, ce qui donne $\bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

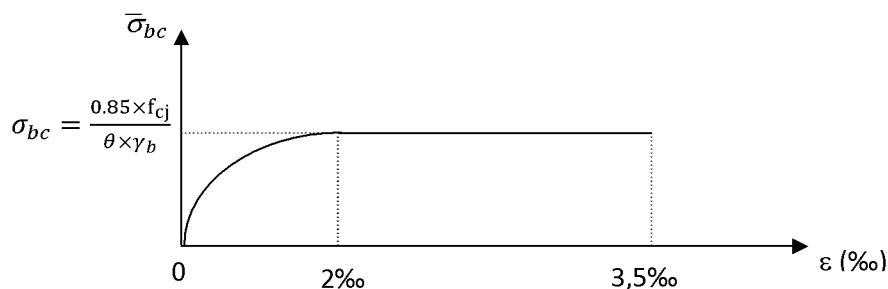


Figure I-1 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU.

✓ Etat limite de service (ELS) (Art A.4.5.2 BAEL 91/ modifié 99).

C'est un état au-delà duquel les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 \times f_{cj}$

A $j=28$ jours, nous avons : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ nous avons $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

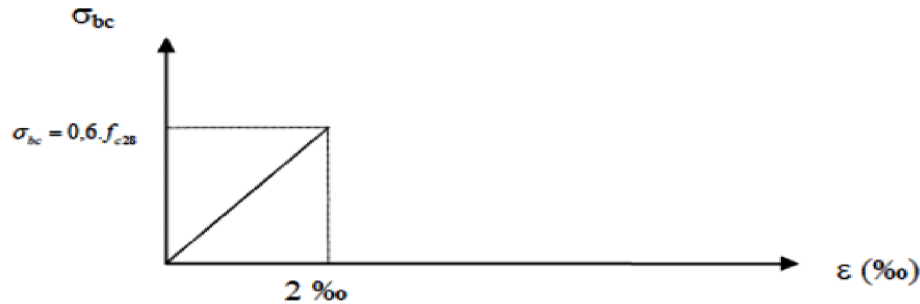


Figure I-2 : Diagramme contraintes - déformation à l'ELS.

✓ Le module d'élasticité longitudinal

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- Le module d'élasticité instantané (**Art A.2.1.21 BAEL91/ modifié 99**), correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieure à 24 heures, à j jours il vaut :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$

- Le module d'élasticité différée (**Art A.2.1.22 BAEL91 /modifiées 99**) : lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$

✓ Le module d'élasticité transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ MPa}$$

Avec

E : Module de Young (Module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

✓ Le coefficient de poisson (**Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99**)

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à :

- $\nu = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

1.5.2 L'acier

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e .

1.5.2.1 Le module d'élasticité longitudinale (Art A.2.2.1 BAEL91 modifié 99).

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

1.5.2.2 Les contraintes limites (Art A.4.3.2 BAEL91 modifié 99)

✓ A l'état limite ultime

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

$\bar{\sigma}_{st}$: La contrainte admissible de l'acier

f_e : La limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

1.5.2.3 La contrainte maximale des armatures tendues (ELS) (Art A.4.5, 32 BAEL91)

- Fissuration peu nuisible : concerne les éléments situés dans des locaux couverts et clos. Dans ce cas, aucune vérification particulière n'est requise.
- Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL91/modifier 99).
Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

f_e : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPa

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimé en MPa

η : Un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

1.5.2.4 Protection des armatures : (Art 7.1 BAEL 91/ modifié 99)

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, 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 :

$c=3$ cm pour les éléments exposés aux intempéries.

$c=2$ cm pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure.

1.6.2.5 Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'aciers	Nomination	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS)	550	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.1 Les planchers

Les planchers de notre structure sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

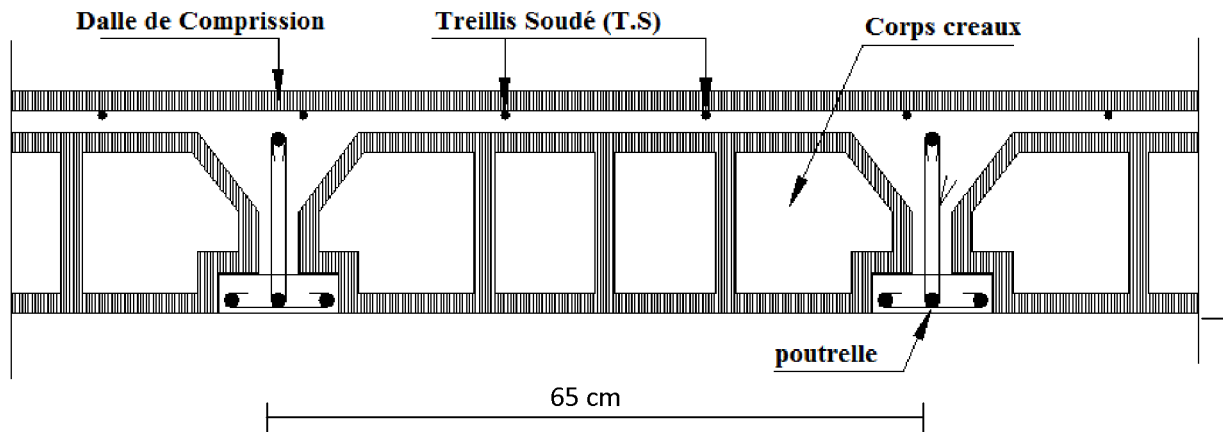


Figure II.1: Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

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

Avec:

h_t : hauteur totale du plancher

L : porte libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles en considérant les dimensions minimales des poteaux égales à celles imposées par le RPA99 modifié 2003.

Dans notre cas : $L = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$, ce qui nous donne:

$h_t \geq \frac{455}{22.5} = 20.22 \text{ cm}$, ainsi on adoptera $h_t = 25 \text{ cm}$, soit un plancher de **(20+5)** qui sera valable pour tous les niveaux.

II.2 Les poutres

En considérant des dimensions minimales pour les poteaux $(b, h) = (25, 25) \text{ cm}$ telles que exigées par le RPA en zone IIa, on aura :

II.2.1 Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

- Hauteur

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

Avec $L_{\max}$: portée libre de la plus longue travée entre nœuds d'appuis.

$$L_{\max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10} \quad \text{Ce qui donne} \quad 31.66 \leq h_t \leq 47.50$$

Soit alors : $h_t = 40 \text{ cm}$

- Largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{Ce qui donne} \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives, on adopte $b = 30 \text{ cm}$

II.2.2 Poutres secondaires

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles.

- Hauteur

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

$$\text{Avec } L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10}$$

$$30.33 \leq h_t \leq 45.50$$

Soit alors : $h_t = 35 \text{ cm}$

- Largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{Ce qui donne} \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

Pour des raisons constructives, on adopte $b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification des conditions exigées par le RPA (Art 7.5.1 du RPA 99 version 2003)

Conditions du RPA	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$	ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	ok
$h/b \leq 4$	$h/b = 1.33$	$h/b = 1.66$	ok

Tableau II.1 : vérification des dimensions des poutres conformément aux exigences du RPA

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

Poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison $(N_s = G + Q)$

Avec :

N_s : effort normal de compression à la base du poteau ;

S : section transversale du poteau ;

G : charge permanente ;

Q : surcharge d'exploitation ;

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera la vérification de la contrainte de compression dans le béton en supposant une section minimale du poteau le plus sollicité donnée par le RPA en zone IIa tel que $(b, h) = (25, 25) \text{ cm}$.

Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité

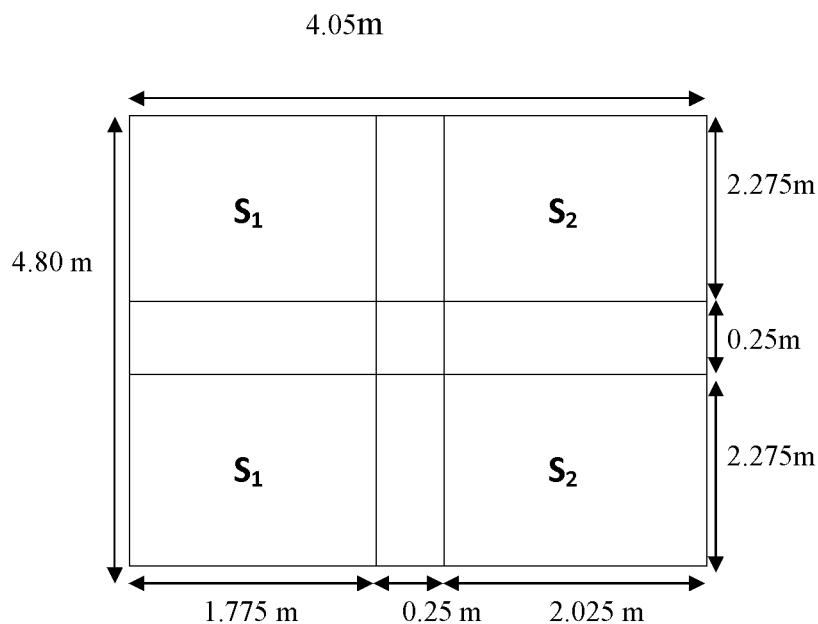


Figure II.2: Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité

$$S_{net} = 2 \times S_1 + 2 \times S_2 = 2 \times (1.775 \times 2.275) + 2 \times (2.025 \times 2.275) = 2 \times (4.038) = 17.288 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = 4.05 \times 4.80 = 19.44 \text{ m}^2$$

*Détermination des charges et surcharges*Charges permanentes :

- Plancher terrasse

N°	Eléments	G (KN/m ²)
1	Gravier de protection	0.35
2	Etanchéité multicouche	0.40
3	Béton en forme de pente	1.00
4	Sable	0.40
5	Mortier de ciment	0.40
6	Plancher à corps creux (20+5)	3.50
7	Enduit plâtre	0.20
		G = 6.25

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

- Plancher d'étage courant

N°	Eléments	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage et mortier de ciment	0.80
2	Couche de sable	0.40
3	Plancher en corps creux (20+5)	3.50
4	Plâtre	0.2
5	Cloison de distribution	0.90
		G = 5.80

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

Surcharges d'exploitation données par le (DTR B.C.2.2) comme suit :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher à étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher du RDC (commercial)	1.50
Escalier	2.50
Balcon	3.50
Acrotère	1.00
Etage service	2.50
Plancher terrasse inaccessible	1.00

Tableau II.4 : Surcharge d'exploitation des différents éléments

Poids propre des éléments revenant au poteau considéré :

Poids propre des poutres

➤ Poutres principales

$$G = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times (1.775 + 2.025) = 11.40 \text{ KN}$$

➤ Poutres secondaires

$$G = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times (2.275 + 2.275) = 11.94 \text{ KN}$$

Poids propre des planchers:

➤ Plancher terrasse

$$G = 17.288 \times 6.25 = 108.05 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage courant

$$G = 17.288 \times 5.80 = 100.27 \text{ KN}$$

➤ Poids propre des poteaux :

$$G_{RDC} = (0.25 \times 0.25) \times 25 \times 5.27 = 8.234 \text{ KN}$$

$$G_{\text{etage}} = (0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage:

Loi de dégression des charges d'exploitation selon le D.T.R.B.C.22 s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

niveaux	opération	Résultats [KN]
6	$Q_0=19.44$	19.440
5	$Q_0+Q_1=19.44+29.16$	48.600
4	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=19.44+0.95 (2 \times 29.16)$	74.844
3	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2 +Q_3)=19.44+0.90 (3 \times 29.16)$	98.172
2	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=19.44+0.85 (4 \times 29.16)$	118.584
1	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=19.44+0.80 (5 \times 29.16)$	136.080
RDC	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=19.44+0.75 (5 \times 29.16+2 \times 48.60)$	201.690

Tableau II.5 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	G _{Plancher}	G _{Poutres}	G _{Poteaux}	G _{Total}	G _{Cumm}	Q _{plan}	Q _{cumm}	N=G _c +Q _c
6	108.05	23.340	0	131.390	131.390	19.440	19.440	150.83
5	100.27	23.340	4.871	128.481	259.871	29.160	48.600	308.471
4	100.27	23.340	4.871	128.481	388.352	29.160	74.844	463.196
3	100.27	23.340	4.871	128.481	516.833	29.160	98.172	615.005
2	100.27	23.340	4.871	128.481	645.314	29.160	118.584	763.898
1	100.27	23.340	4.871	128.481	773.795	29.160	136.080	909.875
RDC	100.27	23.340	8.243	128.481	902.276	48.600	201.690	1103.966

Tableau II.6 : Charges des poteaux

Vérification de la contrainte pour la section minimale du poteau :

$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} = \frac{1103}{25 \times 25} = 17.6 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée, la section minimale du poteau est insuffisante.

- Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant exigé par le RPA 99 modifié 2003

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

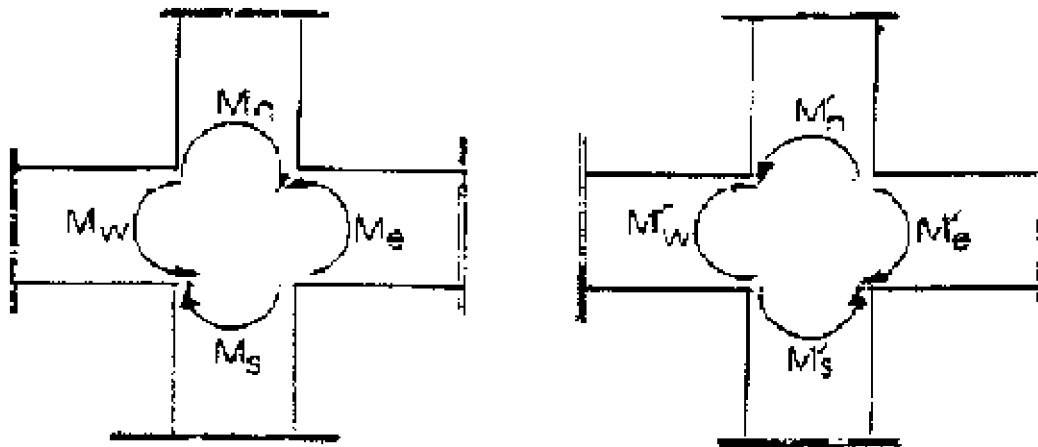


Figure II.3 : dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

RPA99 version 2003(Art 7.6.2)

Il s'en suit:

$$\frac{\sigma_{I_n}}{v_n} + \frac{\sigma_{I_s}}{v_s} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma_{I_w}}{v_w} + \frac{\sigma_{I_e}}{v_e} \right) \quad (1)$$

 $\bar{\sigma} = 15$ MPa (la contrainte admissible du béton) $v = \frac{h}{2}$ (Distance par rapport à l'axe neutre)

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{moment d'inertie})$$

En considérant le Poteau du rez de chaussée

On a: $I_n = I_s = I_{\text{pot}}$

$$I_w = I_e = I_{\text{pout}}$$

Donc, l'équation(1) sera comme suite:

$$\frac{I_{\text{pot}}}{v_{\text{pot}}} \geq 1.25 \frac{I_{\text{pout}}}{v_{\text{pout}}}$$

La section des poutres sera la même dans le même sens (telle qu'elle est prise au Pré-dimensionnement) c'est-à-dire $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ dans le sens longitudinal dont l'inertie des poutres est plus importante. Vérifions en suite pour un poteau carré de section $(b \times h)$

$$\frac{b^4}{12 \times \frac{b}{2}} \geq 1.25 \frac{30 \times 40^3}{12 \times 20} = 10^4$$

$$\frac{b^3}{6} \geq 10^4$$

D'où : $b \geq 39.148 \text{ cm}$

Alors, on opte pour les sections suivantes :

RDC et étage service : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Etages courants : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Vérification des exigences du RPA :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions **de l'article 7.4.1 du RPA99 version 2003** suivantes :

- 1) $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa
- 2) $\text{Min}(b, h) > \frac{h_e}{20}$
- 3) $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

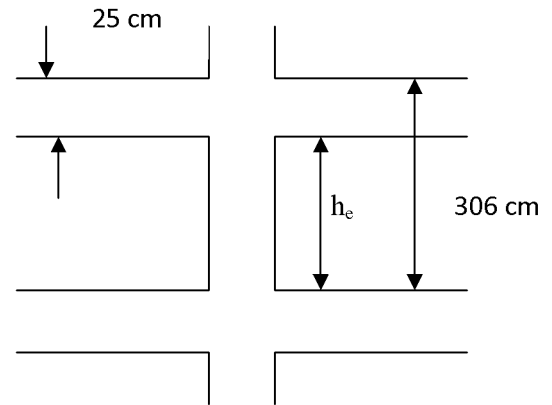
La première condition est vérifiée pour toutes les sections choisies

Concernant la deuxième condition, nous avons :

$$h_e = 306 - 50 = 256$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.80$$

Condition vérifiée



Pour ce qui est de la troisième condition, elle est vérifiée pour toutes les sections des poteaux adoptées.

Vérification au flambement : (BAEL 91 Art B8.4.1)

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ Avec}$$

λ : Élancement du poteau

L_f : longueur de flambement avec $L_f = 0.7 L_o$

L_o : hauteur libre du poteau

i : Rayon de giration donné par $i = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

S : section transversale du poteau égale à $b \times h$

L_o : Longueur libre du poteau

Donc on aura : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 L_0}{h}$

- Poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$L_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{2.423 \times 306}{40} = 18.535 < 50$$

- Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour :

$$L_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{2.423 \times 306}{45} = 16.476 < 50$$

- Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour :

$$L_0 = 5.27 \text{ cm} \rightarrow \lambda = \frac{2.423 \times 527}{45} = 28.376 < 50$$

Toutes les valeurs de « λ » sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.

II.4 Les voiles : (A7.7.1 RPA99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le **RPA 99 version 2003, Art 7.7.1** : sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante $l \geq 4 a$

Avec l : portée min du voile

a : épaisseur du voile

L'épaisseur minimal est de 15 cm . De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

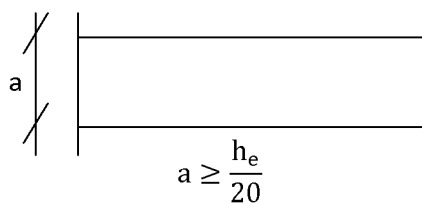


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan

RDC :

$$h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 527 - 25 = 502 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{502}{20} = 25.10 \text{ cm}$$

On prend : **a = 25 cm**

Les étages courants :

$$h_e = h - e_p \quad \rightarrow \quad h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

On prend **a = 20 cm**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur ***l*** doit être au moins égale 4 fois son épaisseur.

$$l_{min} > 4a = 100 \text{ cm} \quad \text{Pour le RDC}$$

$$l_{min} > 4a = 80 \text{ cm} \quad \text{Pour les étages courants.}$$

Donc : Nous avons adopté une épaisseur de 25 cm pour tous les étages.

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Calcul des planchers

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité (étage de service).

III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 5 cm d'épaisseur est coulée sur place. Elle sera armée d'un treillis soudé qui doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL91 art. B.6.8, 423) qui sont :

- **20 [cm]** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- **33 [cm]** : pour les armatures parallèles aux nervures.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq l \leq 80[\text{cm}], l : \text{étant l'entre axe des poutrelles}$$

Dans notre cas : $l = 65\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T_5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement : $e = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5T_5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement : $e=20 \text{ cm}$

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

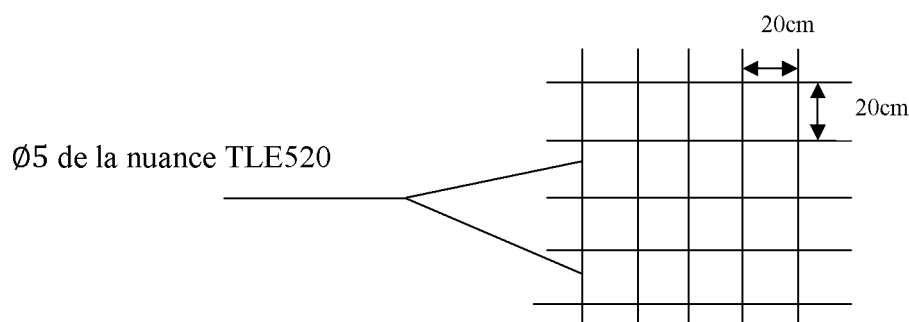


Figure III.1.2 : treillis soudés (200 × 200)

III.1.2 Etude 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 dalle 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 l'ouvrier.

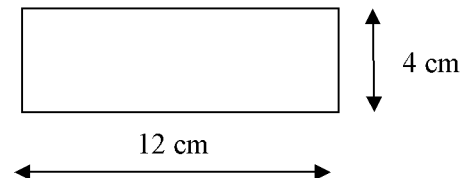
Dimensions de la section de calcul

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

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

$c = 2 \text{ cm}$: Enrobage

$d = 2 \text{ cm}$: Hauteur utile



Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids propre de corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Poids total: $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation (Poids de l'ouvrier) :

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

Ferraillage à l'ELU

Combinaison de charge

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

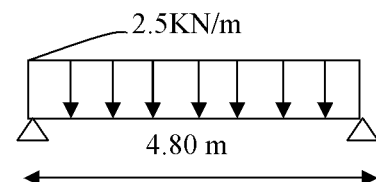
$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2.50 \times \frac{(4.80)^2}{8} = 7.20 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T_u = q_u \times \frac{L}{2} = 2.50 \times \frac{4.80}{2} = 6.0 \text{ KN}$$



Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.20}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 10.563$$

$$\mu = 10.563 > 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Remarque :

Les dimensions de la poutrelle ne permettent pas de 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 ces armatures de compression ne soient pas nécessaires.

b. Après le coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles

Dimensionnement :

$b = 65\text{cm}$: Distance entre axes de deux poutrelles

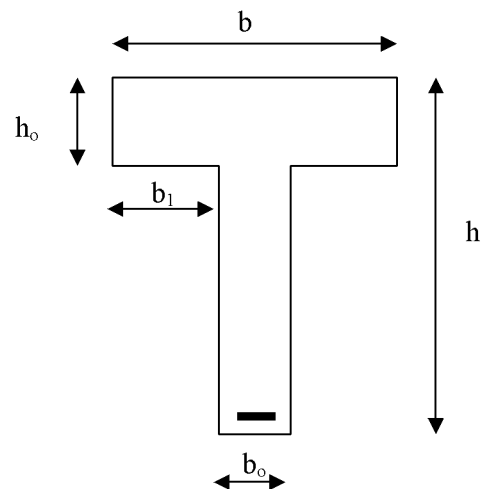
$h = (20 + 5)$: Hauteur totale du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: Largeur de la poutrelle

$h_0 = 5\text{ cm}$: Épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

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



Charges permanentes et les charges d'exploitation revenant aux poutrelles de l'étage courant :

- Poids propre du plancher : $G = 5.80 \times 0.65 = 3.77\text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation

Etage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975\text{ KN/ml}$

Etage de service : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63\text{ KN/ml}$

Combinaison de charges

➤ *Plancher à usage d'habitation :*

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.77) + 1.5 (0.975) = 6.552\text{ KN/ml}$

A l'ELS: $q_s = G + Q = 3.77 + 0.975 = 4.745\text{ KN/ml}$

➤ *Plancher à usage de service :*

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.77) + 1.5 (1.63) = 7.534\text{ KN/ml}$

A l'ELS: $q_s = G + Q = 3.77 + 1.63 = 5.4\text{ KN/ml}$

Remarque :

Vu la différence des surcharges entre l'étage courant et l'étage de service, on effectuera le calcul le plus défavorable. Pour notre cas, on considère l'étage de service.

Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la poutre continue peut se faire avec l'une des méthodes disponibles selon la satisfaction de leurs conditions d'application.

Méthode forfaitaire (Art B.6.2, 210 BAEL 91 modifié 99)

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les conditions suivantes :

- La valeur de la charge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Dans notre cas: $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ pour l'étage de service

$$2G = 2 \times 5.80 = 11.60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max (11.60; 5 \text{ KN/m}^2) \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (condition vérifiée).
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (Condition vérifiée).
- Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

❖ Poutrelle 1 :

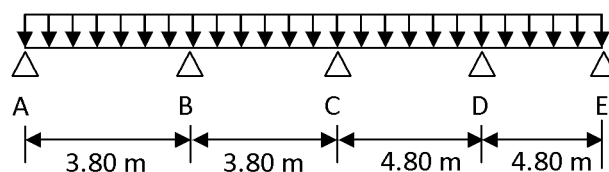


Figure III.1.3: schéma de calcul de la poutrelle 1

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.80}{3.80} = 1.00 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.80}{4.80} = 0.80 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{L_3}{L_4} = \frac{4.80}{4.80} = 1.00 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

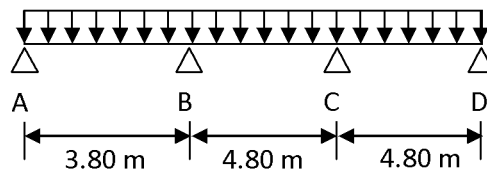
Poutrelle 2 :

Figure III.1.3: schéma de calcul de la poutrelle 2

$$0.8 \leq \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.80}{4.80} = 0.80 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{L_2}{L_3} = \frac{4.80}{4.80} = 1.00 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_o dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

M_o : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moment isostatique) M_w, M_e

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

α : Rapport des charges d'exploitations (Q) à la somme des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitations (Q) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Les valeurs M_w, M_e, M_t , prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ 1.05\alpha ; (1 + 0.3\alpha) \} M_o$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_o \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_o \quad \text{dans une travée de rive}$$

$M_e \geq 0.6M_o$ et $M_w \geq 0.6M_o$: Sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées

$M_e \geq 0.5M_o$ et $M_w \geq 0.5M_o$: Sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_e \geq 0.4M_o$ et $M_w \geq 0.4M_o$: Sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Efforts tranchants

$$T_i = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec } \theta_i = \frac{qL_i}{2}$$

M_i et M_{i+1} : moments aux appuis « i » et « i+1 » respectivement en valeurs algébriques.

θ_i : Effort tranchant de la travée isostatique.

$$T_i = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad ; \quad T_{i+1} = -\frac{q_u \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Application de la méthode

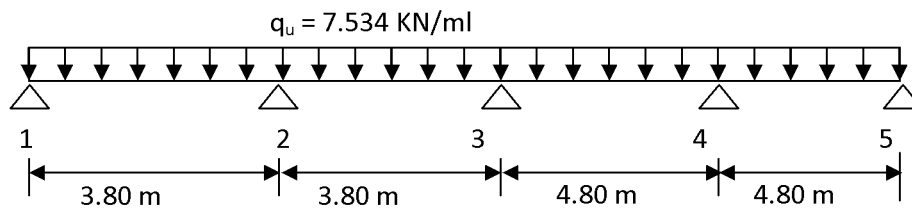
Calcul du rapport de charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.63}{1.63+3.77} = 0.301$$

Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Type 1: poutre à 04 travées

➤ Moment :



- Calcul des moments isostatiques M_{0i}

$$M_{0(1-2)} = M_{0(2-3)} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7.534 \times 3.80^2}{8} = 13.598 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = M_{0(4-5)} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{7.534 \times 4.80^2}{8} = 21.697 \text{ KN.m}$$

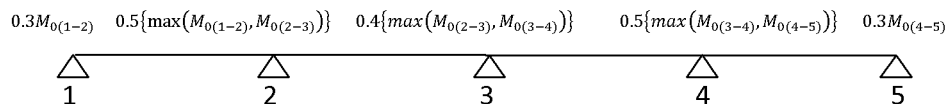


Figure III.2 valeur des moments aux appuis

Moments aux appuis

$$M_1 = 0.3 \times 13.598 = 4.079 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(13.598; 13.598) = 0.5 \times 13.598 = 6.799 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(13.598; 21.697) = 0.4 \times 21.697 = 8.678 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \max(21.697; 21.697) = 0.5 \times 21.697 = 10.848 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 \times 21.697 = 6.509 \text{ KN.m}$$

Moments en travée**Etude de la travée de rive 1-2**

$$M_{t(1-2)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_{0(1-2)}; 1.05\alpha M_{0(1-2)}]$$

$$\geq \max[1.090; 0.316] M_{0(1-2)} = 1.090 M_{0(1-2)}$$

$$M_{t(1-2)} + \frac{4.079 + 6.799}{2} \geq 1.090 M_{0(1-2)}$$

$$M_{t(1-2)} \geq -5.439 + (1.090 \times 13.598) = 9.382 \text{ KN.m}$$

Et

$$M_{t(1-2)} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0(1-2)}$$

$$M_{t(1-2)} \geq 0.645 M_{0(1-2)} = 0.645 \times 13.598 = 8.770 \text{ KN.m}$$

Par conséquent on retient $M_{t(1-2)} = 9.382 \text{ KN.m}$ **Etude de la travée intermédiaire 2-3**

$$M_{t(2-3)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_{0(2-3)}; 1.05M_{0(2-3)}]$$

$$\geq \max[1.090; 0.316] M_{0(2-3)} = 1.090 M_{0(2-3)}$$

$$M_{t(2-3)} + \frac{6.799 + 8.678}{2} \geq 1.090 M_{0(2-3)}$$

$$M_{t(2-3)} = -7.738 + (1.090 \times 13.598) = 7.083 \text{ KN.m}$$

et

$$M_{t(2-3)} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0(2-3)} \quad (\text{Travée intermédiaire})$$

$$M_{t(2-3)} \geq 0.545 M_{0(2-3)} = 0.545 \times 13.598 = 7.410 \text{ KN.m}$$

Par conséquent on retient $M_{t(2-3)} = 7.410 \text{ KN.m}$ **Etude de la travée intermédiaire 3-4**

$$M_{t(3-4)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_{0(3-4)}; 1.05M_{0(3-4)}]$$

$$\geq \max[1.090; 0.316] M_{0(3-4)} = 1.090 M_{0(3-4)}$$

$$M_{t(3-4)} + \frac{8.678 + 10.848}{2} \geq 1.090 M_{0(3-4)}$$

$$M_{t(3-4)} = -9.763 + (1.090 \times 21.697) = 13.886 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} \geq 0.545 M_{0(3-4)} = 0.545 \times 21.697 = 11.824 \text{ KN.m}$$

Par conséquence on retient $M_{t(3-4)} = 13.889 \text{ KN.m}$

- Etude de la travée de rive 4-5

$$M_{t(4-5)} + \frac{10.848 + 6.509}{2} \geq 1.090 M_{0(4-5)}$$

$$M_{t(4-5)} = -8.687 + (1.090 \times 21.697) = 14.962 \text{ KN.m}$$

et

$$M_{t(4-5)} \geq 0.645 M_{0(4-5)} = 0.649 \times 21.697 = 14.081 \text{ KN.m}$$

Par conséquence on retient $M_{t(4-5)} = 14.962 \text{ KN.m}$

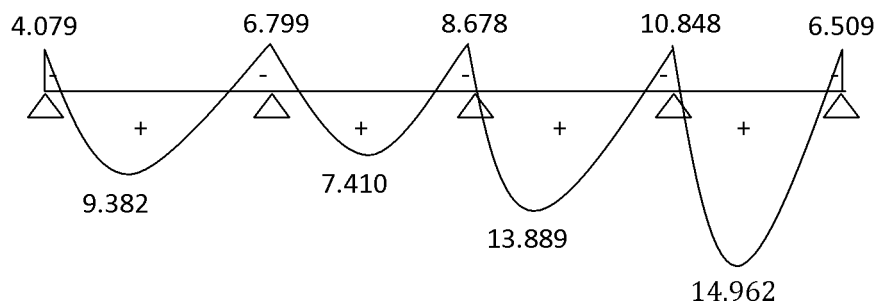


Figure III.1.5: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

➤ Efforts tranchants

$$T_i = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} ; \quad T_{i+1} = -\frac{q_u \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2

$$T_1 = \frac{7.534 \times 3.80}{2} + \frac{6.799 - 4.079}{3.80} = 15.029 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7.534 \times 3.80}{2} + \frac{6.799 - 4.079}{3.80} = -13.599 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_2 = \frac{7.534 \times 3.80}{2} + \frac{8.678 - 6.799}{3.80} = 14.808 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7.534 \times 3.80}{2} + \frac{8.678 - 6.799}{3.80} = -13.820 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$T_3 = \frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{10.848 - 8.678}{4.80} = 18.533 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{10.848 - 8.678}{4.80} = -17.629 \text{ KN}$$

Travée 4-5

$$T_4 = \frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{6.509 - 10.848}{4.80} = 17.181 \text{ KN}$$

$$T_5 = -\frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{6.509 - 10.848}{4.80} = -18.981 \text{ KN}$$

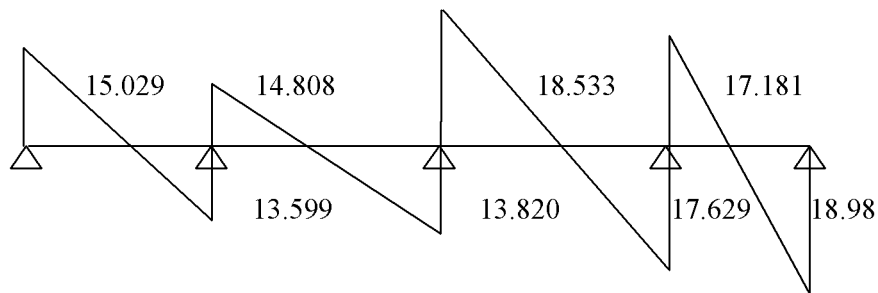
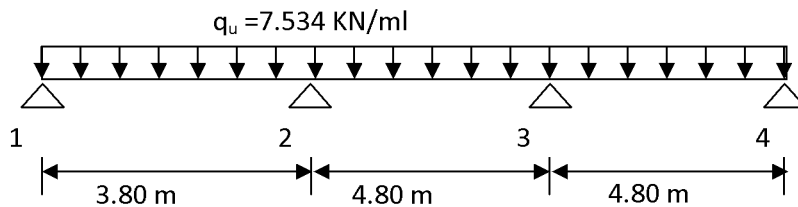


Figure III.1.6: diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Etude de la poutrelle de Type2 : poutre à 03 travées**Calcul des moments isostatiques M_0**

$$M_{0(1-2)} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.534 \times 3.80^2}{8} = 13.598 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = M_{0(3-4)} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.534 \times 3.80^2}{8} = 21.697 \text{ KN.m}$$

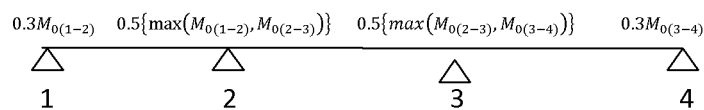


Figure III.3. Valeurs des moments aux appuis

Moments sur appuis

$$M_1 = 0.3 \times 13.598 = 4.079 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(13.598; 21.697) = 0.5 \times 21.697 = 10.848 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \max(21.697; 21.697) = 0.5 \times 21.697 = 10.848 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3 \times 21.697 = 6.509 \text{ KN.m}$$

Moment en travée**Travée de rive 1-2**

$$M_{t(1-2)} + \frac{M_w + M_E}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_{0(1-2)}; 1.05\alpha M_{0(1-2)}]$$

$$M_{t(1-2)} + \frac{M_w + M_E}{2} \geq \max[1.090; 0.316] M_{0(1-2)} = 1.090 M_{0(1-2)}$$

$$M_{t(1-2)} + \frac{4.079 + 10.848}{2} \geq 1.090 M_{0(1-2)}$$

$$M_{t(1-2)} \geq -7.463 + (1.090 \times 13.598) = 7.358 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0(1-2)}$$

$$M_{t(1-2)} \geq 0.645 M_{0(1-2)} = 0.645 \times 13.598 = 8.811 \text{ KN.m}$$

Par conséquence on retient $M_{t(1-2)} = 8.811 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 2-3

$$M_{t(2-3)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_{0(2-3)}; 1.05M_{0(2-3)}]$$

$$M_{t(2-3)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.090; 0.316] M_{0(2-3)} = 1.090 M_{0(2-3)}$$

$$M_{t(2-3)} + \frac{10.848 + 10.848}{2} \geq 1.090 M_{0(2-3)}$$

$$M_{t(2-3)} = -10.848 + (1.090 \times 21.697) = 12.801 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0(2-3)}$$

$$M_{t(2-3)} \geq 0.545 M_{0(2-3)} = 0.545 \times 21.697 = 11.824 \text{ KN.m}$$

Par conséquence on retient $M_{t(2-3)} = 12.801 \text{ KN.m}$

Travée de rive 3-4

$$M_{t(3-4)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_{0(3-4)}; 1.05M_{0(3-4)}]$$

$$M_{t(3-4)} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[1.090; 0.316] M_{0(3-4)} = 1.090 M_{0(3-4)}$$

$$M_{t(3-4)} + \frac{10.848 + 6.509}{2} \geq 1.090 M_{0(3-4)}$$

$$M_{t(3-4)} = -8.678 + (1.090 \times 21.697) = 14.971 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0(3-4)}$$

$$M_{t(3-4)} \geq 0.645 M_{0(3-4)} = 0.645 \times 21.697 = 13.994 \text{ KN.m}$$

Par conséquent on retient $M_{t(2-3)} = 14.971 \text{ KN.m}$

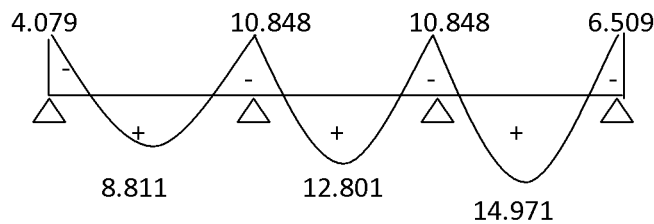


Figure III.1.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Efforts tranchants

$$T_i = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} ; \quad T_{i+1} = -\frac{q_u \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2

$$T_1 = \frac{7.534 \times 3.80}{2} + \frac{10.848 - 4.079}{3.80} = 16.095 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7.534 \times 3.80}{2} + \frac{10.848 - 4.079}{3.80} = -12.533 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_2 = \frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{10.848 - 10.848}{4.80} = 18.081 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{10.848 - 10.848}{4.80} = -18.081 \text{ KN}$$

Étude de la travée 3-4

$$T_3 = \frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{6.509 - 10.848}{4.80} = 17.181 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{7.534 \times 4.80}{2} + \frac{6.509 - 10.848}{4.80} = -18.981 \text{ KN}$$

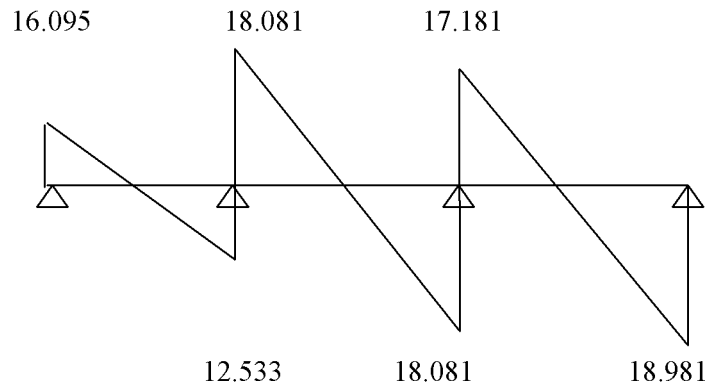


Figure III.1.9: diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Remarque : un moment maximale d'une valeur de 14.971 KN.m est trouvé dans la travée 2-3 de la poutrelle de type 2, alors on adoptera le ferrailage trouvé dans cette travée pour toutes les poutrelles de tous les niveaux.

Ferrailage à l'ELU

Armatures longitudinales

En travée

$$M_{\max}^t = 14.971 \text{ KN.m}$$

Le moment qui serait équilibré par la table seule, de largeur b , supposée uniformément comprimée à la contrainte f_{bu} sur sa hauteur h_0 , est :

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 94.607 \text{ KN.m}$$

$M_u^t = 14.971 < M_{Tu} = 94.607 \text{ KN.m} \rightarrow$ La table est surabondante pour équilibrer le moment agissant ; la zone comprimée a une forme rectangulaire, et le calcul se ramène à la détermination des armatures d'une section rectangulaire de largeur égale à la largeur b de la table de compression.

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.971 \times 10^3}{65 \times 23^2 \times 14.2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Donc la section est simplement armée donc } A'_s = 0$$

$$\mu = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.971 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 348} = 1.898 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc une section rectangulaire

$$M_{max}^a = 10.848 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b_0 \times d \times f_{bu}} = \frac{10.848 \times 10^3}{12 \times 23^2 \times 14.2} = 0.120$$

$\mu = 0.120 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.196 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{sa} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.848 \times 10^3}{0.994 \times 23 \times 348} = 1.363 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sa} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

Section minimale d'armatures d'âme : (**Art A.5.1, 22/BAEL91 modifiée 99**)

Si on désigne par A_t la section d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales (cadres)

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

$$S_t \leq \min \{0.9 \times 23; 40 \text{ cm}\} = 20.7 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Possibilité de bétonnage correcte : (**Art. A.7.2, 2/BAEL91 modifiée 99**)

Le diamètre d'âme d'une poutre est au plus égal à :

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

Avec $\phi_l^{\max}$: diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_l^{\max} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$\phi = \min \left(\frac{25}{35}; 1.0; \frac{12}{35} \right) = 0.71 \text{ cm} = 7.1 \text{ mm}$$

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

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **T8** avec un espacement constant **$S_t=20$ cm** sur la totalité des poutrelles.

Calcul de l'ancrage

Ancrage rectiligne : (**Art .A.6.1, 23BAEL91 modifier99**)

Les barres rectilignes de diamètre $\emptyset$ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression:

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa (Art .A.6.1, 21BAEL91 modifier99)}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 $\rightarrow l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99**)

$$l_c = 0.4 l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

III.1.3 Vérifications à L'ELUa. Vérification à la condition de non fragilité : (Art A 4.2 ,1/BAEL 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur « b » armée d'une section « A_s », cette condition s'exprime par :

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

En travée

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 23 \times 2.1}{400} = 1.805 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$A_{sa} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 23 \times 2.1}{400} = 0.333 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Justification sous sollicitation de l'effort tranchant : (Art A.5.1 ,1 BAEL91 modifié 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 tangentielle τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec } V_u = 18.981 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.981 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.687 \text{ MPa}$$

Et

$$\tau_u = \min \left\{ \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc } : \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.687 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

c. Etat ultime des armatures d'âme : (Art A.5.1, 23 BAEL91 modifié 99)

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{min} = \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 S_{t2}}{0.9 f_e}$$

$$A_{min} = \frac{1.15(0.687 - 0.3 \times 2.1) \times 12 \times 20}{0.9 \times 400} = 0.0437 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.24 \geq A_{min}$$

Condition vérifiée

d. Etat limite de l'effort tranchant du béton de l'âme : (Art A.5.1, 21 BAEL91 modifié 99)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte τ_u doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.878 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

e. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/ BAEL 91 modifiée 99)

Pour les appuis simples d'about, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times a \times b_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 23 \times 12 = 165.6 \text{ KN}$$

a : Longueur d'appui de la bielle tel que $a \leq 0.9 d$

$$V_u = 18.981 \text{ KN} < 165.6 \text{ KN}$$

→

Condition vérifiée

f. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement (1.5 pour les aciers H .A)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$V_u = 18.981 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{18.981 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.20} = 0.973 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.973 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

III.1.4 Vérification à l'ELS

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u).

Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$\alpha = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.745}{7.534} = 0.629$$

Moments fléchissant

En travée

$$\text{Pour la travée (1-2) : } M_{1-2} = 8.811 \times \alpha = 5.542 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour la travée (2-3) : } M_{2-3} = 12.801 \times \alpha = 8.051 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour la travée (3-4) : } M_{3-4} = 14.971 \times \alpha = 9.416 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_1 = 4.079 \times \alpha = 2.565 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = 21.697 \times \alpha = 13.647 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 6.509 \times \alpha = 4.094 \text{ KN.m}$$

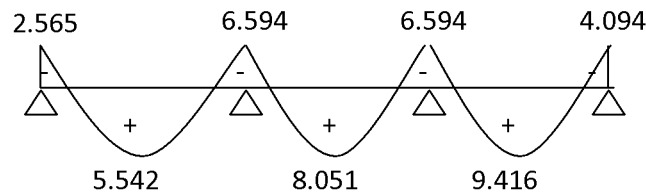


Figure III.1.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'application des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

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

b. Etat limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

zone	M_s (KN. m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	6.594	1.57	0.56	0.887	29.445	205.872	6.991	15
Travée	9.416	2.35	0.85	0.868	22.91	200.701	8.760	15

Tableau III.1.12 : Calcul de la contrainte dans les aciers

Des deux vérifications ci-dessus, on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c. États limites de déformation-vérification de la flèche : (Art A.3.6.51/ BAEL 91 modifié 99)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{25}{455} = 0.054 < 0.0625$ Condition non vérifiée
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_o} = 0.055 \geq \frac{9.416}{10 \times 21.697} = 0.043$ Condition vérifiée
3. $\frac{A_{st}}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{2.35}{12 \times 23} = 0.008 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010$ Condition vérifiée

La première condition n'étant pas vérifiée la vérification de la flèche est indispensable.

d. Calcul de la flèche : on doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4550}{500} = 9.1 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_o : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

❖ Air de la section homogénéisée

$$B_o = B + nA = b_o \times h + (b - b_o)h_o + 15A_s$$

$$B_o = 12 \times 25 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2.35$$

$$B_o = 600.25 \text{ cm}$$

❖ Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{/xx} = \frac{b_o \times h^2}{2} + (b - b_o) \times \frac{h_o^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 23 = 3873.25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_o} = \frac{3873.25}{600.25} = 6.452 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 6.452 = 18.547 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b_o}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_o) \times h_o \times \left[\frac{h_o^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_o}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_o = \frac{12}{3} (6.452^3 + 18.547^3) + (65 - 12) \times 5 \times \left[\frac{5^2}{12} + \left(6.452 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (18.547 - 2)^2$$

$$I_o = 40936.86 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des coefficients : (λ_v ; μ ; I_{fv})

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} = \frac{2.35}{12 \times 23} = 0.008$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_o}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.008} = 2.05$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 200.701 + 2.1} ; 0 \right\} = 0.568$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 40936.86}{1 + 2.05 \times 0.568} = 20805.094 \text{ cm}^2$$

D'où la flèche

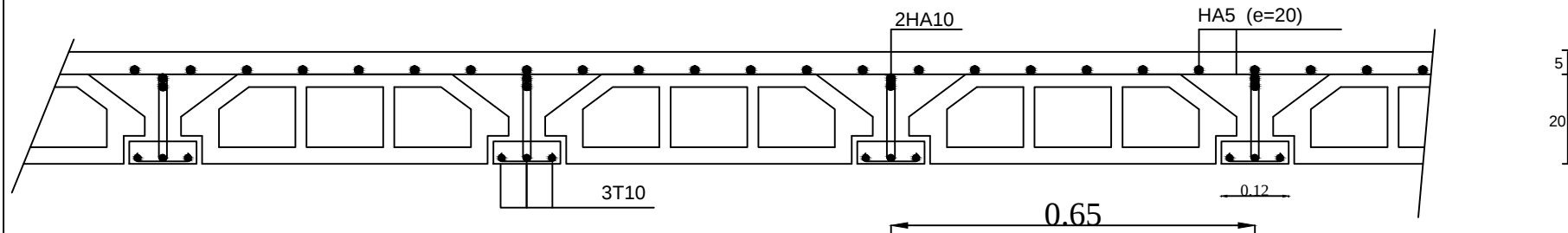
$$f = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{9.416 \times 4.55^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 20805.094 \times 10^{-8}} = 0.0086 \text{ m} = 8.6 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.1 \text{ mm}$$

$$f = 8.6 \text{ mm} \leq 9.1 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

- FERRAILLAGE DU PLANCHER -



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

- le plan de ferrailage du plancher -

Présenté par:

Melle: KERKACHE SABRINA
Mr: SADI HADDAD TARIK

Encadré par:

Mme: HADDAD.

III.2 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal (G) dû à son poids propre.

Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

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

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables

III.2.1 Caractéristiques géométriques de l'acrotère

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 3 \text{ cm}$; La surface : 0.0685 m^2

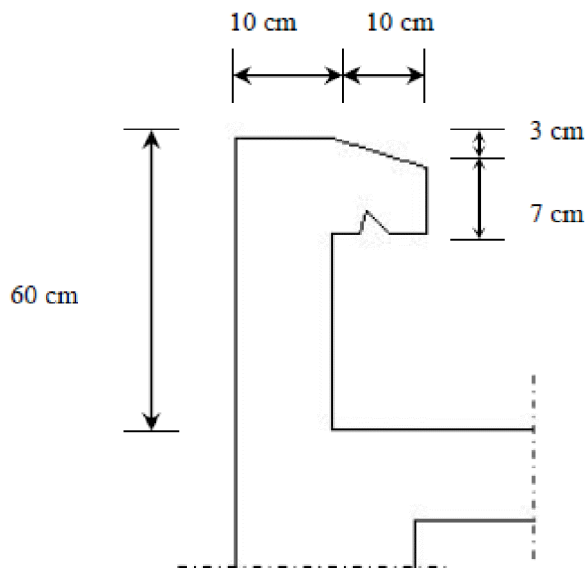


Figure III.2.1 : Coupe vertical d'un acrotère.

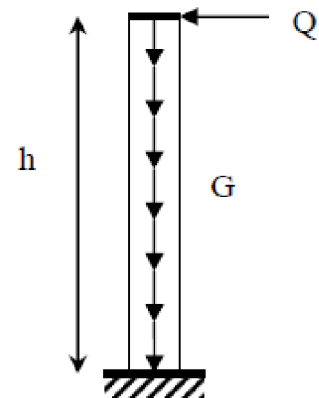


Figure III.2.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.2.2 Calcul des sollicitations

Effort normal dû au poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$

Avec :

G : poids propre.

ρ : masse volumique de béton tel que : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

S : section transversale de l'acrotère.

$$N_G = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \frac{(0.03 \times 0.1)}{2} \right] = 1.712 \text{ kN/m}$$

Effort tranchant : $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$

Moment de renversement : $M_Q = Q \times h \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

*Combinaison des charges*A l'ELU

La combinaison de charge est : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

Effort normal de compression

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.712 = 2.312 \text{ KN}$$

Efforts tranchant T

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 \text{ m} = 1.5 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

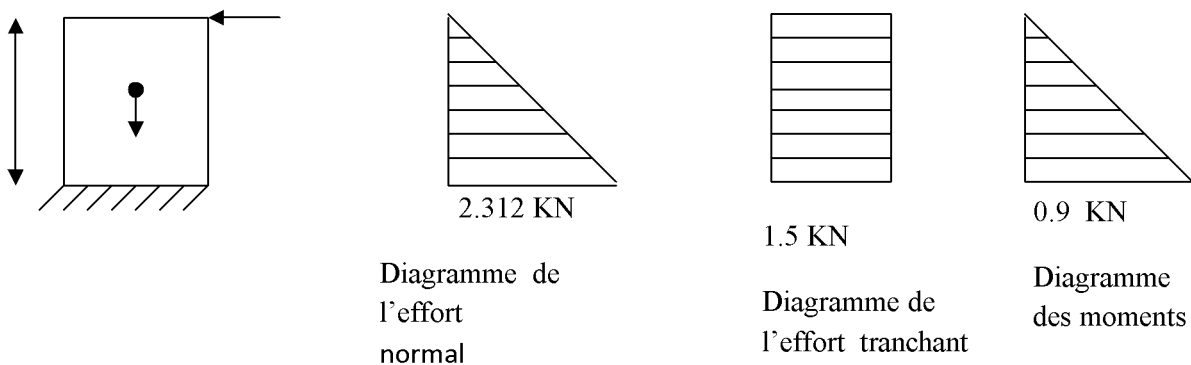


Figure III.2.3 : Diagrammes des efforts internes de 1m de largeur à l'ELU

A l'ELS

Sous la combinaison : $q_s = G + Q$

Effort normal de compression dû au poids propre : $N_s = N_G = 1.712 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à la surcharge : $M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$

III.2.3 Ferrailage de l'acrotèrea. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.3892 \text{ m} = 38.92 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Donc : $e_u = 38.92 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort appliqué est un effort de compression. La section est alors partiellement comprimée SPC. Elle sera calculée en flexion simple sous un moment fictif (M_f).

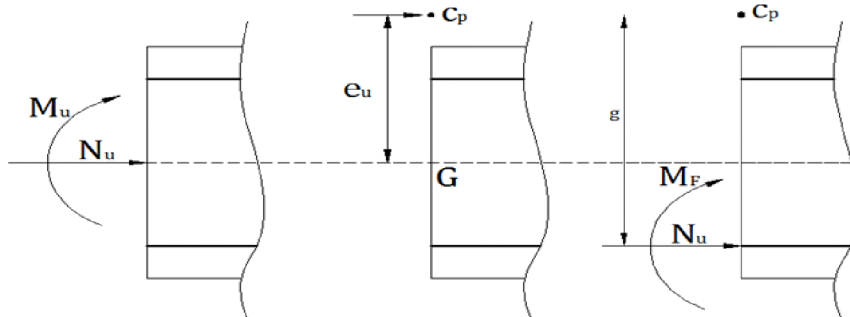


Figure III.2.4: section rectangulaire soumise à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple

Calcul de moment fictif

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 2.312 \left(0.389 + \frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.409 \text{ kN.m}$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

➤ Armatures fictives (flexion Simple)

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{0.409 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0058 < \mu = 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires car la section est simplement armée $A_{sc} = 0$

$$\mu = 0.0058 \quad \beta = 0.970$$

Avec :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{0.409 \times 10^3}{0.970 \times 7 \times 348} = 0.173 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.173 - \frac{2.312 \times 10}{348} = 0.106 \text{ cm}^2$$

III.2.4 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité : (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{st}^{min}, \text{ La section n'est pas vérifiée, donc on opte la section minimale } A = A_{st}^{min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4HA8 \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4HA8 \rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b. Vérification aux cisaillements : (BAEL 91 modifiée 99 Art. A.5.2.1)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} = \min \{ 2.5; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 70} = 0.214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 91 modifiée 99 Art. 6.1. 3)

La condition $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28}$ doit être vérifiée

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement (acier de haute adhérence)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = \pi \times \eta \times \emptyset = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Vérification des espacements : (BAEL 91 modifiée 99 Art. A.8.2.42)

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Armatures de répartition

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Encrage des barres verticales : (BAEL91 modifiée 99 Art. A.6.1, 23)

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 30 \text{ cm}$ III.2.5 Vérification à l'E.L.S

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

(BAEL 91 : Art A.4.5, 32)

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 ; 201.633) = 201.633 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m et } A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$K_1 = 47.50$$

$$\beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 7 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

(BAEL91: Art A.4.5.2)

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

$$K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{40.56}{47.50} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

III.2 .6 Vérification au séisme : (Art 6.2.3 RPA99/version 2003)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**RPA 99/ version 2003 Art 4.2.3**)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II, a} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale donné par le **tableau 6.1 du RPA 99 version 2003 Art 6.2.3** variant entre 0.3 et 0.8. Dans notre cas, on prend : $C_p = 0.8$

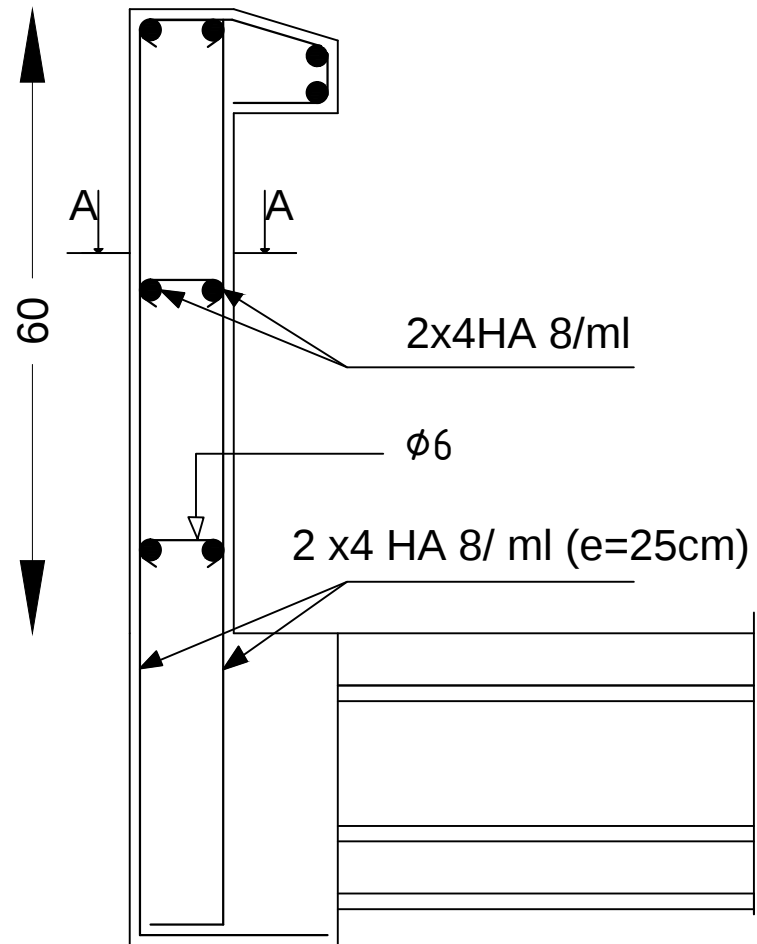
W_p étant le poids de l'acrotère

$$W_p = 1.712 \text{ kN/ml}$$

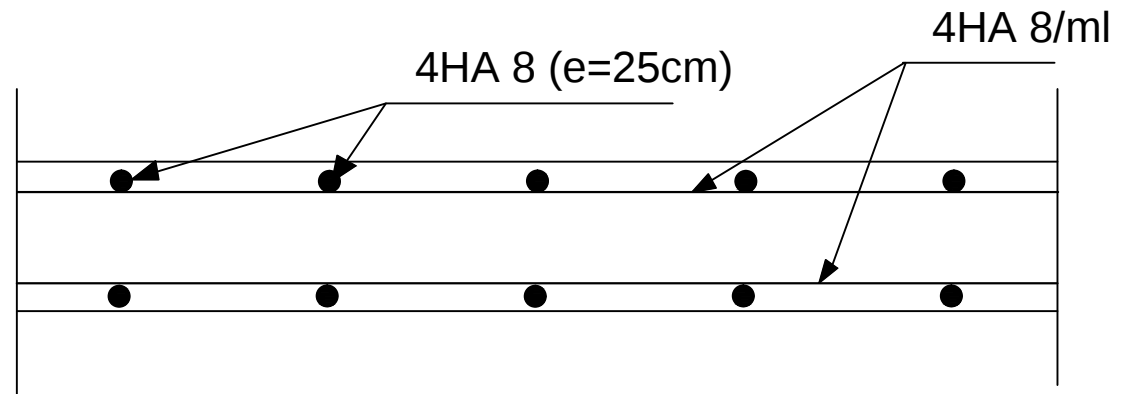
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, et le calcul au séisme est inutile. On adopte donc, le ferrailage choisi précédemment.

erra a e de acr t re



Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

- le plan de ferrailage de l'acrotère -

Présenté par:

Melle: KERKACHE SABRINA
Mr: SADI HADDAD TARIK

Encadré par:

Mme: HADDAD.

III-3 Calcul des balcons

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, son calcul se fait comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive. Le calcul se fera pour une bande de 1 ml de longueur

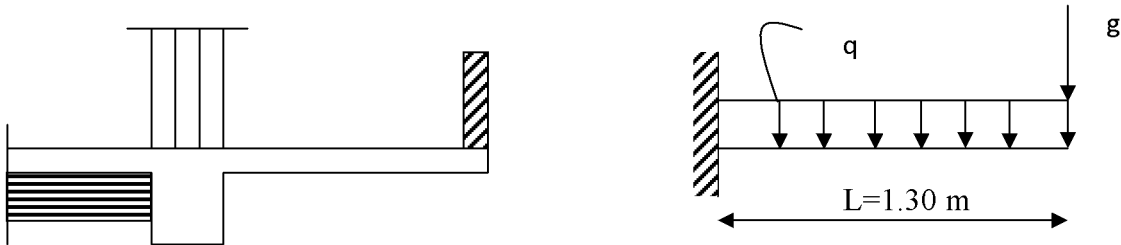


Figure III.3.1 : Schéma statique de calcul

III.3.1 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } e_p = 15 \text{ cm}$$

L : largeur de balcon

III.3.2 Détermination des charges et surcharges

Poids de la dalle pleine

Carrelage	$0.02 \times 20 = 0.40$
Mortier de pose	$0.02 \times 22 = 0.44$
Lit de sable	$0.02 \times 18 = 0.36$
Poids propre de la dalle	$0.15 \times 25 = 3.75$
Enduit en ciment	$0.02 \times 22 = 0.44$

$$G_t = 5.39 \text{ KN /m}^2$$

Charges revenant au garde corps

Brique :	$0.1 \times 9 = 0.9$
Enduit en ciment :	$2 \times 0.02 \times 22 = 0.88$

$$G_t = 1.78 \text{ KN /m}^2$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN /m}^2$

III.3.3 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1ml. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Combinaison de charge à l'ELU

La dalle pleine: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (5.39) + 1.5 (3.5) = 12.526 \text{ KN/ml}$

Le garde- corps : $g_u = 1.35 (1.78) = 2.403 \text{ KN/ml}$

a. Calcul des efforts internes

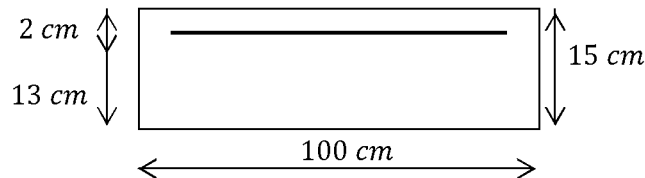
❖ Les moments fléchissant

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + g_u \times L = \frac{12.526 \times 1.30^2}{2} + 2.403 \times 1.30 = 13.708 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$T = q_u \times L + g_u = 12.526 \times 1.30 + 2.403 = 18.686 \text{ KN}$$

b. Calcul des armatures



❖ Armatures principales

$$M_u = 13.708 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.708 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_c = 0$)

$$\mu = 0.057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.708 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 3.123 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.3.4 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification aux cisaillements : (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifier 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } V_u = 18.686 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.686 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) \\ &= \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification d'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers H .A)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.686 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.271 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.271 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.23 BAEL 91 modifier99)

❖ Armatures longitudinales

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

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

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend: $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la quelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est: $L_c = 0.4 L_s = 16 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} ; \text{ On prend : } L_s = 30 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la quelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, d'ont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est: $L_c = 0.4 L_s = 12 \text{ cm}$

e. Vérification des espacements des barres : (BAEL91 Art. A.8.2, 42)

Armatures principale

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5 Calcul à l'état limite de service(ELS)

Combinaison de charge à ELS

$$q_s = G + Q$$

$$\text{La dalle pleine : } q_s = (5.39 + 3.5) \times 1 = 8.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le garde-corps : } g_s = 1 \times (1.78) = 1.78 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts internesMoments fléchissant

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_s \times L = \frac{8.89 \times 1.30^2}{2} + 1.78 \times 1.30 = 9.826 \text{ KN.m}$$

*III.3.6 Vérification à l'ELS*a. Vérification des contraintesContrainte dans l'acier

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 48.75$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.826 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.14} = 263.653 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 263.653 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{263.653}{48.75} = 5.408 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.408 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

b. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_s = 263.653 \text{ MPa}$$

c. Etat limite de déformation : (Art B 6.8, 424/ BAEL 91 modifier 99)

D'après la règle du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.30} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.06$$

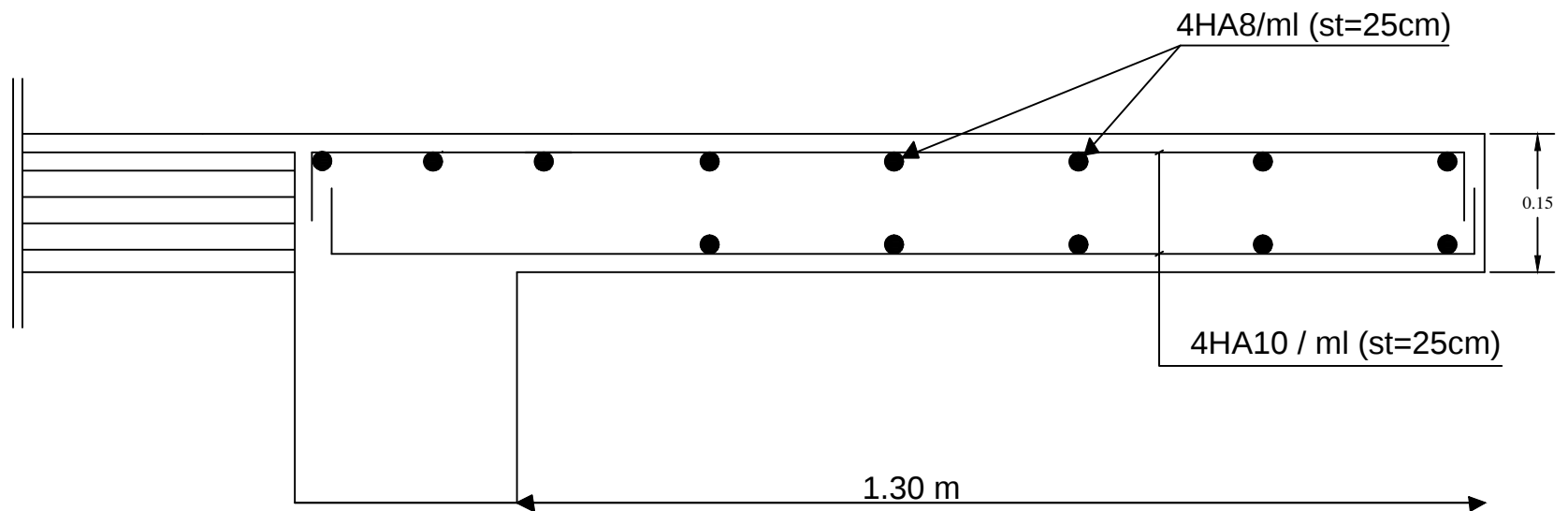
Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.30} = 0.115 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{9.826}{10 \times 9.826} = 0.1$$

Condition vérifiée



Ferraillage de console

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

- le plan de ferraillage de la console -

Présenté par:

Melle: KERKACHE SABRINA
 Mr: SADI HADDAD TARIK

Encadré par:

Mme: HADDAD.

III.4 Calcul des escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction. Il est constitué de gradins, dalle inclinée (volée), avec des dalles horizontales (paliers) coulés sur place. Notre bâtiment est composé de deux cages d'escaliers.

Dans le cas de notre structure, le calcul se fera pour l'étage courant ($H_{EC} = 3.06 \text{ m}$)

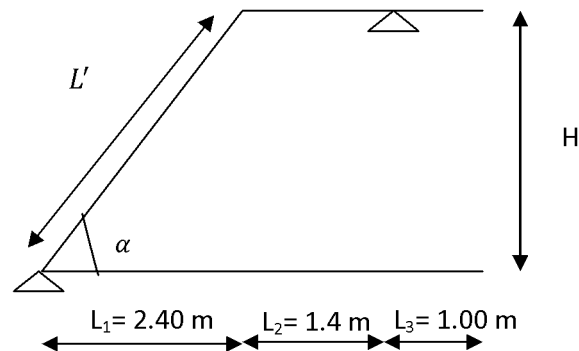


Figure III.4.1: Schéma de l'escalier.

III.4.1 Pré-dimensionnement :

a- Marches et contremarches

Le dimensionnement des marches et des contremarches sera déterminé à l'aide de la relation de BLONDEL donnée par : **$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$** .

h : hauteur de la contremarche tel que : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

g : le giron

Dans notre cas, On prend : $h = 17 \text{ cm}$

Soit n le nombre de contremarches donné par : $n = \frac{H}{h}$, H étant la hauteur de la volée tel que

$$H = \frac{H_{EC}}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

Ce qui donne $n = \frac{153}{17} = 9$ contremarches

Le nombre de marches ' m ' est donné par la relation suivante :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

Le giron ' g ' est donné par la relation suivante :

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

Les valeurs de h et g ainsi fixées vérifient bien la relation de BLONDEL

b- Dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : Longueur du palier et de la paillasse tel que : $L = L' + L_2 + L_3$

On a : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$ donc $\alpha = 32.52^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.70 \text{ cm}$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + 240 = \frac{240}{0.843} + 240 = 524.69 \text{ cm}$$

D'où : $\frac{524.69}{30} \leq e_p \leq \frac{524.6}{20} = 17.489 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.234 \text{ cm}$

On adopte $e_p = 20 \text{ cm}$

III-4-2 Détermination des charges et surcharges revenant au palier de repos et à la volée:

a- Charge permanentes

Palier de repos

Tableau III.4.1 : Charge permanente totale revenant au palier de repos.

Eléments	Poids (KN/m ²)
Palier	$25 \times 0.20 = 5$
Revêtement en calage	0.40
Mortier de pose	0.20
Couche de sable	0.40
Enduit en plâtre	0.10
	$G_1 = 6.10$

La volée

Tableau III.4.2: Charge permanente totale revenant à la volée.

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.20}{\cos 32.93} = 5.957$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.10
Poids propre du garde corps	0.20
Enduit en plâtre	0.10
	$G_2 = 9.382$

Une charge concentrée (P) à l'extrémité du palier, due à la charge du mur extérieur doit être considérée tel que :

$$P = 2.36 \times (3.06 - 0.20) \times 1 = 6.749 \text{ KN}$$

b- Surcharges

Selon le (DTR C2.2/ Art 7.1), la surcharge pour une construction à usage d'habitation est fixée à $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

III.4.3 Calcul à ELU

Combinaison des charges

$$q_{u1} = (1.35G_2 + 1.5Q) \times 1\text{m} = 1.35(9.382) + 1.2(2.5) = 16.416 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{m} = 1.35(6.10) + 1.2(2.5) = 12.235 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieure : } P = 1.35 \times 6.749 = 9.111 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes à l'ELU

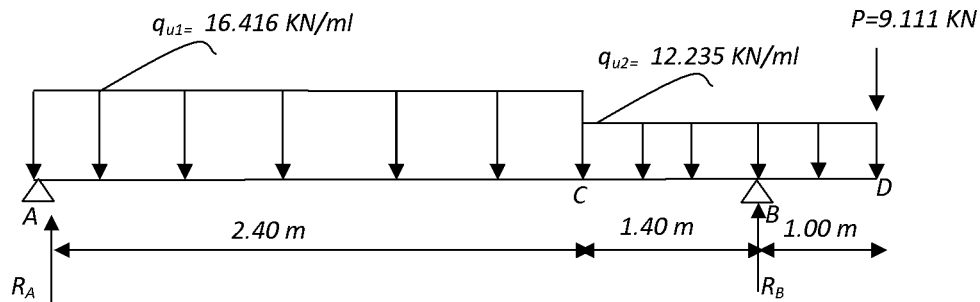


Figure III.4.2 : Schéma statique de calcul.

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2.40 \times q_u^1 + [(1.4 \times q_u^2 + 1.00 \times q_u^2 + P)]$$

$$R_A + R_B = (16.415 \times 2.40) + (1.4 \times 12.235) + [(1 \times 12.235) + 9.111] = 77.871 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0$$

$$\Rightarrow \frac{16.416 \times 2.40^2}{2} + 12.235 \times 1.4 \times 3.1 - R_B \times 3.80 + 12.235 \times 4.3 + 9.111 \times 4.8 = 0$$

$$R_B = \frac{196.721}{3.80} = 51.768 \text{ KN}$$

$$R_A = 77.871 - 51.768 = 26.103 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant par tronçons

Tronçon (m)	Equation de l'effort tranchant (T_y) par tronçon	x (m)	T_y (KN)
Tronçon AC: $0 \leq x \leq 2.40$	$-16.416x + 26.103$	0.00	26.103
		2.40	-13.293
Tronçon CB $2.40 \leq x \leq 3.80$	$-12.235(x - 2.40) - 16.416 \times 2.40 + 26.103$	2.40	-13.293
		3.80	-30.422
Tronçon BD $0 \leq x \leq 1$	$12.235x + 9.111$	0.00	9.111
		1.00	21.346

Tableau III.4.3: Les efforts tranchant

Tronçon (m)	Equation du moment fléchissant (M_z) par tronçon	x (m)	M_z (KN.m)
Tronçon AC: $0 \leq x \leq 2.40$	$-\frac{16.416}{2}x^2 + 26.103x$	0.00	0
		2.40	15.369
Tronçon CB $2.40 \leq x \leq 3.80$	$26.103x - 16.416 \times 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - 12.235 \left(x - 2.4\right)\left(\frac{x-2.4}{2}\right)$	2.40	15.369
		3.80	-15.23
Tronçon BD $0 \leq x \leq 1$	$-\frac{12.235}{2}x^2 - 9.111x$	0.00	0
		1.00	-15.23

Tableau III.4.4: Les moments fléchissant.

Remarque :

On porte une correction à l'aide d'un coefficient réducteur de (-0.3) pour le moment à l'appui A et de (0.85) en travée.

Au niveau du tronçon (AC) le moment est maximal pour $x = 1.59 \text{ m}$

$$M_z(x = 1.59) = 20.753 \text{ KN.m}$$

Alors, les nouveaux moments aux appuis et en travée à considérer sont :

$$\text{A l'appui A: } M_{ua} = -0.3 \times M_z^{max} = -0.3 \times (20.753) = -6.225 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 \times M_z^{max} = 0.85 \times 20.753 = 17.640 \text{ KN.m}$$

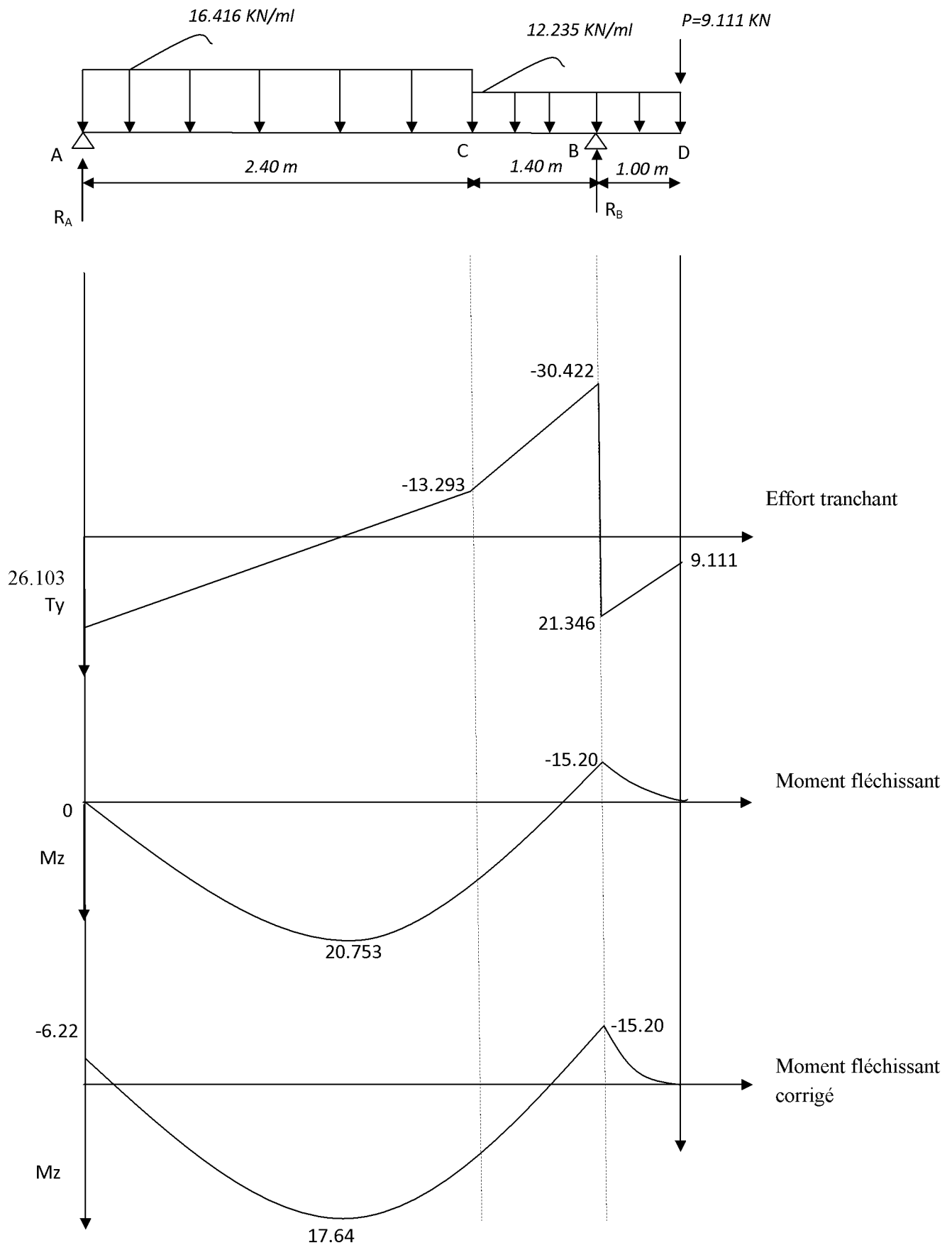
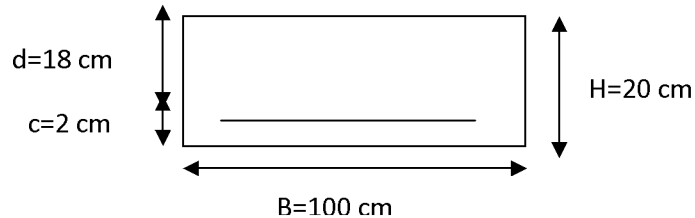


Figure III.4.3 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

III.4.4 Calcul du Ferrailage

Il est à remarquer que les moments en travée et à l'appui 'B' sont du même ordre de grandeur. Nous retenons le moment trouvé en travée pour le ferrailage aux appuis et en travée.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple. ($h = e_p = 20 \text{ cm}$)



Aux appuis : $M_u = 15.20 \text{ KN.m}$

❖ Armatures principales

$$\mu_A = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.20 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_A = 0.033 \quad \beta = 0.983$$

$$A_{ap} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.20 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 $\rightarrow A_a = 4.52$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Armatures de répartition

$$A_{Ar} = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\rightarrow A_{Ap} = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

En travée : $M_t = 17.64 \text{ KN.m}$

❖ Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.64 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0383 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0.0383 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.64 \times 10^3}{0.962 \times 18 \times 348} = 2.927 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm^2 Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4.5 Vérifications à L'ELUa. Disposition des barres (Art A.8.2.42/BAEL91 Modifié 99)

✓ Armatures principale :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 < 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

✓ Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 < 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

b. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1/BAEL 91 modifié 99)

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

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

$$A_a = A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

c. Vérification d'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers H.A)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51.768 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

d. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1, 22 BAEL 91 modifié 99)

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

Les armatures comportant des crochets, donc $L_c = 0.4 L_s$ pour les aciers HA (Art A.6.1.253)

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III.4.6. Vérifications à l'état limite de servicea. Combinaison de charges à l'ELS

$$q_{s \text{ palier}} = (G_1 + Q) \times 1m = (6.10 + 2.5) \times 1m = 8.60 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ volée}} = (G_2 + Q) \times 1m = (9.382 + 2.5) \times 1m = 11.882 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieure : } P = 6.749 \text{ KN/ml}$$

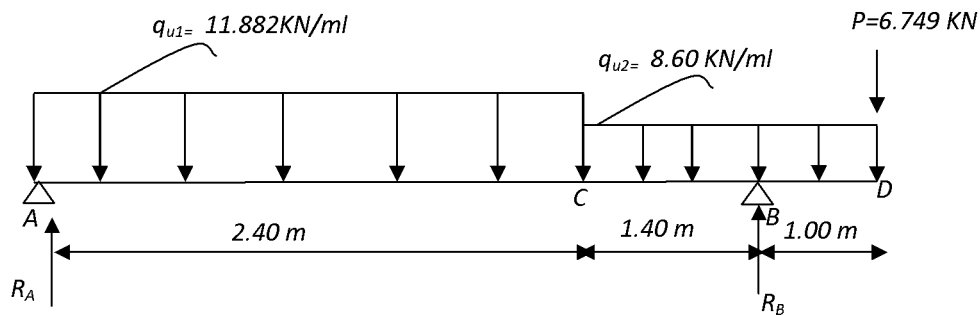


Figure III.4.4.: Schéma statique de calcul

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 55.908 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0$$

$$= \frac{11.882 \times 2.40^2}{2} + 8.60 \times 1.4 \times 3.1 - R_B \times 3.80 + 8.60 \times 4.3 + 6.749 \times 4.8$$

$$R_B = \frac{140.919}{3.80} = 37.084 \text{ KN}$$

$$R_A = 55.908 - 37.084 = 18.824 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes

Tableau III.4.5: Les efforts tranchant

Tronçon (m)	Equation de l'effort tranchant (T_y) par tronçon	x (m)	T_y (KN)
Tronçon AC: $0 \leq x \leq 2.40$	$-11.882 x + 18.824$	0.00	18.824
		2.40	-9.692
Tronçon CB $2.40 \leq x \leq 3.80$	$-8.60(x - 2.4) - 11.882 \times 2.40 + 18.824$	2.40	-9.692
		3.80	-21.732
Tronçon BD $0 \leq x \leq 1$	$8.60x + 6.749$	0.00	6.749
		1.00	15.349

Tableau III.4.6.: Les moments fléchissant

Tronçon (m)	Equation du moment fléchissant (M_z) par tronçon	x (m)	M_z (KN)
Tronçon AC: $0 \leq x \leq 2.40$	$-\frac{11.882}{2}x^2 + 18.824 x$	0.00	0
		2.40	10.957
Tronçon CB $2.40 \leq x \leq 3.80$	$-\frac{8.60}{2}(x - 2.40)^2 - 11.882 \times 2.4 \times (x - \frac{2.4}{2}) + 18.824 x$	2.40	10.957
		3.80	-11.04
Tronçon BD $0 \leq x \leq 1$	$-\frac{8.60}{2}x^2 - 6.749 x$	0.00	0
		1.00	-11.049

Remarque :

On porte une correction à l'aide d'un coefficient réducteur de (-0.3) pour le moment à l'appui A et de (0.85) en travée.

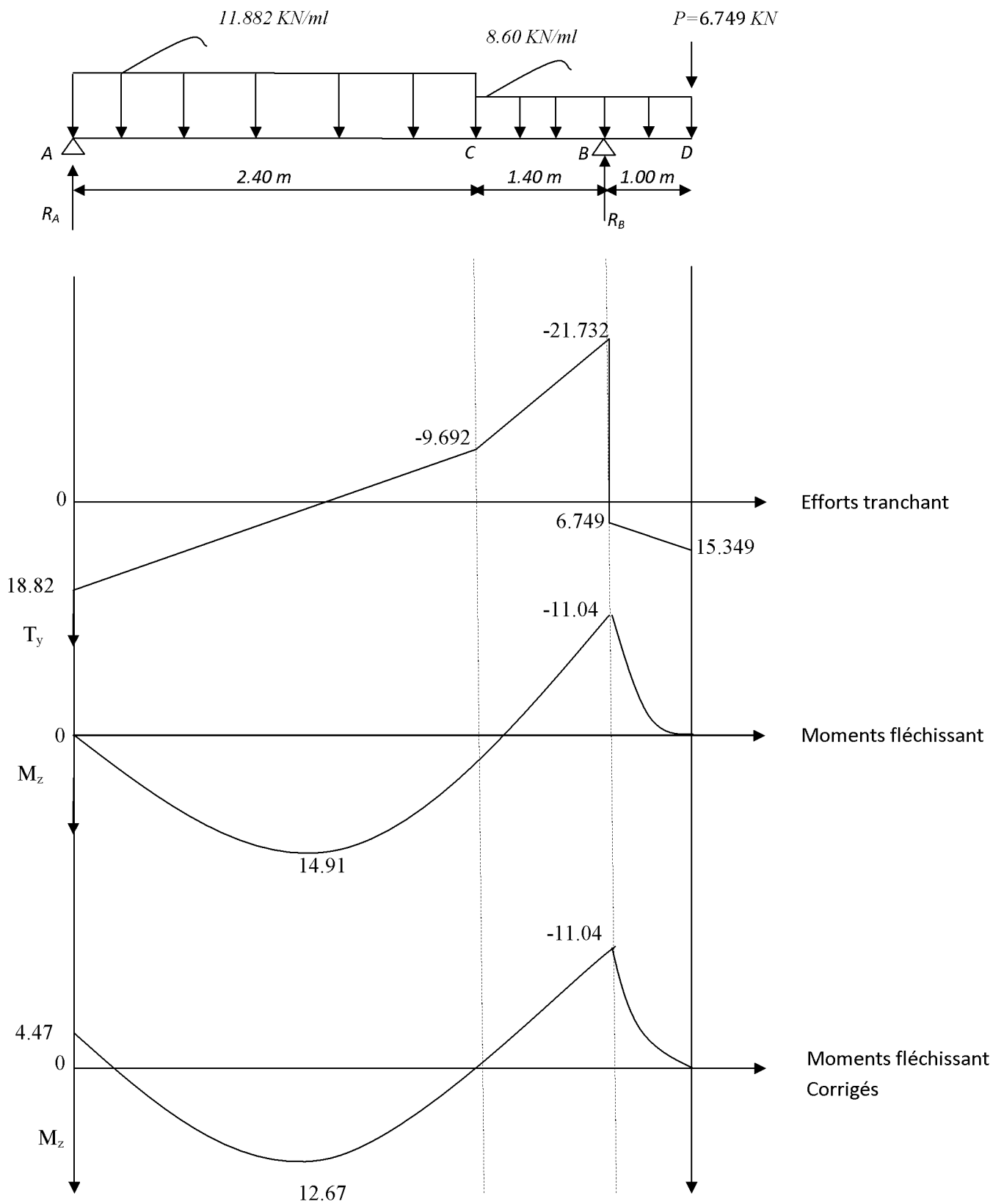
Au niveau du tronçon (AC) le moment est maximal pour $x = 1.59 m$

$$M_z(x = 1.59 m) = 14.91 KN.m$$

Alors, les nouveaux moments aux appuis et en travée à considérer sont :

$$\text{A l'appui A: } M_{ua} = -0.3 \times M_z^{max} = -0.3 \times (14.91) = -4.47 KN.m$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 \times M_z^{max} = 0.85 \times 14.91 = 12.673 KN.m$$



b. Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

✓ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.919 \Rightarrow K_1 = 46.373$$

c. Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.04 \times 10^3}{0.919 \times 18 \times 4.52} = 147.653 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 147.653 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147.653}{46.373} = 3.184 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.184 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

✓ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.919 \Rightarrow K_1 = 46.373$$

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.673 \times 10^3}{0.919 \times 18 \times 4.52} = 169.493 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 169.493 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169.493}{46.33} = 3.658 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.658 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

d. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Ce qui nous amène à vérifier la flèche comme indiqué dans l'article (B.6.5.2)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

M_t^s : Moment de service maximum dans la travée.

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n = 15$)

Aire de la section homogène :

$$B_0 = b_0 \times h + 15 A_{st} = (100 \times 20) + (15 \times 4.52) = 2067.8 \text{ cm}$$

Calcul de y_1 et y_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.262 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 10.262 = 9.738 \text{ cm}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_{st} (y_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (10.262^3 + 9.738^3) + 15 \times 4.52 (9.738 - 2)^2$$

$$I_0 = 70873.074 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025$$

r : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0025} = 1.68$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 186.666 + 2.1}; 0 \right\} = 0.926$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 70873.074}{1 + 1.68 \times 0.926} = 30504.475 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{12.673 \times 4.8^2}{10 \times 30504.475 \times 10^3 \times 10818.86 \times 10^{-8}} = 0.0088 \text{ mm} = 0.88 \text{ cm}$$

$$f = 0.88 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.96 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5. Calcul de la poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposant sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastree à ses extrémités dans les poteaux sa portée est de 3.30 m . (Longueur libre entre nus d'appuis)

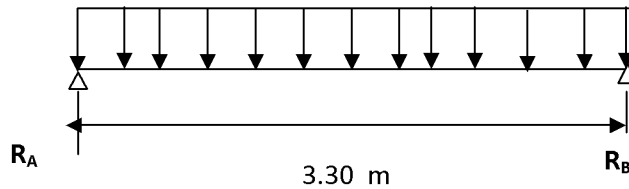


Figure III.6.1.: Schéma de la poutre palière

III.5. 1 Pré-dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec L : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : La hauteur de la poutre.

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} = \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} = 22\text{ cm} \leq h_t \leq 33\text{ cm}$$

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

La largeur de la poutre est donnée par:

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t = 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 = 12\text{ cm} \leq b \leq 21\text{ cm}$$

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

Recommandations du **RPA (Art 7.5, 1)**

$$h \geq 30, b \geq 20 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{array}{l} h_t = 30\text{ cm} \\ b = 30\text{ cm} \end{array} \rightarrow \frac{h_t}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$

III.5. 2 Les charges revenant à la poutre

$$\text{Son poids : } G = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25\text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier (ELU) : } R_B = 51.768\text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier (ELS) : } R_B = 37.084\text{ KN /ml}$$

a. Combinaison des charges

ELU :

$$q_u = (1.35 \times G) + R_B = 1.35 \times 2.25 + 51.768 = 54.805 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G_1 + R_B) = 2.25 + 37.084 = 39.334 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul des efforts internes

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{54.805 \times 3.30}{2} = 90.428 \text{ KN}$$

Calcul de moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{54.805 \times 3.30^2}{8} = 74.603 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres on aura :

$$\text{Aux appuis : } M_a^u = -0.3 \times M_u = -0.3 \times 74.603 = -22.380 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85 \times M_u = 63.412 \text{ KN.m.}$$

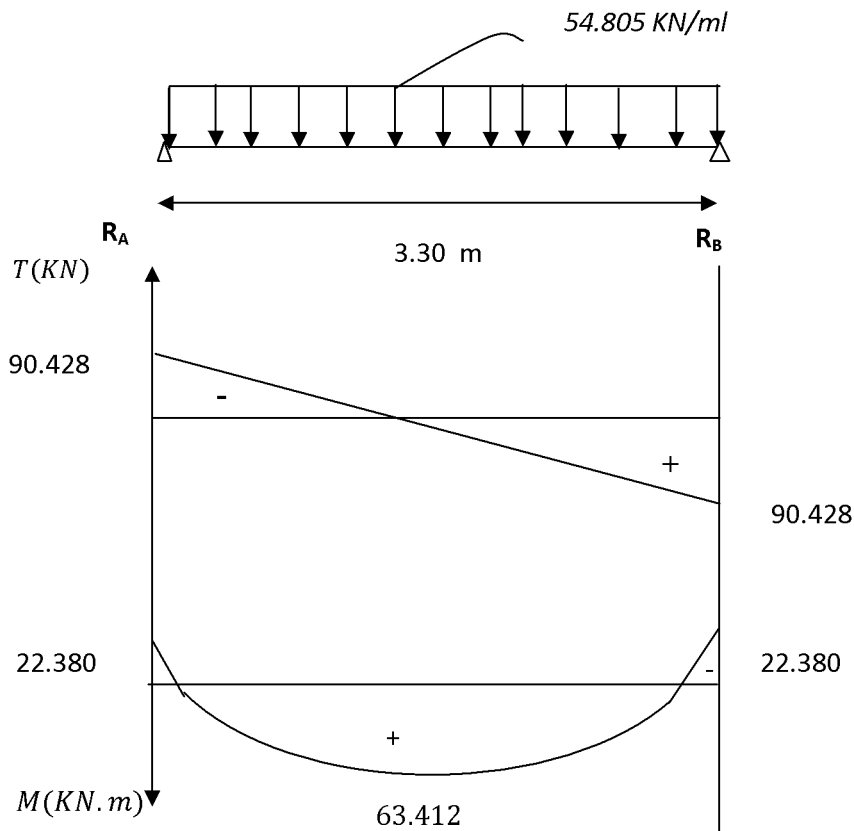
Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.5. 3 Ferrailage :

Aux appuis : $M_a^u = 22.380 \text{ KN.m}$

a. Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.380 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.067 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_a = 0.067 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.380 \times 10^3}{0.965 \times 28 \times 348} = 2.380 \text{ cm}^2$$

On opte pour $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En travée : $M_t^u = 63.412 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63.412 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.189 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0.189 \Rightarrow \beta = 0.895$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63.412 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 348} = 7.271 \text{ cm}^2$$

Soit : $3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$

b. Les armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right) = \min(8.57; 10; 3) = 8$$

On prend : $\emptyset_l = 8 \text{ mm}$

➤ 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.

$$A_t = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5. 4 Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (**Art B.4.2.1/BAEL 91 modifier 99**)

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 28 \times 2.1}{400} = 1.014 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.104 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.104 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Condition de l'effort tranchant :

$$\tau_\mu = \frac{T_\mu}{b \times d} = \frac{90.428 \times 10^3}{300 \times 280} = 1.076 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{t28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \cdot \frac{2.1}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.076 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification d'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers H.A)}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90.428 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1, 22 BAEL 91 modifier 99)

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les armatures comportant des crochets, donc $L_c = 0.4 L_s$ pour les aciers HA (Art A.6.1.253)

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Calcul à l'ELS:Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{39.334 \times 3.30}{2} = 64.901 \text{ KN}$$

Calcul de moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{39.334 \times 3.30^2}{8} = 53.543 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres on aura :

$$\text{Aux appuis : } M_a^s = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 53.543 = -6.714 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^s = 0.85 \times M_s = 45.511 \text{ KN.m.}$$

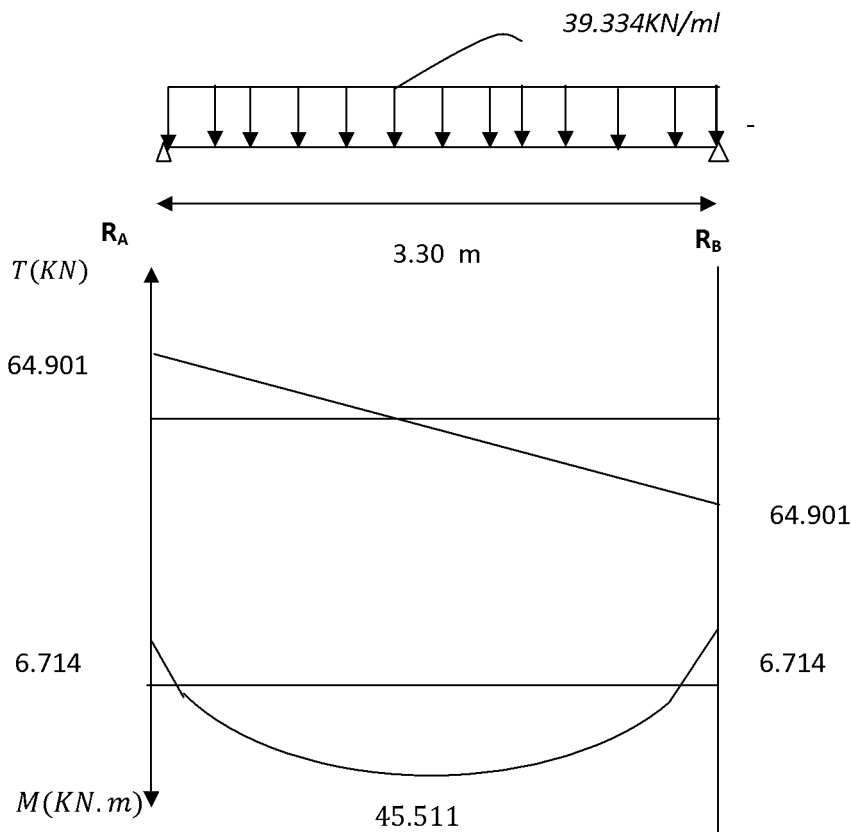
Diagramme des efforts internes à l'ELS :

Figure III.6.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.3.6 Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{30 \times 28} = 0.538$$

$$\rho_1 = 0.538 \Rightarrow \beta_1 = 0.890 \Rightarrow K_1 = 30.45$$

➤ Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.714 \times 10^3}{0.980 \times 28 \times 4.52} = 54.132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 54.132 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

➤ Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.132}{30.45} = 1.777 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.777 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{30 \times 28} = 0.915$$

$$\rho_1 = 0.915 \Rightarrow \beta_1 = 0.865 \Rightarrow K_1 = 24.04$$

➤ Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{54.132 \times 10^3}{0.865 \times 28 \times 7.69} = 290.639 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 290.638 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{290.638}{24.07} = 12.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

➤ Etat limite de déformation : **(Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)**

Avant s'opter à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0.100 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

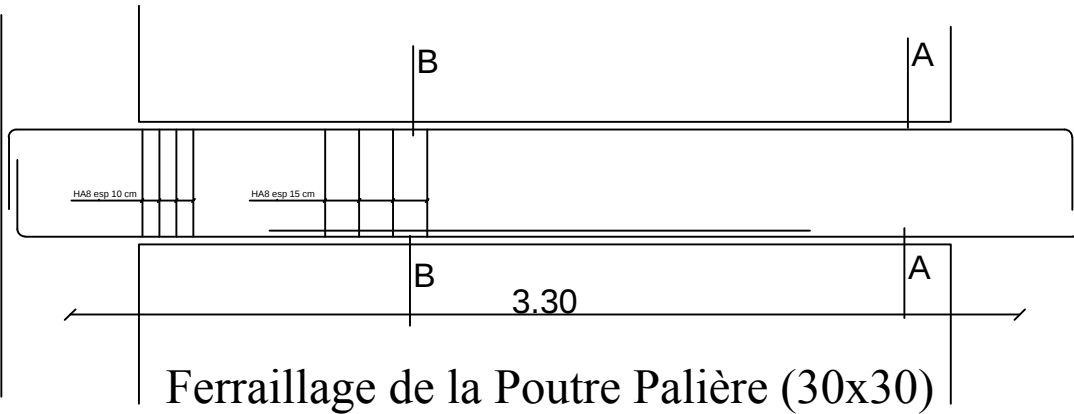
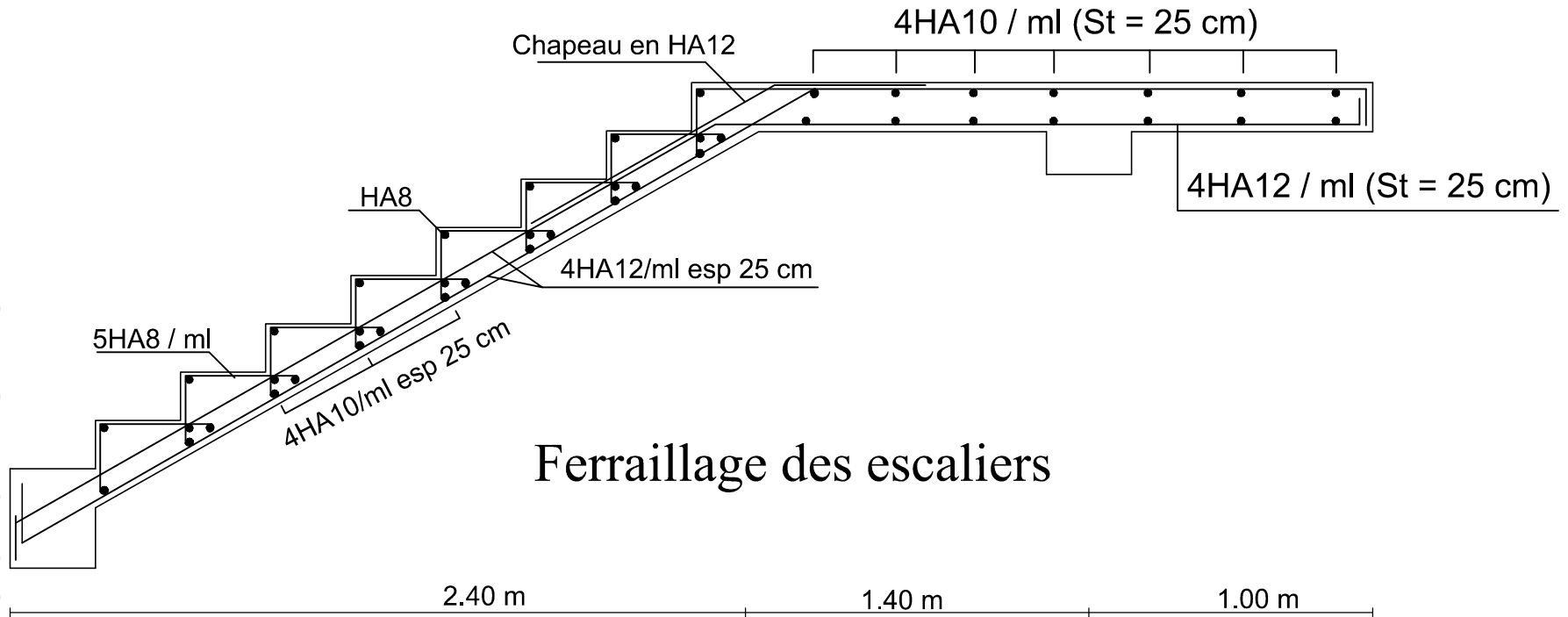
La condition vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.100 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{45.511}{10 \times 53.543} = 0.085$$

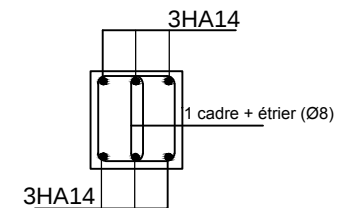
La condition vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{30 \times 28} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

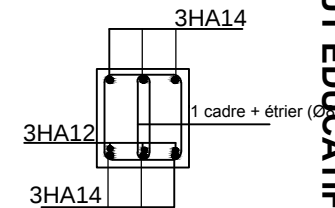
La condition vérifiée



Coupe A-A



Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

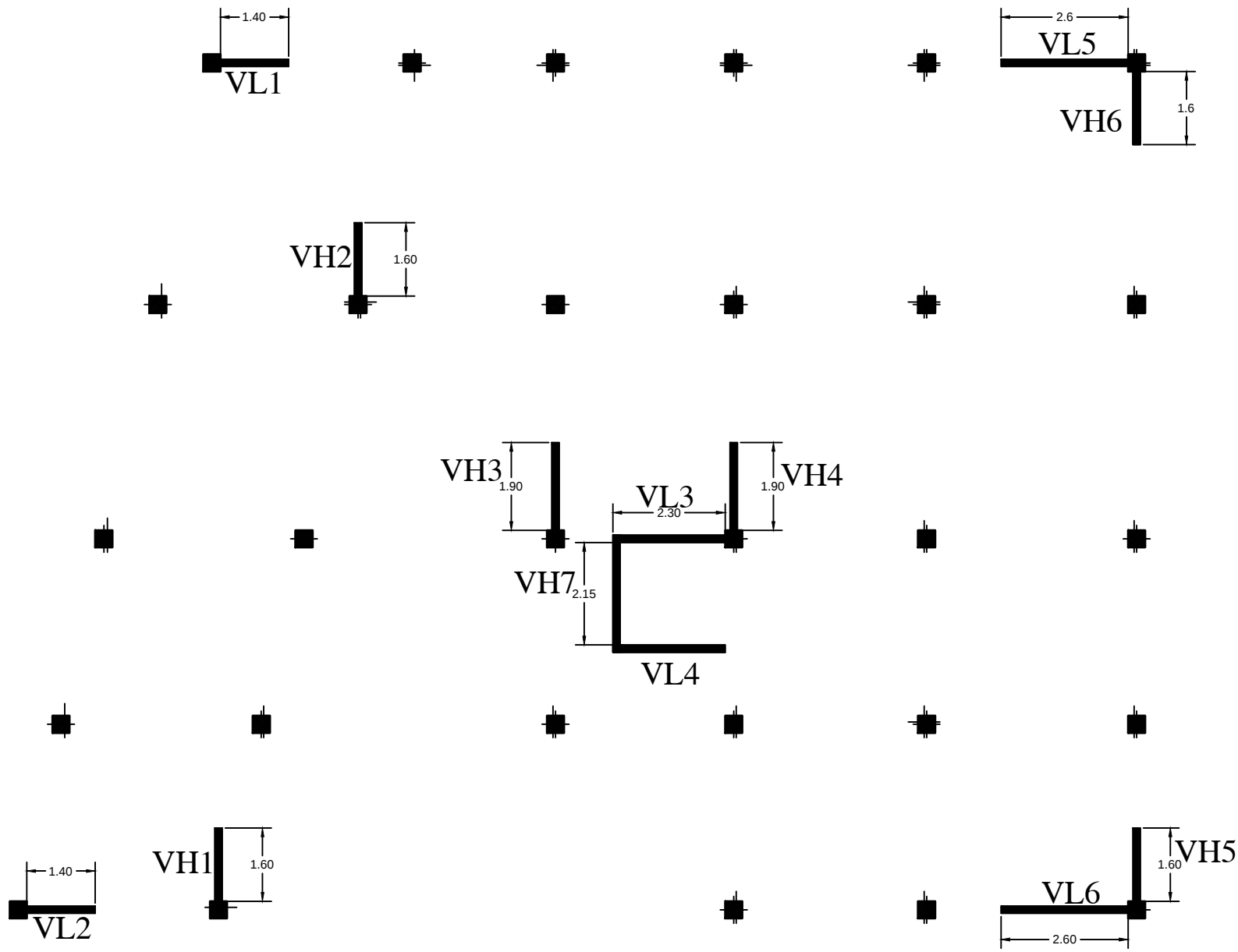
- le plan de ferrailage des escaliers -

Présenté par:

Mlle. KERKACHE Sabrina
M. SADI HADDAD Tarik

Chapitre IV

Contreventement et vérification des conditions du RPA



Chapitre IV

Contreventement et vérification des conditions du RPA

IV.1 Modélisation de la structure par ETABS

La structure est modélisée par le logiciel « ETABS » version 9.6.

a. Première étape :

Unité : [KN. m]

Géométrie de base :

Nombre de niveaux y compris le RDC : 08

Nombre de fils dans le sens X : 07

Nombre de fils dans le sens Y : 05

Hauteur d'étage courant : 3.06 m

Hauteur de RDC : 5.27 m

b. Deuxième étapes : Choix des sections

Poutres :

Poutres principales : $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

Poteaux :

Niveau : RDC, étage de service : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Les étages courants : (45×45)

Terrasse : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Voiles longitudinaux :

$V_{L1} = 1.40 \text{ m}$; $V_{L2} = 2.30 \text{ m}$; $V_{L3} = 2.60 \text{ m}$

Voile transversal :

$V_{H1} = 1.60 \text{ m}$; $V_{H2} = 1.90 \text{ m}$; $V_{H7} = 2.15 \text{ m}$

c. Troisième étapes :

Cette étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modaliser :

Charges statiques :

Charge permanentes : G

Charge d'exploitation : Q

Définition des matériaux :

Les matériaux utilisés dans notre structure sont le béton et l'acier.

Masse volumique : 2.5 kg/m^3

Poids volumiques : 25 KN/m^3

Module d'élasticité : 32164200 MPa

Coefficients de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Charges sismique : spectre de réponse

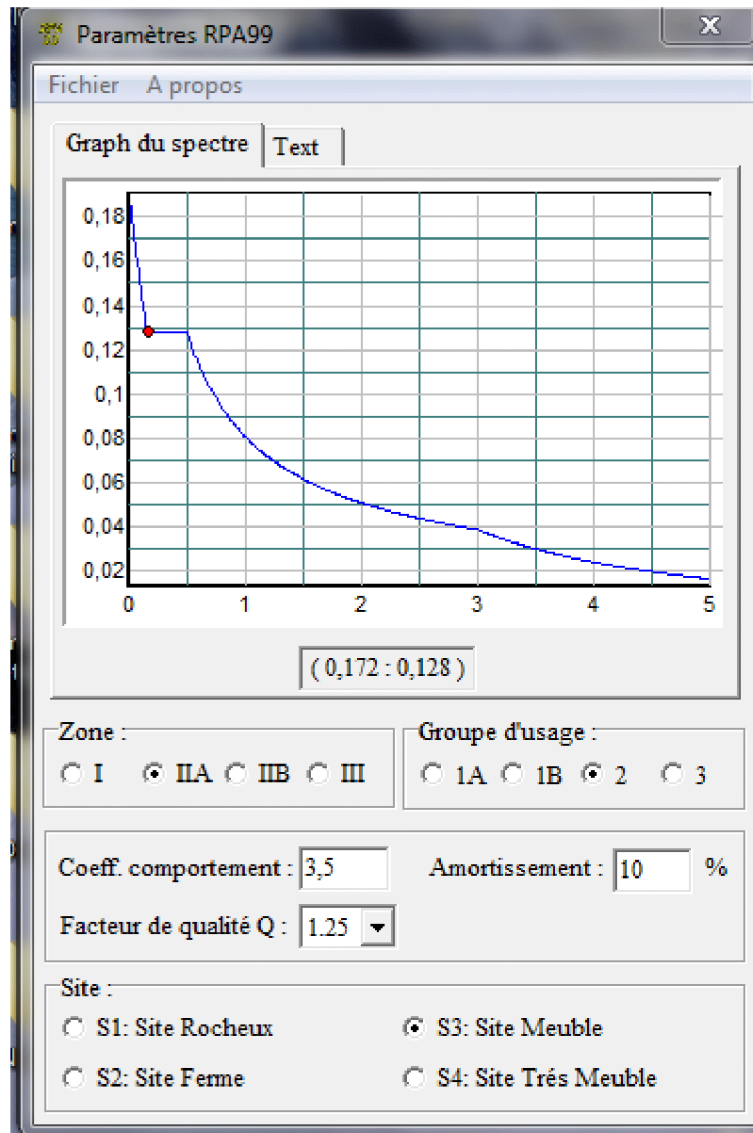


Figure IV.1 : spectre de réponse RPA

d. Quatrième étapes :

Diaphragme

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher.

Chargement

- Planchers :

Le chargement des planchers sera un chargement par mètre linéaire (chargement des poutrelles).

planchers	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Etages courant	5.80	1.5
Etage de service	5.80	2.5
Terrasse inaccessible	6.25	1
RDC	5.80	1.5

Tableau IV.1 : Charges et surcharges revenant aux planchers.

Charges et surcharges revenants aux dalles pleines : le chargement est un chargement surfacique.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Dalle pleine	5.39	3.5

Tableau IV.2 : Charges et surcharges revenant à la dalle pleine.

e. Cinquième étapes

On introduit la combinaison suivante :

BAEL 91 : $1.35G + 1.5Q$ (L'ELU)

$G + Q$ (L'ELS)

Accidentelles : $(G + Q \pm E)$ et $(0.8G \pm E)$

f. Sixième étape:

Avant d'exploiter les résultats d'ETBS, on doit vérifier les conditions exigées par le règlement parasismique algérien (RPA99-V2003).

IV.2 Type de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_X et E_Y) :

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau RDC :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,6808	2,4974
End Point	27,1954	2,4464

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,7573	2,4719	0,	359,8989

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2109,4082	1942,1065	5,433E-11	2109,4082	1942,1065	5,211E-11
Moment	33460,108	36445,542	18797,832	33460,108	36445,542	18797,832

Close Refresh

L'effort total repris par les voiles seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,6808	2,4974
End Point	27,1954	2,4464

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,7573	2,4719	0,	359,8989

Include ☒ Floors ☐ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1928,9123	1794,9741	1243,5108	1928,9123	1794,9741	1243,5108
Moment	25593,1096	15154,1487	17166,698	25593,1096	15154,1487	17166,698

Close Refresh

L'effort total repris par les portiques seuls dans le niveau sélectionné :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.6808	2.4974
End Point	27.1954	2.4464

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.7573	2.4719	0.	359.8989

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	182,5654	154,9748	1243,5108	182,5654	154,9748	1243,5108
Moment	11634,2571	23660,7673	1648,2136	11634,2571	23660,7673	1648,2136

Close Refresh

$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{voile} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

Sens x-x :

Effort horizontal repris par les portiques = 8.65 %

Effort horizontal repris par les voiles = 91.44 %

Sens y-y :

Effort horizontal repris par les portiques = 7.98 %

Effort horizontal repris par les voiles = 92.42%

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont données par l'ETABS suivant la combinaison (ELU) :

Charges verticales reprises par les portiques = 69.80 %

Charges verticales reprises par les voiles = 30.19 %

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voile porteurs.

IV.3 Vérifications des résultats ETABS selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage des éléments structuraux, le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications suivantes sur :

- L'effort tranchant à la base ;
- Le déplacement inter étage ;
- Le déplacement maximal au sommet ;
- La participation de la masse modale ;
- Le déplacement au second ordre, l'effet $(P - \Delta)$

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cadre de ce travail, la méthode dynamique modale spectrale est utilisée dans laquelle il est recherché 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.

IV.3.2 Vérifications imposées par le RPA

a- Vérification de l'excentricité : (article 4.2.7)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans 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 en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

Soient :

C_M : Centre de masse

C_R : Centre de rigidité

On doit vérifier :

Dans le sens X-X

$$|X_{CM} - X_{CR}| \leq 0.5 L_x$$

Dans le sens Y-Y

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 0.5 L_y$$

Pour extraire le centre de masse et le centre de rigidité pour les différents étages on suit les étapes suivantes :

Display $\Rightarrow$ show table $\Rightarrow$ building output $\Rightarrow$ center Masse Rigidity:

story	Diaphragm	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	$X_{CM} - X_{CR}$	$Y_{CM} - Y_{CR}$	$0.5 \% L_x$	condition
1	D_1	14.239	8.445	14.949	7.935	0.710	-0.510	1.273	vérifiée
2	D_2	14.836	8.309	15.034	8.010	0.198	-0.299	1.273	vérifiée
3	D_3	13.984	9.147	15.028	8.095	1.044	-1.052	1.273	vérifiée
4	D_4	14.030	9.141	15.033	8.174	1.003	-0.967	1.273	vérifiée
5	D_5	13.984	9.147	15.041	8.236	1.057	-0.911	1.273	vérifiée
6	D_6	13.984	9.147	15.044	8.284	1.060	-0.863	1.273	vérifiée
7	D_7	13.957	9.289	15.048	8.321	1.090	-0.968	1.273	vérifiée
8	D_8	13.714	5.700	13.806	8.862	0.092	0.162	1.273	vérifiée

Tableau : vérification de la régularité structurale en plan

b- Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibrations 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, **(article 4.3.4 RPA modifié 2003)**.

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETBS on suit les étapes suivantes :

Display $\Rightarrow$ show table $\Rightarrow$ modal information $\Rightarrow$ building modal information $\Rightarrow$ table : modal participating Masse Ratios et le tableau suivant s'affiche :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.65531	0.3816	70.1312	0	0.3816	70.1312	0
2	0.572844	42.4709	1.6656	0	42.8525	71.7967	0
3	0.509621	34.6658	4.9456	0	77.4783	76.7423	0
4	0.161854	0.6095	12.9599	0	78.0879	89.7022	0
5	0.143121	9.0813	0.026	0	87.1691	89.7282	0
6	0.131194	2.5976	0.7412	0	89.7668	90.4694	0
7	0.123249	0.1195	2.0364	0	89.8862	92.5057	0
8	0.112402	3.1067	0.4261	0	92.9929	92.9318	0
9	0.110951	0.0047	0.0021	0	92.9976	92.9339	0

Tableau : Participation massique.

Le mode fondamental est un mode de translation suivant (Y) avec une mobilisation de masse de 70.1312 % et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 42.4709%. Les 08 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%. La condition de participation de la masse modale est vérifiée.

c- Estimation de la période fondamentale de la structure

Selon le RPA99 (**article 4-2-4**), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003})$$

Avec :

$h_N = 26.69 \text{ m}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles) (**Tableau 4.6 du RPA**)

$$\text{Ce qui donne : } T = 0.05 \times (26.69)^{\frac{3}{4}} = 0.587 \text{ s}$$

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule suivante : $T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Avec : $D_x = 23.26 \text{ m}$ et $D_y = 17.78 \text{ m}$

$$T_x = 0.09 \times \frac{26.69}{\sqrt{23.26}} = 0.498 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{26.69}{\sqrt{17.78}} = 0.569 \text{ s}$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données les deux formules précédente.

$$T_x = \min(0.587, 0.498) = 0.498 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.587, 0.569) = 0.569 \text{ s}$$

d- Vérification de l'effort tranchant à la base (/Art 4.3.6RPA V.2003)

Le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Article 4.1.RPA99})$$

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; zone II_a)

$R = 3.5$ (Voiles porteurs)

$W = 24843.10 \text{ KN}$ (Poids total de la structure) donné par le logiciel ETABS)

Q : Facteur de qualité dont la valeur est donné par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (**formule 4-4 RPA page 29**)

P_q : Est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le **tableau (4-4 RPA 99)** tel que :

Critère « q »	Sens longitudinal (X)		Sens transversal (Y)	
	Observé ou non	P_q	Observé ou non	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0.00	oui	0.00
2. Redondance en plan.	non	0.05	non	0.05
3. Régularité en plan.	non	0.05	non	0.05
4. Régularité en élévation.	oui	0.00	oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	non	0.05	non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	non	0.10
somme		1.25		1.25

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.25$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T) .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.763 \geq 0.7 ; (\xi = 10\%)$$

Site (3) : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$ (**Tableau 4.7 du RPA 2003**)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0.498 \text{ s} \Rightarrow 0 < T_x < T_2 = 0.5 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 0.763 = 1.91$$

$$T_y = 0.569 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.655}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.593$$

Application numérique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.25}{3.5} \times 24843.10 = 2484.31 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.593 \times 1.25}{3.5} \times 24843.10 = 2120.09 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2109.32 \text{ KN} > 0.8 V_x = 0.8 \times 2484.31 = 1987.448 \text{ KN}$$

$$V_{Ydyn} = 1942.20 \text{ KN} > 0.8 V_y = 0.8 \times 2120.09 = 1696.07 \text{ KN}$$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

e- Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad \text{(Article 4.43 RPA99)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{(Article 4.20 RPA 99)}$$

Avec : $\bar{\Delta}_k < 1\% \times h_e$ (Article 5.10 RPA 99)

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous :

Display $\Rightarrow$ show table $\Rightarrow$ déplacements $\Rightarrow$ déplacements data $\Rightarrow$ table : Diaphragm CM displacement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Nive	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	R	$\delta_x^k = \delta_x^k \times R$	$\delta_y^k = \delta_y^k \times R$	Δ_x^k	Δ_y^k	$\bar{\Delta}_k$	Condition
8	0.0114	0.0151	3.5	0.0456	0.0604	0.0044	0.0072	0.0306	vérifiée
7	0.0103	0.0133	3.5	0.0412	0.0532	0.006	0.0076	0.0306	vérifiée
6	0.0088	0.0114	3.5	0.0352	0.0456	0.0056	0.008	0.0306	vérifiée
5	0.0074	0.0094	3.5	0.0296	0.0376	0.0064	0.0084	0.0306	vérifiée
4	0.0058	0.0073	3.5	0.0232	0.0292	0.0068	0.0084	0.0306	vérifiée
3	0.0041	0.0052	3.5	0.0164	0.0208	0.0064	0.0084	0.0306	vérifiée
2	0.0025	0.0031	3.5	0.010	0.0124	0.0052	0.0068	0.0306	vérifiée
1	0.0012	0.0014	3.5	0.0048	0.0056	0.0048	0.0056	0.0306	vérifiée

Tableau : calcul des déplacements

Conclusion :

Les déplacements inter étages sont vérifiés.

f- Vérification du déplacement maximale :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H}{500}; H_t = \frac{26.69}{500} = 0.053 \text{ m}$$

Le déplacement maximal est donné par ETBS comme suite :

Display $\Rightarrow$ show story reponse plots.

L'ETBS nous a donné le déplacement maximale au niveau du dernier étage égale à :

(0.001 m) $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

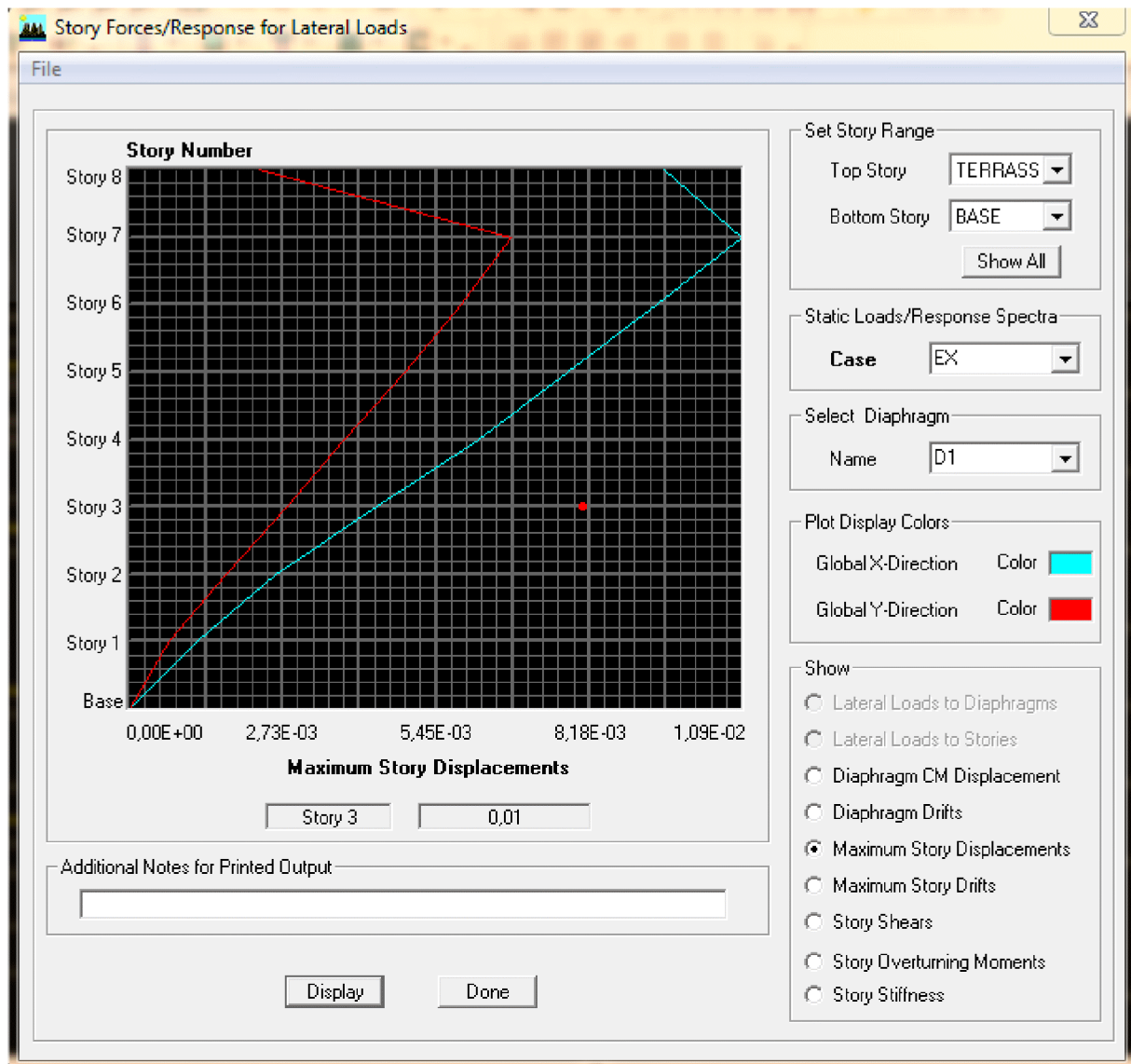


Figure: Déplacement maximal dans le sens longitudinal

g- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9 RPA 99)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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 de l'étage « k ».

Sens XX

Nive	$P_k (\times 10) KN$	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	$V_k (\times 10) KN$	h_k	$V_k \times h_k$	θ	Condition
8	177.88	0.0044	0.782	41.160	3.06	125.949	0.0062	vérifiée
7	3657.52	0.006	21.945	503.48	3.06	1540.648	0.0142	vérifiée
6	3518.85	0.0056	19.705	898.66	3.06	2749.89	0.0071	vérifiée
5	3518.86	0.0064	22.520	1218.44	3.06	3728.426	0.0060	vérifiée
4	3504.33	0.0068	23.829	1473.59	3.06	4509.185	0.0052	vérifiée
3	3518.86	0.0064	22.520	1668.25	3.06	5104.845	0.0044	vérifiée
2	3370.62	0.0052	17.527	1794.65	3.06	5491.629	0.0031	vérifiée
1	3917.07	0.0048	18.801	2109.32	5.27	11116.116	0.0017	vérifiée

Tableau : vérification de l'effet P-Δ (sens X-X)

Sens Y-Y

Nive	$P_k (\times 10) KN$	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	$V_k (\times 10) KN$	h_k	$V_k \times h_k$	θ	Condition
8	177.88	0.0072	1.280	37.47	3.06	114.658	0.0111	vérifiée
7	3657.52	0.0076	27.797	470.38	3.06	1439.362	0.0193	vérifiée
6	3518.85	0.008	28.150	827.85	3.06	2533.221	0.0111	vérifiée
5	3518.86	0.0084	29.558	1113.36	3.06	3406.881	0.0086	vérifiée
4	3504.33	0.0084	29.436	1340.72	3.06	4102.603	0.0071	vérifiée
3	3518.86	0.0084	29.558	1515.68	3.06	4637.980	0.00599	vérifiée
2	3370.62	0.0068	22.920	1630.33	3.06	4988.809	0.0045	vérifiée
1	3917.07	0.0056	21.935	1942.20	5.27	10235.394	0.0021	vérifiée

Tableau : vérification de l'effet P-Δ (sens Y-Y)

Conclusion : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

h- L'effort normal sismique:

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

B_c : Section brute de l'élément.

N_d : Effort normal de compression max

$$v = \frac{1395.51}{0.50 \times 0.50 \times 25} \times 10^{-3} = 0.22 \leq 0.3$$

La condition est vérifiée.

Toutes les conditions du **(RPA 99 modifié 2003)** sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

IV.4. Les fichiers résultants :

IV.4.1. Les efforts internes dans les poutres principales :

a. Les efforts internes dans les poutres principales :

- Cas courante : ELU : $1.35G + 1.5Q$

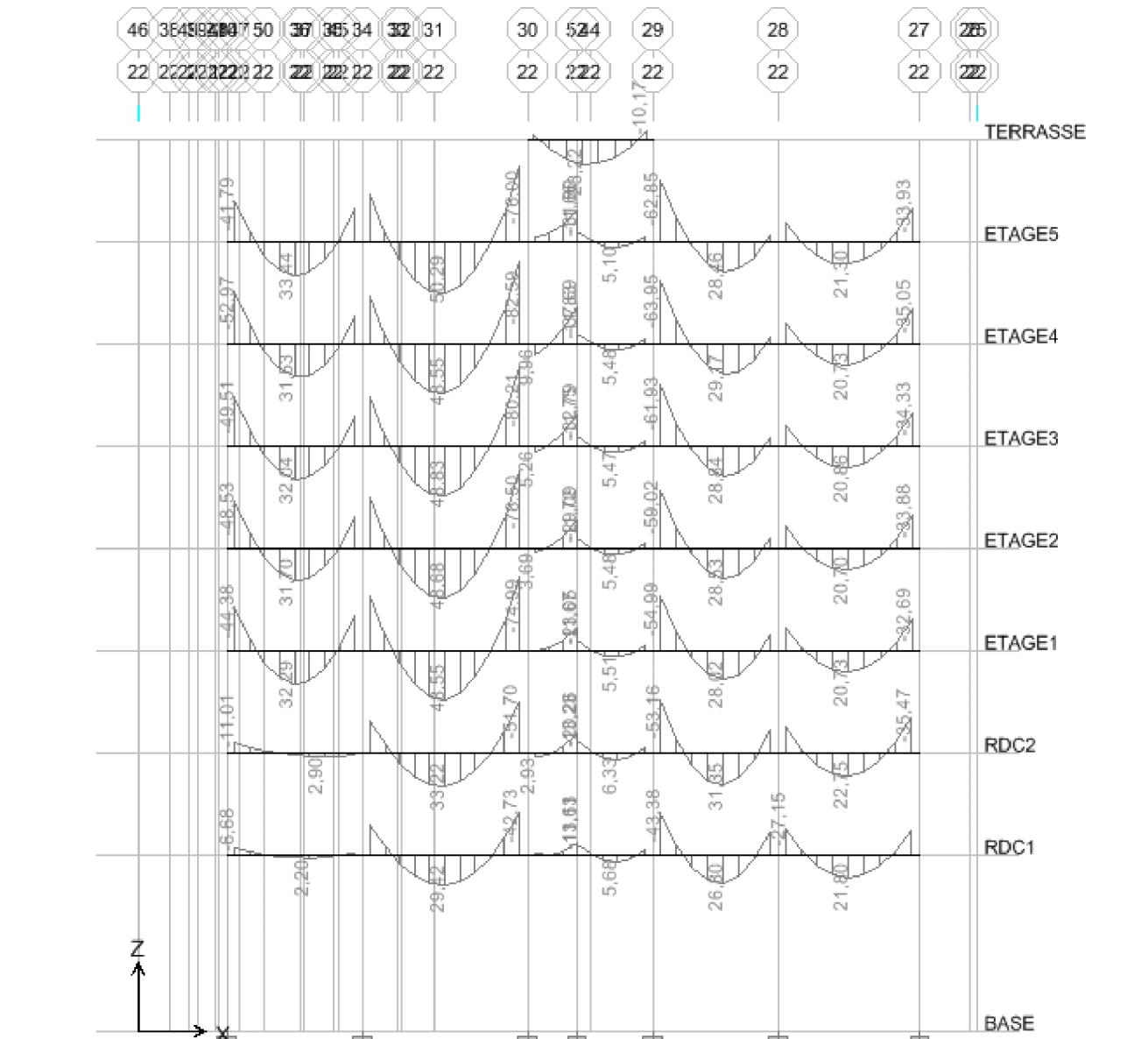


Figure IV.4.1 : Diagramme des moments fléchissant dans les poutres principales à l'ELU

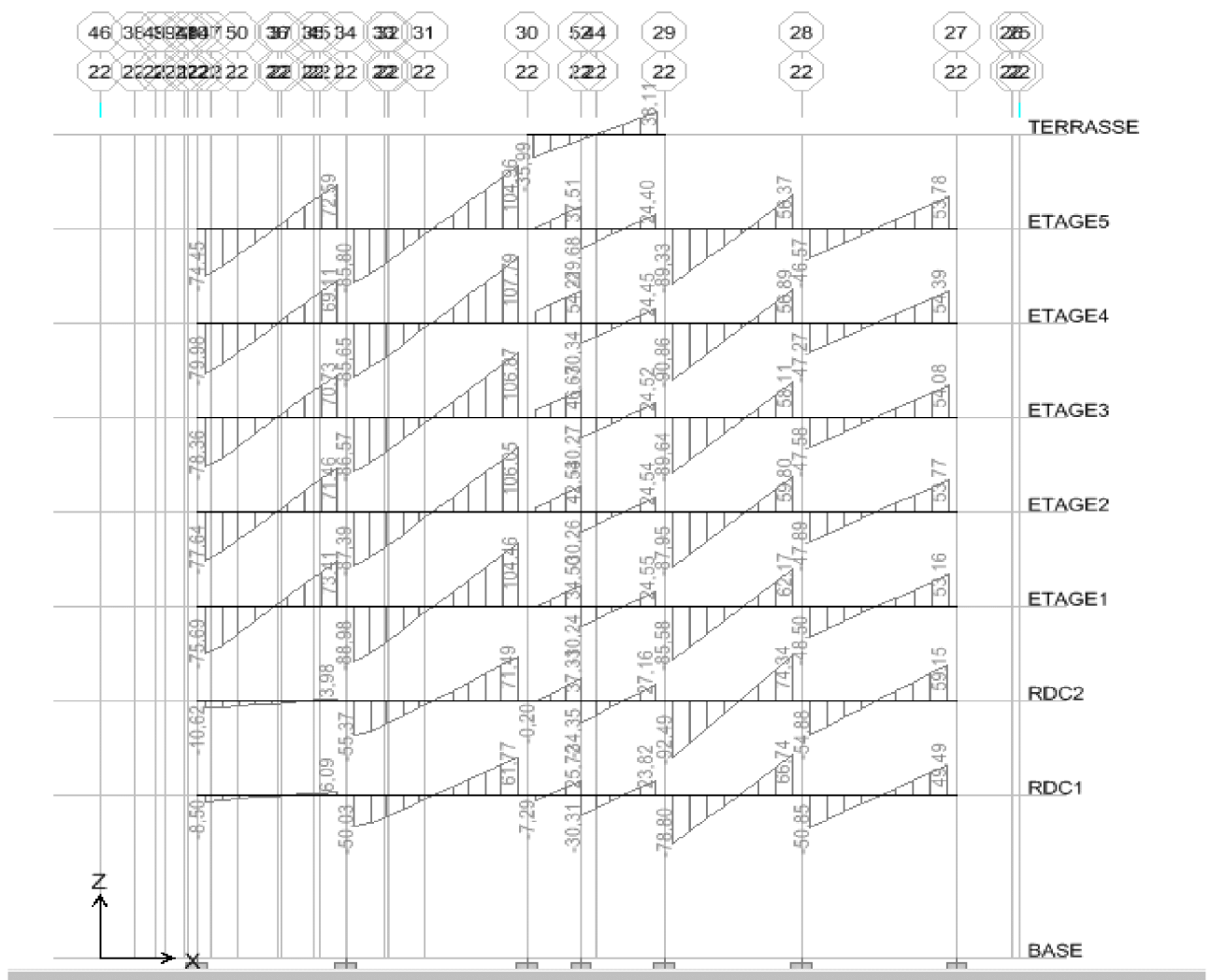


Figure IV.4.2 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres principales à l'ELU

Cas accidentel : le cas le plus défavorable ($G + Q + E$)

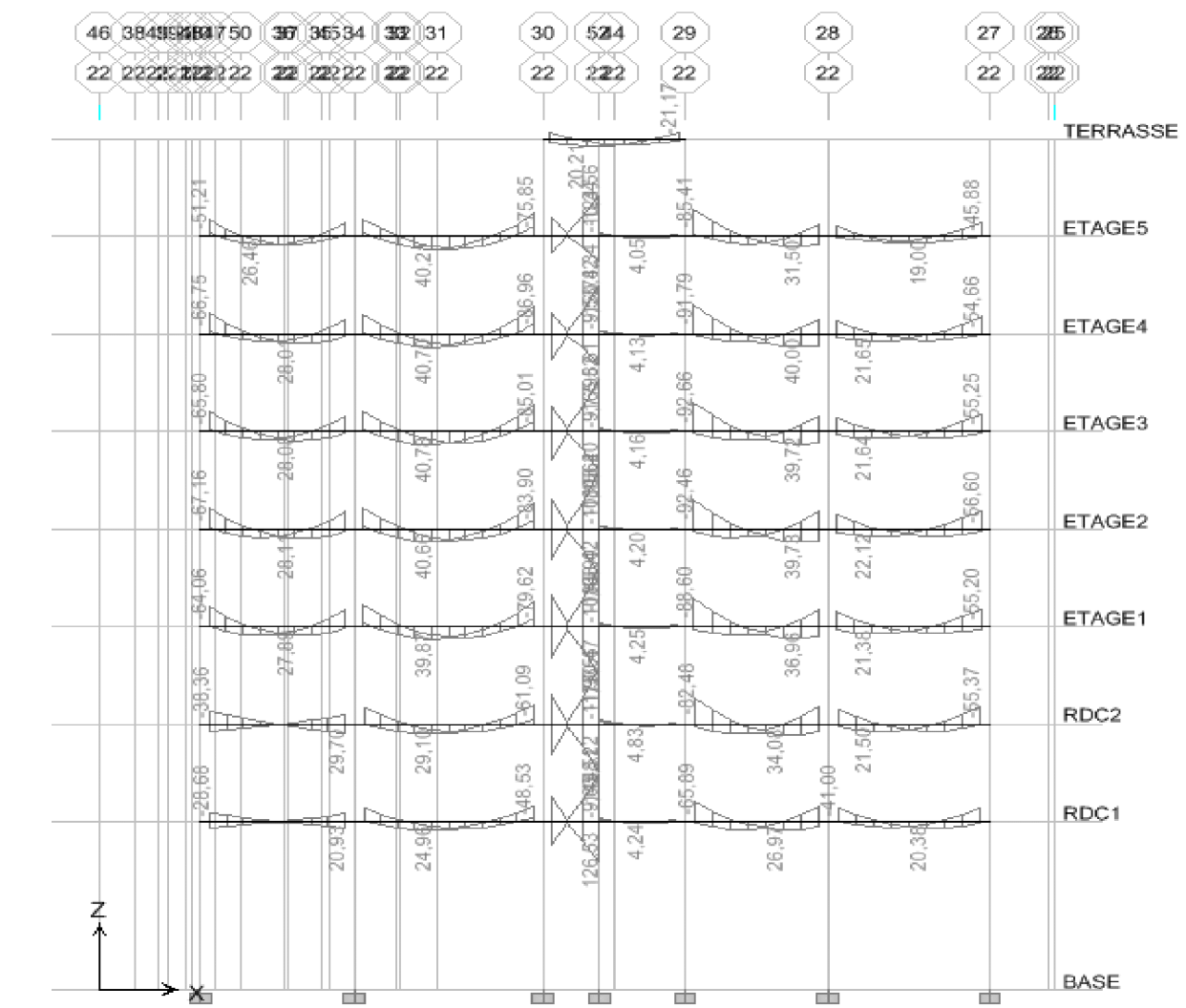


Figure IV.4.3 : Diagramme des moments fléchissant dans les poutres principales (situation accidentelle)

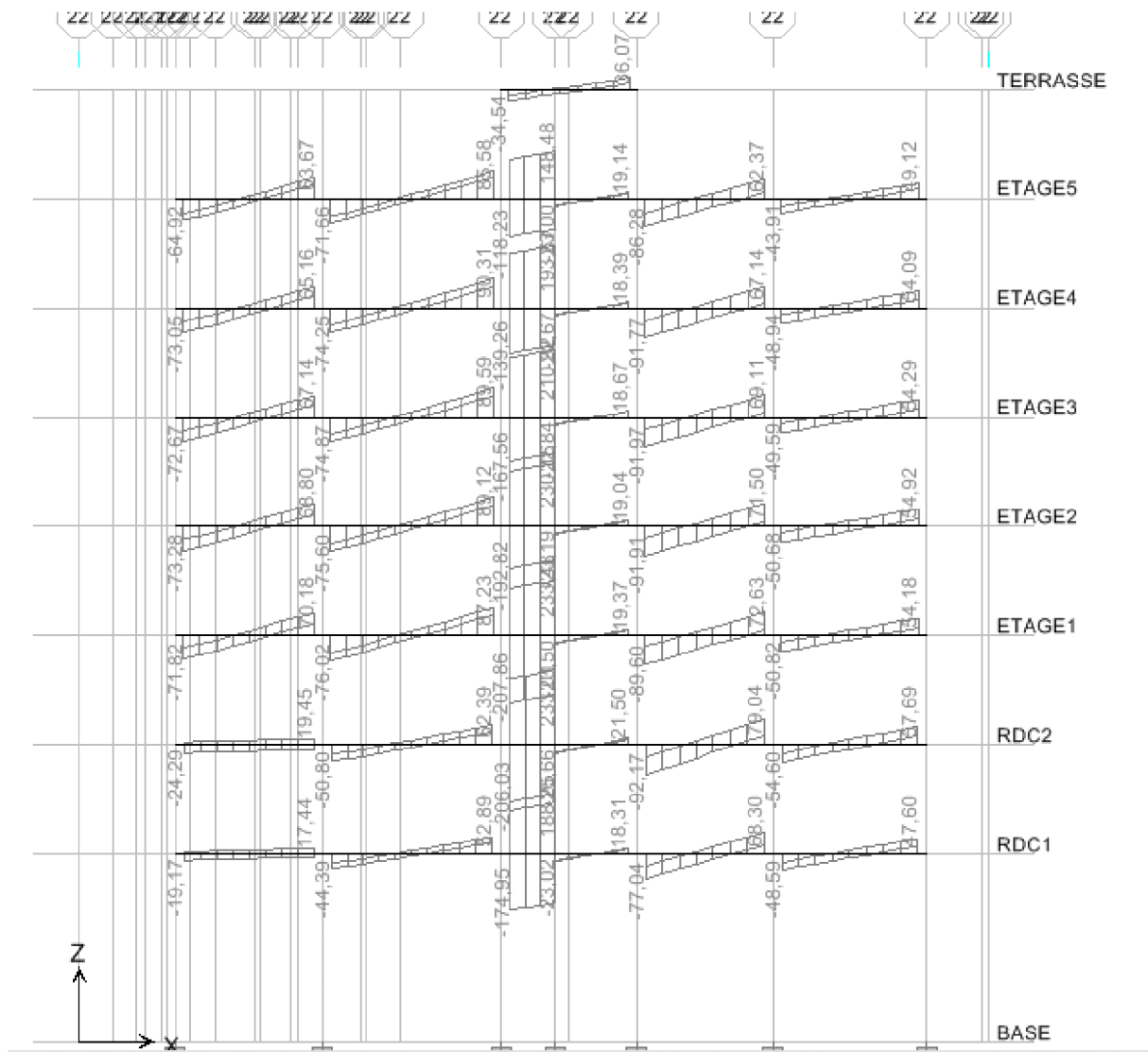


Figure IV.4.4 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres principales (situation accidentelle)

b. Les efforts internes dans les poutres secondaires :

- Cas courante : ELU : $1.35G + 1.5Q$

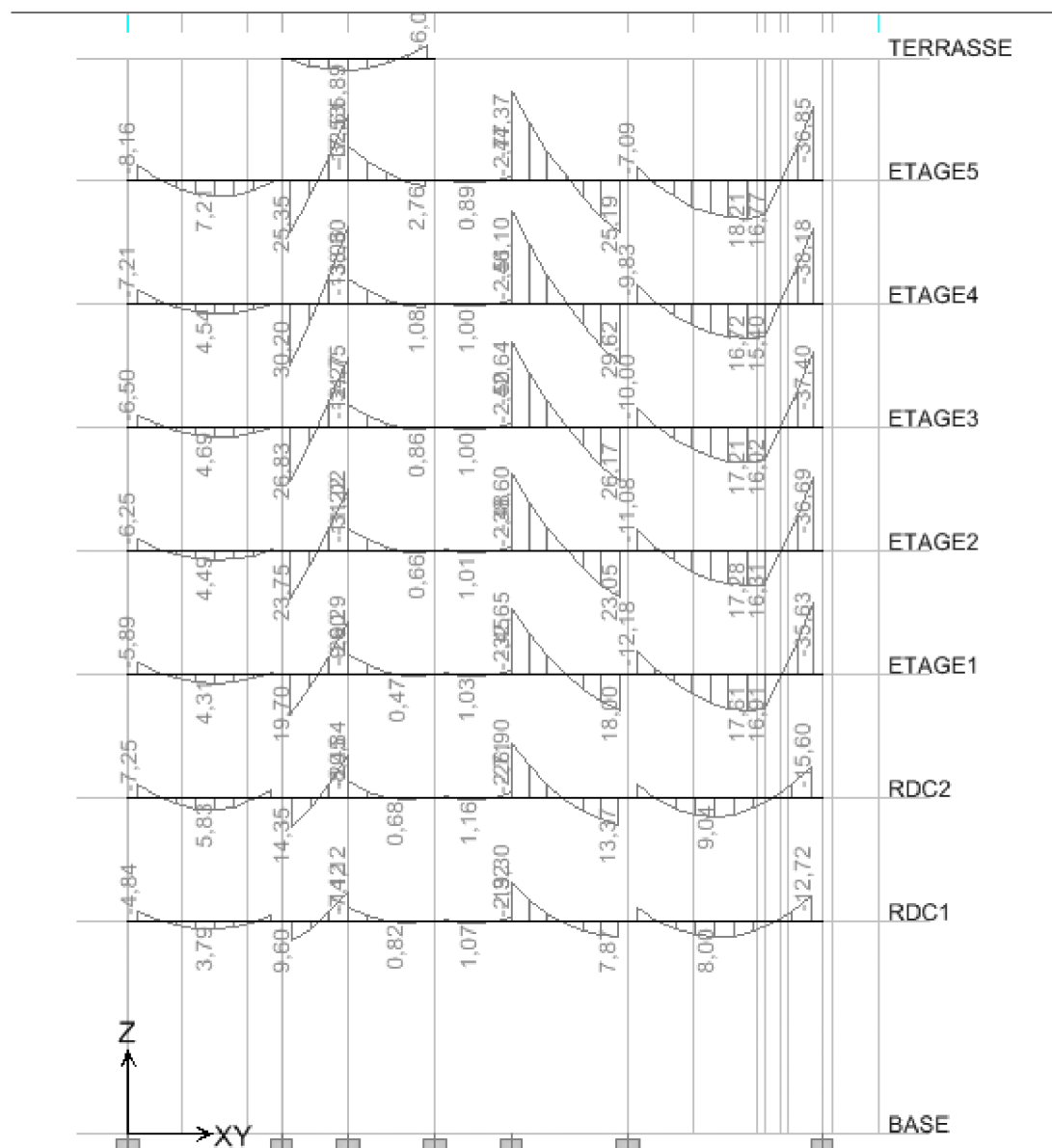


Figure IV.4.5 : Diagramme des moments fléchissant dans les poutres secondaires à l'ELU.

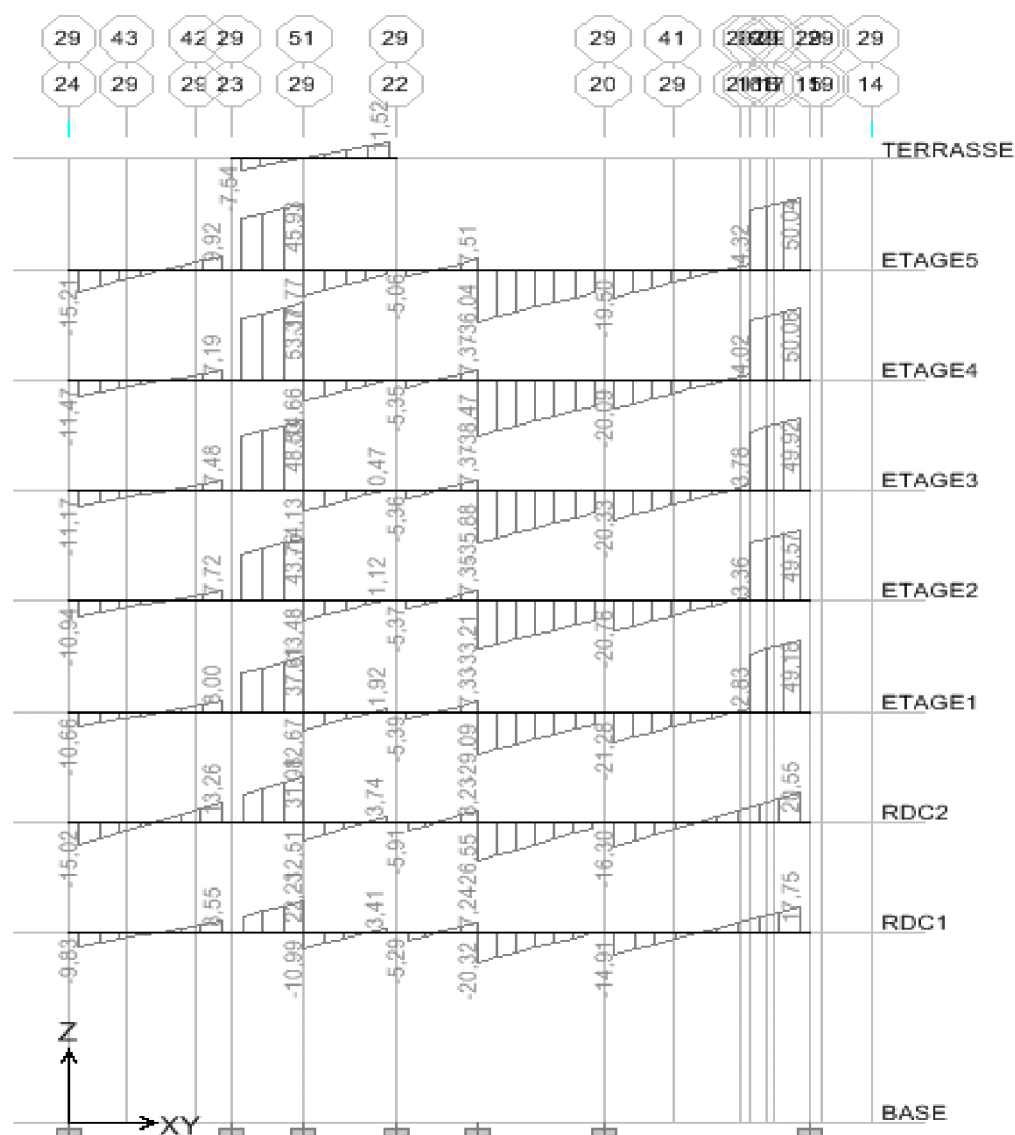


Figure IV.4.6 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres secondaires à l'ELU.

- Cas accidentel :

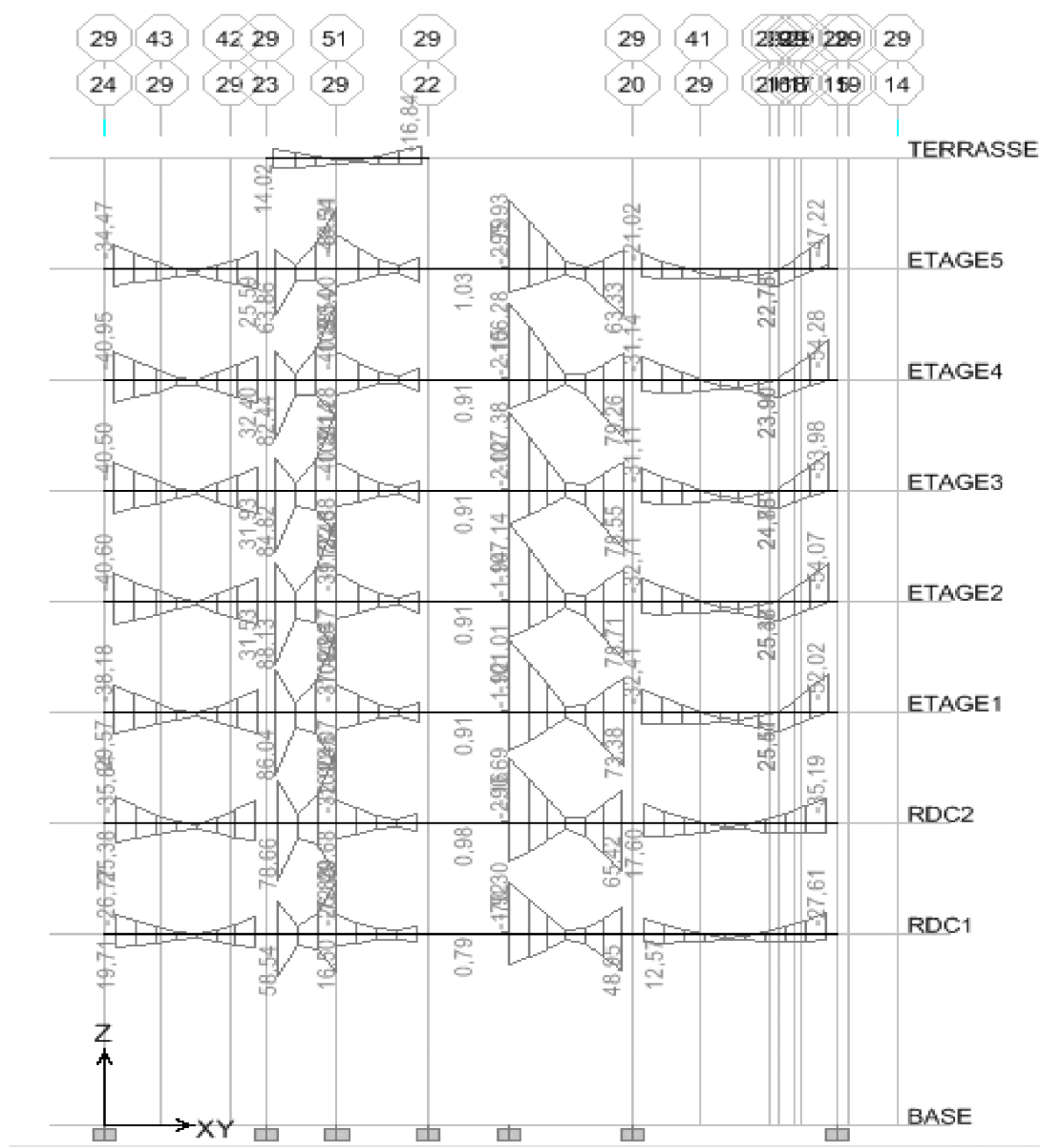


Figure IV.4.7 : Diagramme des moments fléchissant dans les poutres secondaires (situation accidentelle).

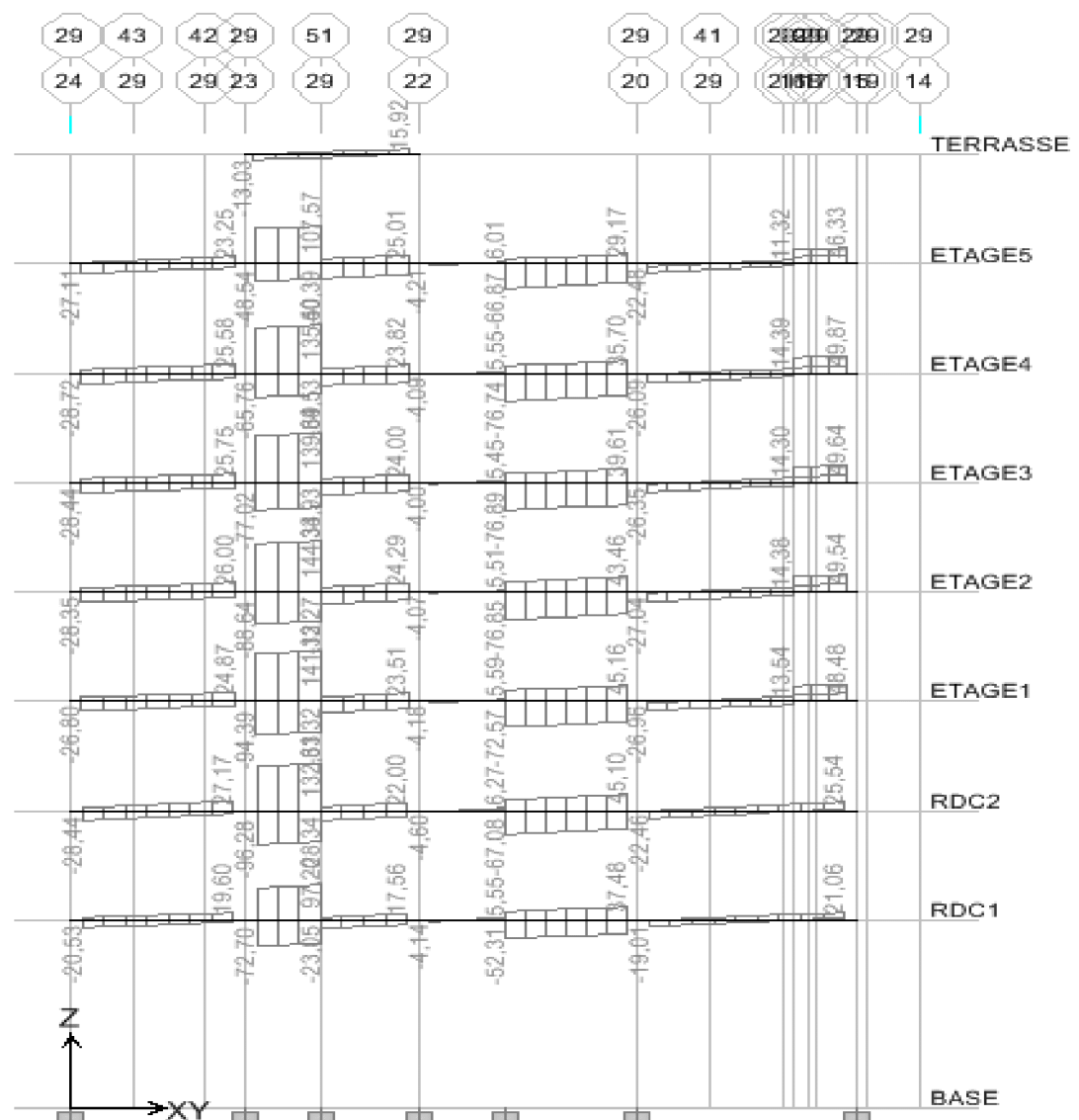
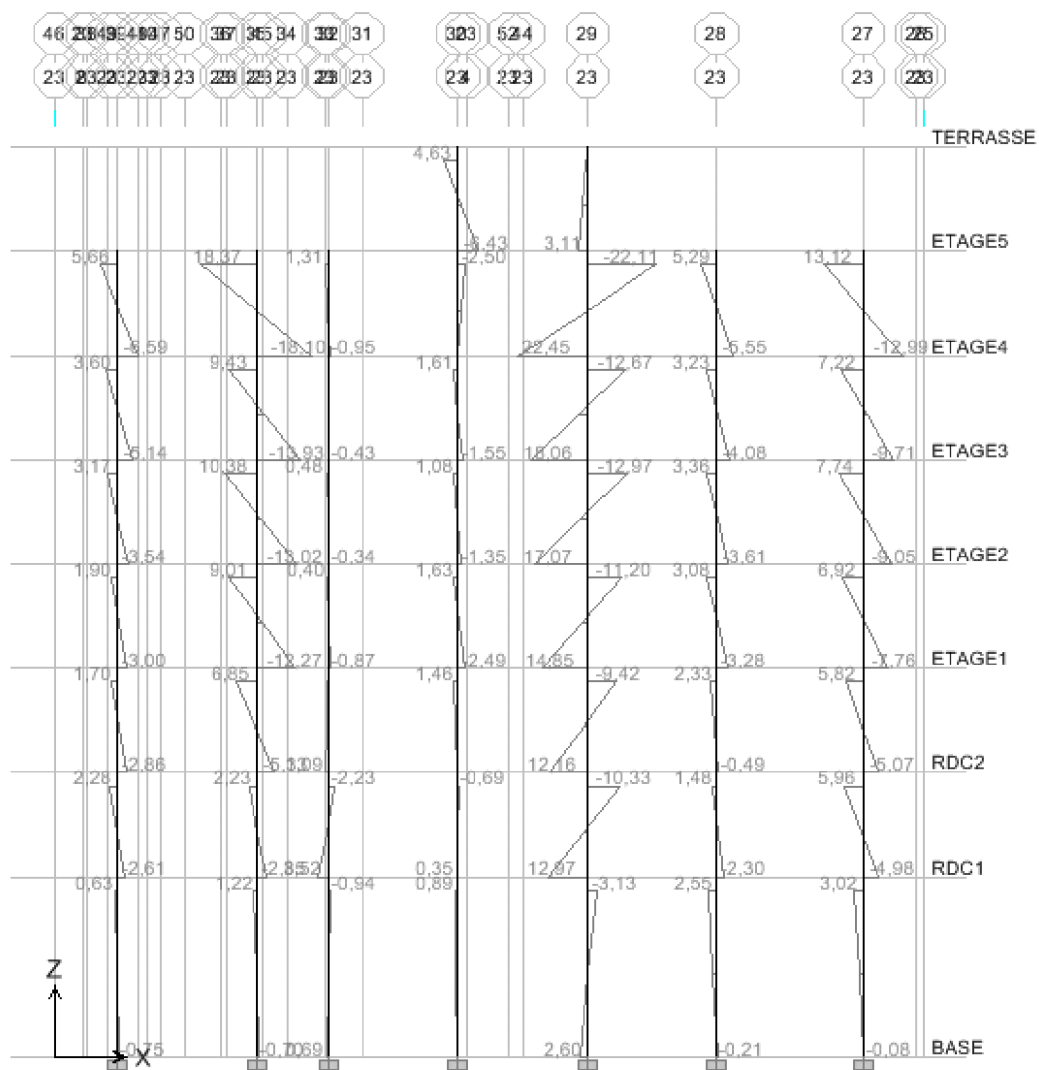


Figure IV.4.8 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres secondaires (situation accidentelle).

c- Les efforts internes dans les poteaux :

Sens longitudinal



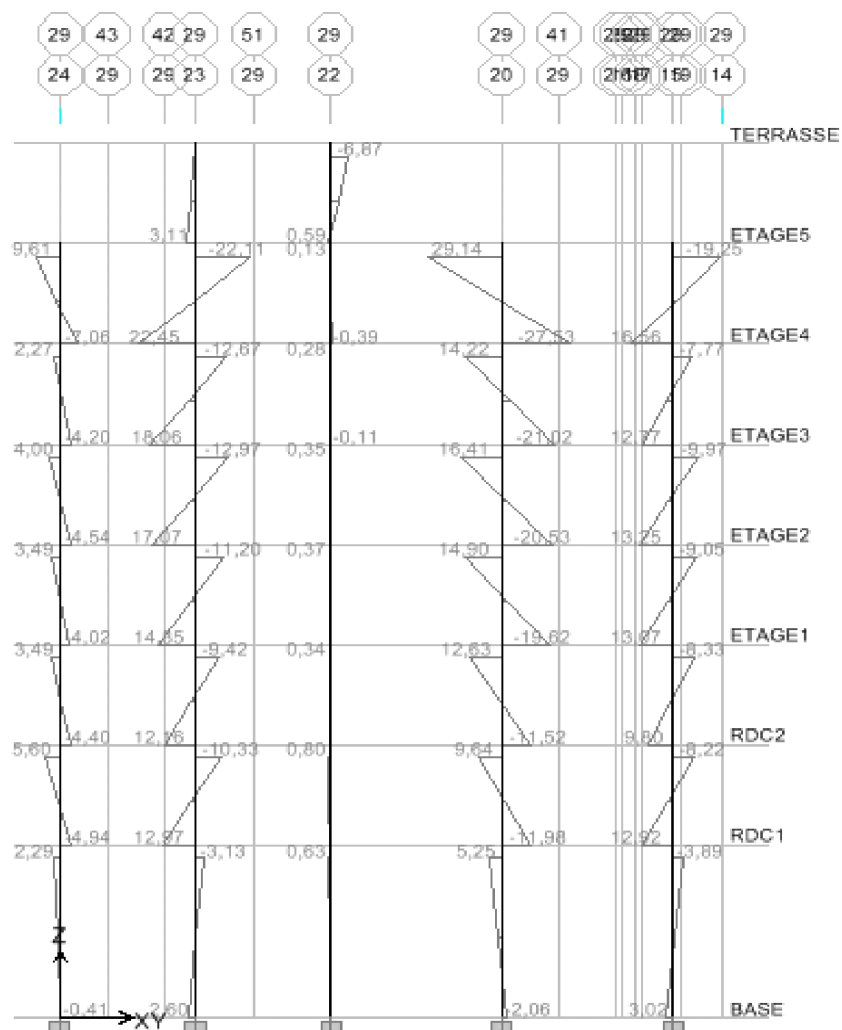
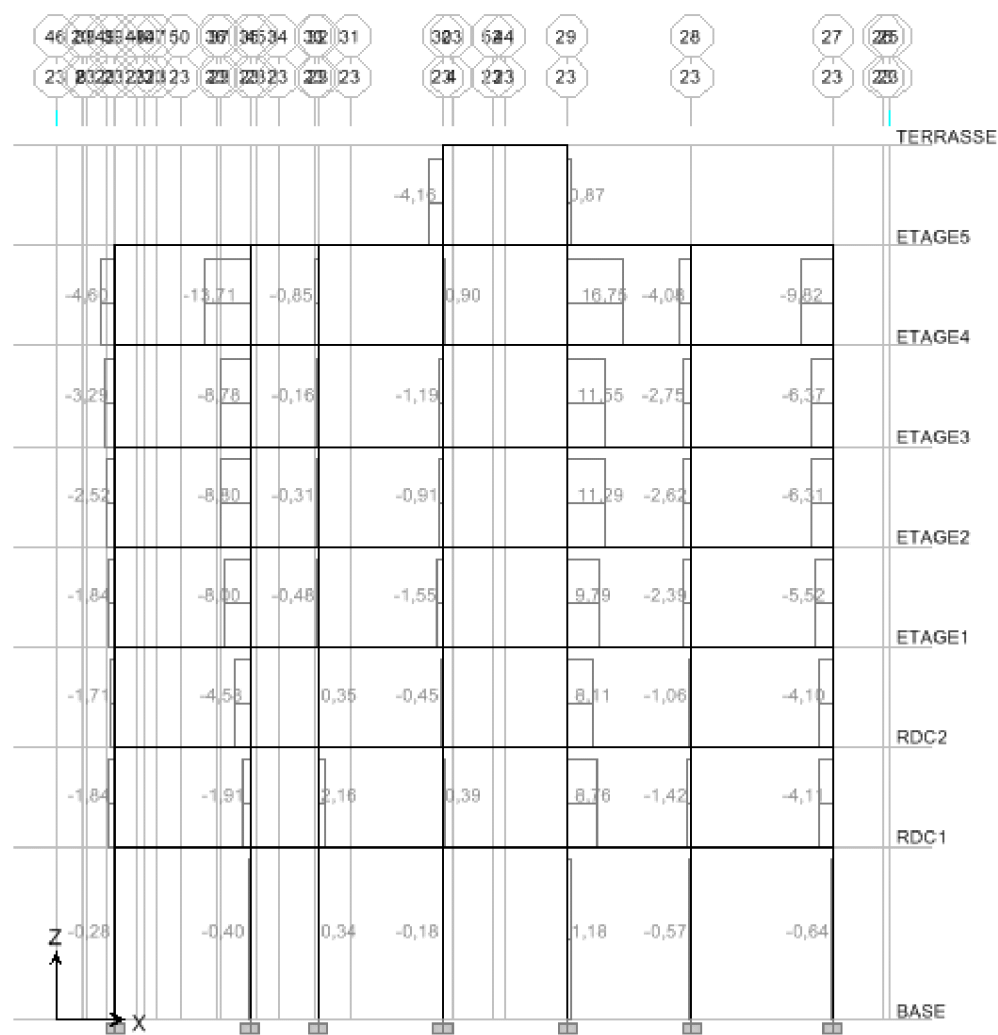
Sens transversal

Figure IV.4.9 : Diagramme des moments fléchissant dans les poteaux à l'ELU.

Sens longitudinal

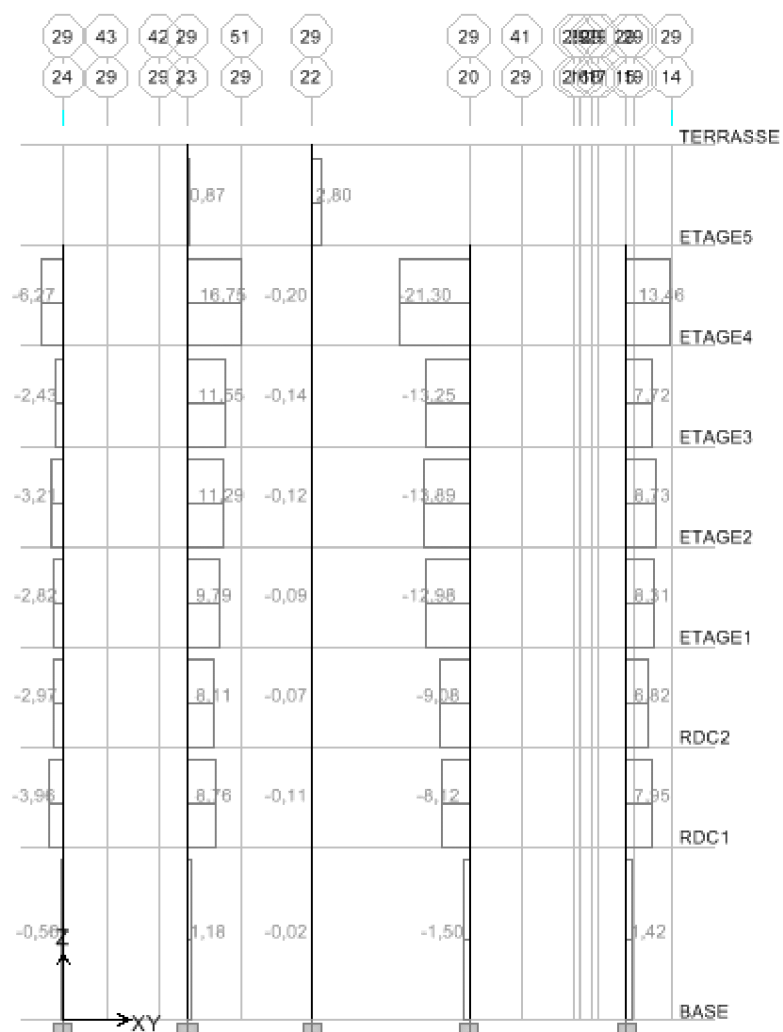
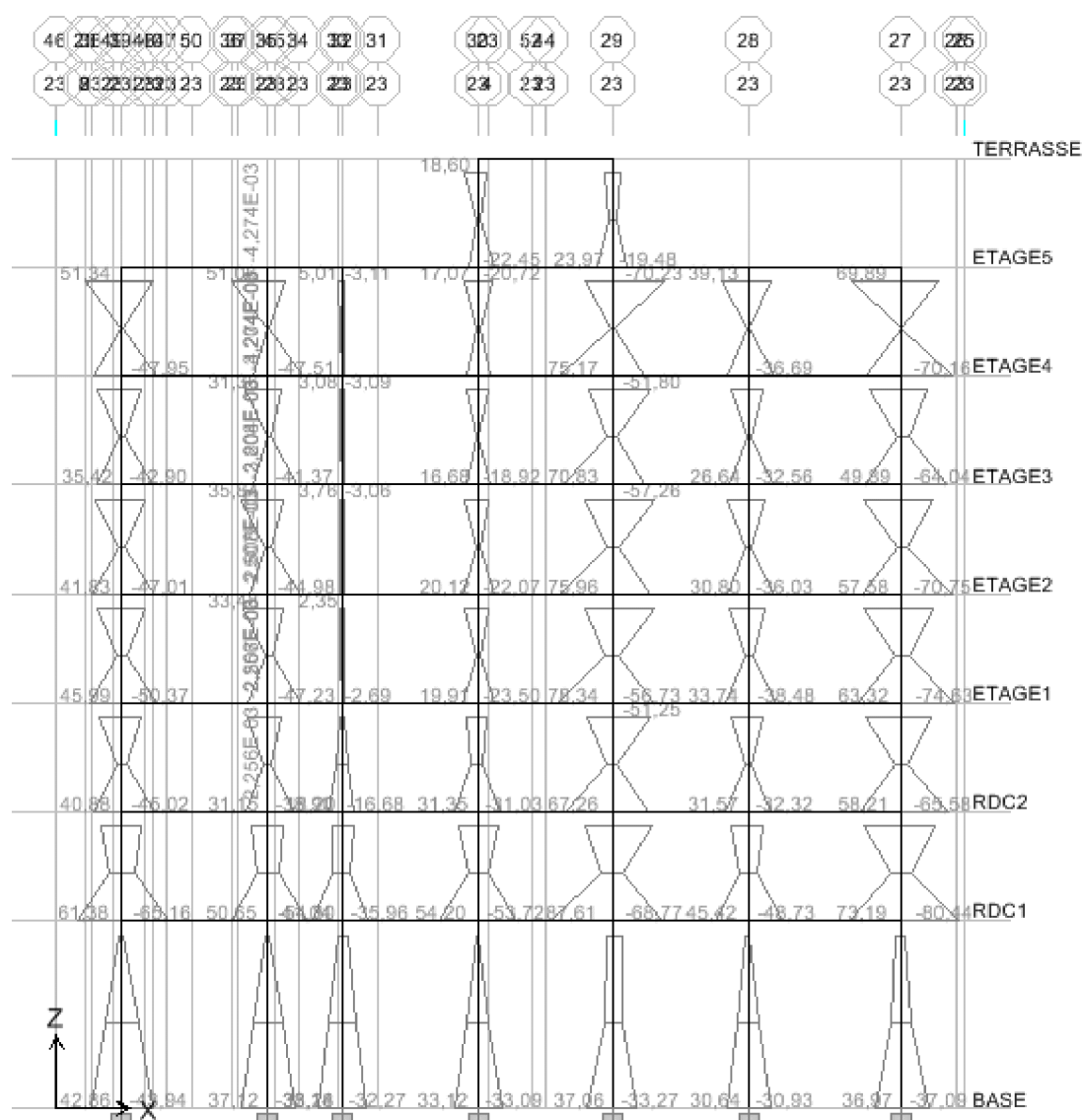
Sens transversal

Figure IV.4.10 : Diagramme des efforts tranchants dans les poteaux à l'ELU

Sens longitudinal

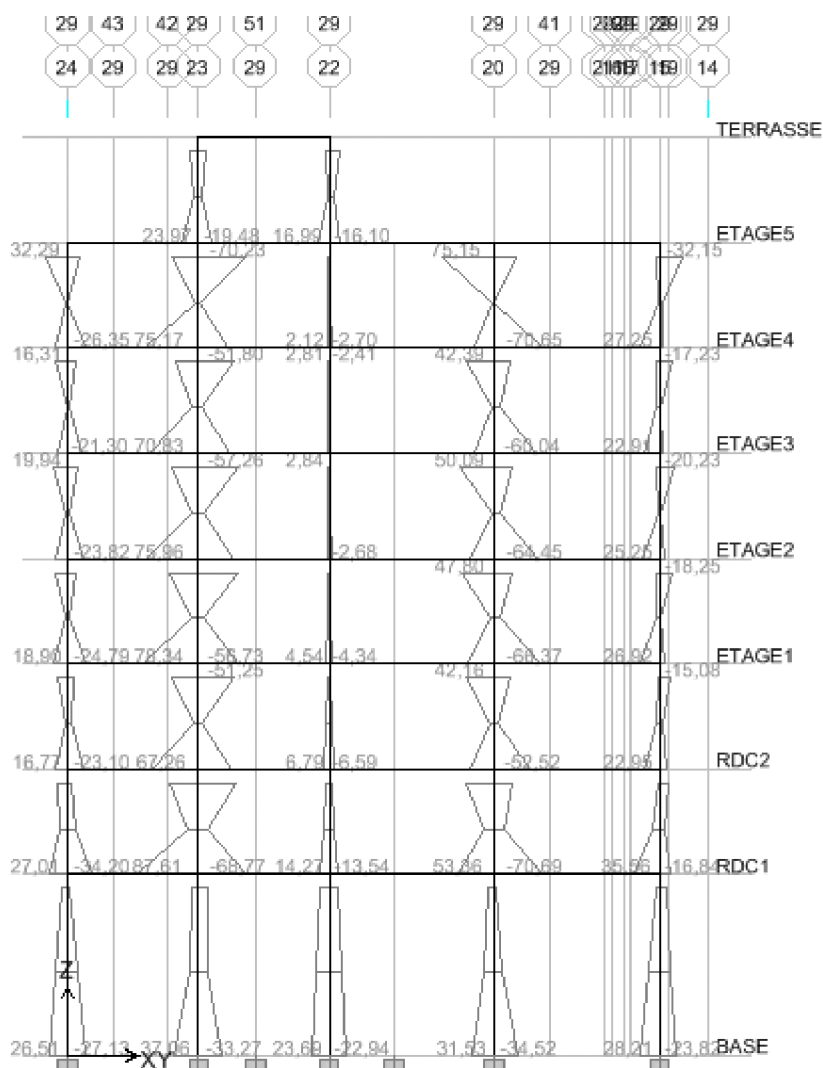
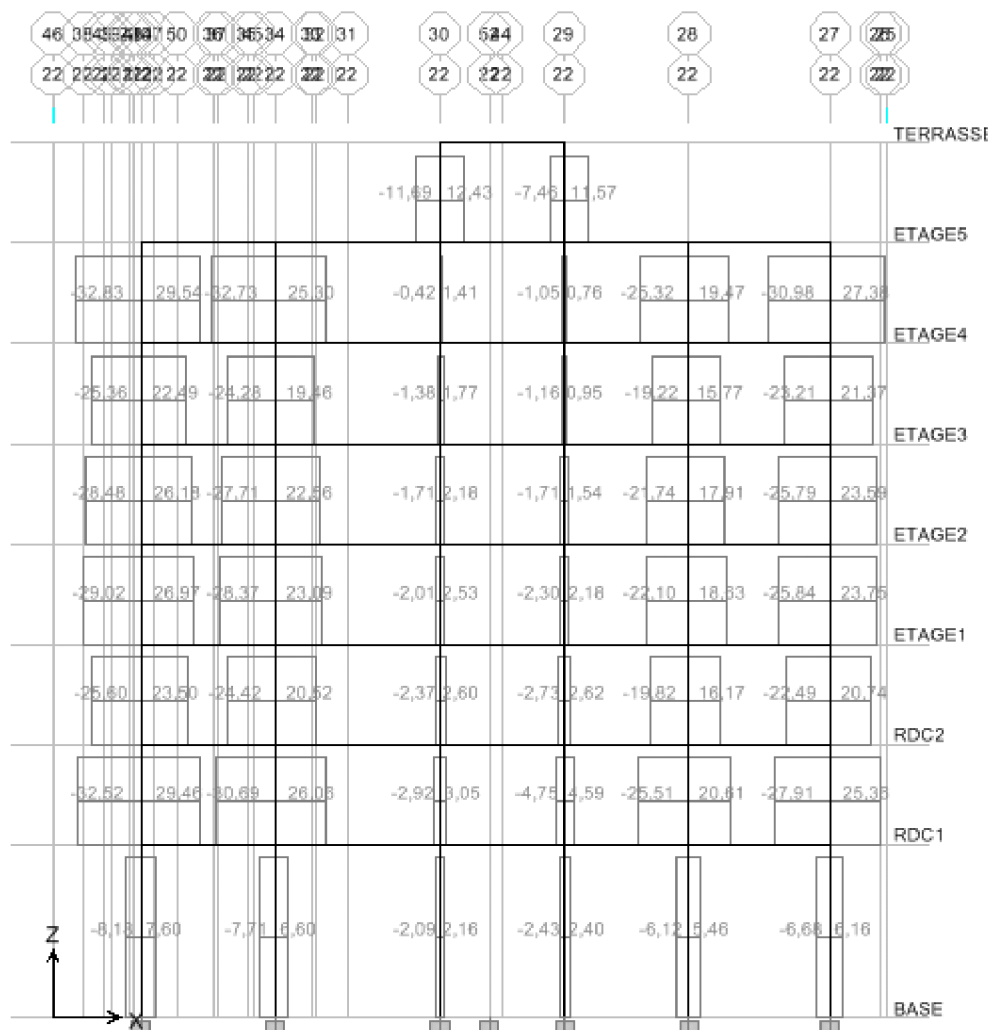
Sens transversal

Figure IV.4.11 : Diagramme des moments fléchissant dans les poteaux (situation accidentelle)

Sens longitudinal

[illegible]

97

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments non-exposés aux intempéries et sollicités par des moments en flexion et d'effort tranchants. Le calcul se fera en flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables et la fissuration comme étant peu nuisible.

✓ Combinaisons de calcul

Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$ à l'état limite ultimes (ELU)
- $G + Q$ à l'état limite Service (ELS)
- $0.8G \pm E$ RPA 99/2003
- $G + Q \pm E$ RPA 99/2003

✓ Recommandations du RPA99

Pourcentage total minimal : $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$

Poutres principales PP : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Pourcentage total maximal :

$A_{max} = 4\%(b \times h) \Rightarrow$ En zone courante

$A_{max} = 6\%(b \times h) \Rightarrow$ En zone de recouvrement

Poutres principales PP :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS :

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa

Après avoir extrait les moments, on prendra les moments max aux appuis et en travée et on ferrailera en conséquence.

Remarque :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

Soient :

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max dû à la combinaison accidentelle.

V.1.1 Etude des poutres principales

Ces poutres sont sollicitées principalement par les forces verticales et des forces horizontales selon la distribution d'ETABS.

Ferrailage en travée :

Niveau	combe	M_{elu} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
RDC	ELU	40.337	0.065	SSA	0.966	3.15	6.00	3HA14+3HA12	8.01
RDC ₂	ELU	44.022	0.072	SSA	0.963	3.47	6.00	3HA14+3HA12	8.01
1	ELU	48.987	0.080	SSA	0.958	3.87	6.00	3HA14+3HA12	8.01
2	ELU	48.678	0.080	SSA	0.958	3.84	6.00	3HA14+3HA12	8.01
3	ELU	48.829	0.080	SSA	0.958	3.85	6.00	3HA14+3HA12	8.01
4	ELU	48.551	0.080	SSA	0.958	3.83	6.00	3HA14+3HA12	8.01
5	ELU	50.286	0.082	SSA	0.958	3.96	6.00	3HA14+3HA12	8.01
Terr	ELU	23.221	0.038	SSA	0.981	1.83	6.00	3HA14+3HA12	8.01

Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales en travées

Aux appuis :

zone	comb	Armat	M_{sa} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
RDC	G+Q±E	A_{sup}	-145.509	0.154	SSA	0.916	12.01	6.00	4HA16 + 3HA14	12.66
		A_{inf}	126.527	0.134	SSA	0.928	10.31		3HA16 + 3HA14	10.65
RDC ₂	G+Q±E	A_{sup}	-177.562	0.018	SSA	0.991	13.54	6.00	4HA16 + 4HA14	14.07
		A_{inf}	148.219	0.157	SSA	0.914	12.26		4HA16 + 3HA14	12.66
1	G+Q±E	A_{sup}	-183.905	0.195	SSA	0.980	14.19	6.00	5HA16 + 4HA14	16.20
		A_{inf}	150.47	0.159	SSA	0.912	12.47		4HA16 + 3HA14	12.66
2	G+Q±E	A_{sup}	-180.645	0.191	SSA	0.892	15.31	6.00	5HA16 + 4HA14	16.20
		A_{inf}	138.416	0.147	SSA	0.919	11.38		4HA16 + 3HA14	12.66
3	G+Q±E	A_{sup}	-165.819	0.176	SSA	0.902	13.90	6.00	4HA16 + 4HA14	14.07
		A_{inf}	118.196	0.125	SSA	0.932	9.59		3HA16 + 3HA14	10.65
4	G+Q±E	A_{sup}	-150.417	0.159	SSA	0.912	12.47	6.00	4HA16 + 3HA14	12.66
		A_{inf}	95.608	0.101	SSA	0.964	7.49		3HA16 + 3HA14	10.65
5	G+Q±E	A_{sup}	-124.56	0.132	SSA	0.929	10.14	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	78.338	0.083	SSA	0.956	6.19		3HA16 + 3HA14	10.65
Terr	G+Q±E	A_{sup}	-27.552	0.029	SSA	0.985	2.11	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	21.552	0.022	SSA	0.989	1.64		3HA16 + 3HA14	10.65

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

Les poutres principales seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA14 (filantes) + 3HA12 (chapeaux)

Aux appuis : 3HA16 (filantes) + 3HA14(chapeaux)

Condition de non fragilité :(ART A.4.2/BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.1.2 Etude des poutres secondaires :

Ces poutres sont sollicitées principalement par les forces verticales et des forces horizontales selon la distribution d'ETABS.

En travée :

Niveau	Comb	M_{elu} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferraillage	A_{adop} (cm ²)
RDC	ELU	10.490	0.022	SSA	0.989	0.92	5.25	3HA14+3HA12	8.01
RDC ₂	ELU	14.345	0.031	SSA	0.984	1.26	5.25	3HA14+3HA12	8.01
1	ELU	19.696	0.042	SSA	0.979	1.75	5.25	3HA14+3HA12	8.01
2	ELU	23.745	0.051	SSA	0.973	2.12	5.25	3HA14+3HA12	8.01
3	ELU	26.828	0.058	SSA	0.970	2.40	5.25	3HA14+3HA12	8.01
4	ELU	30.196	0.065	SSA	0.966	2.72	5.25	3HA14+3HA12	8.01
5	ELU	25.349	0.055	SSA	0.971	2.27	5.25	3HA14+3HA12	8.01
Terr	ELU	5.887	0.012	SSA	0.994	0.51	5.25	3HA14+3HA12	8.01

Tableau V.3 : Ferraillage des poutres secondaires en travées

Aux appuis :

Zone	Comb	Arma	M_{sa} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
RDC	G+Q±E	A_{sup}	-72.706	0.102	SSA	0.946	6.69	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	62.863	0.088	SSA	0.996	5.49		3HA16 + 3HA14	10.65
RDC ₂	G+Q±E	A_{sup}	-101.458	0.143	SSA	0.922	9.58	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	78.655	0.110	SSA	0.942	7.27		3HA16 + 3HA14	10.65
1	G+Q±E	A_{sup}	-109.957	0.154	SSA	0.916	10.45	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	86.042	0.121	SSA	0.935	8.01		3HA16 + 3HA14	10.65
2	G+Q±E	A_{sup}	-112.476	0.158	SSA	0.914	10.59	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	88.135	0.124	SSA	0.924	8.30		3HA16 + 3HA14	10.65
3	G+Q±E	A_{sup}	-109.144	0.154	SSA	0.916	10.37	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	84.819	0.119	SSA	0.936	7.89		3HA16 + 3HA14	10.65
4	G+Q±E	A_{sup}	-106.283	0.149	SSA	0.918	10.08	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	82.439	0.116	SSA	0.938	7.65		3HA16 + 3HA14	10.65
5	G+Q±E	A_{sup}	-95.926	0.135	SSA	0.927	9.01	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	63.864	0.089	SSA	0.953	5.83		3HA16 + 3HA14	10.65
Terr	G+Q±E	A_{sup}	-22.044	0.031	SSA	0.984	1.95	6.00	3HA16 + 3HA14	10.65
		A_{inf}	17.097	0.024	SSA	0.988	1.50		3HA16 + 3HA14	10.65

Tableau V.4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suite :

Aux appuis : 3HA14 (filantes) + 3HA12 (chapeaux)

En travée : 3HA16(filantes) + 3HA14(chapeaux)

V.1.3 Vérifications à l'ELU

V.1.3.1 Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91 art A.5.21)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchants est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

a- Poutres principales

$$\tau_u = \frac{233.01 \times 10^3}{300 \times 400} = 1.94 \text{ MPa}$$

b- Poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{144.37 \times 10^3}{300 \times 350} = 1.37 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \min\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 1.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
- Poutres secondaires : $\tau_u = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

V.1.3.2 Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 art A5.1.32):

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

a- Poutres principales :

$$T_u = 233.01 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 892.174 \text{ KN}$$

b- Poutres secondaires :

$$T_u = 144.37 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 774.782 \text{ KN}$$

V.1.3.3 Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A5.1. 321/BAEL91)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 \times V_u \times d$, on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures supérieure à :

$$A_{st} = \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

a- Poutres principales :

$$M_u = 148.219 \text{ KN.m} > 0.9 \times V_u \times d = 0.9 \times 176.43 \times 0.38 = 60.339 \text{ KN.m}$$

b- Poutres secondaires :

$$M_u = 88.135 \text{ KN.m} > 0.9 \times V_u \times d = 0.9 \times 82.07 \times 0.33 = 24.374 \text{ KN.m}$$

V.1.3.4 Vérification de l'entraînement des barres (BAEL91 art. A6.13)

$$\bar{T}_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i}$$

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

U_i : Périmètre utile des barres.

a- Poutres principales :

$$\Sigma u_i = n \times \phi \times \pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3.14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{233.01 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 263.76} = 2.58 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- Poutres secondaires :

$$\Sigma u_i = n \phi \pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3.14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{144.37 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.76} = 1.84 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.1.3.5 Longueur de scellements droits des barres (Art. A.6.1,22/BAEL91)

On définit la longueur de scellement droit « L_s » comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

pour les HA12 : $L_s = 40.00 \text{ cm}$

pour les HA14 : $L_s = 50.00 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $L_s = 60.00 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égal à $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

Pour les HA12 : $L_c = 16.00 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L_c = 20.00 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $L_c = 25.00 \text{ cm}$

*V.1.4 Armatures transversales*V.1.4.1 Choix du diamètrea- Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min\{1.42; 1.2; 3\} = 1.2 \text{ cm}$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

b- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\{1; 1.4; 3\} = 1 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

V.1.4.2 Espacements des armatures transversales : (Art A.5.1,22/BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min\{0.9 \times d; 40 \text{ cm}\}$$

Poutre principales PP : $S_{t \max} \leq \min\{34.2; 40 \text{ cm}\} = 34.2 \text{ cm}$

Poutre secondaire PS : $S_{t \max} \leq \min\{31.5; 40 \text{ cm}\} = 31.5 \text{ cm}$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu d'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art. A.5.1.23/BAEL91)

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})b \times \gamma_s}$$

a- Poutres principales

$$S_t \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(1.94 - 0.3 \times 2.1)30 \times 1.15} = 16.01 \text{ cm}$$

b- Poutres secondaires

$$S_t \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(1.37 - 0.3 \times 2.1)30 \times 1.15} = 28.34 \text{ cm}$$

Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)

a- Poutres principales

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times \phi \right\} = \min \{10 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \} = 10 \text{ cm}$$

On adopte $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On adopte $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

b- Poutres secondaires :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times \phi \right\} = \min \{8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \} = 8.75 \text{ cm}$$

On opte pour: $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de la poutre rectangulaire, la longueur de la zone nodale « L' » est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

-Poutre principales PP : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

-Poutre secondaire PS : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.1.4.3 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{L}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{L}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{L}{10}$

V.1.5 Vérifications à l'ELS :

V.1.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

V.1.5.2 Etat limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela, on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \Rightarrow k_1 \quad \text{Et} \quad \beta_1 (\text{tirés des tableaux en fonction de } \rho_1).$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptés à l'ELU.

niveau	Arma		$M_{s\max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	travée	/	29.222	8.01	0.702	0.878	25.98	109.34	348	4.21	15	vérifiée
	appuis	sup	35.077	12.66	1.110	0.855	19.48	85.278	348	4.37	15	vérifiée
		inf	29.222	10.65	0.934	0.864	21.80	133.38	348	6.12	15	vérifiée
RDC ₂	travée	/	31.549	8.01	0.702	0.878	25.98	118.05	348	4.54	15	vérifiée
	appuis	sup	44.735	14.07	1.234	0.849	18.11	98.551	348	5.44	15	vérifiée
		inf	31.549	12.66	1.110	0.855	19.48	76.701	348	3.94	15	vérifiée
1	travée	/	35.180	8.01	0.702	0.878	25.98	131.64	348	5.06	5.06	vérifiée
	appuis	sup	54.339	16.20	1.421	0.841	16.45	104.96	348	6.38	15	vérifiée
		inf	35.180	12.66	1.110	0.855	19.48	85.528	348	4.39	15	vérifiée
2	travée	/	35.267	8.01	0.702	0.878	25.98	131.96	348	5.07	15	vérifiée
	appuis	sup	56.886	16.20	1.421	0.841	16.45	109.878	348	6.67	15	vérifiée
		inf	35.267	12.66	1.110	0.855	19.48	83.494	348	4.28	15	vérifiée
3	travée	/	35.378	8.01	0.702	0.878	25.98	132.38	348	5.09	15	vérifiée
	appuis	sup	58.132	14.07	1.234	0.849	18.11	128.06	348	7.07	15	vérifiée
		inf	35.378	10.65	0.934	0.864	21.80	93.59	348	4.29	15	vérifiée
4	travée	/	35.173	8.01	0.702	0.878	25.98	131.61	348	5.06	15	vérifiée
	appuis	sup	59.867	12.66	1.110	0.855	19.48	145.547	348	7.47	15	vérifiée
		inf	35.173	10.65	0.934	0.864	21.80	93.05	348	4.26	15	vérifiée
5	travée	/	36.694	8.01	0.934	0.864	21.80	171.21	348	7.85	15	vérifiée
	appuis	sup	55.392	10.65	0.934	0.864	21.80	158.42	348	7.26	15	vérifiée
		inf	36.694	10.65	0.934	0.864	21.80	97.07	348	4.45	15	vérifiée
terr	travée	/	7.924	8.01	0.702	0.878	25.98	29.65	348	1.14	15	vérifiée
	appuis	sup	16.967	0.702	0.878	25.98	29.65	348	1.14	0.702	15	vérifiée
		inf	7.924	10.65	0.934	0.864	21.80	20.963	348	0.961	15	vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS (poutres principales).

niveau	Arma	$M_{s\max}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	travée	7.611	8.01	0.702	0.878	25.98	32.79	348	1.26	15	vérifiée
	appuis	13.977	10.65	0.934	0.864	21.80	46.02	348	2.11	15	vérifiée
RDC ₂	travée	10.415	8.01	0.702	0.878	25.98	44.87	348	1.72	15	vérifiée
	appuis	19.44	10.65	0.934	0.864	21.80	64.02	348	2.93	15	vérifiée
1	travée	14.296	8.01	0.702	0.878	25.98	61.59	348	2.37	15	vérifiée
	appuis	25.917	10.65	0.934	0.864	21.80	85.35	348	3.91	15	vérifiée
2	travée	17.253	8.01	0.702	0.878	25.98	74.34	348	2.86	15	vérifiée
	appuis	27.97	10.65	0.934	0.864	21.80	92.11	348	4.22	15	vérifiée
3	travée	26.828	8.01	0.702	0.878	25.98	115.59	348	4.44	15	vérifiée
	appuis	42.639	10.65	0.934	0.864	21.80	140.42	348	6.44	15	vérifiée
4	travée	21.962	8.01	0.702	0.878	25.98	94.63	348	3.64	15	vérifiée
	appuis	33.429	10.65	0.934	0.864	21.80	110.08	348	5.04	15	vérifiée
5	travée	18.436	8.01	0.702	0.878	25.98	79.44	348	3.05	15	vérifiée
	appuis	32.199	10.65	0.934	0.864	21.80	106.03	348	4.86	15	vérifiée
Terr	travée	4.316	8.01	0.702	0.878	25.98	18.59	348	0.71	15	vérifiée
	appuis	4.443	10.65	0.934	0.864	21.80	14.63	348	0.67	15	vérifiée

Tableau V.6 : Vérifications des contraintes à l'ELS (poutres secondaires).

V.1.5.3 Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

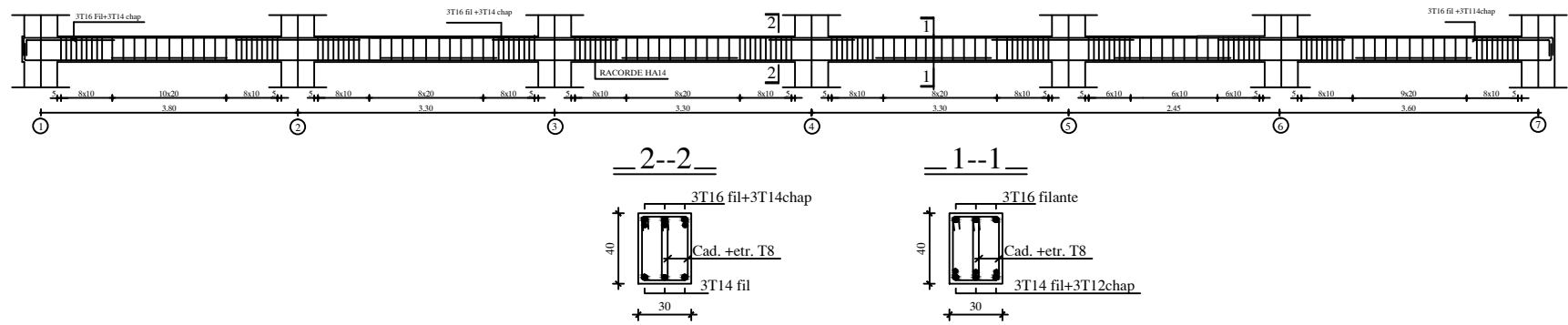
a- Poutres principales :

$$0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{500}{1000} = 1.00 \text{ cm} > 0.187 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

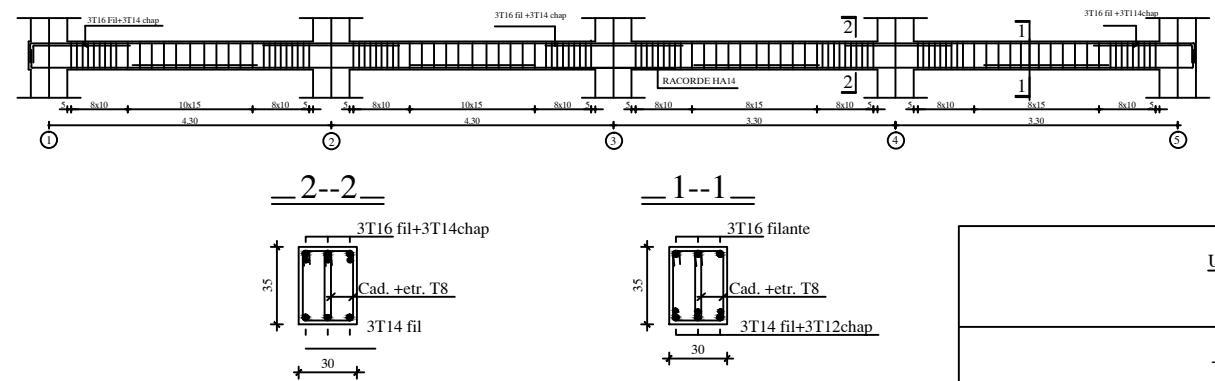
b- Poutres secondaires:

$$\frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm} > 0.096 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

POUTRE PRINCIPALE



POUTRE SECONDAIRE



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

- le plan de ferrailage des poutres -

Présenté par:	Melle: KERKACHE SABRINA Mr: SADI HADDAD TARIK
Encadré par:	Mme: HADDAD.

V.2 Ferraillage des poteaux

Le calcul se fera en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

Effort normal maximal et le moment correspondant.

Effort normal minimal et le moment correspondant.

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ;

V.2.1 Recommandations du RPA99 :

✓ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zoneIIa) ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm ;
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'acier recommandés est de 0.8% de la section du béton :

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'acier est de 3% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Zone courante

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0.03 \times 50 \times 50 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{max} = 0.03 \times 45 \times 45 = 60.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{max} = 0.03 \times 35 \times 35 = 36.75 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

V.2.2 calcul des armatures à l'ELU :

a. Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures ($\forall$ l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

→ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée.

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad \text{Si (N) est un effort de compression.}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad \text{Si (N) est un effort de traction.}$$

Détermination des armatures

Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c'\right) + N \times g$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Si : } \mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA(A' = 0)$$

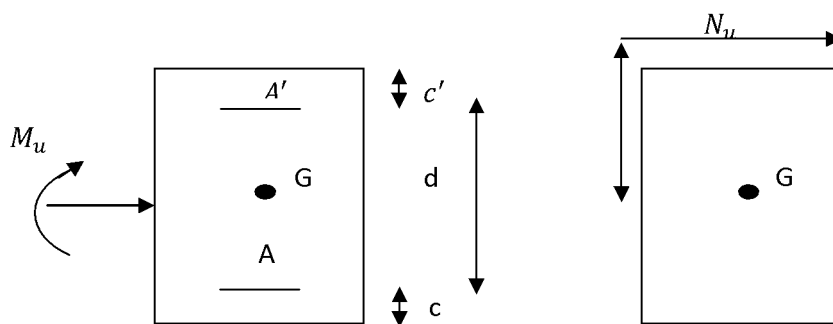


Figure V.1 : Les moments s'exerçant sur les poteaux.

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_{st}}$$

Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

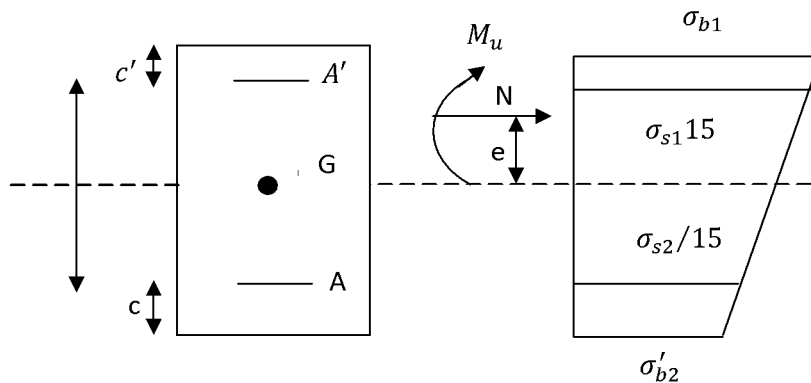
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée :

$$A = A'_f$$

$$A = A'_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b. Section entièrement comprimé (S.E.C)



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- N : effort de compression.
- Et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Détermination des armatures :

1^{er} cas :

$$N_u \times (d - c') - M_f > (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{ème} cas :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A=0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.3467 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \times \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\text{Tel que : } \varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

c. Section entièrement tendue (S.E.T)

$$A = \frac{N \times a}{\sigma \times (d - c')} = \frac{N \times a}{\sigma_{s1} \times Z} ; A' = \frac{N}{\sigma_2} - A$$

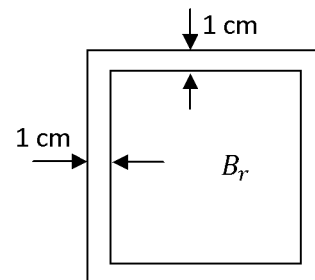
Compression pure (centrée) :

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1)

$$N_u \leq a \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 + \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right]$$



B_r : Représente l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1 cm de tout son Périphérique

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{a} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 + \gamma_b} \right] \times \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

Si plus de la moitié des charge sont appliquées avant 90 jours « a » doit être divisé par 1.1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

V.2.3 Vérifications à l'ELS :

Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = bh + 15(A + A') \Rightarrow$ Section totale homogène

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} + \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times C' + A' \times d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A \times (V_1 - C)^2 + A' \times (V_2 - C')^2]$$

On doit vérifier que :

Section entièrement comprimée S.E.C :

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \times \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \times \frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Section partiellement comprimée S.P.C :

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K(d - Y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \times Y_{ser} + 15[A'(Y_{ser} - C') - A(d - Y_{ser})]$$

$$Y_{ser} = Y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left[d - \frac{d}{2} \right]$$

Y_c : Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

$$p = -3 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} (c - c') + \frac{90 \times A}{B} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} (c - c') + \frac{90 \times A}{B} (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta - q}) ; u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y = u - \frac{p}{3 \times u}$$

$$\text{- Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

Choisir une solution parmi les trois solutions :

$$y_1 = a \times \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \times \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \times \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Les résultats des ferraillages obtenus par le logiciel GENIDEMO sont données dans les tableaux si après :

Sens longitudinal :

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$\left(\frac{h}{2}\right) - c$ (KN.m)	M _f (KN.m)	Nature	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix Ferraillage	A _{adopt} (cm ²)
50 × 50	N _{corr} = -735.63	M _{max} = 15.196	0.021	0.230	184.390	SPC	0	20.00	4HA20+4HA16	20.60
	N _{max} = -1752.42	M _{corr} = 1.237	0.0007	0.230	04.293	SPC	0			20.60
	N _{min} = -108.75	M _{corr} = 11.137	0.102	0.230	36.149	SPC	0			20.60
45 × 45	N _{corr} = -184.21	M _{max} = 29.139	0.158	0.205	66.902	SEC	0	16.20	4HA20+4HA14	18.78
	N _{max} = -1192.64	M _{corr} = 3.503	0.002	0.205	247.994	SPC	0			18.87
	N _{min} = -52.41	M _{corr} = 12.66	0.241	0.205	23.404	SPC	0			18.78
35 × 35	N _{corr} = -56.00	M _{max} = -6.866	0.122	0.155	15.546	SPC	0	9.80	8HA12	12.31
	N _{max} = -67.00	M _{corr} = 0.592	0.014	0.155	10.977	SPC	0			12.31
	N _{min} = -49.70	M _{corr} = 0.8	0.016	0.155	8.503	SPC	0			12.31

Tableau V.7 : Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal

Sens transversal:

Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$\left(\frac{h}{2}\right) - c$ (KN.m)	M _f (KN.m)	Nature	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adopt} (cm ²)
50 × 50	N _{corr} = -1104.97	M _{max} = 45.36	0.001	0.230	258.853	SPC	0	20.00	4HA20+4HA16	20.60
	N _{max} = -1752.42	M _{corr} = -2.609	0.002	0.230	405.666	SPC	0			20.60
	N _{min} = -108.75	M _{corr} = 2.385	0.004	0.230	27.398	SPC	0			20.60
45 × 45	N _{corr} = -116.05	M _{max} = 45.645	0.393	0.205	69.435	SEC	0	16.20	4HA20+4HA14	18.78
	N _{max} = -1192.64	M _{corr} = 5.644	0.004	0.205	250.135	SPC	0			18.87
	N _{min} = -52.41	M _{corr} = -28.871	0.221	0.205	39.615	SPC	0			18.78
35 × 35	N _{corr} = -54.91	M _{max} = 14.683	1.267	0.155	59.138	SPC	0	9.80	8HA12	12.31
	N _{max} = -67.00	M _{corr} = 3.863	0.007	0.155	135.605	SPC	0			12.31
	N _{min} = -49.70	M _{corr} = -12.287	0.002	0.155	18.846	SPC	0			12.31

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux dans le sens transversal

Longueur de recouvrement : (Art 7.4.2.1 RPA 2003)

Poteaux (50 × 50) cm² : L_r = 40 × Ø_l = 40 × 2 = 80 cmPoteaux (45 × 45) cm² : L_r = 40 × Ø_l = 40 × 2 = 80 cmPoteaux (34 × 34) cm² : L_r = 40 × Ø_l = 40 × 1.2 = 48 cm

V.2.5 Armatures transversales: (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur donné selon la valeur de l'élancement.

$\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique dans la direction considérée est ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Dans le cas contraire.

L'élancement est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0.7 \times l_0$$

l_0 : Longueur libre du poteau.

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{50} = \frac{0.7 \times 527}{50} = 7.37$$

$$\lambda_g = 7.37 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{45} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76$$

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{0.7 \times l_0}{35} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$$

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

a- Espacement des armatures transversales :

Selon le (RPA99 modifié 2003/Art 7.4.22) la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Poteaux (50 × 50) cm² :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{15 \text{ cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min \{15 \text{ cm}; 10 \times 1.4\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 15 \times 24.55 \times 10^3}{50 \times 40000} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Poteaux (45 × 45) cm² :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{15 \text{ cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min \{15 \text{ cm}; 10 \times 1.2\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 15 \times 73.45 \times 10^3}{45 \times 40000} = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35 × 35) cm² :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{15 \text{ cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min \{15 \text{ cm}; 10 \times 1.2\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 15 \times 7.54 \times 10^3}{35 \times 40000} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b- Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t = 0.3\% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t = 0.8\% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_t = \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes}$$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau de la direction considérée.

En zone nodale :

Poteaux (50 × 50) cm^2 :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t(\min)} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Poteaux (45 × 45) cm^2 :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{t(\min)} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35 × 35) cm^2 :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t(\min)} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

En zone courante:

Poteaux (50 × 50) cm^2 :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t(\min)} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Poteaux (45 × 45) cm^2 :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{t(\min)} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35 × 35) cm^2 :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t(\min)} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

V.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Poteaux (50 × 50) cm²:

$$\lambda_g = 7.37 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_b = \frac{24.55 \times 10^3}{500 \times 500} = 0.098 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.098 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux (45 × 45) cm² :

$$\lambda_g = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_b = \frac{73.45 \times 10^3}{450 \times 450} = 0.363 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.363 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux (35 × 35) cm² :

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_b = \frac{7.54 \times 10^3}{350 \times 350} = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.062 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
50 × 50	5.27	50	24.55	7.37	0.075	0.098	1.875	CV
45 × 45	3.06	45	73.45	4.76	0.04	0.363	1.00	CV
35 × 35	3.06	35	7.54	6.12	0.075	0.062	1.875	CV

Tableau V.9 : Tableau récapitulatif de vérification des contraintes tangentielles.

V.2.7 Vérification de la condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adop}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

e_s : Représente l'excentricité à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant

section	Comb	N_s	M_3	$e_s(m)$	A_{min} (cm ²)	$A_{\text{doptée}}$ (cm ²)	OBS
50 × 50	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-1272.06	0.896	0.0007	7.18	20.60	vérifiée
	$N_{\text{min}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-78.39	8.057	0.103	2.86	20.60	vérifiée
	$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-535.8	11.013	0.021	8.19	20.60	vérifiée
45 × 45	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-867.23	2.54	0.003	1.08	16.20	vérifiée
	$N_{\text{min}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-13.53	7.447	0.550	1.79	16.20	vérifiée
	$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-148.09	-20.005	0.135	2.32	16.20	vérifiée
35 × 35	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-49.11	0.444	0.058	1.41	9.80	vérifiée
	$N_{\text{min}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-36.39	0.61	0.017	1.49	9.80	vérifiée
	$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-40.97	-5.02	0.123	1.58	9.80	vérifiée

Tableau V.10 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens longitudinal.

section	Comb	N_s	M_s	$e_s(m)$	A_{min} (cm ²)	A_s	Obs.
50 × 50	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-1272.06	1.898	0.001	7.04	20.00	vérifiée
	$N_{\text{min}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-78.39	1.654	0.021	8.24	20.00	vérifiée
	$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-803.22	32.801	0.041	10.44	20.00	vérifiée
45 × 45	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-867.23	-4.047	0.005	5.82	16.20	vérifiée
	$N_{\text{min}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-13.53	0.56	0.041	9.18	16.20	vérifiée
	$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-84.78	33.25	0.392	1.50	16.20	vérifiée
35 × 35	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-49.11	2.828	0.058	25.93	9.80	vérifiée
	$N_{\text{min}} \rightarrow M_{3 \text{ corr}}$	-36.39	-8.812	0.242	0.73	9.80	vérifiée
	$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-40.18	-10.726	0.267	0.81	9.80	vérifiée

Tableau V.11 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux dans le sens transversal

V.2.8 Vérifications des contraintes normales à l'ELS

Etats limite de compression du béton :

Pour les cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton. Pour cela, on calcule les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions longitudinales et transversales et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y
Deux cas peuvent se présenter par logiciel SOCOTEC.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Section	N_s	M_s	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
50 × 50	-1272.06	0.896	4.49	4.42	15	67.30	66.40	348	CV
	-78.39	8.057	0.57	0	15	0.11	0	348	CV
	-535.8	11.013	2.31	1.50	15	34.10	23.00	348	CV
45 × 45	-867.23	2.54	3.97	3.71	15	59.30	55.80	348	CV
	-13.53	7.447	0.6	0	15	7.78	-16.5	348	CV
	-148.09	-20.005	1.75	0	15	24.70	-6.87	348	CV
35 × 35	-49.11	0.444	0.41	0.31	15	6.05	4.75	348	CV
	-36.39	0.61	0.33	0.20	15	4.90	3.11	348	CV
	-40.97	-5.02	0.93	0	15	12.70	-5.87	348	CV

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

Section	N_s	M_s	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{as} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
50 × 50	-1272.06	1.898	4.60	4.46	15	68.90	67.00	348	CV
	-78.39	1.654	0.34	0.22	15	5.02	3.25	348	CV
	-803.22	32.801	4.06	1.66	15	59.40	26.40	348	CV
45 × 45	-867.23	-4.047	4.04	3.63	15	60.40	54.75	348	CV
	-13.53	0.56	0.09	0.03	15	1.29	0.51	348	CV
	-84.78	33.25	2.72	0	15	36.00	-61.6	348	CV
35 × 35	-49.11	2.828	0.67	0.05	15	9.55	1.25	348	CV
	-36.39	-8.812	16	0	15	20.70	-30.30	348	CV
	-40.18	-10.726	1.90	0	15	24.90	-40.10	348	CV

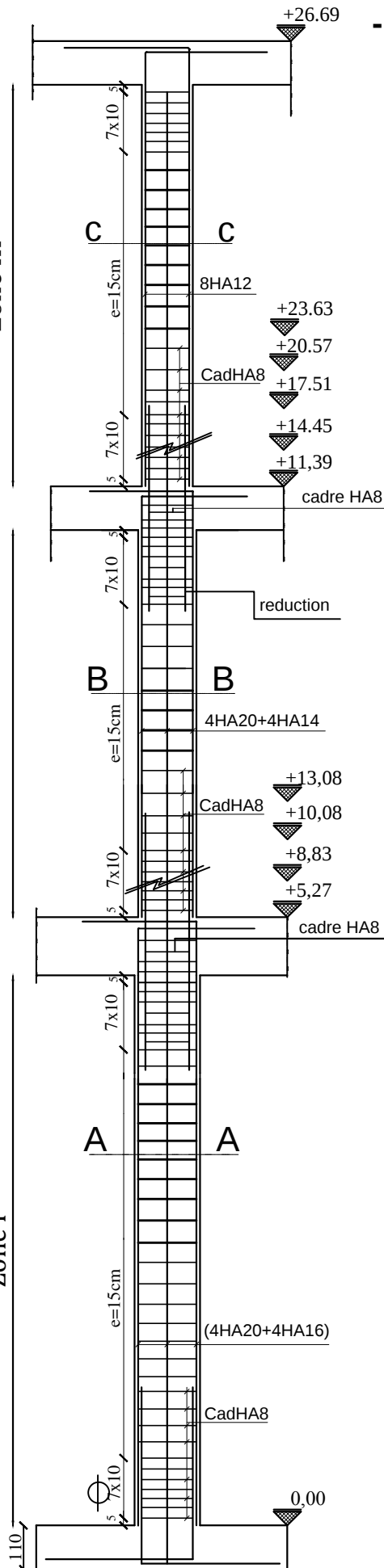
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le sens horizontal.

- FERRAILLAGE DES POTEAUX-

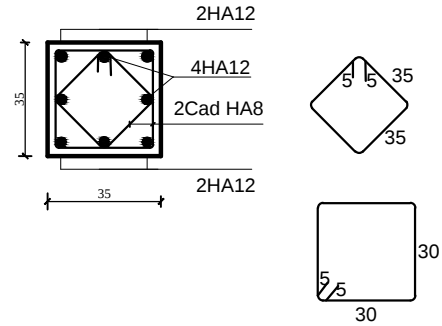
Zone III

Zone II

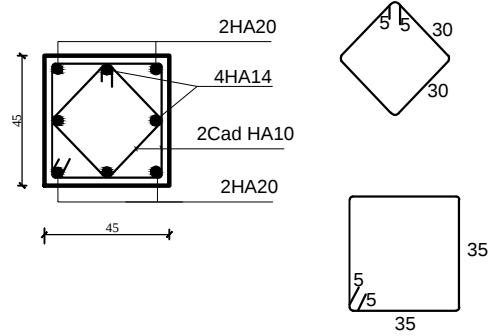
Zone I



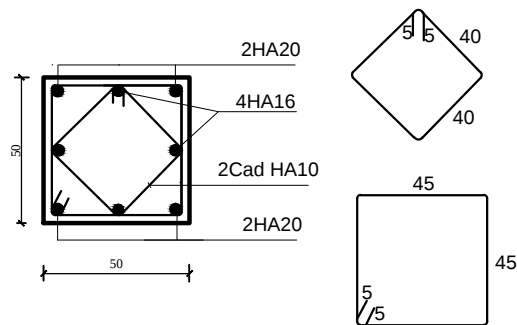
Coupe:C-C



Coupe:B-B



Coupe:A-A



Nota:

- Zone I : RDC , Etage de services
- Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage
- Zone III: 6^{ème}

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

- le plan de ferrailage des poteaux -

Présenté par:

Melle: KERKACHE SABRINA
Mr: SADI HADDAD TARIK

Encadré par:

Mme: HADDAD.

V.3 Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles se fera selon le règlement du BAEL91 modifié 99 et du RPA99/modifié 2003.

Le voile est sollicité à la flexion composée, avec le moment fléchissant et l'effort tranchant engendrés sous l'action des forces horizontales (séisme) et l'effort normal dû aux charges verticales (charges permanentes, d'exploitation et sismique).

On prévoit trois types d'armatures pour les voiles : - Armatures verticales.

- Armatures horizontales.

- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en deux zones :

Zone I $\Rightarrow$ RDC, étage de service.

Zone II $\Rightarrow$ Etage (1.2.3.4.5).

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

Pour le ferraillage :

- RPA99-modifié2003 :
$$\begin{array}{l} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array}$$

Pour les vérifications :

- BAEL 91 modifiée 99 :
$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

V.3.1 Armatures verticales :

✓ Etapas du ferraillage :

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : I : Moment d'inertie du voile.

M : Moment dans le voile.

N : Effort normal dans le voile.

V et V' : Bras de levier (Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

B : La section horizontale du voile : $B = d \times e$.

L : La longueur du voile.

e : Épaisseur du voile.

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_c : La longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L_t = L - L_c$; L_t : La longueur de la zone tendue

a- Section partiellement comprimée « S.P.C » :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow A_{v1} = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow A_{v2} = \frac{N_2}{\bar{\sigma}_{st}}$$

N_1, N_2 : efforts normaux.

A_{v1}, A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

e : Épaisseur du voile.

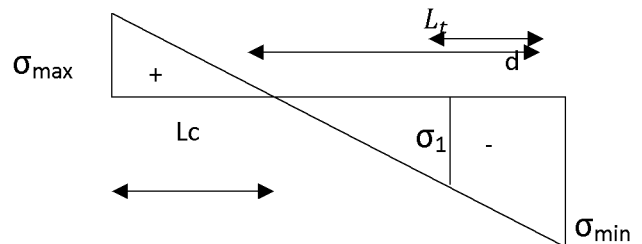


Figure V-3-1 : Contraintes dans une section partiellement comprimée

σ_1 : Contrainte de traction agissant à une distance « d » de la contrainte de traction maximale

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times (\sigma_{\min})}{L_t}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible des aciers.

Situation accidentelle : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MP}$

b. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$\left[N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_1 = \frac{N_1 - \beta \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \right]$$

$$\left[N_2 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_2 = \frac{N_2 - \beta \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \right]$$

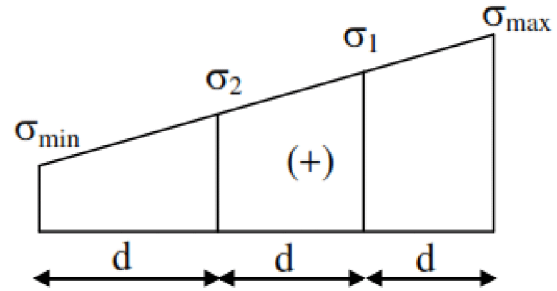


Figure V-3-2 : Contraintes dans une section partiellement comprimée

c. Section entièrement tendue « S.E.T » :

$$\left[N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_1 = \frac{N_1}{\sigma_{st}} \right]$$

$$\left[N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \right] \Rightarrow \left[A_2 = \frac{N_2}{\sigma_{st}} \right]$$

✓ Section minimale d'armatures :

Compression simple :

La section d'armatures verticales doit être au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que : $0.2 \% B_c \leq A_{min} \leq 0.2 \% B_c$; Avec : B_c : La section du béton comprimé.

Traction simple :

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit être au moins égal à 0.20% de la section horizontale du béton tendu : $A_{min} \geq 0.20\% \times B_t$

$$\text{Ainsi que : } A_{min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B_t : La section horizontale du béton tendu

V.3.2 Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales, et elles doivent être munies de crochets à 135° , ayant une longueur de 10ϕ .

D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA99 : $A_H \geq 0.15\% \times B$



$$A_H \geq \max \left[\frac{A_v}{4} ; 0.15\% \times B \right]$$

Avec : A_v : La section d'armatures verticales.

B : La section totale du béton.

V.3.3 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 est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré

Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3 /RPA99/ modifier 2003})$$

Avec : $V = 1.4 \times V_u$

Avec : V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

V.3.4 Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.

V.3.5 Dispositions constructives :

a. Espacements : [art 7.7.4.3/RPA 99-modifie2003]

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min\{1.5 e; 30 \text{ cm}\}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

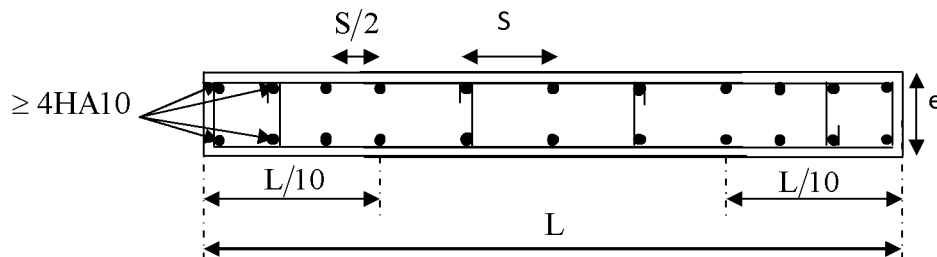


Figure V.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Diamètre maximal : [art 7.7.4.3/RPA 99-modifié2003]

Le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

c. Longueur de recouvrement : [art 7.7.4.3/RPA 99-modifié2003]

La longueur de recouvrement est égale à :

40 $\varnothing$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

10 $\varnothing$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.6 Exemple de calcul :

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VL_5 au niveau de la zone I.

Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.60 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$B = 0.65 \text{ m}$$

$$I = 0.366 \text{ m}^4$$

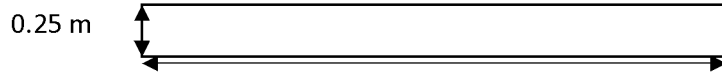


Figure V.3.5: Géométrie du voile VL_5 .

Calcul des contraintes :

$$N = 2313.51 \text{ KN}$$

$$M = 2929.707 \text{ KN.m}$$

$$V = V' = \frac{2.60}{2} = 1.30 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{2313.51}{0.65} + \frac{2929.117 \times 1.3}{0.366} = 13965.309 \text{ KN/m}^2$$

$\Rightarrow$ SPC

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{2313.51}{0.65} - \frac{2929.717 \times 1.3}{0.366} = -6846.8171 \text{ KN/m}^2$$

Longueur de la zone comprimée et tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{13965.309}{13965.309 + 6846.8171} \times 2.60 = 1.74 \text{ m}$$

$$L_T = L - L_c = 2.60 - 1.74 = 0.86 \text{ m}$$

Calcul de la largeur de la bande :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = 1.16 \text{ m} \rightarrow d = 1.16 \text{ m}$$

On prend :

$$d_1 = \frac{L_t}{2} = \frac{0.86}{2} = 0.43 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.43 \text{ m}$$

Section d'armature pour la bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-6846.8171 \times (0.86 - 0.43)}{0.86} = -6772.36 \text{ N/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6846.8171 + 3422.36}{2} \times 0.43 \times 0.25 = 751.855 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{551.855}{2} \times 0.43 \times 0.25 = 29.66 \text{ KN}$$

$$Av_1 = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{751.855 \times 10^3}{400} = 1979.63 \text{ mm}^2 = 19.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > \max\left(\frac{B_t \times f_{t28}}{f_e}; 0.002 B\right) = \max\left(\frac{43 \times 25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 43 \times 25\right) = 5.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } Av_1 = 19.63 \text{ cm}^2$$

Nous allons donc ferrailer notre voile avec la section $Av_1 = 19.63 \text{ cm}^2$ avec un $e = 15 \text{ cm}$

Armatures horizontales :

$$A_H \geq \max\left[\frac{A_v}{4}; 0.15\% \times B\right] = 9.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 9HA12 = 10.18 cm

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par mètre carré.

On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

Les potelets :

La section d'armatures calculée pour le poteau est supérieure à celle du voile, on opte donc pour le même ferraillage que celui du poteau.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$S \leq \min(1.5 \times e; 30\text{cm}) = 30\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tapez une équation ici. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{BAEL91: } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right\} = 2.5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{435.70 \times 10^3}{(0.25 \times 0.9 \times 2.60) 10^3} = 1.21\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{RPA99-modifié2003: } \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{435.70 \times 10^3}{(0.25 \times 0.9 \times 2.60) 10^3} = 1.21\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{935.85 \times 10^3}{0.123 \times 10^6 + 15 \times 15.58 \times 10^2} = 2.52\text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Voiles transversaux :

V_H	N_{max} [kN]	M_{max} [kN.m]	B [m ²]	V [m]	I [m ²]	σ_{max} [kN/m ²]	σ_{min} [kN/m ²]
Zone I	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1.6 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	2069.76	978.435	0.40	0.80	0.085	14383.20	-4034.40
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1.9 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	2710.69	1244.482	0.475	0.95	0.142	14032.475	-2619.0448
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=2.15 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	2242.73	2226.078	0.537	1.075	0.207	15792.116	-7328.984
Zone II	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1.6 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	910.04	319.367	0.4	0.80	0.085	5280.907	-730.707
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1.9 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	1258.08	447.637	0.475	0.95	0.142	5643.344	-346.165
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=2.15 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	2442.73	2226.078	0.537	1.075	0.207	16109.395	-7011.705

Voiles longitudinaux :

V_L	N_{max} [KN]	M_{max} [KN.m]	B [m ²]	V [m]	I [m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]
Zone I	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1.4 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	720.01	667.622	0.35	0.70	0.057	10256.038	-6141.695
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=2.3 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	3323.10	2081.557	0.575	1.15	0.253	15240.927	-3682.318
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=2.6 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	2313.51	2929.707	0.65	1.3	0.366	13965.309	-6846.817
Zone II	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1.4 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	607.36	241.407	0.35	0.70	0.057	4699.961	-1229.333
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=2.3 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	924.21	965.642	0.575	1.15	0.253	5996.603	-2781.960
	Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=2.6 m et d'épaisseur e= 0.25cm						
	1470.75	1055.665	0.65	1.3	0.366	6012.322	-1486.937

Tableau V-3-2 : Efforts internes et contraintes dans les voiles longitudinaux.

✓ Calcul des efforts normaux:

Voiles transversaux :

Zone	σ_{max}	σ_{min}	V	L_T (m)	L_c (m)	d(m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Section (cm ²)
I	14383.20	-4034.40	254.12	0.34	1.25	0.83	-3.99	14.34	37.13
	14032.475	-2619.0448	302.14	0.31	1.58	1.05	-2.14	10.86	2.41
	15792.116	-7328.984	727.50	0.68	1.46	0.97	-7.38	15.72	18.23
II	5280.907	-730.707	160.10	0.19	1.4	0.93	-0.72	5.27	4.56
	5643.344	-346.165	302.14	0.10	1.79	1.19	-0.32	5.62	3.40
	16109.395	-7011.705	623.32	0.75	1.39	0.92	-4.11	7.59	11.18

Voiles longitudinaux :

Zone	σ_{max}	σ_{min}	V	L_T (m)	L_c (m)	d(m) (	σ_l (MPa)	σ_2 (MPa)	Section (cm ²)
I	10256.038	-6141.695	169.12	0.52	0.87	0.58	-6.11	10.23	11.51
	15420.927	-3682.318	751.30	0.44	1.85	1.23	-3.66	15.22	5.87
	13965.309	-6846.817	633.96	0.86	1.74	1.16	-6.77	13.89	20.75
II	4699.961	-1229.333	127.28	0.28	1.11	0.74	-1.22	4.69	3.26
	5996.603	-2781.960	472.55	0.53	1.76	1.17	-2.23	7.34	4.30
	6012.322	-1486.937	610.19	1.04	1.55	1.03	-5.92	8.77	22.33

✓ Armatures finales:

Voiles transversaux :

zone	Voiles (m)	Section (cm ²)	ferrailage	Section adopté (cm ²)	Espacement (cm)
I	L=1.6	37.13	2 × 10HA16	40.20	20
	L=1.9	2.41	2 × 3HA14	9.24	20
	L=2.15	18.23	2 × 5HA16	20.10	20
II	L=1.6	4.56	2 × 3HA14	9.24	20
	L=1.9	3.40	2 × 3HA12	6.78	20
	L=2.15	11.18	2 × 4HA14	12.30	20

Voiles longitudinaux :

zone	Voiles (m)	Section (cm ²)	ferrailage	Section adopté (cm ²)	Espacement (cm)
I	L=1.4	11.51	2 × 4HA14	12.30	15
	L=2.3	5.87	2 × 4HA12	9.04	15
	L=2.6	20.75	2 × 7HA14	21.54	15
II	L=1.4	3.26	2 × 3HA12	6.78	15
	L=2.3	4.30	2 × 4HA12	9.04	15
	L=2.6	22.33	2 × 10HA12	22.62	15

✓ Vérification a l'ELS :

Voiles transversaux :

Zone	Voiles (m)	B(m)	Ns	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
I	L=1.6	0.40	543.26	40.20	2.39	15	vérifié
	L=1.9	0.475	647.88	9.24	1.81	15	vérifié
	L=2.15	0.537	935.85	20.10	2.6	15	vérifié
II	L=1.6	0.40	481.34	9.24	0.87	15	vérifié
	L=1.9	0.475	519.53	6.78	0.93	15	vérifié
	L=2.15	0.537	704.92	12.30	1.26	15	vérifié

Voiles longitudinaux :

Zone	Voiles (m)	B(m)	Ns	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
I	L=1.4	0.35	926.67	12.30	6.82	15	vérifié
	L=2.3	0.575	848.31	9.04	2.53	15	vérifié
	L=2.6	0.65	629.62	21.54	5.84	15	vérifié
II	L=1.4	0.35	754.70	6.78	3.12	15	vérifié
	L=2.3	0.575	655.94	9.04	4.89	15	vérifié
	L=2.6	0.65	435.70	22.62	2.52	15	vérifié

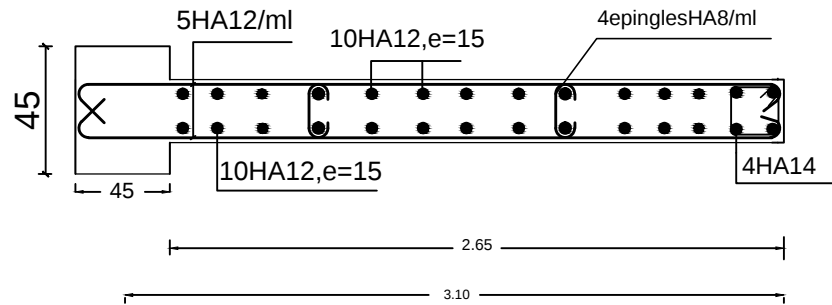
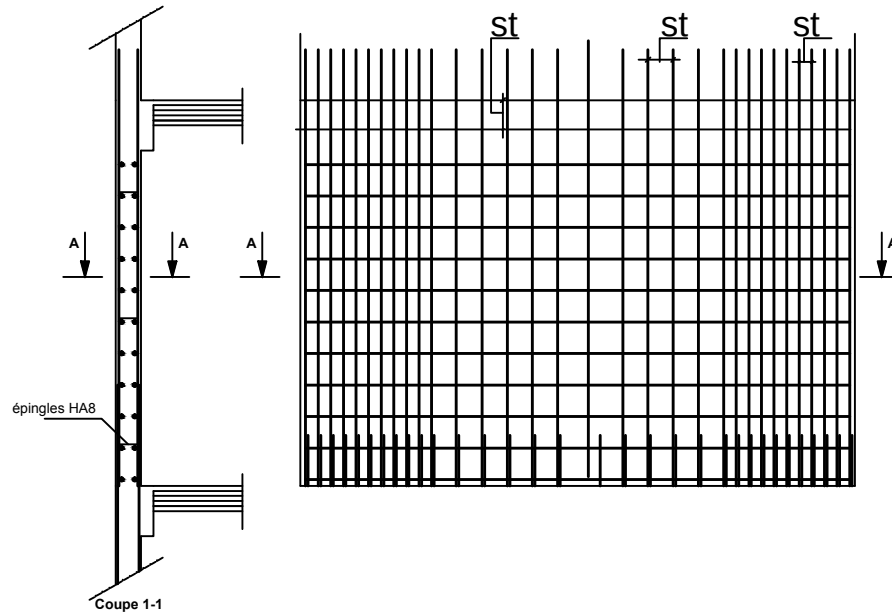
✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Voiles transversaux :

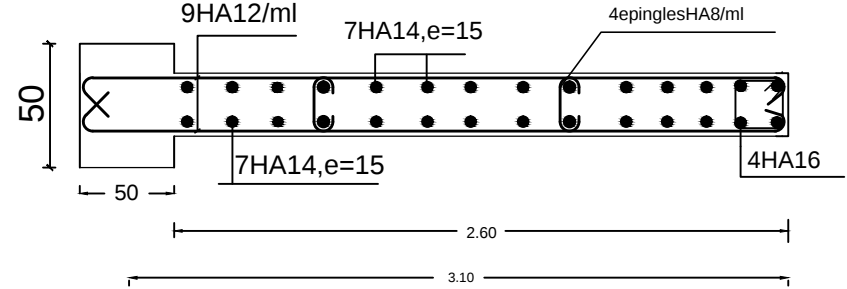
Zone	Voiles (m)	Vu(KN)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	Obs
I	L=1.6	355.768	0.92	2.5	vérifié
	L=1.9	422.996	0.76	2.5	vérifié
	L=2.15	1018.5	1.93	2.5	vérifié
II	L=1.6	224.14	0.57	2.5	vérifié
	L=1.9	422.8	0.69	2.5	vérifié
	L=2.15	872.648	1.66	2.5	vérifié

Voiles longitudinaux :

Zone	Voiles (m)	Vu(KN)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	Obs
I	L=1.4	236.768	0.7	2.5	vérifié
	L=2.3	1051.4	1.86	2.5	vérifié
	L=2.6	886.62	1.03	2.5	vérifié
II	L=1.4	178.192	0.52	2.5	vérifié
	L=2.3	661.57	1.51	2.5	vérifié
	L=2.6	854.266	1.21	2.5	vérifié



ZONE II



ZONE I

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

- le plan de ferrailage des voiles -

Présenté par:

Melle: KERKACHE SABRINA
Mr: SADI HADDAD TARIK

Encadré par:

Mme: HADDAD.

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1. Définition :

C'est la partie de la structure qu'est en contact direct avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol (choix du site) ;
- Genre de structure (souple, rigide) ;
- Type de fondations ;

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 *cm* d'épaisseur.

✓ Etude géotechnique du sol :

La connaissance des caractéristiques du sol est une étape importante avant le choix du type de fondation, c'est pour cela qu'une étude détaillée est indispensable.

Les résultats obtenus dans notre étude sont :

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

✓ Choix du type de fondation :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon :

- La résistance du sol;
- Le tassement du sol;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

VI.2 Calcul des fondations :*VI.2.1 Semelles continues sous voiles et sous poteaux :*✓ Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle**L** : Longueur de la semelle sous voile**G** : Charge permanente a la base du voile considéré**Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré **$\bar{\sigma}_{sol}$** : Contrainte admissible du sol.

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Voile	$N_s(KN)$	$L(m)$	$B(m)$	$S = B \times L (m^2)$
VL_1	902.01	1.40	5.36	7.504
VL_2	358.75	1.40	2.13	8.98
VL_3	733.99	2.30	2.66	6.11
VL_4	647.88	2.30	2.35	5.40
VL_5	935.85	2.60	2.99	7.77
VL_6	743.77	2.60	2.38	6.18
somme				41.95

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens transversal :

Voile	$N_s(KN)$	$L(m)$	$B(m)$	$S = B \times L (m^2)$
VH_1	396.25	1.60	2.06	3.29
VH_2	926.67	1.60	4.83	7.72
VH_3	848.31	1.90	3.72	7.06
VH_4	655.28	1.90	2.87	5.45
VH_5	532.14	1.60	2.77	4.43
VH_6	487.95	1.60	2.54	4.06
VH_7	629.62	2.15	2.44	5.24
somme				37.25

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

$$S_V = \sum S_i = 41.95 + 37.25 = 79.20 \text{ m}^2$$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

✓ Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Étape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par ml) de la semelle :

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(B/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Application :

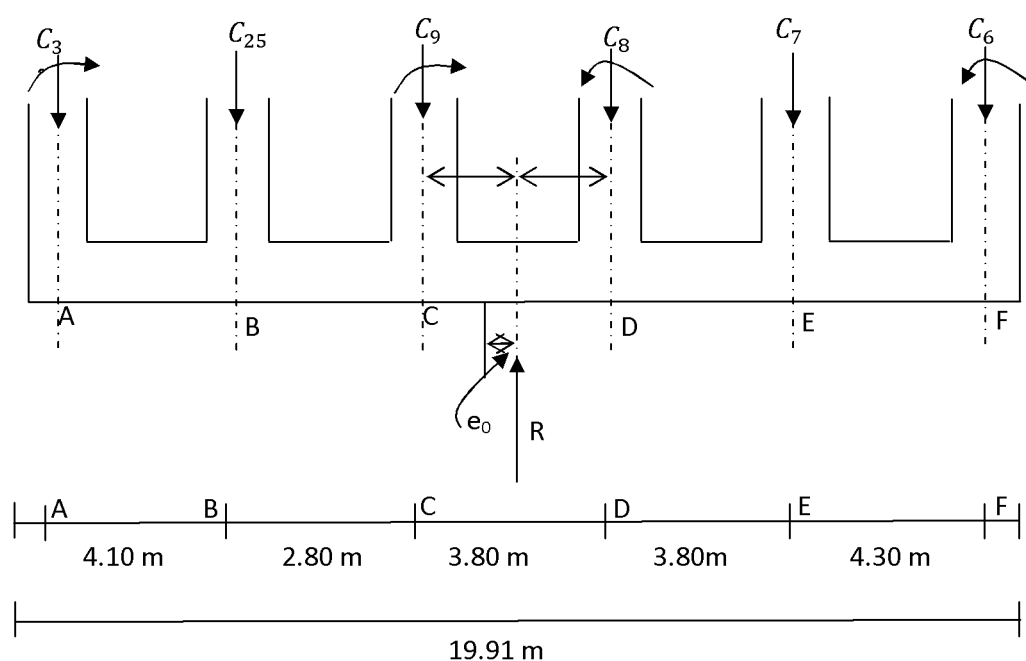


Figure VI.3 : Répartition des efforts dans la semelle

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité qui est, dans notre, le portique longitudinal.

Poteaux	$N_s = G + Q \text{ (KN)}$	$M_i \text{ (KN.m)}$	$e_i \text{ (m)}$	$N_s \times e_i \text{ (KN.m)}$
C3	611.76	-0.989	-9.405	-5753.60
C25	579.73	-4.544	-5.305	-3075.46
C9	1086.56	-1.496	-2.495	-2710.96
C8	1116.18	-1.495	1.305	1456.61
C7	1272.06	-1.898	5.105	6493.86
C6	922.39	2.407	9.405	8675.07
somme	5588.68	7.924	/	5085.52

Tableau VI.3 : Détermination de la résultante des charges.

- ✓ Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\sum N_s = 5588.68 \text{ KN}$$

- ✓ Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} \Rightarrow e = 0.90 \text{ m}$$

- ✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.90 > \frac{L}{6} = \frac{19.91}{6} = 3.31 \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{5588.68}{19.91} \left(1 + \frac{6 \times 0.90}{19.91} \right) = 356.827 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{5588.68}{19.91} \left(1 - \frac{6 \times 0.90}{19.91} \right) = 204.566 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{5588.68}{19.91} \left(1 + \frac{3 \times 0.90}{19.91} \right) = 318.762 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{318.762}{120} = 2.65 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 2.65 \times 19.91 = 52.761 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de : $S_t = n \times S + S_v$

Avec :

N : nombre de portiques dans le sens longitudinal.

$$S_{t \text{ portique}} = n \times S + S_v$$

$$= (2.65 \times 18.81) + (2.65 \times 19.91) + (2.65 \times 21.02) + (2.65 \times 21.89) + (2.65 \times 23.25) = 277.93 \text{ m}^2$$

$$S_t = 79.20 + 277.93 = 357.132 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 357.546 \text{ m}^2$ (ETBS)

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = \frac{357.132}{357.546} \times 100 = 99.88 \% \Rightarrow \text{La surface totale des semelles représente 100 \% de la surface du bâtiment.}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VI.2.2. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a. Pré dimensionnement du radier :

✓ Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm

Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

L_e : Longueur élastique

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.04 \text{ m}$$

✓ Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} = \frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62.5 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

Dalle : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 40 \text{ cm}$$

✓ Poutre ou nervure

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 70 \text{ cm}$$

La hauteur totale du radier : $h_r = 110 \text{ cm}$

Remarque :

Le BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2} ; 30 \right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier est de :

$$\text{La surface de débord : } S_{deb} = 76.42 \times 50 = 38.211 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 357.546 + 38.211 = 395.751 \text{ m}^2$$

✓ Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G_{bat} = 24088.18 \text{ KN}$

✓ Poids du radier :

$$G_{radier} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} \\ + \text{Poids de la dalle flottante}$$

$$✓ \text{ Poids de la dalle} : P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = (395.751 \times 0.4) \times 25 = 3957.51 \text{ KN}$$

$$✓ \text{ Poids de la nervure} : P_n = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0.7 \times (1.1 - 0.4)) \times (17.2 \times 4 + 12.1 + 17.683 + 17.648)] \\ + [0.7 \times (1.1 - 0.4) \times (22.76 + 21.891 + 21.017 + 19.914 + 18.81) \times 25]$$

$$P_n = (61.363 + 51.520) \times 25 = 2812.877 \text{ KN}$$

$$✓ \text{ Poids de T.V.O} : P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b$$

Avec :

$$S_{ner} = [(0.7 \times 17.2 \times 4 + 12.4 + 17.683 + 17.648) + (0.7 \times 22.76 + 21.891 + 21.017 + 19.914 + 18.81)]$$

$$S_{ner} = 193.455 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(395.751 - 193.455)] \times (1.1 - 0.4) \times 17 = 2407.322 \text{ KN}$$

✓ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = [(395.751 - 193.455)] \times 0.1 \times 25 = 505.74 \text{ KN } (e_p = 10 \text{ cm})$$

$$\rightarrow G_{radier} = 3957.51 + 2812.877 + 2407.322 + 505.74 = 9683.449 \text{ KN}$$

Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 3774.56 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 1.5 \times 395.751 = 593.626 \text{ KN}$$

✓ Détermination des combinaisons de charge

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 38180.883 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 27862.74 \text{ KN}$$

b. Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\text{ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{38180.883}{2 \times 120} = 159.087 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{2 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{27862.74}{2 \times 120} = 116.094 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 159.087 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 357.546 \text{ m}^2 > S_{rad} = 159.087 \text{ m}^2$$

c. Détermination des efforts à la base du radier

✓ Le poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 9683.449 + 24088.18 = 33771.629 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 3774.56 + 593.626 = 4368.126 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 52143.88 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 38139.755 \text{ KN}$$

d. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.338 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.327 \text{ m}$$

Avec : S_i : aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 8563.825 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 13332.066 \text{ m}^4$$

e. Vérifications :✓ Vérification de la Contrainte de cisaillement :

→ Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} , d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{52143.88 \times 1}{395.751} \times \frac{5.00}{2} = 329.398 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{329.398 \times 10^3}{360 \times 1000} = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$p \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 395.751 \times 10 \times 1.1 = 6529.891 \text{ KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.1 \text{ m}$)

$$P_t = 6529.891 > 5342.64 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

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) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

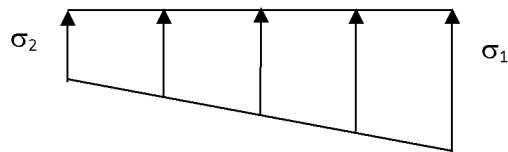


Figure VI.4 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}$ **(RPA99/2003.Art .10.1.4.1)**

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V : distance entre le G.D.G du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Sens longitudinal

A L'ELU : $M_x = 23538.212 + 2109.32 \times 0.9 = 25436.6 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52143.88}{395.751} + \frac{25436.6}{13332.066} \times 12.332 = 155.287 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52143.88}{395.751} - \frac{25436.6}{13332.066} \times 12.332 = 108.230 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.287 + 108.230}{4} = 143.522 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 143.522 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 159.60 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A L'ELS: $M_x = 23538.212 + 2109.32 \times 0.9 = 25436.6 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38139.755}{395.751} + \frac{25436.6}{13332.772} \times 8.327 = 112.259 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38139.755}{395.751} - \frac{25436.6}{13332.772} \times 8.327 = 80.486 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 112.259 + 80.486}{4} = 104.315 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 104.315 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 120 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée

Sens transversal :

A l'ELU : $M_y = 25614.621 + 942.2 \times 0.9 = 26462.601 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52143.88}{395.751} + \frac{26462.601}{8564.028} \times 7.475 = 154.856 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52143.88}{395.751} - \frac{26462.601}{8564.028} \times 7.475 = 108.661 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 154.856 + 108.661}{4} = 143.307 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 143.307 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \bar{\sigma}_{sol} = 159.60 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée

A l'ELS: $M_y = 25614.621 + 942.2 \times 0.9 = 26462.601 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{38139.755}{395.751} + \frac{26462.601}{8564.028} \times 7.475 = 119.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{38139.755}{395.751} - \frac{26462.601}{8564.028} \times 7.475 = 73.275 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 119.47 + 73.275}{4} = 107.921 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 107.921 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 120 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée

VI.2.3 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 modifié 99.

a. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0.4 \Rightarrow$ flexion longitudinale est négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8}; \text{ Et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

Les moments fléchissant développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de plus petite portée : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y M_x$

Les coefficients sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs les panneaux le plus sollicité

b. Identification du le panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $L_x = 4.80 \text{ m}$; $L_y = 5.00 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.80}{5.00} = 0.96$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, On soustrait de la contrainte maximale la contrainte due au poids propre du radier. Ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$\underline{\text{A L'ELU}} : \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(143.522; 143.307) = 143.522 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\text{A L'ELS}} : \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(104.315; 107.921) = 107.921 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\underline{\text{A L'ELU}}: q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(143.522 - \frac{7419.423}{395.751} \right) = 124.774 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{A L'ELS}}: q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(107.921 - \frac{7419.423}{395.751} \right) = 89.173 \text{ KN/ml}$$

c. Calcul à l'ELU

→ Evaluation des moments:

On a : $\rho = 0.96$

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases} \quad \text{A l'ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{cases}$$

$$\underline{\text{Suivant (x-x)}}: M_{0x} = \mu_x \times q_{u \times} l_x^2 = 0.0401 \times 124.774 \times 4.80^2 = 115.279 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{Suivant (y-y)}}: M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.939 \times 115.279 = 108.247 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y)

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.75 \times 115.279 = 86.459 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 108.247 = 81.185 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times 115.279 = 57.639 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 108.247 = 54.123 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$;

Section minimales :

Sens de la petite portée (L_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \text{ Avec : pour HA FeE400 : } \omega_0 = 0.8 \text{ ‰}$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \times b \times h \rightarrow A_x \geq 0.0008 \left(\frac{3 - 0.96}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.26 \text{ cm}^2$$

Sens de la grande portée

$$\omega_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage :

sens			M_u (KN/m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adopt\acute{e}l}$	A_s	s_t
X-X	Elu	Appuis	57.639	0.028	0.392	SSA	0.986	4.42	3.26	5HA12	5.65	20
		Travée	86.459	0.042		SSA	0.979	6.69	3.26	5HA14	7.69	20
Y-Y	ELS	Appuis	54.123	0.026		SSA	0.987	4.14	3.20	5HA12	5.65	20
		Travée	81.185	0.039		SSA	0.980	6.26	3.20	5HA14	7.69	20

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.

d. Vérification a l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

sens			$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
X-X	Elu	Appuis	5.65	3.26	Condition vérifiée
		Travée	7.69		Condition vérifiée
Y-Y	ELS	Appuis	5.65	3.2	Condition vérifiée
		Travée	7.69		Condition vérifiée

Tableau VI.5 : vérification de la condition de non fragilité.

✓ Espacement des armatures :Avec un espacement de $20 \text{ cm} < \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

e. Vérification à l'ELS :

✓ Evaluation des moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0475 \times 89.173 \times 4.8^2 = 97.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.939 \times 97.59 = 91.64 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.85 \times 97.59 = 82.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.85 \times 91.64 = 77.89 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 97.59 = 48.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 91.64 = 45.82 \text{ KN.m}$$

f. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow \beta \rightarrow K_1$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 38} = 0.202 \rightarrow \beta = 0.927 \Rightarrow K_1 = 53.49$$

$$\sigma_{st} = \frac{82.95 \times 10^3}{0.927 \times 38 \times 7.69} = 306.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{306.22}{53.49} = 5.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 38} = 0.148 \rightarrow \beta = 0.937 \Rightarrow K_1 = 64.37$$

$$\sigma_{st} = \frac{48.79 \times 10^3}{0.937 \times 38 \times 5.65} = 242.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{242.53}{64.37} = 3.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

VI.2.4 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à un chargement uniformément répartie

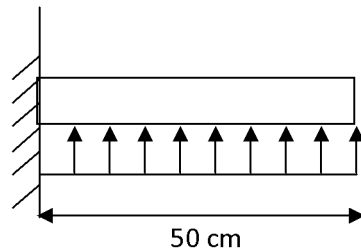


Figure VI.6: Schéma statique du débord

✓ Sollicitation de calcul :

A L'ELU : $q_u = 124.774 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-124.774 \times 0.5^2}{2} = -15.59 \text{ KN.m}$$

A L'ELS : $q_s = 89.173 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-89.173 \times 0.5^2}{2} = -11.17 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des armatures à l'ELU :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; d = 38 \text{ cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.59 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.0076 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.59 \times 10^3}{0.996 \times 38 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_r = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 38} = 0.118 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow k_1 = 72.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.17 \times 10^3}{0.927 \times 38 \times 4.52} = 70.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70.15}{72.72} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.96 \leq 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI.2.5 Ferrailage des nervures :

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0.5 - \frac{L^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0.5 - \frac{L^2}{4} \right)$$

Cas de chargement triangulaire :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = 0.333 \times L_x$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = 0.25 \times L_x$$

1- Sens longitudinal :

a- Détermination du chargement :

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	4,1	5	0,82	trapézoïdal	1,59	1,209	124,774	89,173	198,456	396,91	141,832	283,664	150,914	301,828	107,854	215,709
	2	4,1	5	0,82	trapézoïdal	1,59	1,209	124,774	89,173	198,456		141,832		150,914		107,854	
B - C	1	4,8	5	0,96	trapézoïdal	1,662	1,248	124,774	89,173	207,464	414,928	148,269	296,539	155,717	311,435	111,287	222,575
	2	4,8	5	0,96	trapézoïdal	1,662	1,248	124,774	89,173	207,464		148,26		155,717		111,287	
C - D	1	3,8	5	0,76	trapézoïdal	1,534	1,178	124,774	89,173	191,426	382,853	136,808	273,616	146,983	293,967	105,045	210,091
	2	3,8	5	0,76	trapézoïdal	1,534	1,178	124,774	89,173	191,426		136,808		146,983		105,045	
D-E	1	3,8	5	0,76	trapézoïdal	1,53418667	1,178	124,774	89,173	191,426607	382,853214	136,808028	273,616055	146,983772	293,967544	105,045	210,091
	2	3,8	5	0,76	trapézoïdal	1,53418667	1,178	124,774	89,173	191,426607		136,808028		146,983772		105,045	
E-F	1	4,3	5	0,86	trapézoïdal	1,61995333	1,2255	124,774	89,173	202,128057	404,256114	144,456099	288,912197	152,910537	305,821074	109,281	218,563
	2	4,3	5	0,86	trapézoïdal	1,61995333	1,2255	124,774	89,173	202,128057		144,456099		152,910537		109,281	

Tableau VI. : Chargement simplifié des moments fléchissant et des efforts tranchant dans le sens longitudinal.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs.

VI. 6.1 . Détermination des efforts :

Sens longitudinal X-X:

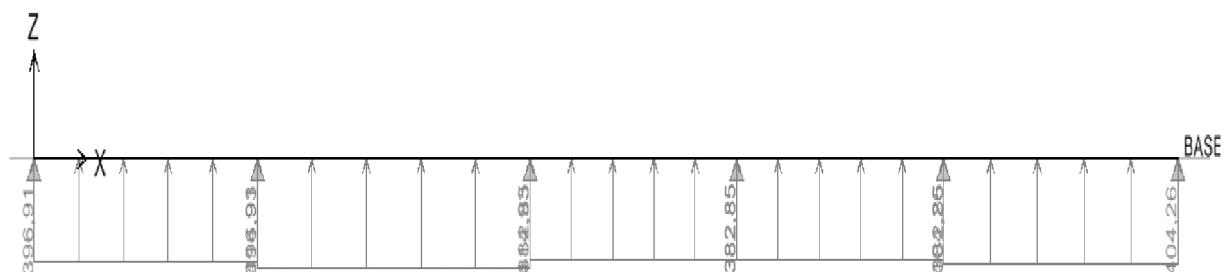


Figure VI.7 : Schéma statique de la nervure ELU (KN) (sens longitudinal)

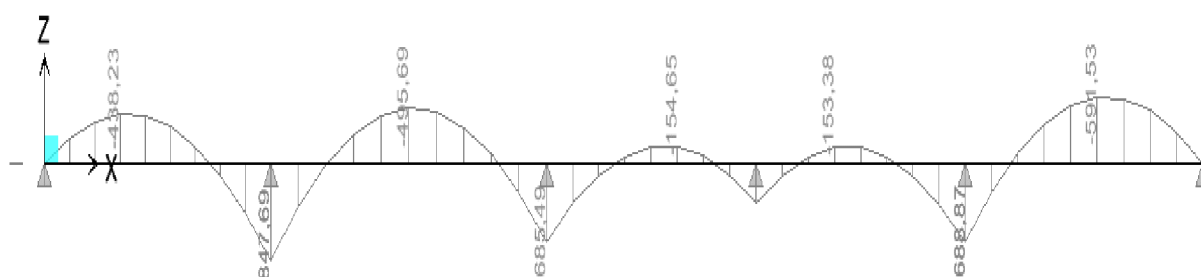


Figure VI.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

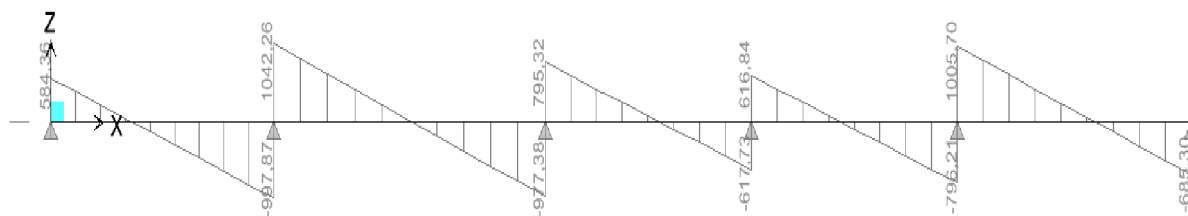


Figure VI.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

ELS :

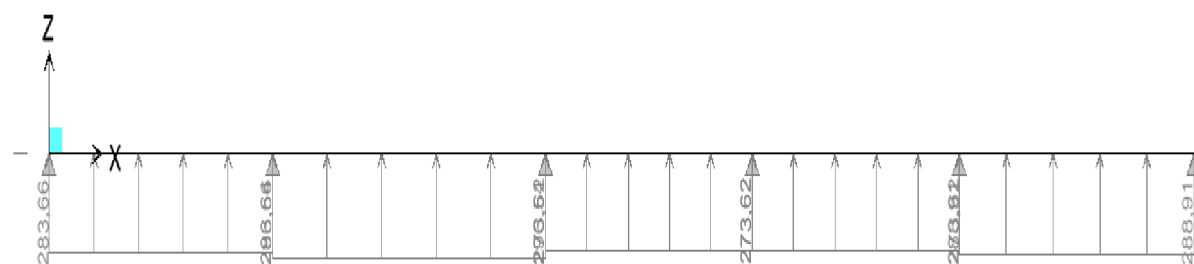


Figure VI.10 : Schéma statique de la nervure ELS (KN) (sens longitudinal)

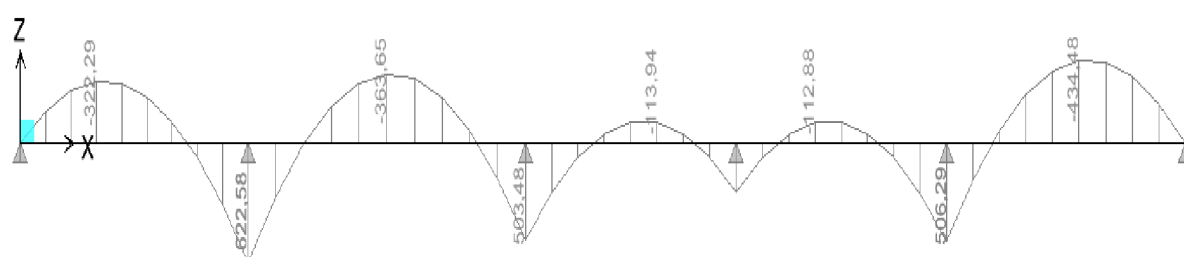


Figure VI.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)

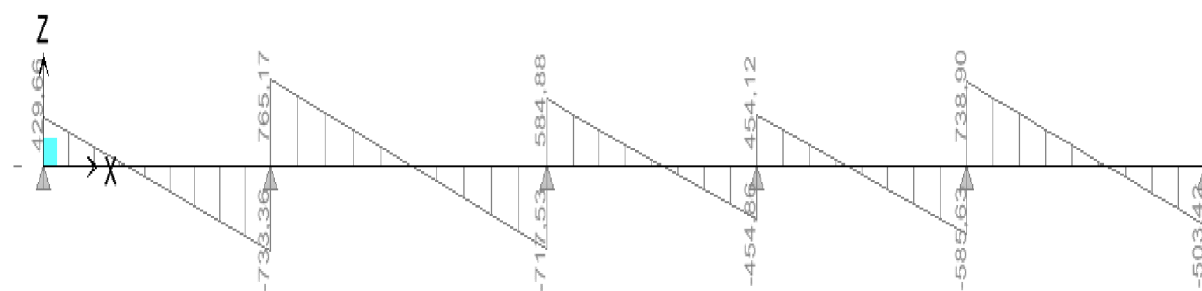


Figure VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées obtenue à l'ELU.

Sens longitudinal X-X :

$$M_t^{max} = 591.53 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 847.69 \text{ KN.m}$$

$$h = 110 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}; d = 105 \text{ cm}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_t = 591.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{591.53 \times 10^3}{40 \times 105^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{591.53 \times 10^3}{0.951 \times 105 \times 348} = 17.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA20 + 6HA16 = 21.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

$$M_a = 847.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{847.69 \times 10^3}{40 \times 105^2 \times 14.2} = 0.135 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.135 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{847.69 \times 10^3}{0.927 \times 105 \times 348} = 25.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA20 + 6HA16 = 30.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2- Sens transversal :

b- Détermination de chargement :

										MOMENTS FLECHISSANTS				EFFORTS TRANCHANTS			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
A-B	1	3,8	5	0,76	triangulaire	1,265	0,95	124,774	89,173	157,88902	315,778	112,839	225,679	118,535	237,07	84,714	169,428
	2	3,8	5	0,76	triangulaire	1,265	0,95	124,774	89,173	157,88902		112,839		118,535		84,714	
B-C	1	3,8	5	0,76	triangulaire	1,265	0,95	124,774	89,173	157,88902	315,778	112,839	225,679	118,535	237,07	84,714	169,428
	2	3,8	5	0,76	triangulaire	1,265	0,95	124,774	89,173	157,88902		112,839		118,535		84,714	
C-D	1	4,8	5	0,96	triangulaire	1,598	1,2	124,774	89,173	199,438762	398,877	142,534	285,068	149,728	299,45	107,00	214,015
	2	4,8	5	0,96	triangulaire	1,598	1,2	124,774	89,173	199,438762		142,534		149,728		107,00	
D-E	1	4,8	5	0,96	triangulaire	1,598	1,2	124,774	89,173	199,438762	398,877	142,534	285,068	149,728	299,45	107,00	214,015

Tableau VI. : Chargement simplifié des moments fléchissant et des efforts tranchant dans le sens transversal.

Sens transversal Y-Y :

ELU :

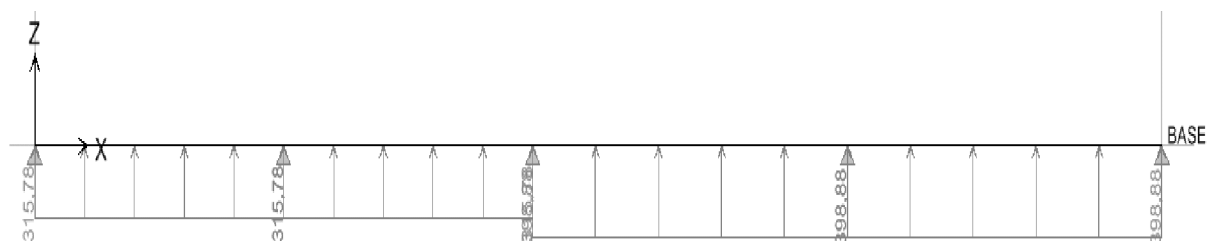


Figure VI.13 : Schéma statique de la nervure ELU (KN) (sens transversal)

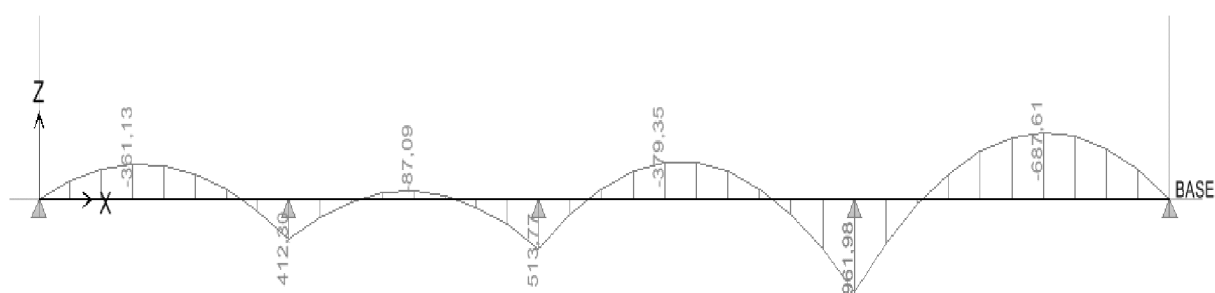


Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

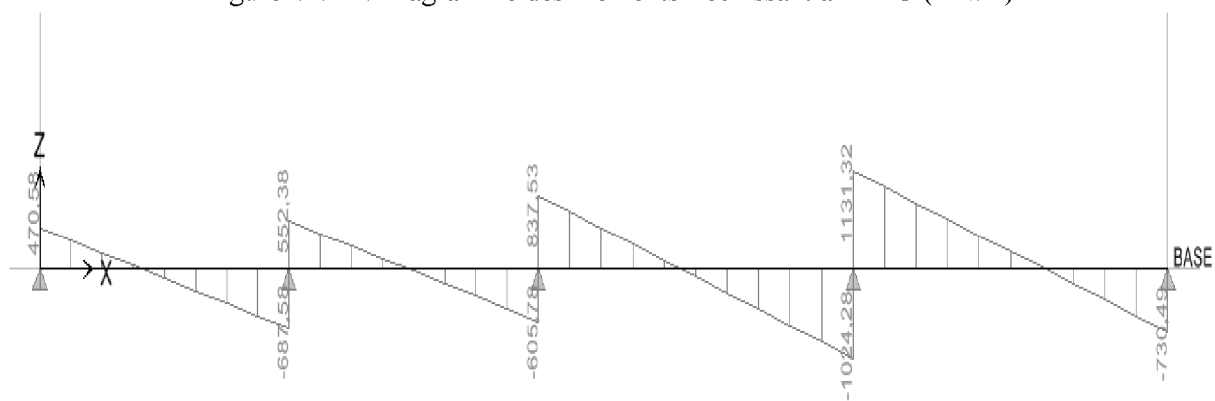


Figure VI.15: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (KN).

ELS :

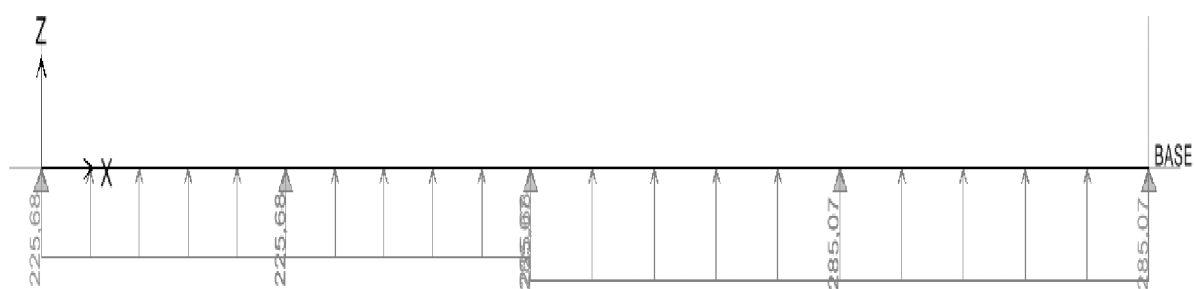


Figure VI.16 : Schéma statique de la nervure ELS (KN) (sens transversal)

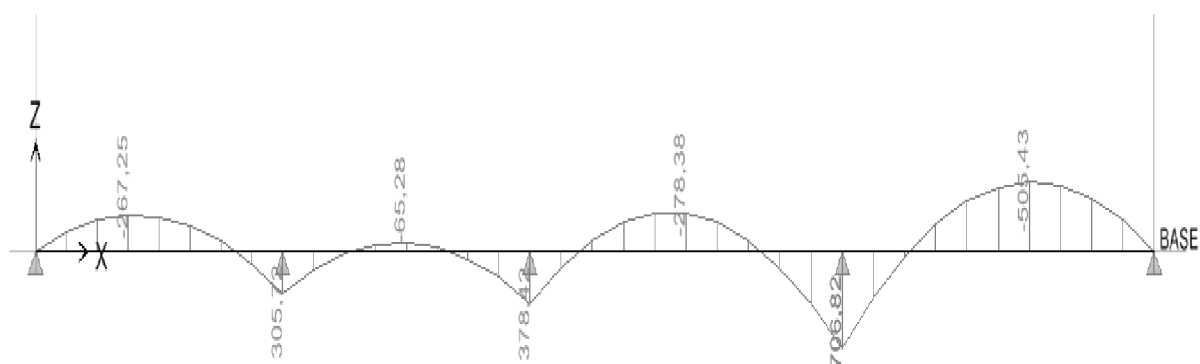


Figure VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(KN.m)

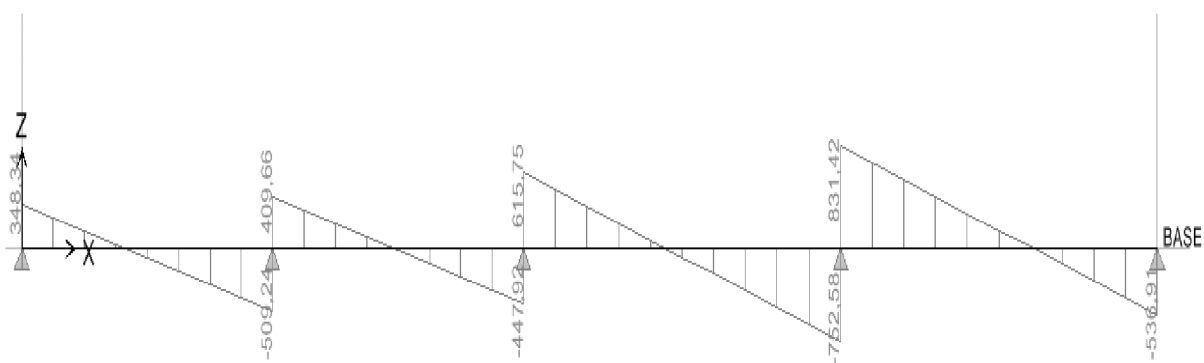


Figure VI.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

$$M_t^{max} = 687.61 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 961.98 \text{ KN.m}$$

$$h = 110 \text{ cm} , b = 40 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_t = 687.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{687.61 \times 10^3}{40 \times 105^2 \times 14.2} = 0.109 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.109 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{687.61 \times 10^3}{0.942 \times 105 \times 348} = 19.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA20 + 6HA16 = 21.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

$$M_a = 961.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{961.98 \times 10^3}{40 \times 105^2 \times 14.2} = 0.154 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.154 \rightarrow \beta = 0.916$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{961.98 \times 10^3}{0.916 \times 105 \times 348} = 28.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA20 + 6HA16 = 30.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 110 \times \frac{2.1}{400} = 5.31 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 30.90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.31 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.31 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times \phi \right\} = \min \{27.5 \text{ cm}; 19.2 \text{ cm}\} = 22.5 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$S_t = 10 \text{ cm}$: En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$: En zone courante.

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 3\% \times S_t \times b = 2.10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Armatures de peau : (BAEL / Art 4.5.34)

En tenant compte du RPA, on utilise les autres de peau suivants : 02 barres de $\phi 12$ avec des épingles $\phi 8$.

Vérification de la contrainte de cisaillements :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 831.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{831.42 \times 1000}{400 \times 1050} = 1.97 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS :

Sens longitudinal :

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 21.48}{40 \times 105} = 0.4511 \rightarrow \beta_1 = 0.892 \rightarrow k_1 = 31.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{363.65 \times 10^3}{0.892 \times 105 \times 21.48} = 180.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180.75}{31.30} = 5.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.777 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 30.90}{40 \times 105} = 0.735 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow k_1 = 25.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{622.58 \times 10^3}{0.876 \times 105 \times 30.9} = 177.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177.83}{25.32} = 7.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.02 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

En travée :

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 21.48}{40 \times 105} = 0.4511 \rightarrow \beta_1 = 0.892 \rightarrow k_1 = 31.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{363.65 \times 10^3}{0.892 \times 105 \times 21.48} = 180.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180.75}{31.30} = 5.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.77 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

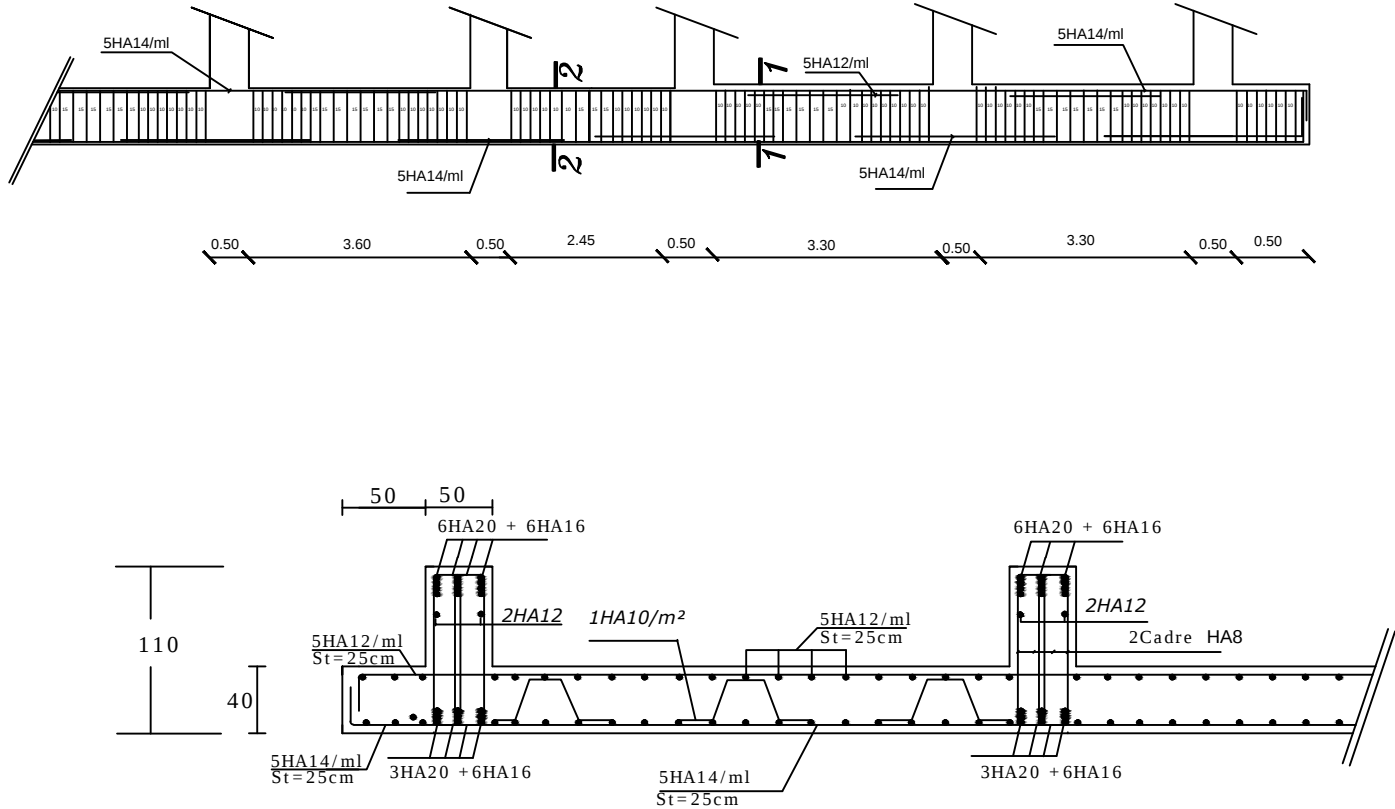
$$\rho = \frac{100 \times 30.90}{40 \times 105} = 0.735 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow k_1 = 25.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{706.82 \times 10^3}{0.876 \times 105 \times 30.90} = 248.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{248.68}{25.32} = 9.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.82 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

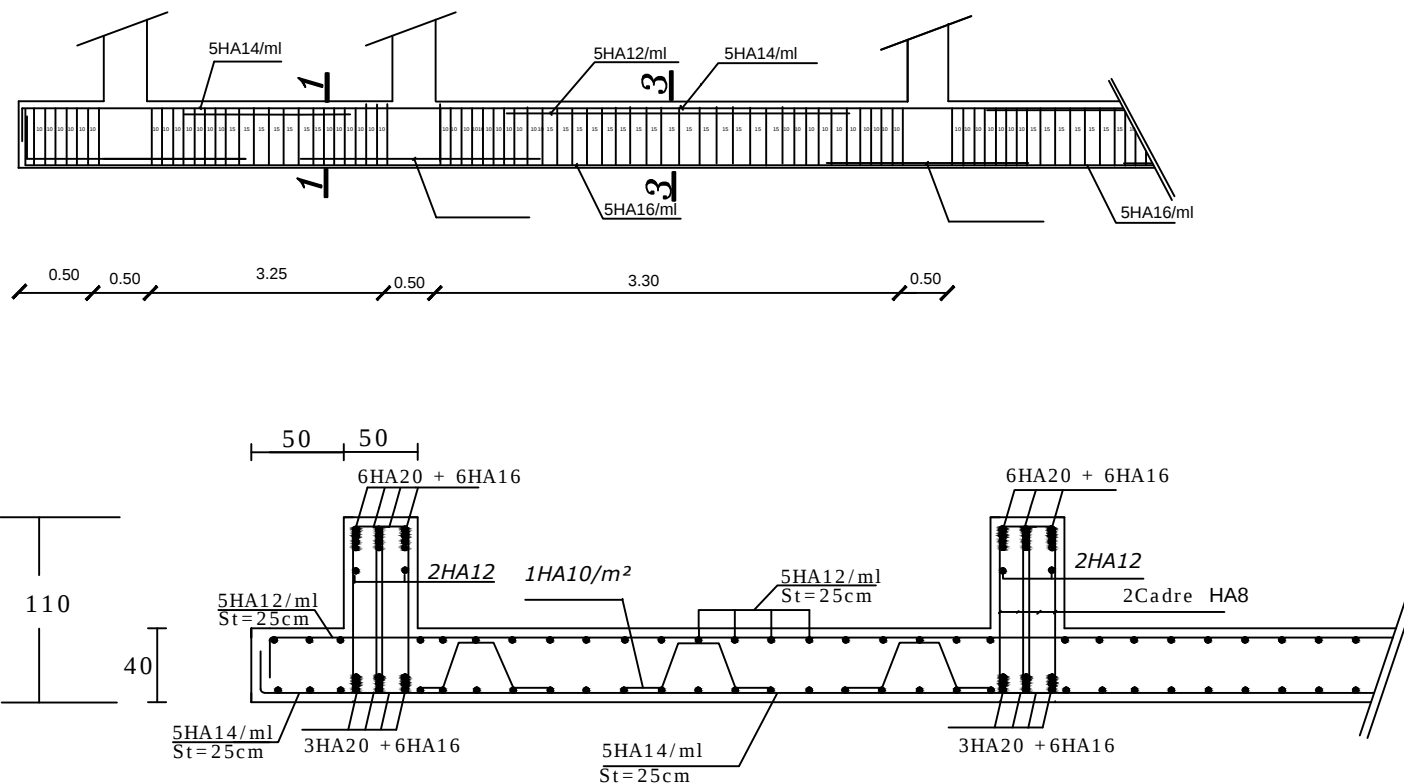
FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X110) sens longitudinale XX



Ferraillage du radier général Sens X-X

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
- le plan de ferraillage des poteaux -	
Présenté par:	Melle: KERKACHE SABRINA Mr: SADI HADDAD TARIK
Encadré par:	Mme: HADDAD.

FERRAILLAGE NERVURE DIM YY



Ferrailage du radier général Sens Y-Y

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

- le plan de ferrailage des poteaux -

Présenté par:

Melle: KERKACHE SABRINA
Mr: SADI HADDAD TARIK

Encadré par:

Mme: HADDAD.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a été très bénéfique et enrichissant, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de les mettre en application directe. Notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ETABS** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.*

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériens (RPA 99/ 2003)
- Règles du béton armé aux états limites (BAEL99)
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- BAEL91 modifié 99 et DTU associés (Jean-Pierre Mougin)
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- .Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.