

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur & de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de construction
Département génie civil



Mémoire de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER PROFESSIONNEL en génie civil

Option : constructions civiles et industrielles
Thème : Étude d'un bâtiment (R+7+Sous sol) à usage d'habitation et commercial.
(Application du logiciel « ETABS »).



Etudié par

Bahmane Chafik
Oumoussa Jugurtha

Dirigé par :

M^{me} FEDAOUI. O

Promotion 2019/2020

Remerciements

Toute ma gratitude , grâce et remerciements vont ALLAH le tout puissant qui ma donne la force , la patience , le courage et la volonté de mener a terme ce projet.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions

Dédicaces

Je dédié ce lapidaire travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frère et sœurs.

A toute la famille BAHMANE sans exception.

A ma chère tante NADIA

A tous mes amis(es) et particulièrement :Djafer, Louiza, Flora, Sara, Dalia, Jugourta, Kahina.Am ,Kahina.At, Amel.

CHAFIK(MASSI)

Je dédié ce lapidaire travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frère

A toute la famille OUMOUSA sans exception.

A tous mes amis(es) et particulièrement : Massi, Djafer, Louiza, Flora, Sara, Dalia,, Kahina, Amel

JUGURTA

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I: Présentation et description de l'ouvrage.....	2
Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente de charge.....	8
II. Les planchers	8
III. Les poutres	8
IV. Les poteaux	9
IV. Les voiles	9
Chapitre III: Calcul des éléments.....	20
II. Calcul des planchers	20
III. Calcul d'escaliers	49
IV. La poutre palière	72
V. Etude de la poutre de chaînage.....	86
VI. Les balcons.....	86
VII. L'acrotère.....	86
Chapitre IV: Modélisation de la structure.....	106
Chapitre V : Vérification de la RPA.....	86
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	86
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	86
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	148
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	86
Chapitre X : Etude du voile périphérique.....	190
Conclusion générale	195

Liste des figures

Chapitre I: Présentation et description de l'ouvrage

Figure I. 1: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU	5
Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS	6
Figure I. 3: Diagramme contrainte déformation de l'acier	6

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente de charge

Figure II. 1: Dimensionnement des poutres	9
Figure II. 2: Surface d'influence du poteau le plus sollicité	10
Figure II. 3: Coupe verticale d'un plancher terrasse	11
Figure II. 4: Coupe verticale du plancher d'étage	11
Figure II. 5: Coupe verticale du mur intérieure	12
Figure II. 6: Coupe verticale du mur extérieur	12
Figure II. 7: <i>Loi de dégression des surcharges d'exploitation</i>	14
Figure II. 8: Coupe de voile en élévation	18
Figure II. 9: Coupe de voile en plan	18

Chapitre III: Calcul des éléments

Figure III. 1: Treillis soudés (200x200)	21
Figure III. 2: Dimensions de la poutrelle	23
Figure III. 3: Exposition de la méthode des trois moments	24
Figure III. 4: Diagramme des moments fléchissant à l'LEU	27
Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	29
Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	30
Figure III. 7: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T)	30
Figure III. 8: La table étant entièrement tendue	31
Figure III. 9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	41
Figure III. 10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	42
Figure III. 11: Diagramme des moments à l'ELS	43
Figure III. 12: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	43
Figure III. 13: Schéma statique section en T	47
Figure III. 14: Ferrailage de la poutrelle	48
Figure III. 15: Plan de ferrailage du plancher	49
Figure III. 16: Schéma de l'escalier	50
Figure III. 17: Schéma statique d'escalier	50
Figure III. 18: Schéma statique de calcul	52
Figure III. 19: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELU	54
Figure III. 20: Schéma statique d'escalier à l'ELS	57
Figure III. 21: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELS	59
Figure III. 22: Schéma de calcul des escaliers	60
Figure III. 23: Schéma statique d'escalier	61
Figure III. 24: Schéma statique d'escalier à l'ELU	63
Figure III. 25: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELU	65

Liste des tableaux

Chapitre IV: Modélisation de la structure

Tableau IX. 1: Vérification de la condition de non fragilité	- 175 -
Tableau IX. 2: Vérifications des contraintes à l'ELS.....	- 177 -
Tableau IX. 3: charge revenant de la nervure au sens longitudinal	- 181 -
Tableau IX. 4: charge revenant de la nervure au sens transversal	- 182 -
Tableau IX. 5: Les efforts internes dans les nervures.	- 186 -
Tableau IX. 6: Le ferrailage adopté pour la nervure	- 187 -

Chapitre V : Vérification de la RPA

Chapitre V : Vérification de la RPA Tableau V. 1: calcul de l'excentricité	119
Tableau V. 2: valeurs des masses modales.....	120
Tableau V. 3: Justification du système de contreventement	122
Tableau V. 4: Récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions	125

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

Tableau VII. 1: Ferrailage des poteaux sous M2 : (sens longitudinal des poteaux)	141
Tableau VII. 2: Ferrailage des poteaux sous M3 : (sens Transversal des poteaux)	142
Tableau VII. 3: Section adoptée pour les poteaux des trois zones.....	142
Tableau VII. 4: Vérification au cisaillement	143
Tableau VII. 5: vérification de la contrainte suivant le sens longitudinal.....	146
Tableau VII. 6: vérification de la contrainte suivant le sens transversal.....	146
Tableau VII. 7: Vérification de la condition de non fragilité dans M3 sens transversal	147
Tableau VII. 8: Vérification de la condition de non fragilité dans M2 sens longitudinal.....	147

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Tableau VIII. 1: Ferrailage du voile longitudinal VL1=3.2m	- 156 -
Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile longitudinal VL1=3.8m.....	- 157 -
Tableau VIII. 3: Ferrailage du voile transversale VT1=4.6m.....	- 159 -

Chapitre X : Etude du voile périphérique

Tableau X. 1: Ferrailage du voile périphérique.....	-193-
Tableau X. 2: Vérification des contraintes à l'ELS.....	- 194 -

Introduction générale

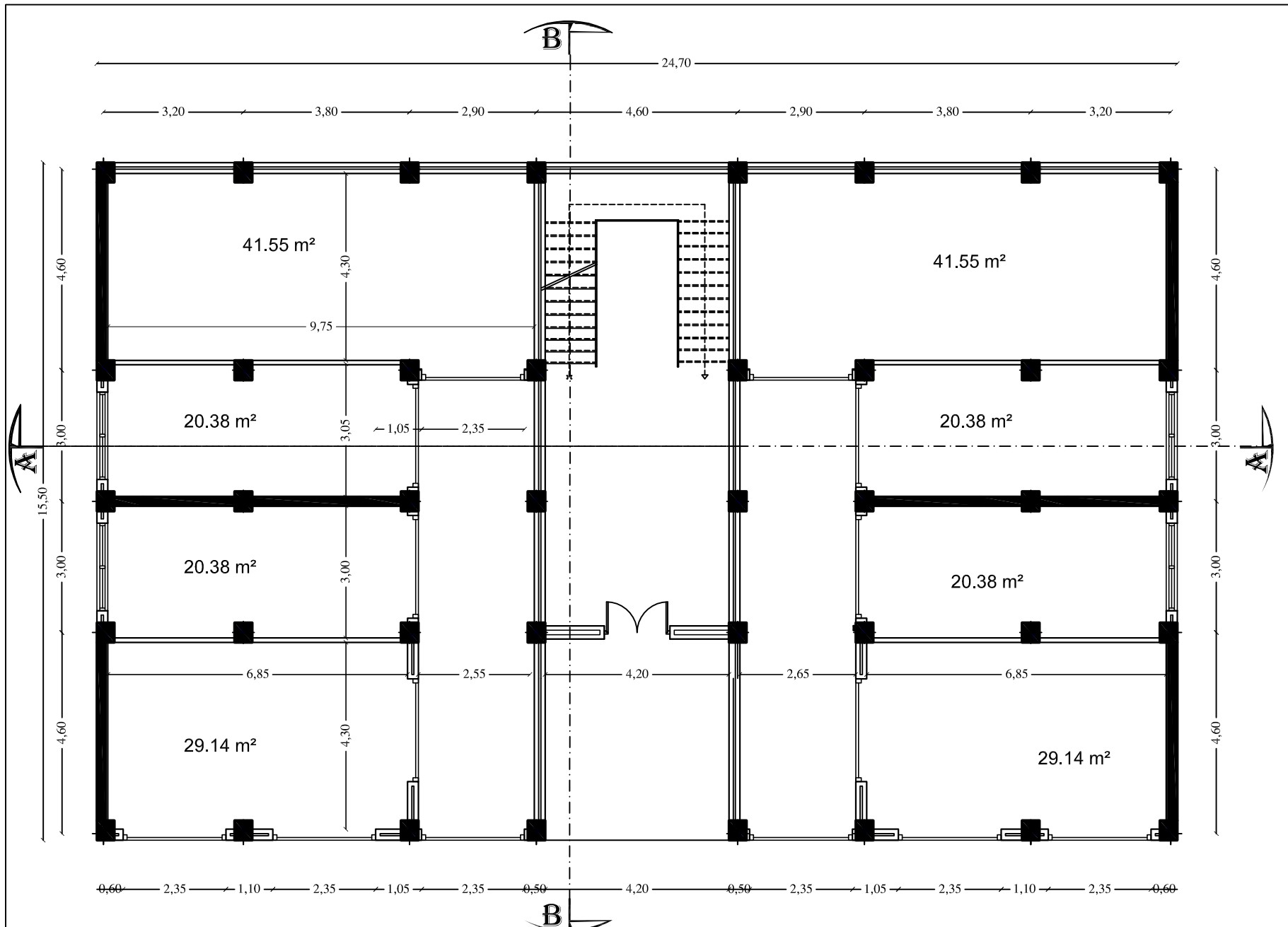
Les constructions constituent pour les pays un véritable patrimoine qui, en Algérie est estimé à plusieurs dizaines de milliards de dinars algériens. Ils sont au cœur du développement des états.

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils ou les masters en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

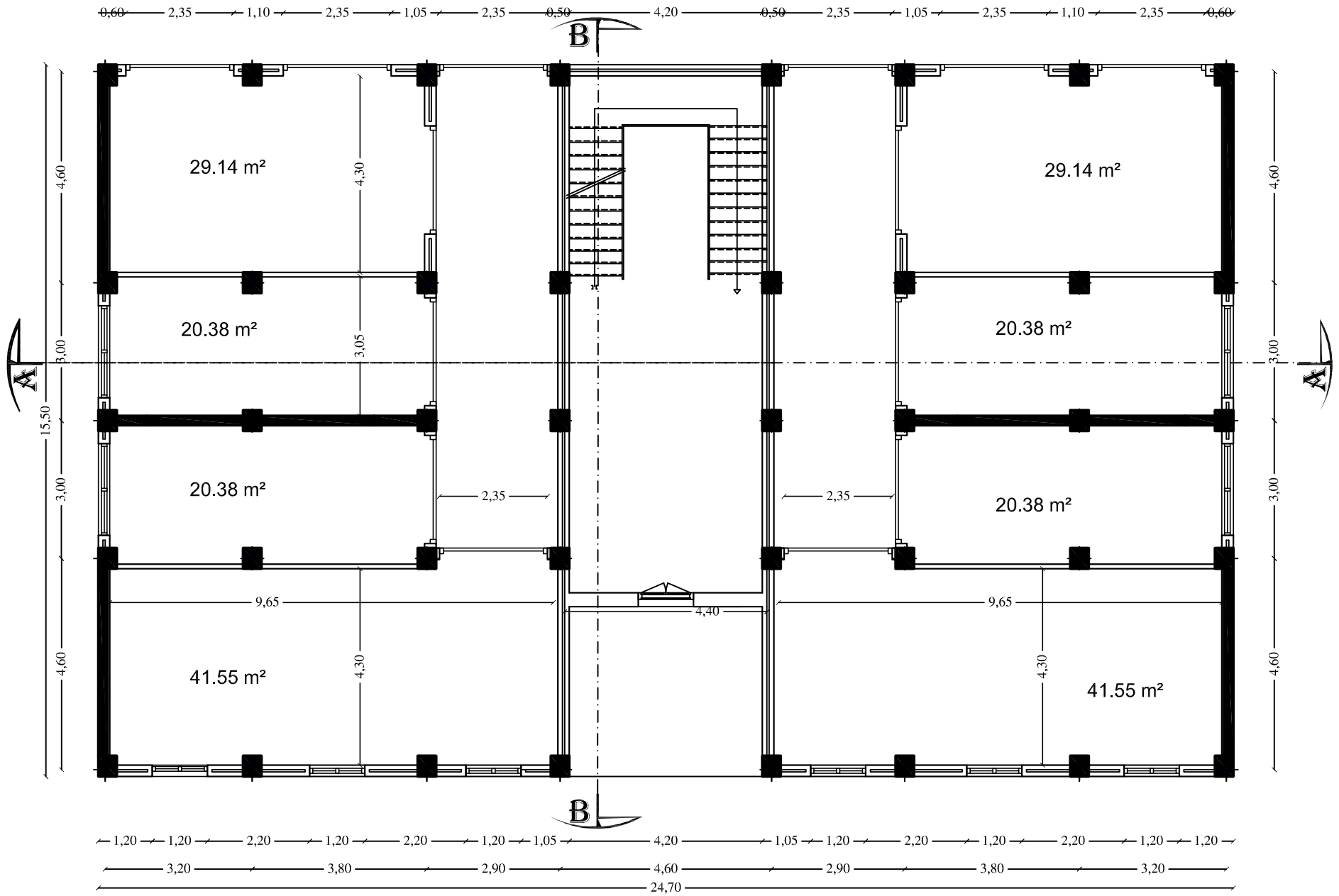
Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. pour cela nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien **RPA(version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **BAEL91 modifié99**.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

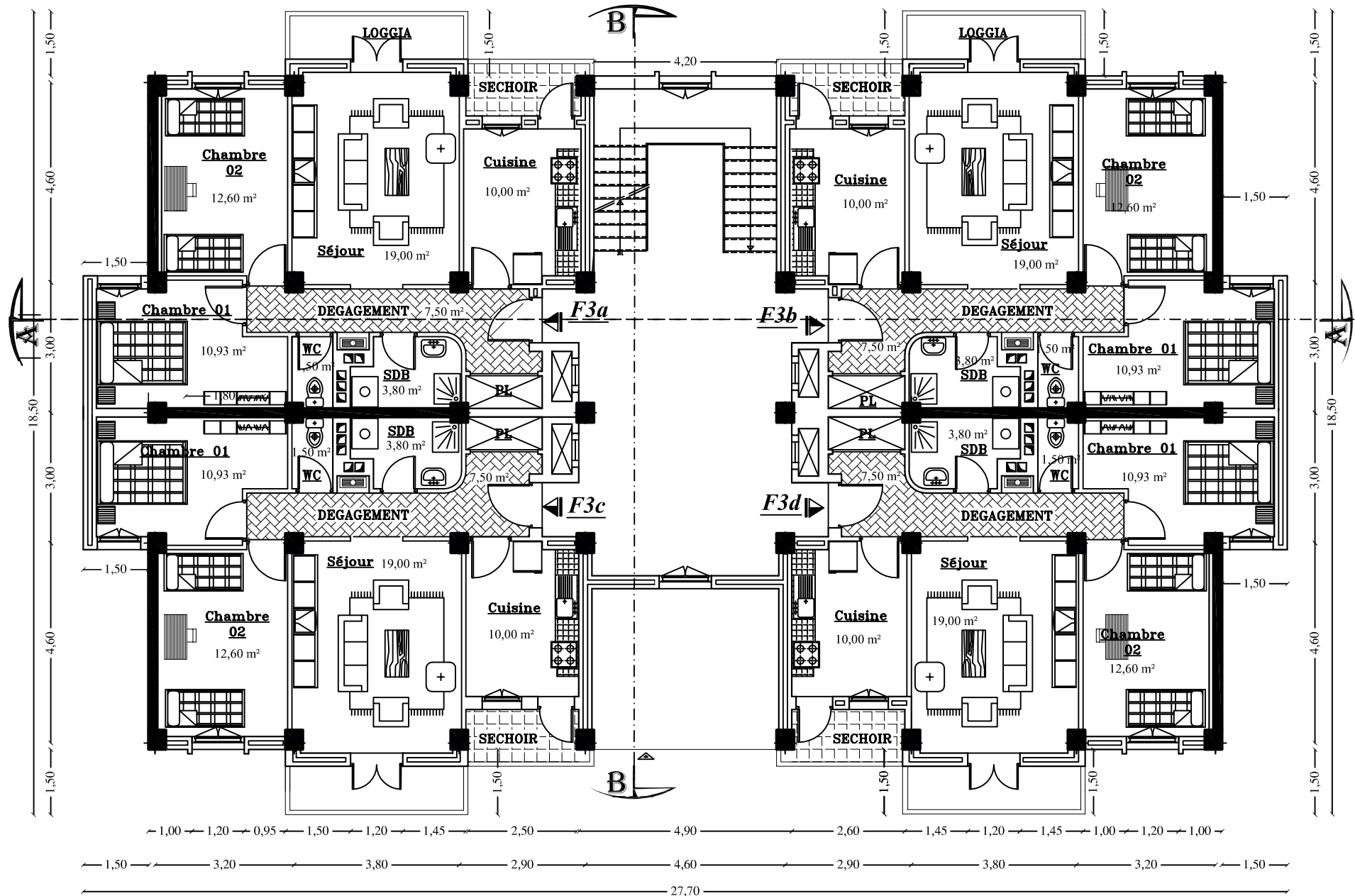
Dans mon projet d'études d'un bâtiment **R+7+sous sol** à contreventement par voiles, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003** et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.



Sous sol



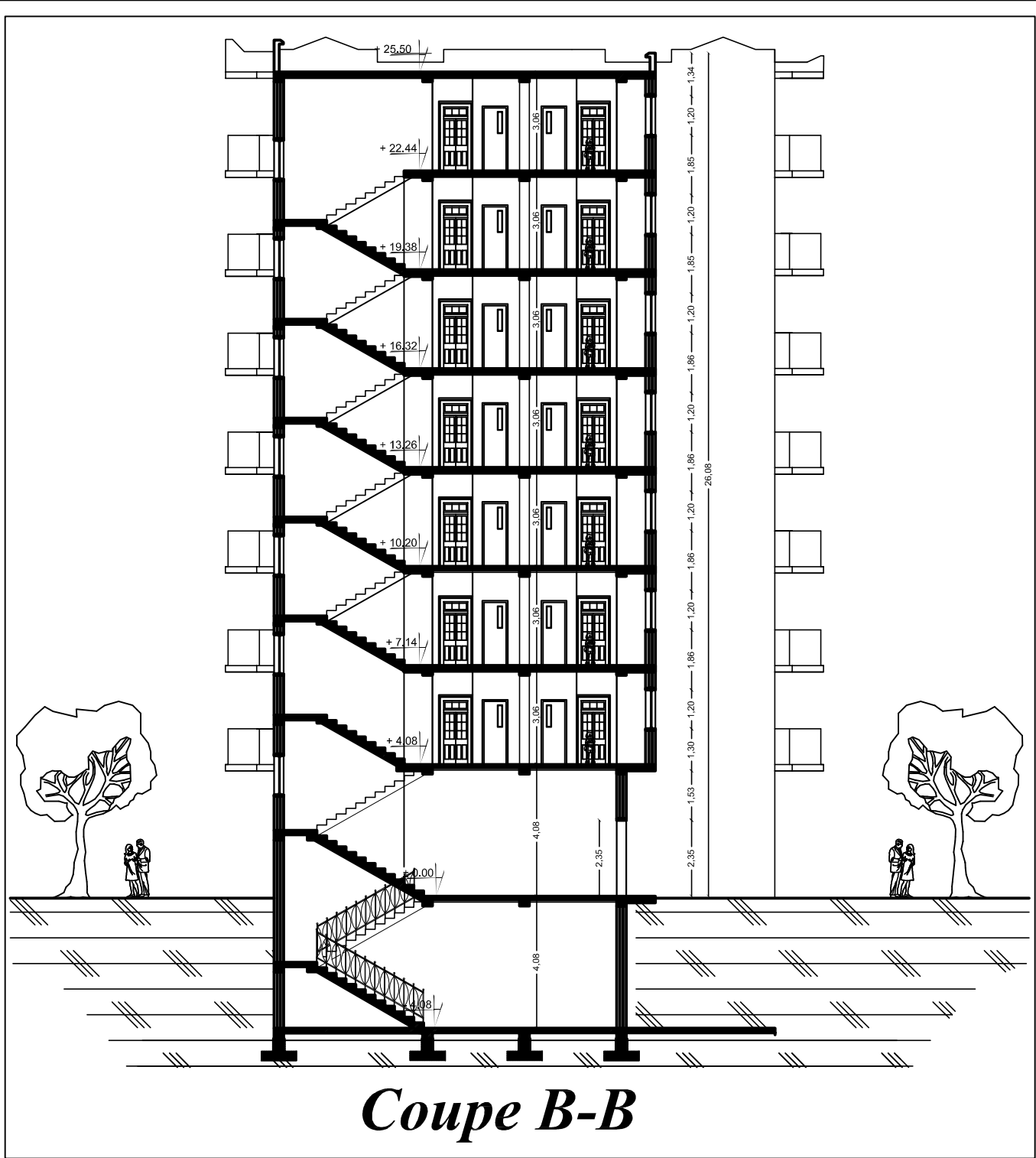
Rez de chaussé



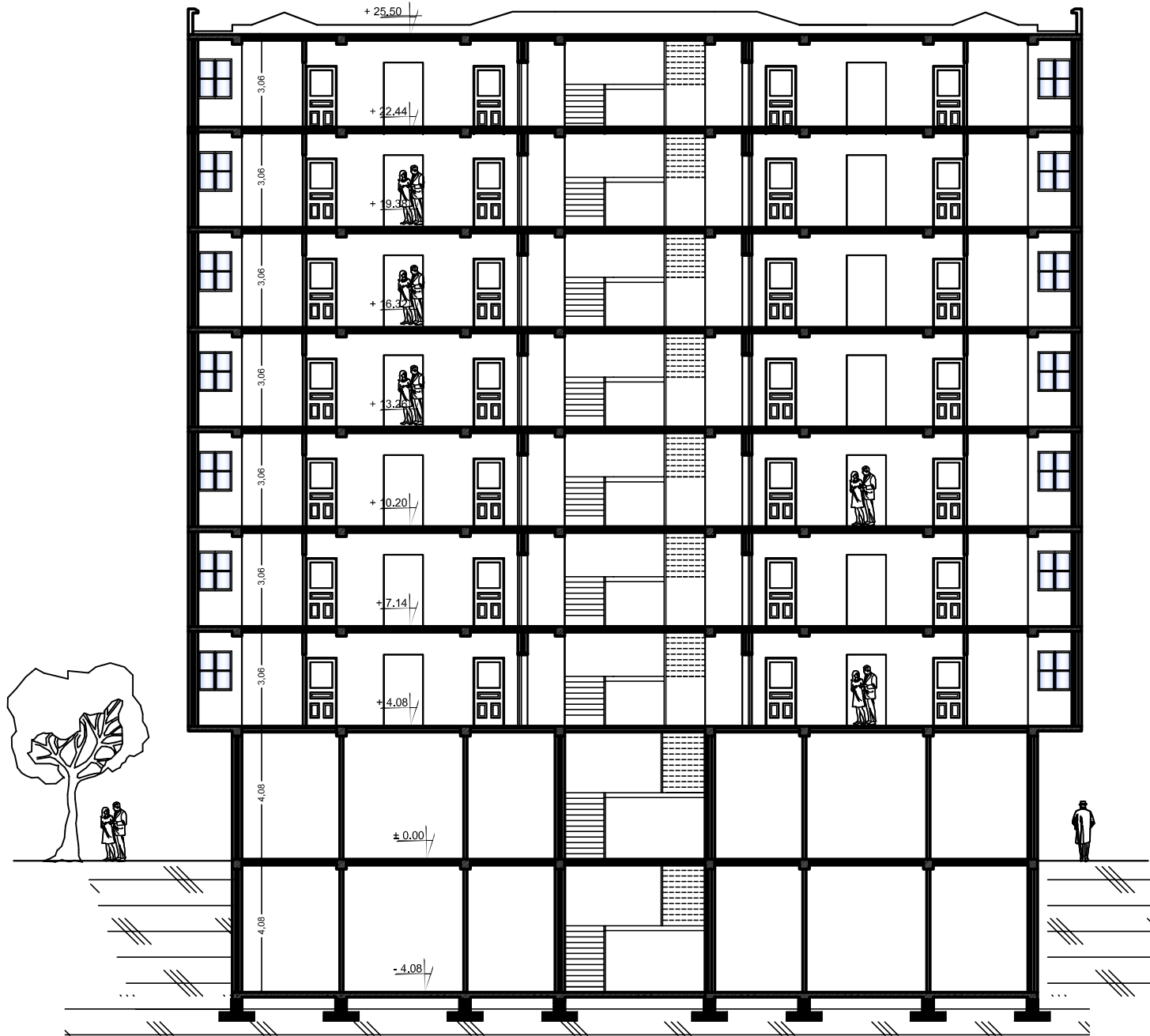
Etage courant



Façade principale

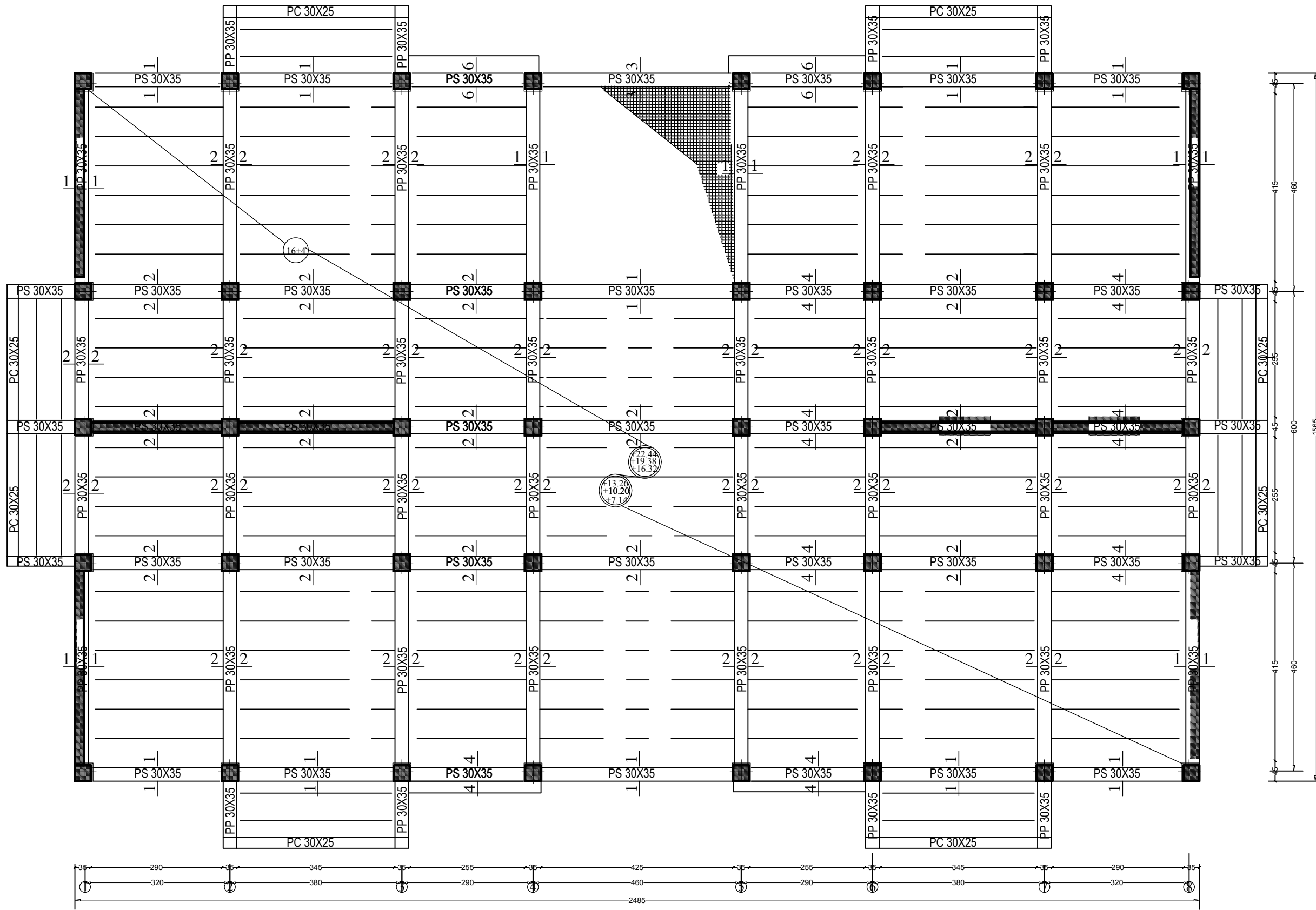


Coupe B-B



Coupe A-A

coffrage des étages



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

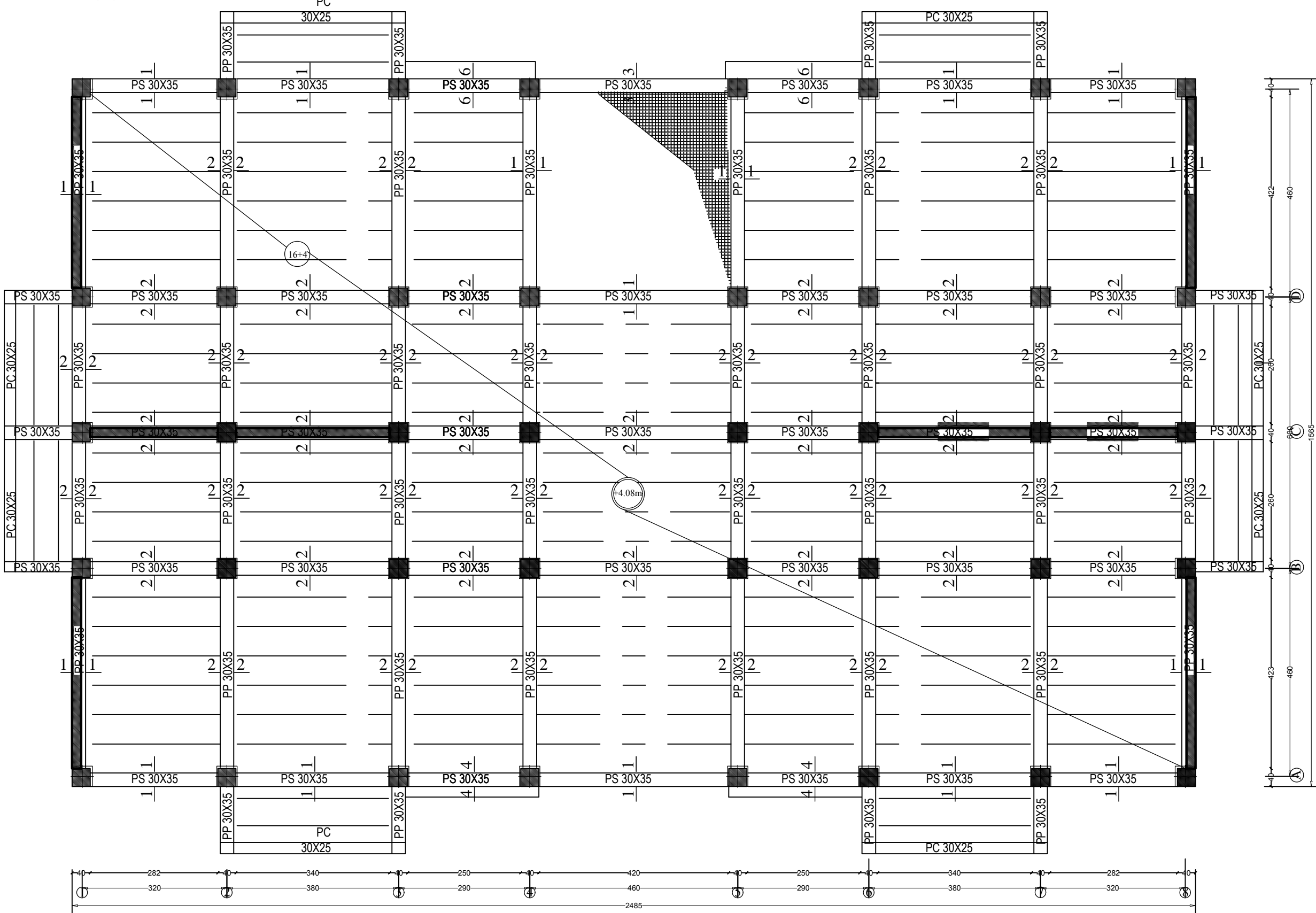
Wilaya de: **TIZI OUZOU**
 Daïra de: **OUACIF**
 Commune de: **OUACIF**

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier : Genie civil	Phase : excusions	
Maitre de L'ouvrage : UMMTO	Echelle : 1/50	Date :
	Dessiné par : BAHMENE Chafik	OUMOUSA Juguria

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

coffrage de RDC



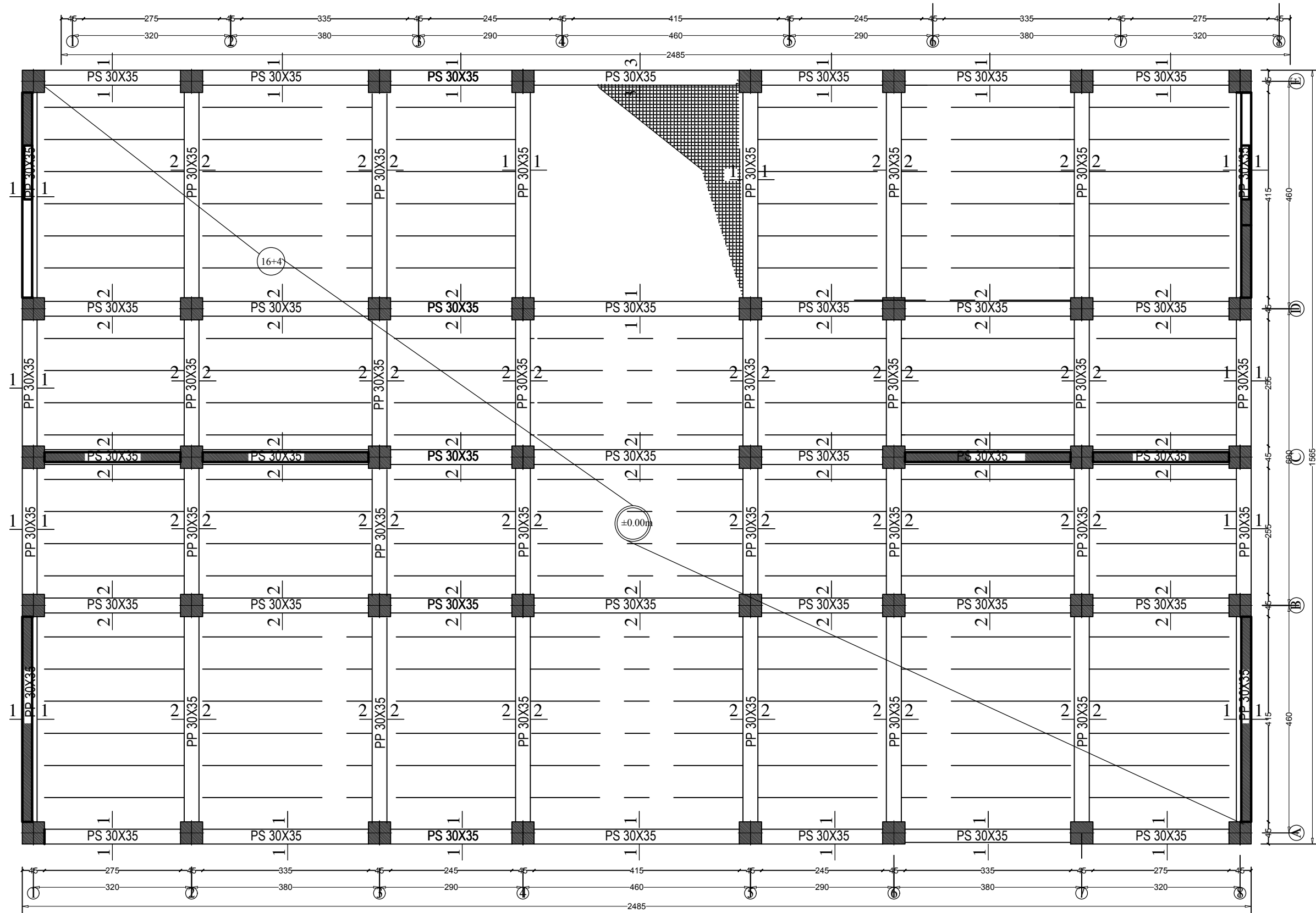
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: **TIZI OUZOU**
 Daïra de: **OUACIF**
 Commune de: **OUACIF**

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier : Genie civil	Phase : excursions		
Maitre de l'ouvrage : UMMTO	Echelle : 1/50	Date :	
	Dessiné par : BAHMENE Chafik OUMOUSSA Jugurta		
INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

coffrage de sous -sol



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: **TIZI OUZOU**

Daira de: **OUACIF**

Commune de: **OUACIF**

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier :
Genie civil

Phase :
excusions

Maitre de L'ouvrage :

UMMTO

Echelle :
1/50

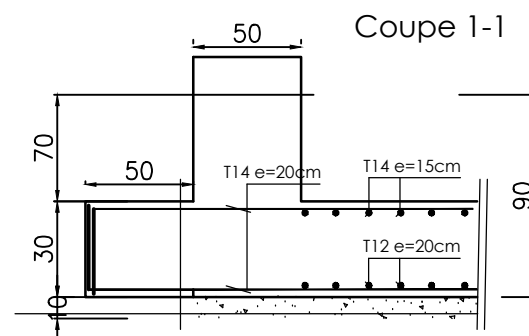
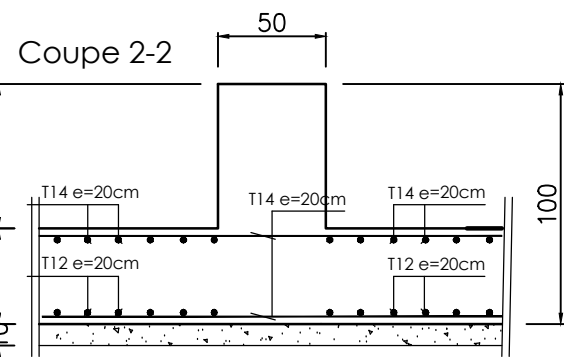
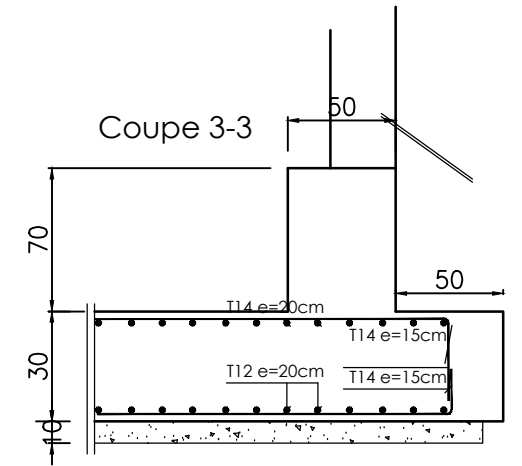
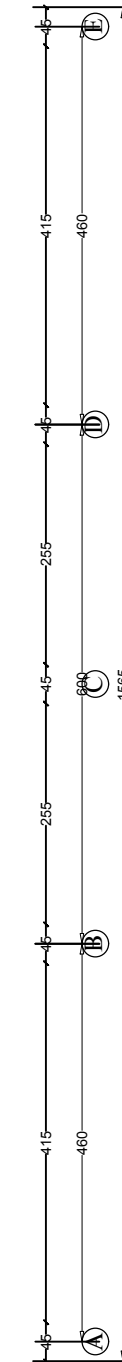
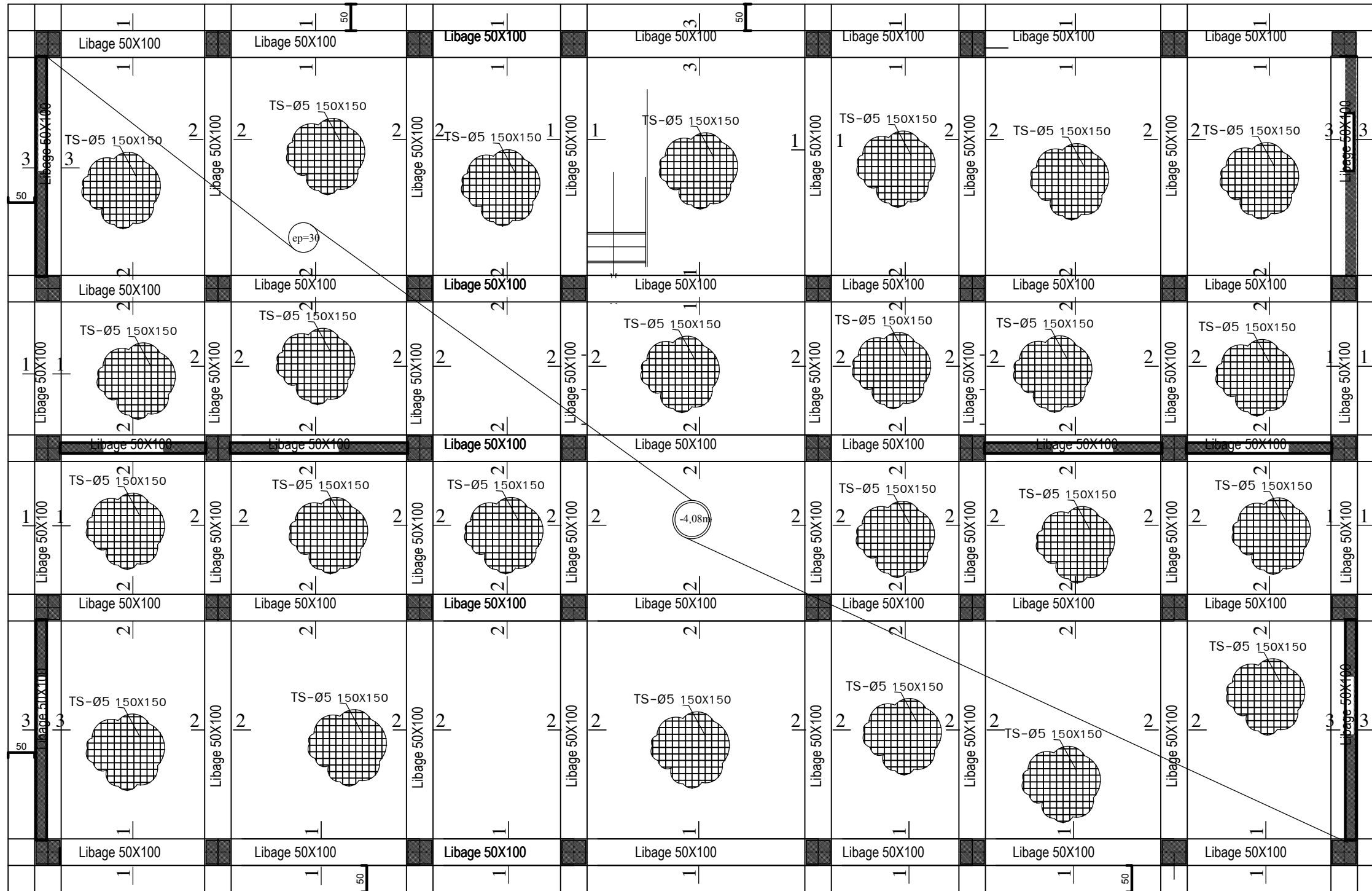
Date :

Planche N° :

Dessiné par :
BAHMENE Chafik OUMOUSSA Jugurta

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

coffrage de radier



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
 Daira de: OUACIF
 Commune de: OUACIF

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier : Genie civil	Phase : excursions	
Maitre de L'ouvrage : UMITO	Echelle : 1/50	Date : Planche N°:
Dessiné par : B. BENECH, Ch. B. OUMOUSSA, J. JAGUETA		
INDICE	SIGNATURE	DATE

CHAPITRE I
Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage, caractéristiques géométriques et mécaniques

I.1. Introduction

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+7+s-sol) à usage commercial et habitation, qui sera implanté à TIZI OUZOU classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé :

- Un sous sol à usage commercial.
- Un RDC à usage service.
- 07 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- La hauteur totale : 29,58 m
- La hauteur du sous sol : 4,08 m
- La hauteur du RDC : 4,08 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur totale du bâtiment : 27.45 m
- La largeur totale du bâtiment : 15,50 m

I.3. Les éléments de l'ouvrage

• **L'ossature** : l'ossature est composée de :

- Portique (Poutres et Poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

• **Plancher** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2- fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse (inaccessible) ayant un complexe d'étanchéité et le béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Remplissage** : on distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.

- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

- **Revêtement** : il sera réalisé en :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.

- Céramique pour les salles d'eau.

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.

- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Les escaliers**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé à deux volées coulées sur place.

II. Caractéristiques mécaniques des matériaux

A- Le béton

II.A.1 Caractéristiques physiques et mécaniques

II.A.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée $f_{c_{28}}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c_{28}}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c_{28}} = 25\text{MPa}$

II.A.1.2. Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad \text{d'où : } f_{t_{28}} = 2,1\text{MPa}$$

II.A.2. Contraintes limites

II.A.2.1. Contrainte limites de compression

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante

$f_{bc} = 14,20\text{MPa}$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{cb} = 18,48 \text{ MPa}$$

$\theta = 0,85 - 1$: selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

II.A.2.2. Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

II.A.2.3. Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} [\text{MPa}] \quad \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}]$$

• Module d'élasticité

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

• Module d'élasticité instantané : (art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

• Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819\text{MPa}$$

• Module d'élasticité transversale

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

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

ν : Coefficient de poisson.

• Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

II.A.2.4 Diagramme contrainte déformation du béton

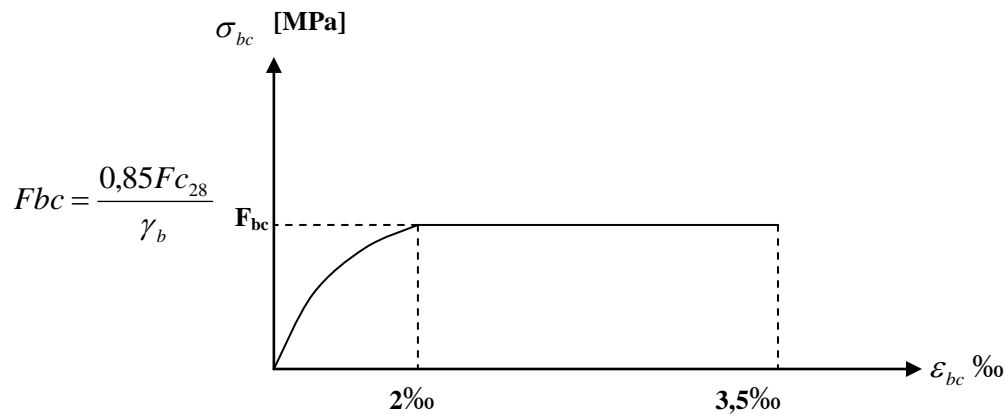


Figure I. 1: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

B / Les aciers

En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence : F_eE 40 F_e = 400 MPa.
2. Acier rond lisse FeE24 F_e = 235 MPa.
3. Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

II.B.1. Module d'élasticité

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : E_s = 200000 MPa.

II.B.2. limite élasticité de l'acier

- **Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE40}$$

$$\sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE24}$$

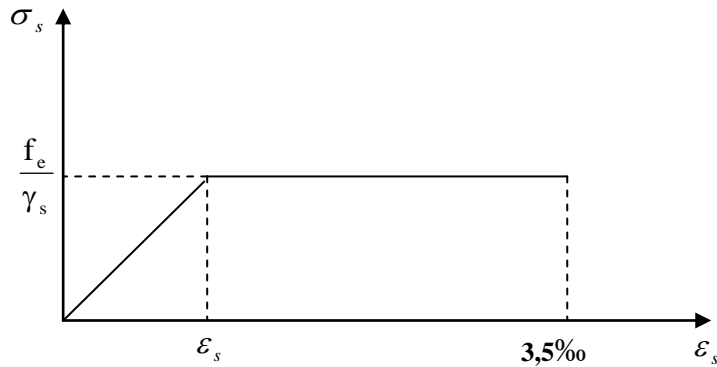


Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

▪ **Etat limite de service (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99)**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

• **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_s \leq f_e$

• **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)**

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

• **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec : n : coefficient de sécurité

- $n = 1$ pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- $n = 1,3$ pour les aciers Haute Adhérence $\varnothing < 6$ mm
- $n = 1,6$ pour les aciers moyens adhérence $\varnothing \geq 6$ mm

• **Diagramme contrainte-déformation (Art A.2.2,1/BAEL91 modifié 99)**

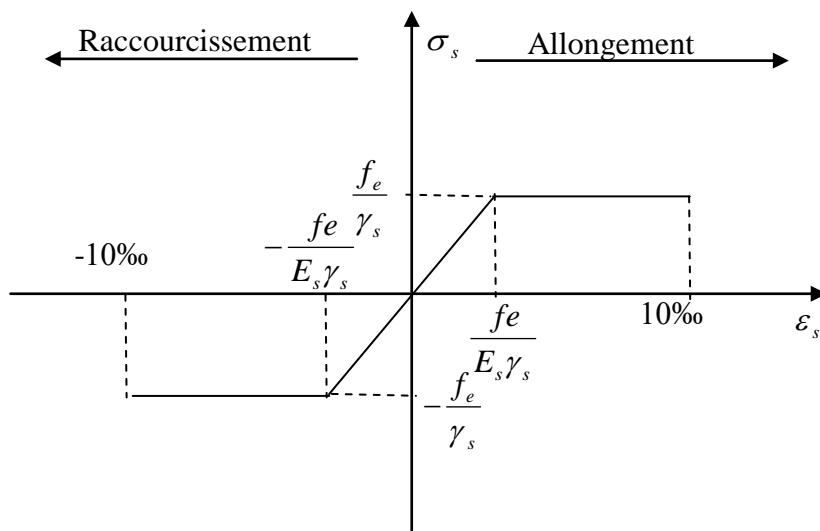


Figure I. 3: Diagramme contrainte déformation de l'acier

• Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage(C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $5 \geq C \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $2 \geq C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II
Pré-dimensionnement et
descente de charges

I. Introduction

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles.

II. Les planchers

La hauteur des planchers de notre bâtiment, compte tenu de la description au chapitre ' I ' sera donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$.

$L_{\max} = 4.60 - 0,25 = 4,35m$: Longueur maximale entre nus des appuis dans le sens considéré.

$h_t = \frac{435}{22,5} = 19,33 \text{ cm}$: Hauteur totale du plancher.

On adoptera une hauteur normalisée de $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression.

III. Les poutres

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t.$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99) c'est-à-dire qu'en zone (IIa) :

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4$$

III.1. Les poutres principales (sens Transversal)

Dans un premier temps on suppose des poteaux de (25cm x 25cm).

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

Sachant que, la portée maximale dans les files transversales est, $L_{\max} = 435 \text{ cm}$ d'où :

$$\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq h_t \leq 43,5$$

On adoptera : $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ », supérieur un peu à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

III.2. Les poutres secondaires (sens Longitudinal)

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

Sachant que, la portée maximale dans les files longitudinales est, $L_{\max} = 435 \text{ cm}$ d'où :

$$\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq h_t \leq 43,5$$

On adoptera : $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ ».

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

• Conclusion

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : $(30/35) \text{ cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $(30/35) \text{ cm}^2$.

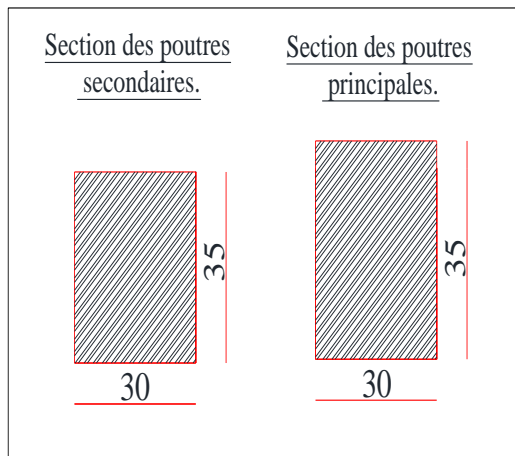


Figure II. 1: Dimensionnement des poutres

IV. Les poteaux

IV.1. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

• **Remarque**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

IV.2. Localisation du poteau le plus sollicité

La surface revenant au poteau est :

$$S_1 = 1.2 \times 1.25 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.05 \times 1.25 = 2.5625 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.2 \times 2.05 = 2.46 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.05 \times 2.05 = 4.2025 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 10.725 \text{ m}^2$$

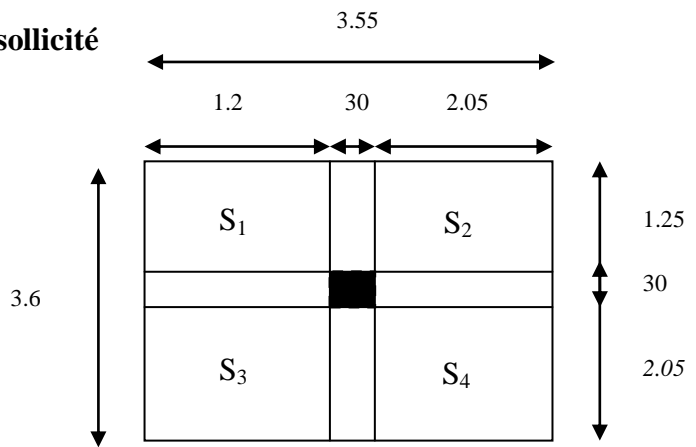


Figure II. 2: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

IV.3. Détermination des charges et des surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les surcharges d'exploitation Q (KN/m²); nous allons nous référer au document technique règlementaire **DTR B.C.2.2** « *charges et surcharges d'exploitation* »

IV.3.1. Charges permanentes G

A) Plancher terrasse

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (pare vapeur)	0.04	0.25	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	14	2.80
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.83

Figure II. 3: Coupe verticale d'un plancher terrasse

Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

B) B) Plancher étage courant

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	20	0,4
3	mortier de pose	0.03	20	0.6
4	couche de sable	0.03	22	0.66
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2.8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.56

Figure II. 4: Coupe verticale du plancher d'étage

Charges permanentes de l'étage courant.

C) Murs intérieurs

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				1,3

Figure II. 5: Coupe verticale du mur intérieure

Charges permanentes des murs intérieurs.

D) Murs extérieurs

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				2.36

Figure II. 6: Coupe verticale du mur extérieur

Charges permanentes des murs extérieurs.

IV.3.2. Les surcharge d'exploitation

Elles sont données par le DTR B.B. 2.2 comme suit :

- Terrasse inaccessible : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage à usage commercial : $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$
- Escalier : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Balcon : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

➤ **Poids propre des éléments**

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

A) Plancher terrasse

$$G_t = 5,83 \times 10,725 = 62,527 \text{ KN}$$

B) Plancher courant

$$G_c = 5,56 \times 10,725 = 59,631 \text{ KN}$$

C) Poutres principales

$$G_{pp} = (0,35 \times 0,30) \times (2,05 + 1,25) \times 25 = 8,663 \text{ KN}$$

D) Poutres secondaires

$$G_{ps} = (0,35 \times 0,30) \times (1,2 + 2,05) \times 25 = 8,531 \text{ KN}$$

$$G_{total} = 9,40 + 7,65 = 17,05 \text{ KN}$$

E) Poteaux

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et IIa
- $Min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ En zone IIb et III
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure $b = 25 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$:

$$G_{\text{étage}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (2,71) \times 25 = 4,234 \text{ KN}$$

$$G_{s\text{-sol/RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,73) \times 25 = 5,828 \text{ KN}$$

F) Surcharge d'exploitation Q

Plancher étage courant à usage d'habitation..... $1,5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$

Plancher terrasse inaccessible $1 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$

Les Surcharge d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

$$S_{brute} = 3.55 \times 3.6 = 12.78 \text{ m}^2$$

• **Etages courants**

$$Q \times S = 1,5 \times 12,78 = 19,17 \text{ KN}$$

• **Plancher terrasse inaccessible**

$$Q \times S = 1 \times 12,78 = 12,78 \text{ KN}$$

G) Loi de dégression des charges d'exploitation

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le *D.T.R B.C 2.2*, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5$ niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable *D.T.R B.C 2.2 Art 6.3*

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$$

Figure II. 7: Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

H) Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

I) Les surcharges cumulées

$$7^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 = 12.78 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 + Q_1 = 31.418 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 40.737 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 63.103 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 76.149 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 87.332 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ème}} \text{ niveau : } Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 96.651 \text{ KN}$$

$$\text{RDC: } Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 105.933 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-Sol : } Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 114.171 \text{ KN}$$

J) Dimensionnement des sections des poteaux

- Remarque

Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Niveau	Charges permanentes (KN)						Surcharges D'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cumu}	Section trouvée $\frac{N}{0,6 f_{c28}}$		Section Adopté	
7	62.527	4.234	17,194	83.955	83.955	12.78	12.78	96.735	64.490	35×35	
6	59.631	4.234	17,194	81.059	165.014	31.418	44.198	209.212	139.475	35×35	
5	59.631	4.234	17,194	81.059	246.073	40.737	84.935	331.008	220.672	35×35	
4	59.631	4.234	17,194	81.059	327.132	63.103	148.038	475.170	316.780	35×35	
3	59.631	4.234	17,194	81.059	408.191	76.149	224.187	632.378	421.585	35×35	
2	59.631	4.234	17,194	81.059	489.25	87.332	311.519	800.769	533.846	35×35	
1	59.631	4.234	17,194	81.059	570.309	96.651	408.170	978.479	652.319	40×40	
RDC	59.631	5.828	17,194	82.653	652.962	105.933	514.103	1167.065	778.043	45×45	
Sous-Sol	59.631	5.828	17,194	82.653	735.615	114.161	628.264	1363.879	909.253	45×45	

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ **Sections adoptées suivant les étages**

Pour le Sous-Sol, Le RDC, et le : **S= (45×45)**

Pour le 1^{ème} étage : **S= (40×40)**

Pour le 2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} ,6^{ème} et 7^{ème} étages : **S= (35×35)**

Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à

celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. (Art.7.4.1.RPA)

V. Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1

V.1. Vérification des sections des poteaux

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

• Poteaux(45x45)

$\text{Min}(b,h)= 45 \geq 25$	→	Condition vérifiée.
$\text{Min}(b,h)= 45 \geq \frac{408}{20} =20.4$	→	Condition vérifiée.
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$	→	Condition vérifiée.

• Poteaux(40x40)

$\text{Min}(b,h)= 40 \geq 25$	→	Condition vérifiée.
$\text{Min}(b,h)= 40 \geq \frac{306}{20} =15.3$	→	Condition vérifiée.
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$	→	Condition vérifiée.

• Poteaux(35x35)

$\text{Min}(b,h)= 35 \geq 25$	→	Condition vérifiée.
$\text{Min}(b,h)= 35 \geq \frac{306}{20} =15.3$	→	Condition vérifiée.
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$	→	Condition vérifiée.

• Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences de RPA

V.2. Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élanement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau.

AN:

- **Poteaux (35x35)**: $l_0:306\text{cm} \rightarrow \lambda=21.20 < 35$
- **Poteaux (40x40)**: $l_0:306\text{cm} \rightarrow \lambda=18.55 < 35$
- **Poteaux (45x45)**: $l_0:408\text{cm} \rightarrow \lambda=21.98 < 35$

• Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement (pas de risque du flambement)

V.3. Vérification de l'effort normal réduit (ART 7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le R.P.A et dans le but d'éviter ou 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

- **Pour les poteaux (35x35)**

$$\frac{800.769}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.261 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour les poteaux (40x40)**

$$\frac{978.479}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.245 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux (45x45)

$$\frac{1363.879}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.269 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV. Pré dimensionnement des voiles

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 d’un chargement horizontal (séisme...) d’une part, et à reprendre une partie des charges verticales d’autre part .

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à le **RPA 99 /version 2003 Art** Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4a$.

L’épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L’épaisseur minimale est de 15 cm.

Pour notre cas :

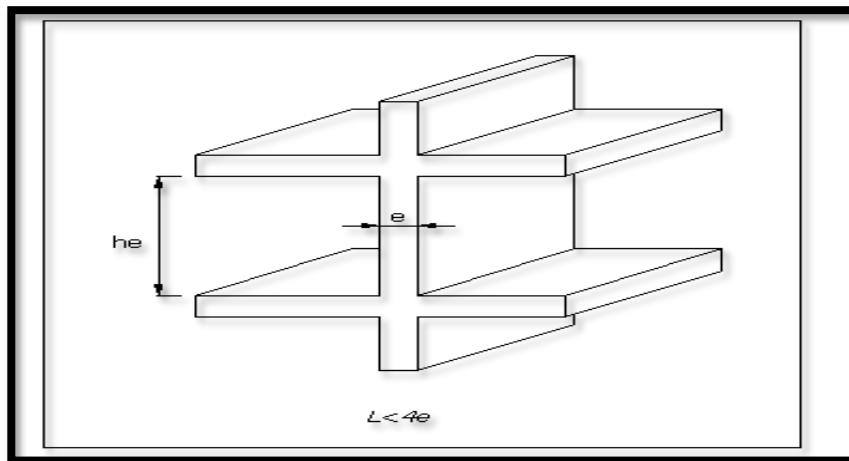


Figure II. 8: Coupe de voile en élévation

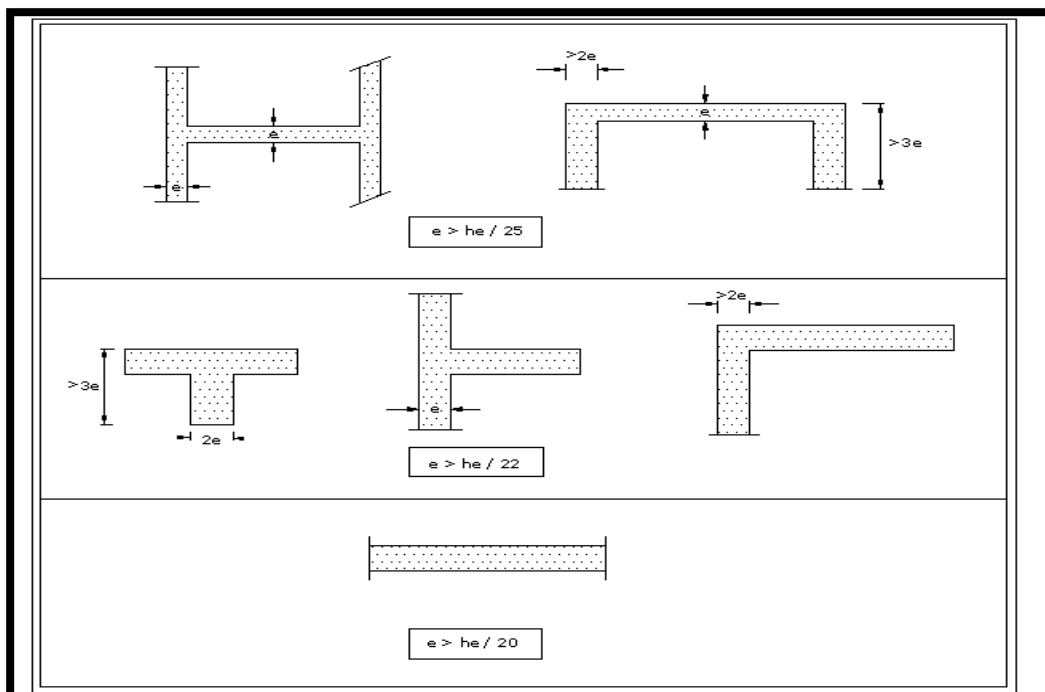


Figure II. 9: Coupe de voile en plan

Et ils doivent vérifier la condition

$$e_{p\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4e_p$$

Pour(RDC,S-SOL)

h_e = hauteur de l'étage cm

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 25\text{cm}$

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

Dans notre cas $l_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 100$ condition vérifiée

Pour (autres étages)

h_e = hauteur de l'étage cm

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 25\text{cm}$

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

Dans notre cas $l_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 80$ condition vérifiée

- **Conclusion**

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

I. Introduction

Dans ce chapitre nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des surcharges qui leurs revient. Le calcul se fera conformément au règlement (BAEL91 modifié 99).

II. Calcul des planchers

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

II.1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes

A) Armatures \perp aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

A.N

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

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm^2 / ml.

B) Armatures aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

- A.N

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm²/ml.

• **Conclusion**

On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200)**.

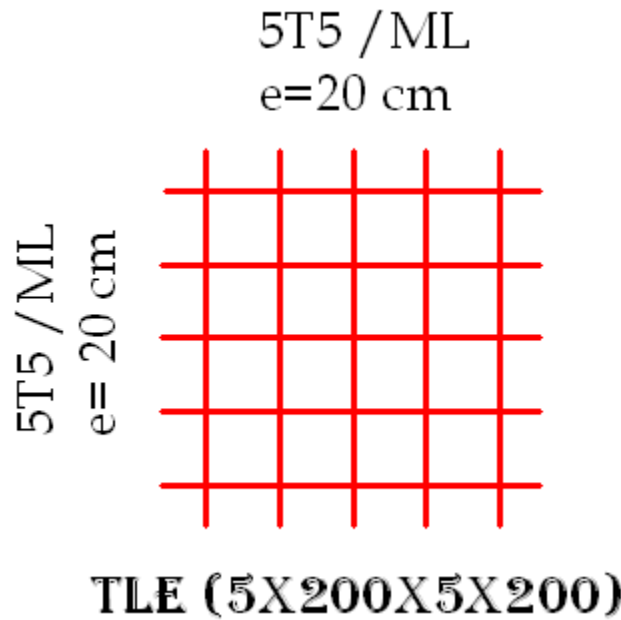


Figure III. 1: Treillis soudés (200x200)

II.2. Poutrelles

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

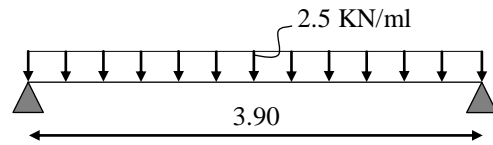
- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier :1.00 KN/ml.

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ML}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ML}$

▪ **Charge à ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ML}$$



▪ **Moment max**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.9^2}{8} = 6.613 \text{ KN.ML}$$

▪ **Section d'armatures**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6.613 \times 10^3}{12 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 9.702 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 40 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage.

▪ **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

B.1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

A.N : $b_1 = \text{Min} \left(\frac{460}{10} ; \frac{65-12}{2} \right)$; **Donc** $b_1=26.5\text{cm}$

On a : $b=2b_1+b_0=2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

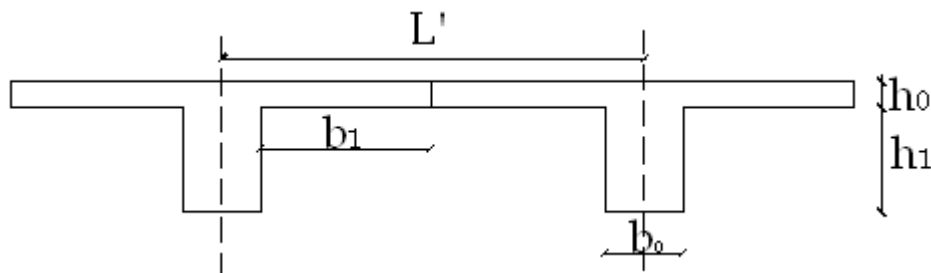


Figure III. 2: Dimensions de la poutrelle

Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (300 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h_1 : Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : Largeur de l'hourdis (26.5cm).

II.3. Calcul des efforts internes**II.3.1. Calcul des moments**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

A) Méthode forfaitaire

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant

supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

• **Domaine d'application**

H₁: La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/M². $Q \leq (2G , 5 KN)$

$$Q = 4 \text{ KN/M}^2$$

$$2G = 2 \times 5.56 = 11.12$$

$$Q \leq (11.12 , 5 \text{ KN})$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

H₂: la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

⇒ **La condition est vérifiée.**

H₃: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.20}{3.80} = 0.842 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.80}{2.90} = 1.310$$

⇒ **La condition n'est pas vérifiée**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

B) Méthode des trois moments

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur L=0.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

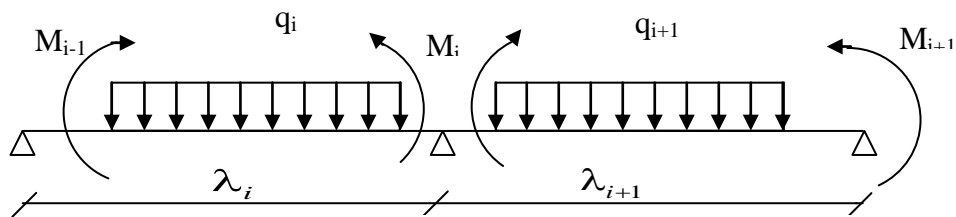


Figure III. 3: Exposition de la méthode des trois moments

B.1) Moments aux appuis

$$M_{i-1}\lambda_i + 2M_i(\lambda_i + \lambda_{i+1}) + M_{i+1}\lambda_{i+1} = -\left(\frac{q_i\lambda_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\lambda_{i+1}^3}{4}\right)$$

B.2) Moments en travée

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

- **Remarque**

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

B.3) Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

$$V(x) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

- **Remarque**

Vu la différence des surcharges entre le 1^{er} étage (Q=4KN/ML) et les étages courants (Q=2.5KN/ML), on effectuera deux calculs.

- **Plancher à usage habitation**

On aura 2 types de poutrelles à étudier, poutrelles à sept travées et poutrelle à trois travées

1) Combinaison de charge a l'ELU

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

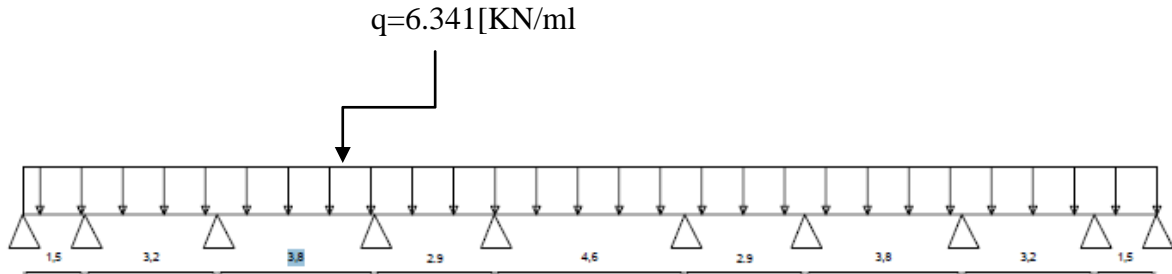
$$g = 3.614 \text{ KN/ml}$$

$$q = 0.975 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELU :** $qu = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \cdot 3,614 + 1,5 \cdot 0,975 = 6,341 \text{ KN/ml}$
- **A l'ELS :** $qs = g + q = 3,614 + 0,975 = 4,589 \text{ KN/ml}$

• Calcul a l'ELU

1.a. Calcul a l'ELU (Poutrelle a 7 travées)



• Calcul des moments aux appuis

- $3M_0 + 1,5M_1 = -5.350 \dots\dots\dots (1).$
- $1,5M_0 + 9,4M_1 + 3,2M_2 = -57.295 \dots\dots\dots (2).$
- $3,2M_1 + 14M_2 + 3,8M_3 = -138.93 \dots\dots\dots (3).$
- $3,8M_2 + 13,4M_3 + 2,9M_4 = -125.648 \dots\dots\dots (4).$
- $2,9M_3 + 15M_4 + 4,6M_5 = -192.96 \dots\dots\dots (5).$
- $4,6M_4 + 15M_5 + 2,9M_6 = -192.96 \dots\dots\dots (6).$
- $2,9M_5 + 13,4M_6 + 3,8M_7 = -125.648 \dots\dots\dots (7).$
- $3,8M_6 + 13,4M_7 + 3,2M_8 = -138.93 \dots\dots\dots (8).$
- $3,2M_7 + 9,4M_8 + 1,5M_9 = -57.295 \dots\dots\dots (9).$
- $1,5M_8 + 3M_9 = -5.350 \dots\dots\dots (10).$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = M_9 = 0 \text{KN.m} \quad M_1 = M_8 = -4,12 \text{KN.m} \quad M_2 = M_7 = -9,02 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -7,01 \text{KN.m} \quad M_4 = M_5 = -10,94 \text{KN.m}$$

• Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Longueur	Travée	q_u (KN.ml)	X(m)	M_{max} (kn.m)
1.5	1	6.341	0.495	0.58
3.2	2	6.341	1.373	3.60
3.8	3	6.341	1.901	6.11
2.9	4	6.341	1.342	-0.805
4.6	5	6.341	2.313	9.77
2.9	6	6.341	1.530	-0.787
3.8	7	6.341	1.902	6.08
3.2	8	6.341	1.852	3.74
1.5	9	6.341	1.011	0.54

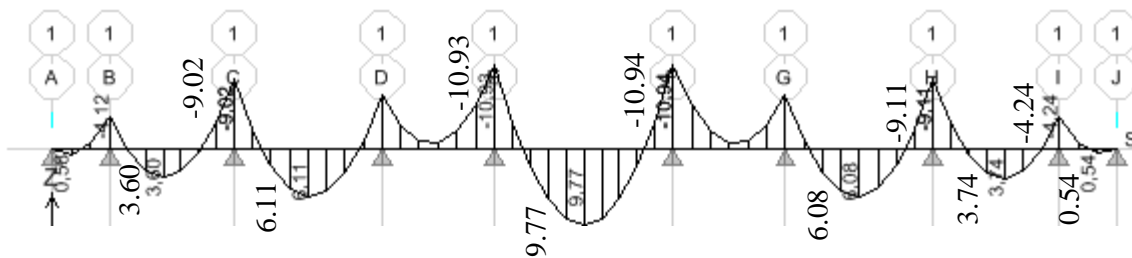


Figure III. 4: Diagramme des moments fléchissant à l'LEU

• Calcul des efforts tranchant

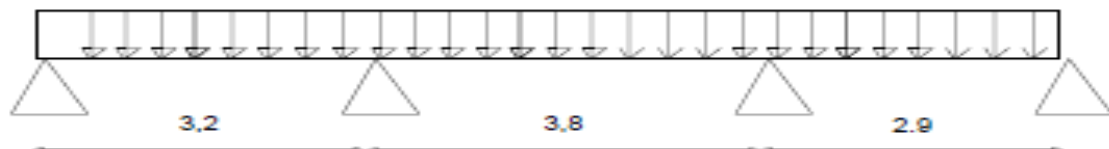
$$V(x) = \theta(x) + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \dots \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

Longueur(m)	Travée	q_u (KN.ml)	$T_i(x=0)$ [KN]	$T_{i+1}(x=l_i)$
1.5	1	6.341	8.62	-3.12
3.2	2	6.341	14.06	-10.99
3.8	3	6.341	14.35	-15.40
2.9	4	6.341	12.70	-10.00
4.6	5	6.341	18.00	-18.00
2.9	6	6.341	9.99	-12.70
3.8	7	6.341	15.43	-14.32
3.2	8	6.341	11.18	-14.18
1.5	9	6.341	3.04	-8.90

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

1. Calcul a l'ELU (Poutrelle a 3 travées)



1.a) Calcul des moments aux appuis

$$6.4M_0 + 3.2M_1 = -67.919 \dots\dots\dots(1).$$

$$3.2M_0 + 14M_1 + 3.8M_2 = -181.665 \dots\dots\dots (2).$$

$$3.8M_1 + 13.4M_2 + 2.9M_3 = -164.288 \dots\dots\dots(3).$$

$$3.9M_2 + 5.8M_3 = -50.55 \dots\dots\dots (4).$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = 0\text{KN.m} \quad M_1 = -9.39\text{KN.m} \quad M_2 = -8.40\text{KN.m} \quad M_3 = 0\text{KN.m}$$

1.b) Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Longueur(m)	Travée	q_u (KN.ml)	X(m)	M_{max} (kn.m)
3.2	1	6.341	1.362	5.80
3.8	2	6.341	1.900	5.24
2.9	3	6.341	1.925	4.51

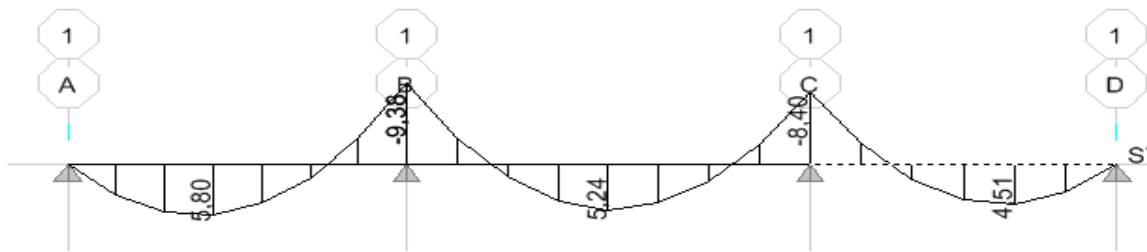


Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

1.c) Calcul des efforts tranchant

$$V(x) = \theta(x) + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \dots \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

Longueur(m)	Travée	q_u (KN.ml)	$T_i(x=0)$ [KN]	$T_{i+1}(x=l_i)$
3.2	1	6.341	15.45	-9.59
3.8	2	6.341	14.62	-15.13
2.9	3	6.341	8.45	-14.25

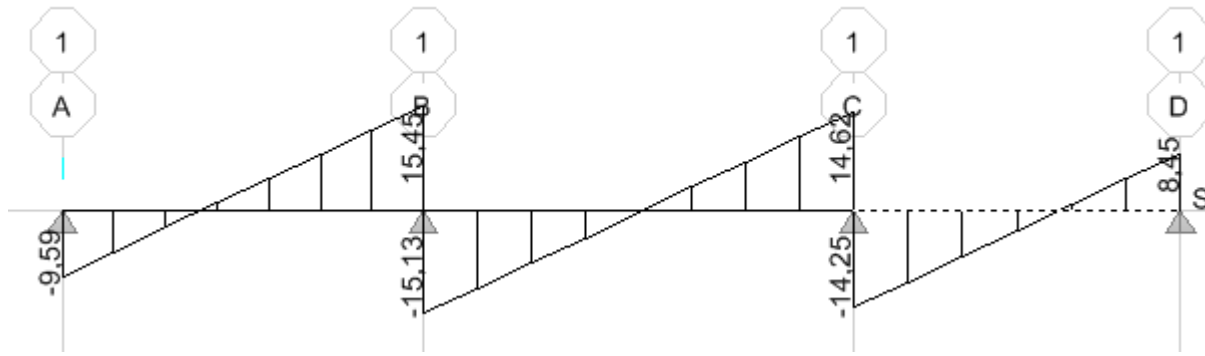


Figure III. 6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

N.B :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 9.77 \text{KN.m} \text{ et } M_{a \max} = -10.94 \text{KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65 \text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

-Caractéristiques des matériaux

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59.072$$

KN.m

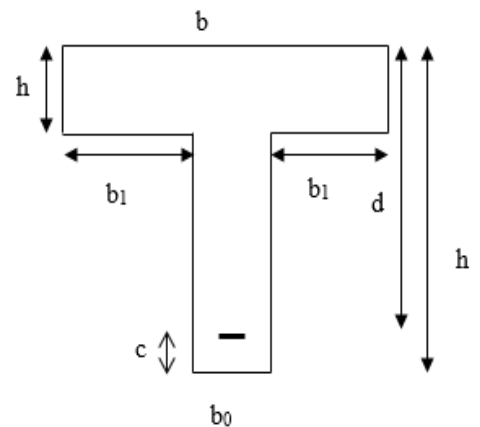


Figure III. 7: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T)

$M_t = 9,77 < M_0 = 54,53 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

1.d) Calcul des armatures

-Armatures longitudinales

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,77}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0326 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,0326 \rightarrow \beta = 0,984 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9,77 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

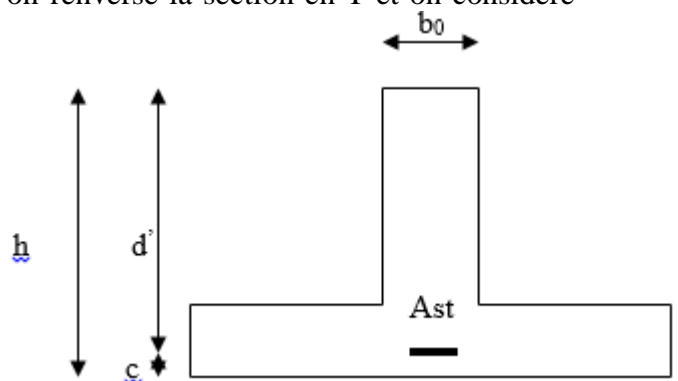


Figure III. 8: La table étant entièrement tendue

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,94}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,198$$

$$\mu = 0,198 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Asc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,198 \rightarrow \beta = 0,889$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{10.94 \cdot 10^3}{0,889 \cdot 0,18348 \cdot 10^2} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Plancher à usage commercial**

- **Combinaison de charge a l'ELU**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$$g = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$$

$$q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELU :** $q_u = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \times 5,56 + 1,5 \times 2.275 = 8.291 \text{ KN/ml}$
- **A l'ELS :** $q_s = g + q = 3,614 + 2.275 = 5.889 \text{ KN/ml}$

- **Calcul a l'ELU**

• **En travées**

Zone	Travées	$M_{max}(\text{kn.m})$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
En travées	1	7.08	19.42	-11.87
	2	7.31	17.66	-19.50
	3	-0.893	15.93	-12.42
	4	12.19	22.42	-22.42
	5	-0.882	12.42	-15.93
	6	7.81	19.50	-17.66
	7	7.08	11.85	-19.42

• **Aux appuis**

Zone	Appuis	$M_u (\text{KN.m})$
Aux appuis	1	0
	2	-12.09
	3	-8.59
	4	-13.68
	5	-13.68
	6	-8.59
	7	-12.09
	8	0

- **Calcul des armatures**

- a-Armatures longitudinales

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.19}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0407 < 0,392 \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,0407 \rightarrow \beta = 0,980 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{12.19 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.68}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,247$$

$$\mu = 0,247 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,247 \rightarrow \beta = 0,885$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{13.68 \cdot 10^3}{0,885 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

➤ **Plancher terrasse**

- **Combinaison de charge a l'ELU**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$$g = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$$

$q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

- A l'ELU : $q_u = 1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q = 1,35 \times 5,56 + 1,5 \times 0,65 = 5.854 \text{ KN/ml}$

- A l'ELS : $q_s = g + q = 3,614 + 0.65 = 4.264 \text{ KN/ml}$

- Calcul a l'ELU

- En travées

Zone	Travées	$M_{max}(\text{kn.m})$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
En travées	1	0.55	8.08	-2.93
	2	3.37	13.18	-10.31
	3	5.73	13.45	-14.44
	4	-0.714	11.91	-9.38
	5	9.16	16.88	-16.88
	6	-0.710	9.38	-11.91
	7	5.73	14.44	-13.45
	8	3.37	10.31	-13.18
	9	0.55	2.93	-8.08

- Aux appuis

Zone	Appuis	$M_u (\text{KN.m})$
Aux appuis	1	0
	2	-3.86
	3	-8.46
	4	-6.58
	5	-10.26
	6	-10.26
	7	-6.58
	8	-8.46
	9	-3.86
	10	0

- Calcul des armatures

a-Armatures longitudinales

- En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.16}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0306 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,0306 \rightarrow \beta = 0,985 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9.16 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.26}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,185$$

$$\mu = 0,185 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,185 \rightarrow \beta = 0,896$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{10.26 \cdot 10^3}{0,896 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

II.4. Vérification à l'ELU

II.4.1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Aux appuis**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

II.4.2. Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

• **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables

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

• **Calcul de τ_u :**

$$V_{\text{max}} = 22.42 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{22.49 \times 10^3}{120 \times 180} ; \text{ Donc : } \tau_u = 1.04 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

II.4.3. Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ Mpa.}}$$

- Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.42 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 43.96} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = \mathbf{3.14 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark$$

II.4.4. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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.

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

- Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm} ; \text{ On prend } \mathbf{L_s = 50 \text{ cm.}}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : Lc = 20cm**

II.4.5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

- **Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)**

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{22.42 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,64 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... ..** ✓

- **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 13.68 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot V_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 22.42 \times 10^3 = 3.63 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} > 0,9d \cdot V_u^{\max} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires** ✓

II.4.6. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 22.42 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 2.30 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

II.4.7. Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.1,322)

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

$R_u = |Vu_g| + |Vu_d| = 22.42 + 15.93 = 38.35 \text{KN.}$

$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{38.35 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.97 \text{Mpa.}$

$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{Mpa.}$

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

II.4.8. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

On doit vérifier que :
$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{22.42 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} ; \text{ Donc : } \tau_u = 1.41 \text{Mpa}$

$\tau_u = 1.10 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \checkmark$

II.5. Calcul des armatures transversales

II.5.1. Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$\varphi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}; \text{ soit : } \varphi_t = 6 \text{ mm.}$

On opte pour 1 étriers en $\phi 6$; Donc : $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

II.5.2. Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0,13 \times 2,1 \times 12 \times 15}{235} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,13 f_{t28} b st}{f_e}$$

$$A_{\text{t adopté}} > A_{\min} \dots\dots\dots \checkmark$$

II.5.3. Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{(0,81 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 12} = 47,68 \text{ cm} .$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16,2\text{cm} ; 47,68\text{cm}) = 16,2\text{cm}.$$

On opte pour $S_{t_{\max}} = 15\text{cm}$.

- **Conclusion**

Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm.

II.6. Vérification à l'ELS

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

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

II.6.1. Combinaison de charge a l'ELS

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.56 + 1.5) \times 0.65 = 4.589 \text{ KN/ML.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.589}{6.341} = 0.7237$$

II.6.2. Calcul de PT1

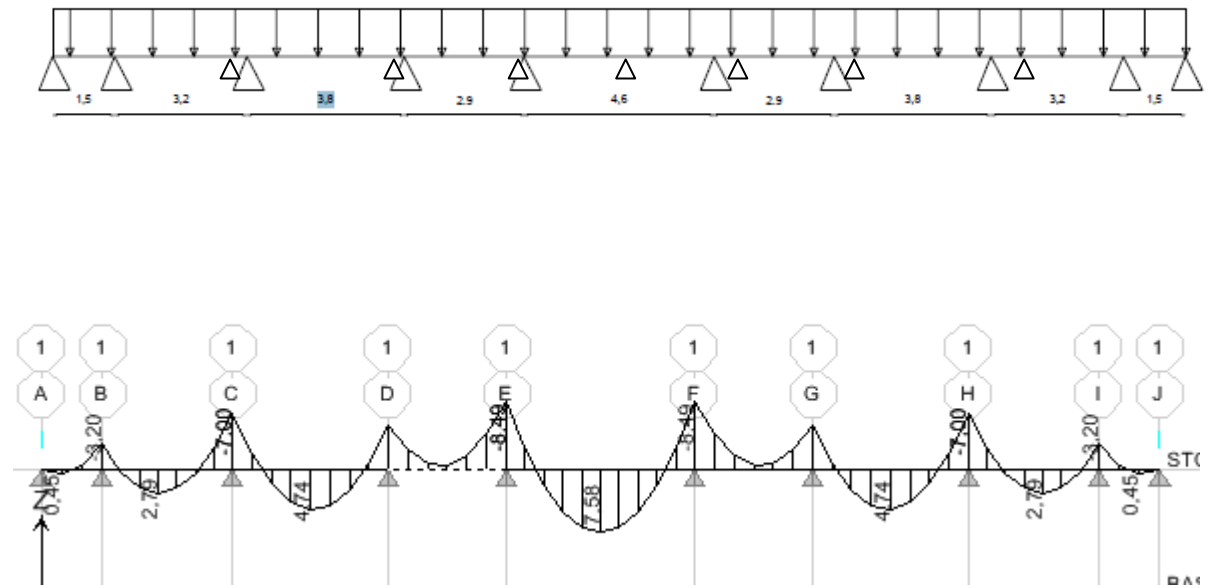


Figure III. 9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- $M_0 = M_9 = 0 \text{ KN.m}$ $M_1 = M_8 = -3.88 \text{ KN.m}$ $M_2 = M_7$
- $M_0 = M_9 = 0 \text{ KN.m}$
- $M_1 = M_8 = -3.20 \text{ KN.m}$
- $M_2 = M_7 = -7.00 \text{ KN.m}$
- $M_3 = M_6 = -5.46 \text{ KN.m}$
- $M_4 = M_5 = -8.49 \text{ KN.m}$

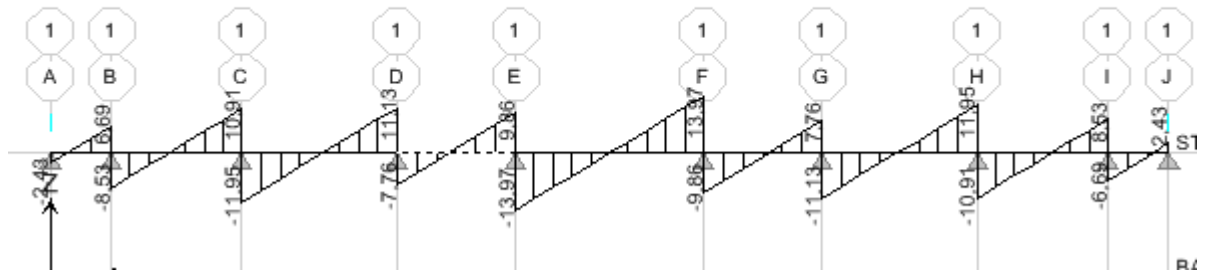
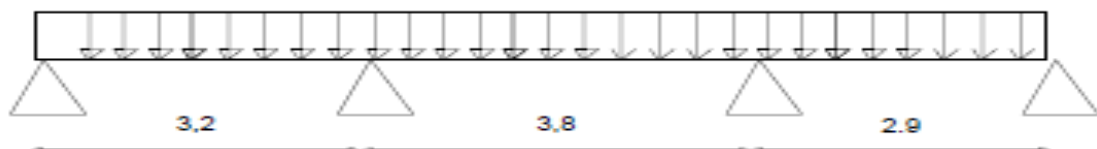


Figure III. 10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Longueur	Travées	M_{max} (kn.m)	$T_i(x=0)$ (KN)	$T_{i+1}(x=l_i)$ (KN)
1.5	1	0.45	6.69	-2.43
3.2	2	2.79	10.91	-8.53
3.8	3	4.74	11.13	-11.95
2.9	4	-0.61	9.86	-7.76
4.6	5	7.58	13.97	-13.97
2.9	6	-0.61	7.76	-9.86
3.8	7	4.74	11.95	-11.13
2.9	8	2.97	8.53	-10.91
1.5	9	0.45	2.43	-6.69

II.6.3. Calcul de PT2



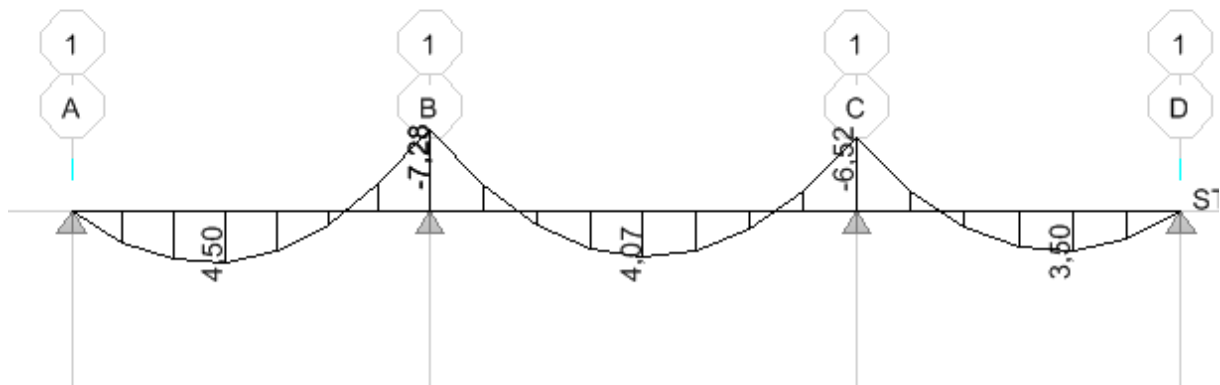


Figure III. 11: Diagramme des moments à l'ELS

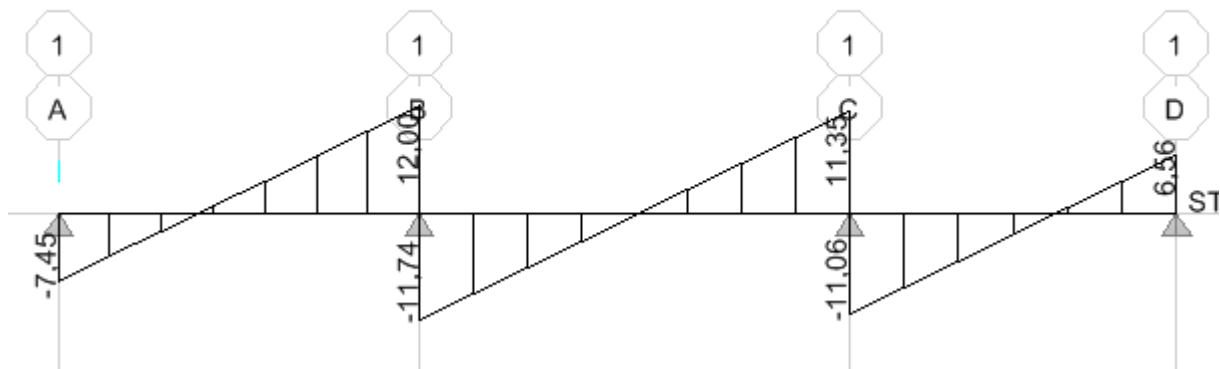


Figure III. 12: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

➤ **Plancher à usage commercial**

• **Combinaison de charge à l'ELS**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$$g = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$$

$$q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

• **A l'ELS :** $q_s = g + q = 3,614 + 2.275 = 5.889 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.889}{8.291} = 0.710$$

- Calcul à l'ELS
 - En travées

Zone	Travées	M_{max} (kn.m)	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
En travées	1	5.34	14.65	-8.95
	2	5.51	13.32	-14.71
	3	-0.645	12.02	-9.37
	4	7.12	14.96	-14.96
	5	-0.645	9.37	-12.02
	6	5.51	14.71	-13.32
	7	5.34	8.95	-14.65

- Aux appuis

Zone	Appuis	Mu (KN.m)
Aux appuis	1	0
	2	-9.12
	3	-6.48
	4	-10.32
	5	-10.32
	6	-6.48
	7	-9.12
	8	0

➤ **Plancher terrasse**

- **Combinaison de charge à l'ELS**

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$$g = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS :** $q_s = g + q = 3,614 + 0.65 = 4.264 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.264}{5.854} = 0.728$$

- Calcul à l'ELS

• En travées

Zone	Travées	M_{max} (kn.m)	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
En travées	1	0.43	6.33	-2.30
	2	2.64	10.33	-8.08
	3	4.49	10.54	-11.31
	4	-0.592	9.33	-7.35
	5	7.18	13.23	-13.23
	6	-0.592	7.35	-9.31
	7	4.49	11.31	-10.54
	8	2.64	8.08	-10.33
	9	0.43	2.30	-6.33

• Aux appuis

Zone	Appuis	Mu (KN.m)
Aux appuis	1	0
	2	-3.02
	3	-6.63
	4	-5.15
	5	-8.03
	6	-8.03
	7	-5.15
	8	-6.63
	9	-3.02
	10	0

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

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

B- Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

• **En travée**

• **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{2.26}{12 \times 18} \times 100 = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \Rightarrow k_1 = 20.21 \text{ et } \beta_1 = 0.858$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{9.19 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 226} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{263.29 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 263.29 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{263.29}{20.21} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{13.0 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 13.0 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Aux appuis**

• **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.08}{12 \times 18} \times 100 = 1.425$$

$$\rho_1 = 1.425 \Rightarrow k_1 = 16.65 \text{ et } \beta_1 = 0.842$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.32 \times 10^6}{0.842 \times 180 \times 308} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{221.08 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 221.08 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{221.08}{16.65} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{13.28 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 13.28 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots\sqrt$$

C- Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91)

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

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

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054$
- $\frac{1}{22.5} = 0.044.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition 1 vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0104$
- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} > \frac{3.6}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition 2 non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition 3}$$

La deuxième condition n’est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL 91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_{fv}}$$

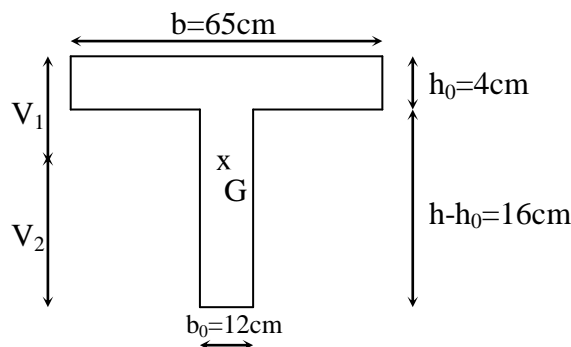


Figure III. 13: Schéma statique section en T

- Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.08 = 498.2 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.08 \times 18 = 3655.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3655.6}{498.2} = 7.34 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.34 = 12.66 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.34^3 + 12.66^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.34 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.08 (12.66 - 2)^2$$

$$I_0 = 20852.074 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.08}{12 \times 18} = 0.0142$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0142 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.16$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0142 \times 263.29 + 2.1}; 0) = 0.215$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20852.074}{1 + 1.16 \times 0.215} = 18358.637 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.19 \times (3.70)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 18358.64} = 0.63 < \frac{L}{500} = 0.74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ La flèche est vérifiée}$$

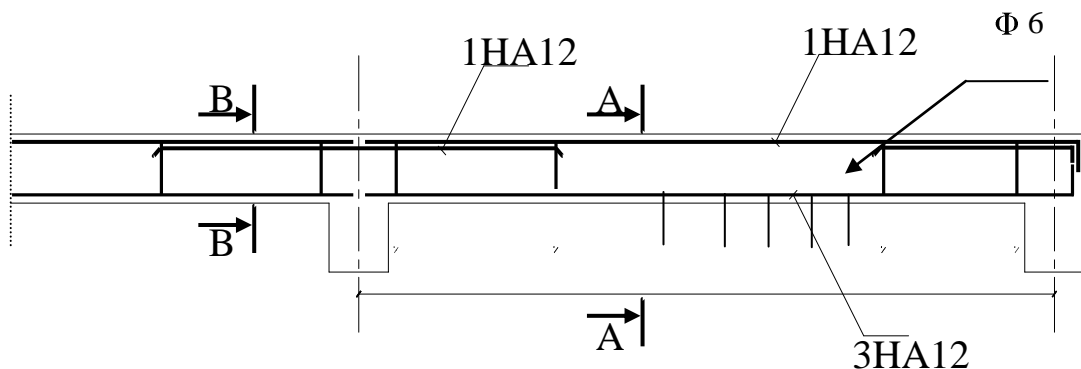


Figure III. 14: Ferrailage de la poutrelle

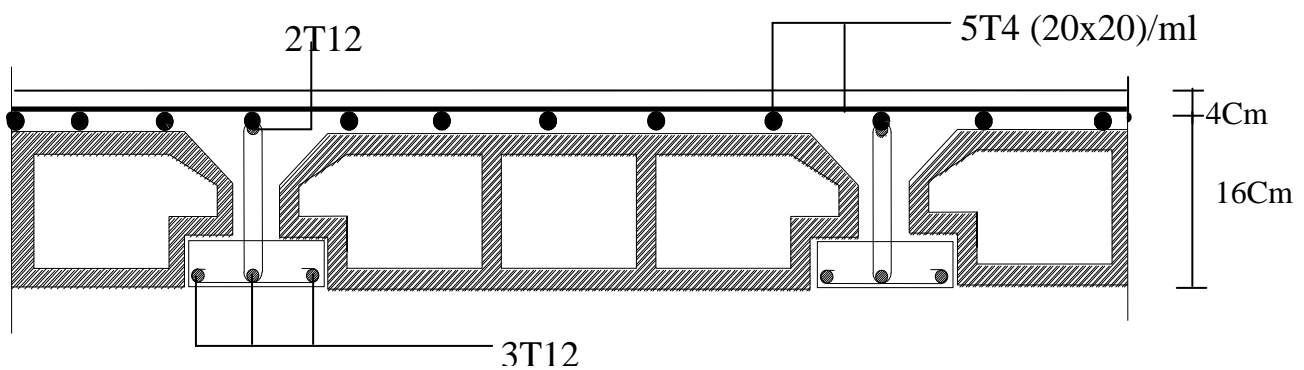
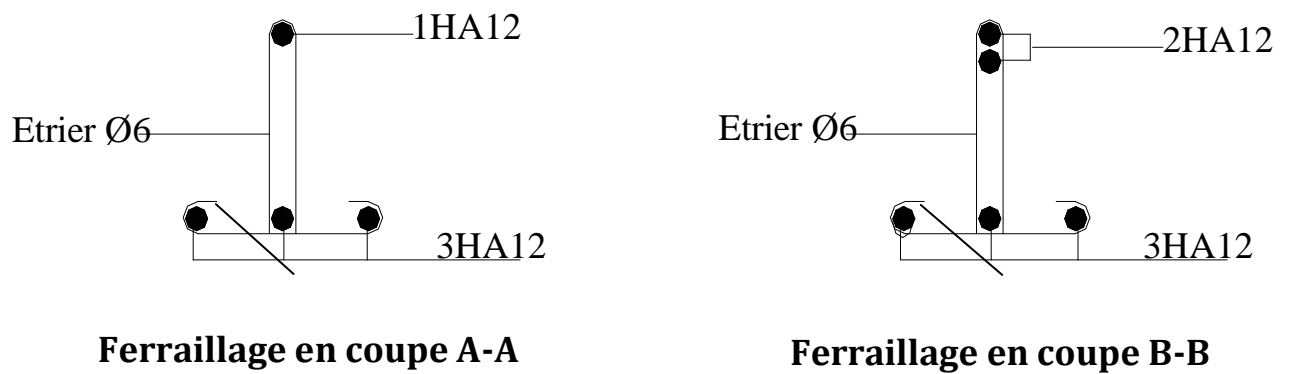


Figure III. 15: Plan de ferrailage du plancher

III. Calcul d'escaliers

III.1. Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer a pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

On calcul le 1^{ier} type qui se compose en deux volées.

1^{ier} volée : elle est constitué de paillasse, palier de repos et sans palier de départ

(la 1^{ière} marche est directement ancrée dans la poutre).

2^{ieme} volée : elle est constituée de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage.

(Les paillasses sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques).

III.2. Terminologie

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 : longueur de la paillasse projetée.

l_2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

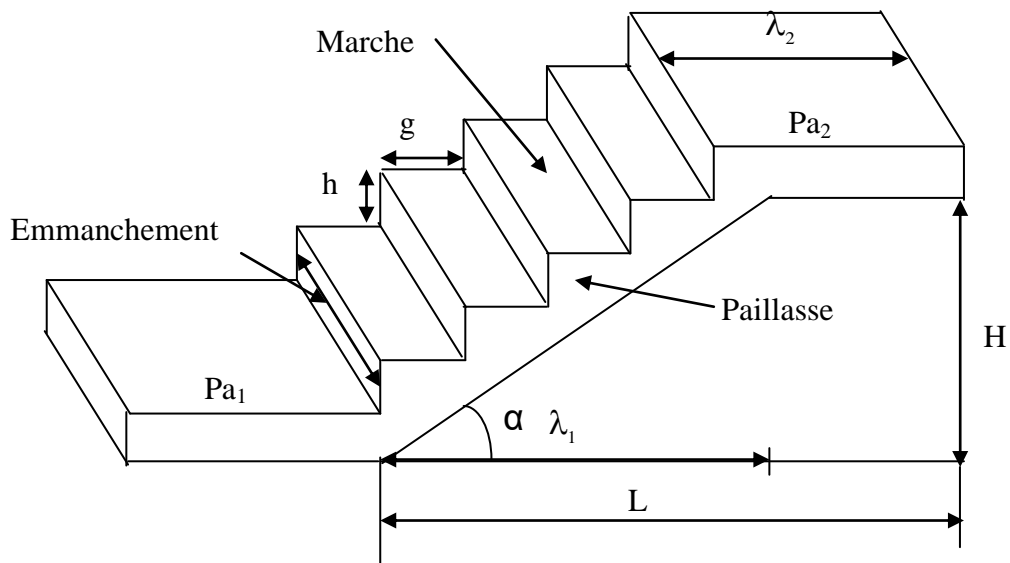


Figure III. 16: Schéma de l'escalier

III.3. Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant

Schéma statique

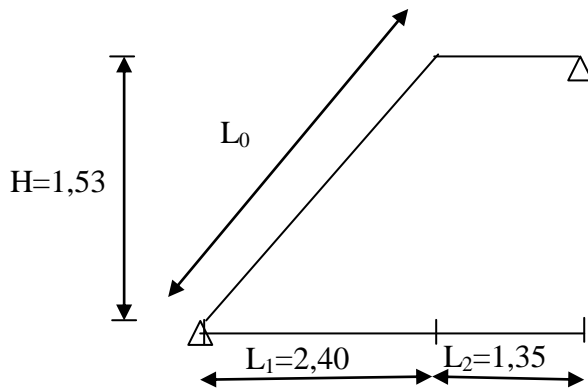


Figure III. 17: Schéma statique d'escalier

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

On prend acte de ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Le nombre de contre marche (n) est égale : $n = \frac{H}{h}$.

- Le nombre de marche est pris comme suit : $m=n-1$
- La profondeur de tout palier de repos est : $l_2 \geq 110\text{cm}$ ou $l_2 \geq 2g$.
- L'échappé minimal est de 200cm.
- La ligne de foule représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier, elle est toujours tracée à 50cm de collet.

Application

Soit :

- $h=17[\text{cm}]$.
- $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$.
- $m = (n-1)=8$.
- $g = 30[\text{cm}]$.

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} . \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- L'emmarchement est de 130cm.
- La longueur de ligne de foulée : $L=g(n-1)=30(9-1) = 240\text{cm}$.

III .4. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifié :

$$\frac{10}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$L = L_0 + 1,35 \text{ longueur développée.}$$

$$\text{On a: } \tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,870} = 275.85 [\text{cm}]$$

$$L = L_0 + 1,35 = 275.85 + 135 = 410.85 [\text{cm}]$$

$$\frac{410.85}{30} \leq e \leq \frac{410.85}{20} \Rightarrow 13.70 \leq e \leq 20.54\text{cm}$$

On adopte pour $e=18[\text{cm}]$.

III.5. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vu que les contraintes développée par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

III.5.1. charge permanente

- Palier

Poids propre: $25 \times 0,18 \times 1 = 4,5 \text{ KN/ml}$

Revêtement (mortier+carrelage+ lit de sable) : $\frac{(0.60 + 0.40 + 0.66) \times 1}{G_1} = 1.66 \text{ KN/ml}$
 $G_1 = 6.16 \text{ KN/ml}$

- Paillasse

Poids de paillasse: $\frac{25 \times 0,18 \times 1}{\cos \alpha} = 5,17 \text{ KN/ml}$.

Poids propre des marches : $\frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN/ml}$

- Poids de revêtement

Carrelage (2cm) : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $0,2 \times 1 = 0,20 \text{ KN/ml}$

Lit de sable : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$

 $G_2 = 8.74 \text{ KN/ml}$

III.5.2. charge d'exploitation

- Palier : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

- Paillasse : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.5.2.a) Combinaison de charge

- L'état limite ultime (ELU) : $1,35G + 1,5Q$.

- Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 6.16 + 1,5 \times 2,5 = 12.07 \text{ KN/ml}$.

- Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 8,74 + 1,5 \times 2,5 = 15,55 \text{ KN/ml}$.

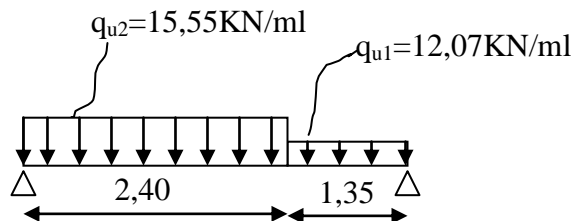


Figure III. 18: Schéma statique de calcul

- Etat limite de service (ELS) : $(G+Q)$

- Palier : $q_{s1} = 6.16 + 2,5 = 8.66 \text{ KN/ml}$.

- Paillasse : $q_{s2} = 8,74 + 2,5 = 11.24 \text{ KN/ml}$.

a/ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (15.55 \times 2,4) + (12.07 \times 1,35) = 53.61 \text{KN.}$$

$$\sum Mb = 0 \quad \Leftrightarrow R_A \times 3,75 - (15.55 \times 2,55)2,4 - (12.07 \times 1.35^2/2) = 0$$

$$R_A = 28.31 \text{KN}$$

$$R_A = 28.31.44 \text{KN}$$

$$R_B = 25.30 \text{KN}$$

b/ Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

-Effort tranchant : $T_y = 15.55.x - 28.31$

$$T_y = -28.31 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 9.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2.4 \text{ m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -7.78.x^2 + 28.31x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = 23.13 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 2.4 \text{ m.}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = -12.07.x + 25.30$$

$$T_y = 25.30 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 8.40 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 1.4 \text{ m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -6.04 x^2 + 25.30.x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = 23.58 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 1.4 \text{ m.}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 2.1 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 26.49 \text{ KN.m}$$

• Remarque

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 26.49 = -7.95 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{ut} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 26.49 = 25.17 \text{ KN.m}$

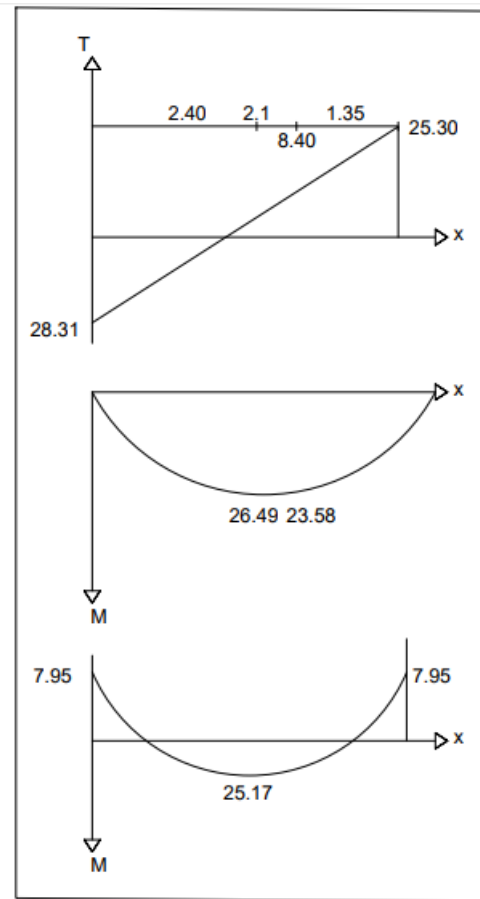


Figure III. 19: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELU

III.6. Ferrailage

• Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 16 \text{ cm} ; H = 18 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

• Aux appuis : $M_{max}^A = 7.95 \text{ KN.m}$

• Armature principale

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,95 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$0.0017 < \mu_{id} = 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.017 \text{ tableau} \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,95 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En travée : $M_{\max}^t = 25.17 \text{ KN.m}$**

- **Armature principale**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.17 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_{id} = 0.392$$

$$\mu_a = 0,054 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.17 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 348} = 4,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.7. Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

- **Calcul de la section minimale**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_{adopte} = 3,14 \rightarrow A_{st}^{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$A_{adopte} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3)

- **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \text{ Avec : } T_{max} = 26,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{28.31 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.57 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Il n'y a Pas de risque de cisaillement.

D) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10 : } L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

E) Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{28.31 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.7} = 1,159 MPa$$

$\tau_{se} = 1,159 MPa < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 MPa$ Condition vérifiée.

Donc il n’y a pas de risque d’entrainement des barres.

F) Influence de l’effort tranchant

• Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99)

A_{st} adopté $>$ A_{st} ancrer

$$A = \left(T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left(28.31 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,814 cm^2$$

$A_u = 4,52 cm^2 > A = 0,814 cm^2$ Condition vérifiée.

• Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313)

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$

$$T_{max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$b_0 = 100$ cm (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 1000 \times 180}{1,5} = 108 \times 10^4 N = 1080 KN$$

III.8. Étude à l’ELS

III.8.1. Combinaison des charges

- **volée** $q_s = 1G + 1Q = 8.74 + 2,5 = 11.24$ KN/ml.
- **Palier** $q_s = G + Q = 6,16 + 2,5 = 8,66$ KN/ml.

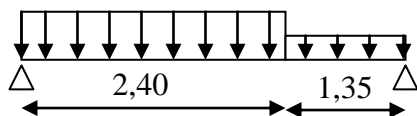


Figure III. 20: Schéma statique d'escalier à l'ELS

a/ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (11.24 \times 2,4) + (8,66 \times 1,35) = 38.67 \text{ KN.}$$

$$\sum Mb = 0 \Rightarrow R_A \times 3,75 - (11.24 \times 2,55)2,4 - (8,66 \times 1.35^2/2) = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 20.44\text{KN} \\ R_A = 20.44\text{KN} \\ R_B = 18.22\text{KN} \end{cases}$$

b/ Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

-Effort tranchant : $T_y = 11.24x - 20.44$

$$T_y = -20.44\text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$T_y = 6.54\text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,4 \text{ m}$$

-Moment fléchissant

$$M_z = -5.62x^2 + 20.44.x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 16.68\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 2,4 \text{ m.}$$

-Moment fléchissant maximum

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 1,82\text{m} \longrightarrow M_z^{\max} = 18.59 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = -8,66x + 18.22$$

$$T_y = 18.22 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$T_y = 6.53 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,35 \text{ m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -4,33x^2 + 18.22x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 16.71\text{KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1,35 \text{ m.}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow x = 2,1\text{m} \longrightarrow M_z^{\max} = 19.17 \text{ KN.m}$$

• **Remarque**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** $M_{sa} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 19.17 = -5,75 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{st} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 19.17 = 16.29 \text{ KN.m}$

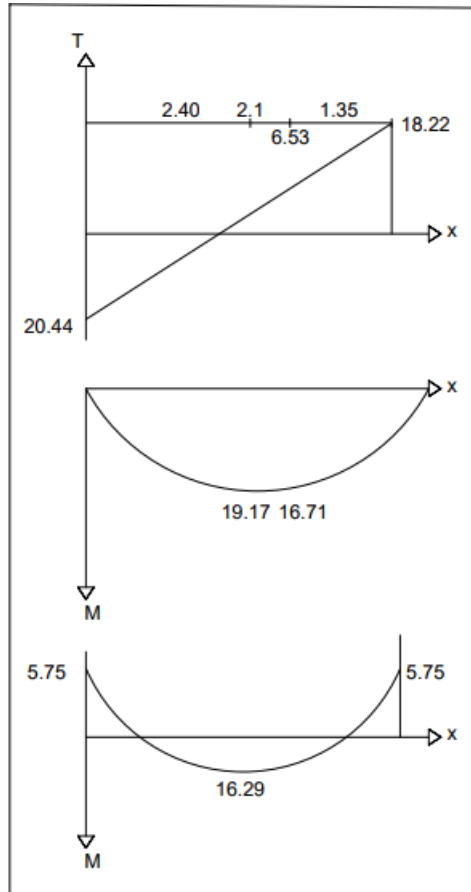


Figure III. 21: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELS

III.9. Vérification à l'ELS

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

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

• Aux appuis

A) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 5,74 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 58,53 \\ \beta_1 = 0,932 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,74 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 108,97 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 108,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58,53} = 0,0171$$

$$\sigma_{bc} = 0,0171 \times 108,97 = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

• **En travée**

A) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \ ; \ M_t = 16.29 \text{ KN.m} \ ; \ d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b \ d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 47.5 \\ \beta_1 = 0.920 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{16.29 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 217.63 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 217.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.5} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 217.63 = 4.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

C) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 15 \text{ cm hauteur totale,}$$

$$L = 3.10 \text{ m portée entre nus d'appuis,}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ Avec : } M_t : \text{ moment maximum en travée,}$$

$$M_0 : \text{ valeur maximum du moment isostatique,}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Avec : } A : \text{ section des armatures,}$$

$$b : \text{ longueur de la section,}$$

$$h : \text{ hauteur utile de la section droite.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.10} = 0.0037 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{sa}}$$

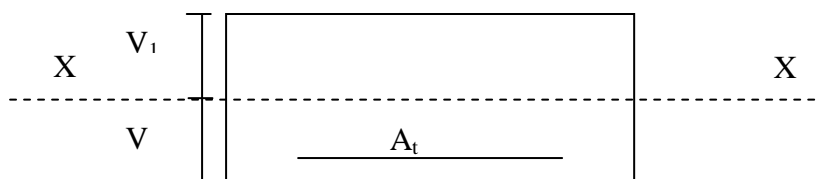


Figure III. 22: Schéma de calcul des escaliers

Avec :

$q = \max(\text{palier}, \text{volée}) = 11.24 \text{ KN/ml}$.

E_v : module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

$S_{/xx}$: moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2.$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16$$

$$S_{/xx} = 17284,8 \text{ cm}^4.$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{17284,8}{1867,8} = 9,25 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,25 = 8,75 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15 [A_1 (V_2 - c_1)] = \frac{100}{3} [(9,25)^3 + (8,75)^3] + 15(4,52)(8,75 - 2)$$

$$I = 51801,52 \text{ [cm]}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 11.24 \times (410)^4}{384 \times 108188,7 \times 51801,52} = 0,73 \text{ [cm]}.$$

$$\text{On a } f = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}.$$

$$f = 0,73 \text{ cm} < \overline{f} = 0,82 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

III.10. Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage commercial

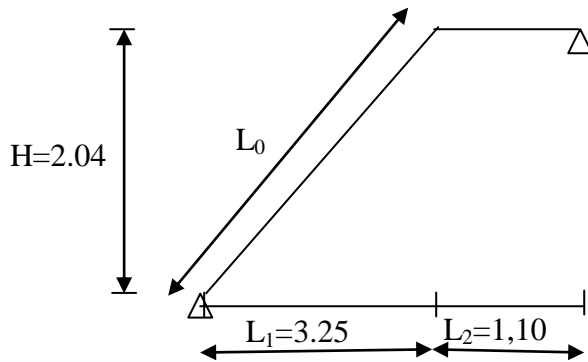


Figure III. 23: Schéma statique d'escalier

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

On prend acte de ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Le nombre de contre marche (n) est égale : $n = \frac{H}{h}$.

- Le nombre de marche est pris comme suit : $m = n - 1$
- La profondeur de tout palier de repos est : $l_2 \geq 110\text{cm}$ ou $l_2 \geq 2g$.
- L'échappé minimal est de 200cm.
- La ligne de foule représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier, elle est toujours tracée à 50cm de collet.

Application

Soit :

- $h = 17[\text{cm}]$.
- $n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12$.
- $m = (n - 1) = 11$.
- $g = 30[\text{cm}]$.
- $59\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- L'embranchement est de 130cm.
- La longueur de ligne de foulée : $L = g(n - 1) = 30(12 - 1) = 330\text{cm}$.

III.10.1. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifié :

$$\frac{10}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$L = L_0 + 1,10 \text{ longueur développée.}$$

$$\text{On a: } \tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{325}{0,870} = 373,56[\text{cm}]$$

$$L = L_0 + 1,10 = 373,56 + 110 = 483,56 [\text{cm}]$$

$$\frac{483,56}{30} \leq e \leq \frac{483,56}{20} \Rightarrow 16,12 \leq e \leq 24,178\text{cm}$$

On adopte pour $e = 18[\text{cm}]$.

III.10.2. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vu que les contraintes développée par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

➤ Charge permanente

• Palier

Poids propre: $25 \times 0,18 \times 1 = 4,5 \text{ KN/ml}$

Revêtement(mortier+carrelage+ lit de sable): $\frac{(0.60 + 0.40 + 0.66) \times 1 = 1.66 \text{ KN/ml}}{G_1 = 6.16 \text{ KN/ml}}$

• Paillasse

Poids de paillasse: $\frac{25 \times 0,18 \times 1}{\cos \alpha} = 5,17 \text{ KN/ml.}$

Poids propre des marches : $\frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN/ml}$

• Poids de revêtement

Carrelage (2cm) : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $0,2 \times 1 = 0,20 \text{ KN/ml}$

Lit de sable : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$

$G_2 = 8.74 \text{ KN/ml}$

➤ Charge d'exploitation

- Palier : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$
- Paillasse : $Q_2 = 2,5 \text{ KN/ml.}$

➤ Combinaison de charge

• L'état limite ultime (ELU) : **1,35G+1,5Q.**

- Palier : $q_{u1} = 1,35 \times 6.16 + 1,5 \times 2,5 = 12.07 \text{ KN/ml.}$
- Paillasse : $q_{u2} = 1,35 \times 8,74 + 1,5 \times 2,5 = 15,55 \text{ KN/ml.}$

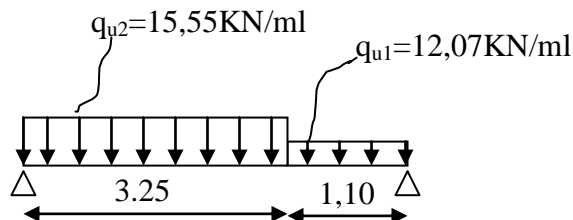


Figure III. 24: Schéma statique d'escalier à l'ELU

$R_A + R_B = (15.55 \times 3.25) + (12.07 \times 1,10) = 63.81 \text{ KN.}$

$\sum Mb = 0 \Rightarrow R_A \times 4.35 - (15.55 \times 2,73)3.25 - (12.07 \times 1.10^2/2) = 0$

$R_A = 33.39 \text{ KN}$

$$R_A = 33.39 \text{KN}$$

$$R_B = 30.41 \text{KN}$$

• **État limite de service (ELS) : (G+Q)**

- Palier : $q_{s1} = 6.16 + 2,5 = 8.66 \text{ KN/ml.}$
- Paillasse : $q_{s2} = 8,74 + 2,5 = 11.24 \text{ KN/ml.}$

b/Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.25 \text{ m}$

-Effort tranchant : $T_y = 15.55.x - 33.39$

$$T_y = -33.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$T_y = 17.15 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 3.25 \text{m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -7.78.x^2 + 33.39x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 31.62 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 3.25 \text{ m.}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.10 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = -12.07.x + 30.41$$

$$T_y = 30.41 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$T_y = 17.13 \text{KN} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1.1 \text{ m}$$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -6.04 x^2 + 30.41.x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 26.14 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{pour } x = 1.1 \text{ m.}$$

-Moment fléchissant maximum :

• **Remarque**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 38.28 = -11.48 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{ut} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 38.28 = 32.54 \text{ KN.m}$

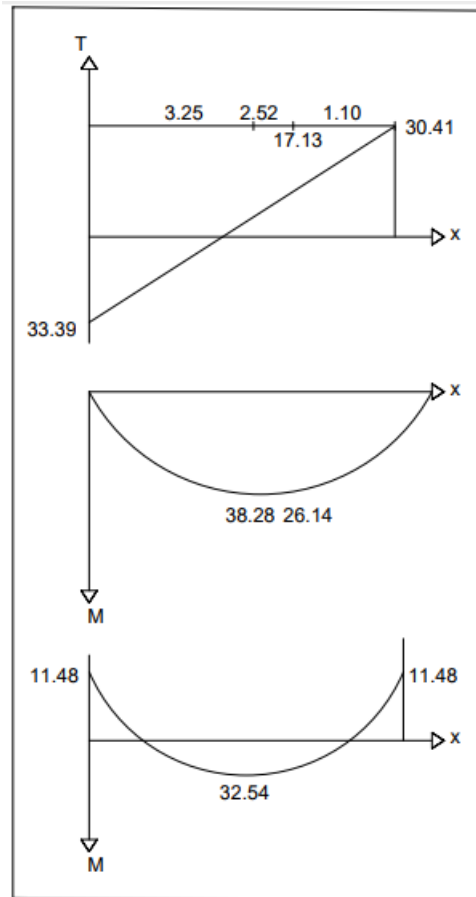


Figure III. 25: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELU

III.10.3. Ferrailage

- Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 18 \text{ cm} ; H = 20 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

- Aux appuis : $M_{\max}^A = 11.48 \text{ KN.m}$

- Armature principale

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.48 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0249$$

$$0.0249 < \mu_{id} = 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.0249 \text{ tableau} \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.48 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En travée :** $M_{max}^t = 32.54 \text{ KN.m}$

- **Armature principale**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_{id} = 0.392$$

$$\mu_a = 0,070 < \mu_l = 0,392 \quad \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.070 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32.54 \times 10^3}{0,964 \times 18 \times 348} = 5.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.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)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

- **Calcul de la section minimale**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_{adopte} = 3,14 \rightarrow A_{st}^{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$A_{adopte} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3)

- **Armatures principales : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$**
 Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
 En travées $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.
- **Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$**
 Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
 En travées $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

C) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \quad \text{Avec : } T_{max} = 33.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{33.39 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.86 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Il n'y a Pas de risque de cisaillement.

D) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10 : } L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

E) Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{33.39 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.7} = 1,37 MPa$$

$$\tau_{se} = 1,37 MPa < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant**

- **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99)**

A_{st} adopté > A_{st} ancrer

$$A = \left(T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left(33.39 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,959 cm^2$$

$$A_u = 5.65 cm^2 > A = 0,959 cm^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313)**

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$

$$T_{max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$b_0 = 100$ cm (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 1000 \times 180}{1,5} = 108 \times 10^4 N = 1080 KN$$

$$T_{max} = 33.39 KN < 1080 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.11. Étude à l'ELS

- **Combinaison des charges**

- **Volée**

$$q_s = 1G + 1Q = 8.74 + 2,5 = 11.24 \text{ KN/ml.}$$

- **Palier**

$$q_s = G + Q = 6,16 + 2,5 = 8,66 \text{ KN/ml.}$$

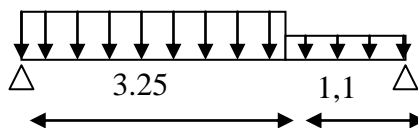


Figure III. 26: Schéma statique de calcul pour l'escalier à l'ELS.

a/ Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (11.24 \times 3.25) + (8,66 \times 1,1) = 46.06 \text{ KN.}$$

$$\sum Mb = 0 \quad \Leftrightarrow R_A \times 4.35 - (11.24 \times 2,73)3.25 - (8,66 \times 1.1^2/2) = 0$$

$$R_A = 24.13 \text{ KN}$$

$$R_A = 24.13 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.93 \text{ KN}$$

b/ Calcul des efforts internes

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.25 \text{ m}$

-Effort tranchant $T_y = 11.24x - 24.13 \text{ knkj}$

$$T_y = -24.13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 12.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 3.25 \text{ m}$$

-Moment fléchissant

$$M_z = -5.62x^2 + 24.13x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = -19.06 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 3.25 \text{ m.}$$

-Moment fléchissant maximum :

$$M_z^{\max} T_y = 0 \longrightarrow x = 2.15 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 25.90 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

-Effort tranchant

$$T_y = -8,66x + 21.93$$

$$T_y = 21.93 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$T_y = 12.40 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 1,1 \text{ m}$$

-Moment fléchissant

$$M_z = -4,33x^2 + 21.93x$$

$$M_z = 0 \dots\dots\dots \text{ pour } x = 0$$

$$M_z = 18.89 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ pour } x = 1,1 \text{ m.}$$

-Moment fléchissant maximum

$$M_z^{\max} T_y = 0 \longrightarrow x = 2.53 \text{ m} \longrightarrow M_z^{\max} = 27.77 \text{ KN.m}$$

- Remarque**

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travées.

- Aux appuis :** $M_{sa} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 27.77 = -8.33 \text{ KN.m}$
- En travée :** $M_{st} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 27.77 = 23.60 \text{ KN.m}$

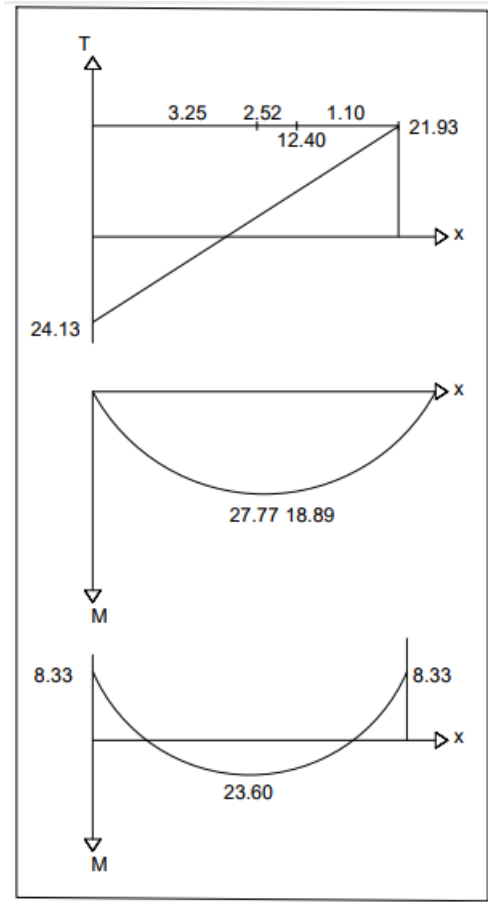


Figure III. 27: Diagramme des moments et d'effort tranchant à l'ELS

III.11.1. Vérification à l'ELS

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

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

• Aux appuis

A) Vérification de la contrainte dans les aciers

$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$; $M_{Ap} = 8.33 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0.174$

$\{ K_1 = 58.53 \}$
 $\{ \beta_1 = 0,932 \}$ \Rightarrow à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{8.33 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 158.13 \text{ MPa}$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 158.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition est vérifiée.

B) Vérification de la contrainte dans le béton

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0,0171$

$\sigma_{bc} = 0,0171 \times 158.13 = 2.70 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 2.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- En travée

C) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 5.65 \text{ cm}^2 ; M_t = 23.60 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 41.82 \\ \beta_1 = 0.912 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{23.60 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 254.45 \text{ MPa} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 254.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

D) Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41.82} = 0.024$$

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 254.45 = 6.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

E) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 15 \text{ cm hauteur totale,}$$

$$L = 4.10 \text{ m portée entre nus d'appuis,}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ Avec : } M_t : \text{ moment maximum en travée,}$$

$$M_0 : \text{ valeur maximum du moment isostatique,}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Avec : } A : \text{ section des armatures,}$$

$$b : \text{ longueur da la section,}$$

$$h : \text{ hauteur utile de la section droite.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{4.10} = 0.0037 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{sa}}$$

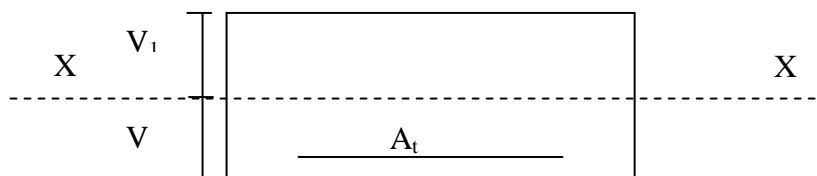


Figure III. 28: Schéma de calcul des escaliers

Avec :

$q = \max(\text{palier}, \text{volée}) = 11.24 \text{ KN/ml}$.

E_v : module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16$$

$$S_{xx} = 17284,8 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17284,8}{1867,8} = 9,25 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,25 = 8,75 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15 [A_1 (V_2 - c_1)] = \frac{100}{3} [(9,25)^3 + (8,75)^3] + 15(4,52)(8,75 - 2)$$

$$I = 51801,52 \text{ [cm]}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 11.24 \times (410)^4}{384 \times 108188,7 \times 51801,52} = 0,73 \text{ [cm]}.$$

$$\text{On a } f = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}.$$

$$f = 0,73 \text{ cm} < \overline{f} = 0,82 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

IV. La poutre palière

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), avec une portée de 420cm, reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

IV.1. Calcul de l'escalier des étages courants

IV.1.1. Pré dimensionnement

A) Hauteur de la poutre h_t :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre $L = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h_t \leq 42 \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

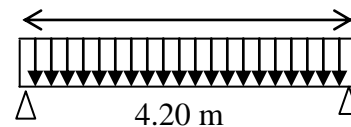


Figure III. 29: Schéma statique de la poutre palière

B) Largeur de la poutre b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :

Le RPA exige que

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On a

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{cases} \longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

• **Conclusion**

La poutre aura pour dimensions : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

IV.1.2. Déterminations des charges

Poids propre de la poutre : $G = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU) : $R_B = 25.30 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) : $R_B = 18.22 \text{ KN/ml}$.

• **Combinaison de charge**

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times (2.625) + 25.30 = 28.84 \text{ KN / ml}$$

- A l'ELS

$$q_s = 2.625 + 18.22 = 20.85 \text{ KN / ml}$$

2) Calcule des efforts internes a l'ELU

- Schéma statique :

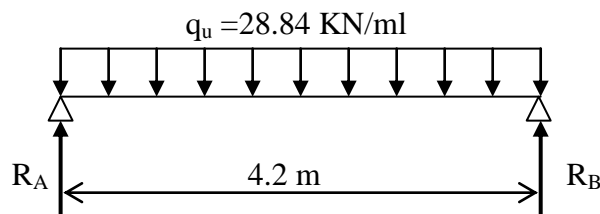


Figure III. 30: Schéma statique à l'E.L.U.

• **Moment fléchissant :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28.84 \times 4.20^2}{8} = 63.59 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28.84 \times 4.20}{2} = 60.56 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis : $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 63.59 = -19.07 \text{ KN.ml}$
- En travée : $M_a = 0.85M_0 = 0.85 \times 63.59 = 54.05 \text{ KN / ml}$

3) Diagramme de moment et d'effort

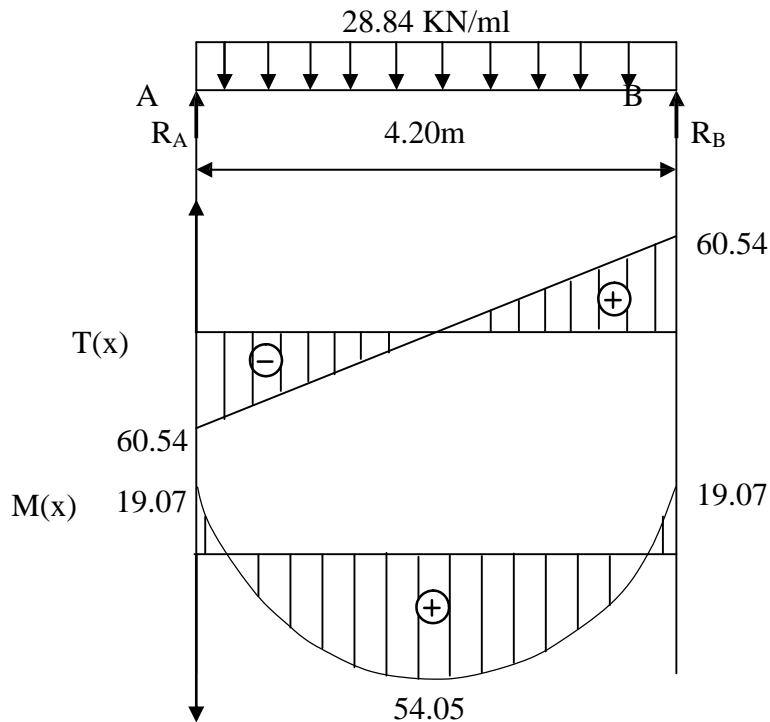


Figure III. 31: Diagramme de moment et d'effort à l'ELU

4) Calcul des armatures

$$d = 33 \text{ cm} ; ht = 30 \text{ cm} ; C = C' = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

- En travée

$$M_t = 54.05 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54.05 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,116 < \mu_{id} = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0,116 \rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54.05 \times 10^3}{0,938 \times 33 \times 348} = 5.018 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

- Aux appuis

$$M_a = 19.07 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.07 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,041 < \mu_{id} = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A.)}$$

$$\mu_a = 0,041 \longrightarrow \beta = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.07 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_a = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

5) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99)

A) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < (A_t = 8.01 \text{ cm}^2, A_a = 2.35 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21)

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{60.54 \times 10}{30 \times 33} = 0,611 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,611 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

C) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u = 60.54 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(60.54 + \frac{(19.07)}{0,9 \times 0,33} \right) = 0.358 \text{ cm}^2.$$

\longrightarrow Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

E) Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2T_{\max}}{0,9bd} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} bd}{2 \gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28} bd}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.36 \times 25 \times 300 \times 330}{1,5} = 594 \times 10^3 \text{ N} = 594 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 60.54KN < 594KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

F) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91)

La contrainte d'adhérence d'entrainement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = \pi \times 3 \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{60.54 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.2} = 2.16MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2.1) = 3.15MPa$$

$$\tau_{se} = 2.16MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

G) Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9 \times 33 = 29.7\text{cm}; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm}$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(8.75 ; 14,4), \text{ on opte pour } S_t = 8 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm, on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• Calcul des efforts internes a l'ELS

- Schéma statique

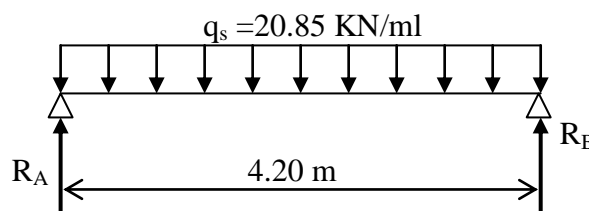


Figure III. 32: Schéma statique à l'E.L.S.

• Moment fléchissant

$$M_0 = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20.85 \times 4.20^2}{8} = 45.97KN$$

• Effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.85 \times 4.20}{2} = 43.78KN$$

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

- Sur appuis : $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 45.97 = -13.79KN.ml$
- En travée : $M_a = 0.85M_0 = 0.85 \times 45.97 = 39.07KN / ml$

1) Diagramme de moment et d'effort

- Schéma statique

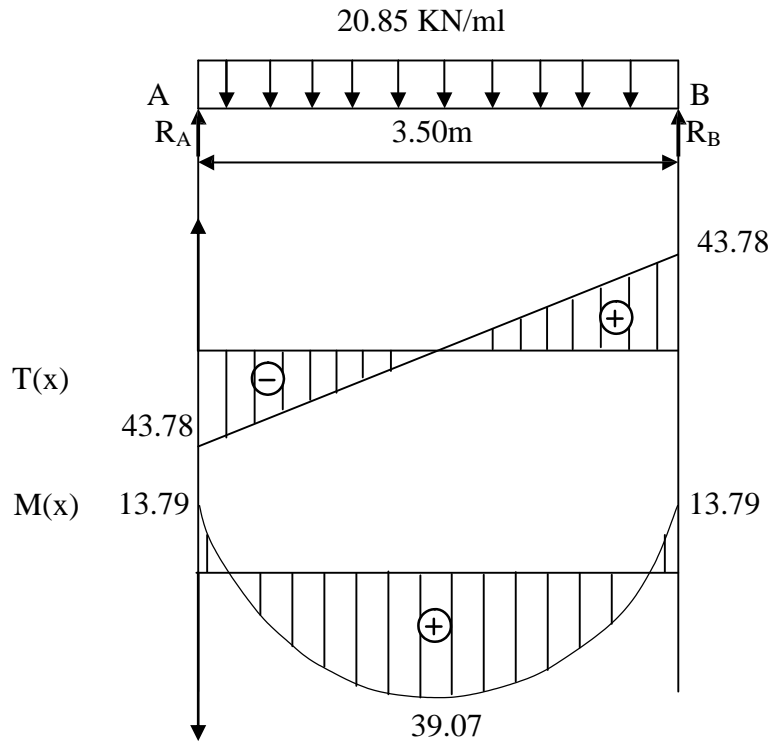


Figure III. 33: Diagramme de moment et effort à l'ELS

2) Vérification à l'ELS

A) Vérification des contraintes a l'ELS

- En travée

$$M_{ts} = 39.07 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8.01}{30 \times 33} = 0.809 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 23.76 \end{cases}$$

- Dans l'acier

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{39.07 \times 10^3}{0,871 \times 33 \times 8.01} = 169.69 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 169.69 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifié

- Dans le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{23.76} \times 169.69 = 7.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$M_{as} = 13.79 \text{ Kt}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 33} = 0.237 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,922 \\ K_1 = 49.10 \end{cases}$$

- Dans l'acier

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ta}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{13.79 \times 10^3}{0,922 \times 33 \times 2.35} = 192.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 192.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{49.10} \times 192.86 = 3.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la flèche

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale (35 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 420 cm) ;

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\lambda} = 0,083 \pi \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{39,07}{10 \times 45,97} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{8,01}{30 \times 33} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiées}$$

• **Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

IV.2. Calcul de l'escalier de l'étage commercial

IV.2.1. Pré dimensionnement

A) Hauteur de la poutre h_t :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre $L = 4.20 \text{ m}$

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h_t \leq 42 \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

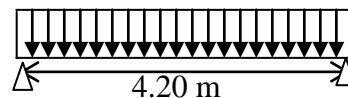


Figure III. 34: Schéma statique de La poutre palière

B) Largeur de la poutre b

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :

Le RPA exige que

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On a

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

• **Conclusion**

La poutre aura pour dimensions : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

IV.2.2. Déterminations des charges

Poids propre de la poutre : $G = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU) : $R_B = 30.41 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) : $R_B = 21.93 \text{ KN/ml}$.

1) Combinaison de charge

- A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times (2.625) + 30.41 = 33.95 \text{ KN / ml}$$

- A l'ELS

$$q_s = 2.625 + 21.93 = 24.56 \text{ KN / ml}$$

2) Calcule des efforts internes a l'ELU

- Schéma statique

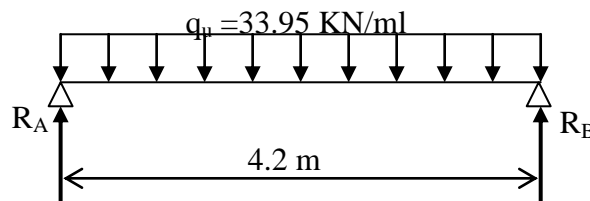


Figure III. 35: Schéma statique à l'E.L.U.

- Moment fléchissant

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33.95 \times 4.20^2}{8} = 74.85 \text{ KN}$$

- Effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33.95 \times 4.20}{2} = 71.29 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis : $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 74.85 = -22.45 \text{ KN.ml}$
- En travée : $M_a = 0.85M_0 = 0.85 \times 74.85 = 63.62 \text{ KN / ml}$

3) Diagramme de moment et d'effort

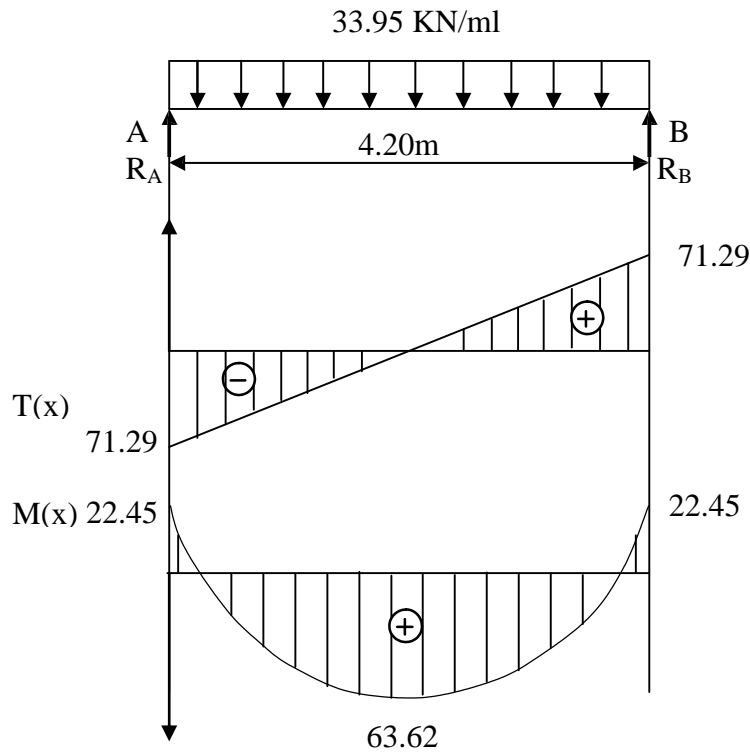


Figure III. 36: Diagramme moment et effort à l'ELU

4) Calcul des armatures

$$d = 33 \text{ cm} ; ht = 35 \text{ cm} ; C = C' = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

• En travée

$$M_t = 62.63 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{62.63 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,135 < \mu_{id} = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0,135 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{62.63 \times 10^3}{0,927 \times 33 \times 348} = 5.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2$

• Aux appuis

$$M_a = 22.45 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.45 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,048 < \mu_{id} = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_a = 0,048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.45 \times 10^3}{0,975 \times 33 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 3HA10 = 2.35cm^2$

5) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99)

A) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.19cm^2$$

$$A_{\min} = 1.19 cm^2 < (A_t = 8.01cm^2, A_a = 2.35cm^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21)

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{71.29 \times 10}{30 \times 33} = 0.720 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5MPa \right\} = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,720 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

C) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u = 71.29 KN \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 KN. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures

$$A_a = 2.35cm^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(71.29 + \frac{(22.45)}{0,9 \times 0.33} \right) = 0.422cm^2.$$

\longrightarrow Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

E) Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313)

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b d}{2} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 300 \times 330}{1,5} = 594 \times 10^3 N = 594 KN$$

$$T_{\max} = 71.29 KN < 594 KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

F) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91)

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = \pi \times 3 \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{71.29 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.2} = 2.55 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

G) Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

$$S_t \leq \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \{0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29.7 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(8.75; 14.4), \text{ on opte pour } S_t = 8 \text{ cm.}$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm, on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

6) Calcul des efforts internes à l'ELS

- **Schéma statique**

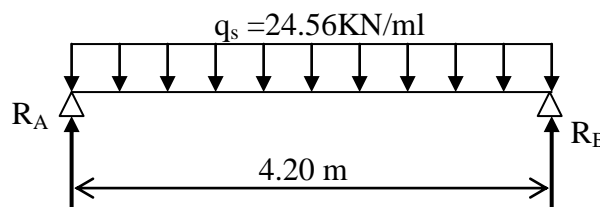


Figure III. 37: Schéma statique à l'ELS.

- **Moment fléchissant**

$$M_0 = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{24.56 \times 4.20^2}{8} = 54.15 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{24.56 \times 4.20}{2} = 51.58 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis : $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 54.15 = -16.24 \text{ KN.ml}$
- En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 54.15 = 46.02 \text{ KN / ml}$

7) Diagramme de moment et d'effort

- Schéma statique

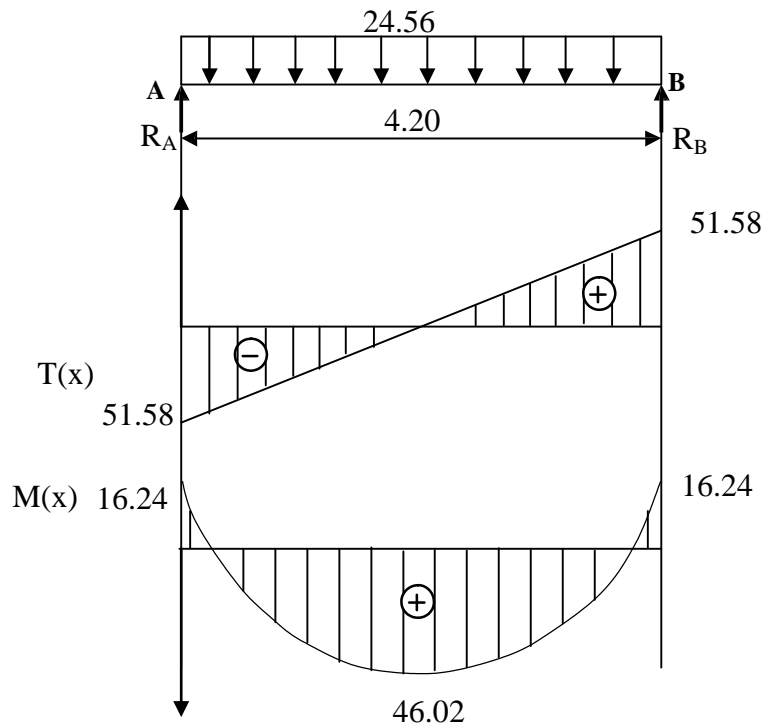


Figure III. 38: Diagramme moment et effort à l'ELS

8) Vérification à l'ELS

A) Vérification des contraintes a l'ELS

- En travée

$$M_{ts} = 46.02 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8.01}{30 \times 33} = 0.809 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 23.76 \end{cases}$$

- Dans l'acier

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{46.02 \times 10^3}{0,871 \times 33 \times 8.01} = 199.885 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 199.885 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Dans le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{23.76} \times 199.885 = 8.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$M_{as} = 16.24 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 33} = 0.237 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,922 \\ K_1 = 49.10 \end{cases}$$

- **Dans l'acier**

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ta}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{16.24 \times 10^3}{0,922 \times 33 \times 2.35} = 227.129 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 227.129 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{49.10} \times 227.129 = 4.62 \text{ MPa}$$

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

B) Vérification de la flèche

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (35 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 420 cm) ;

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{\lambda} = \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{\lambda} = 0,083 \pi \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{46.02}{10 \times 54.15} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiées}$$

• **Conclusion**

Les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

V. Etude de la poutre de chaînage

V.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes

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

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} = 25.33 \leq h_t \leq 38$$

Soit $h_t = 30$ cm

Et $0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t$.

$$0,4.30 \leq b \leq 0,7.30 \quad .12 \leq b \leq 21$$

Soit b = 25 cm

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99) c'est-à-dire qu'en zone (IIa) :

$b = 25 \geq 20$ cm.....*vérifiée*

$h_t = 30 \geq 30$ cm.....*vérifiée*

$\frac{h_t}{b} = 1.2 \leq 4$*vérifiée*

1) Evaluation des charges et surcharges

- **Les charges permanentes**

Le poids propre de la poutre :..... $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,88$ KN/ml.

Le poids de la maçonnerie $2.36 \times (3.06 - 0.25) = 6.51$ KN/ml.

Le poids propre du plancher..... $5,56 \times (0.65/2) = 1.807$ KN/ml.

G10.197= KN/ml

- La surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5 \times (0,65/2) = 1,14 \text{ KN/ml.}$$

2) Combinaisons de charges

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5q = 1,35 \times 10,197 + 1,5 \times 1,14 = 15,47 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 10,197 + 1,14 = 11,34 \text{ KN/ml.}$

V.1.1. Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

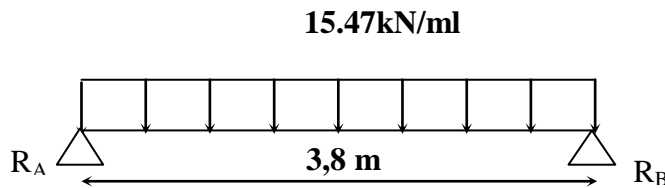


Figure III. 39: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

- Calcul des efforts internes
- Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{15,47 * 3,8^2}{8} = 27,92 \text{ kN.m}$$

• Remarque

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

- 0,85 M_{\max} en travées
- 0,50 M_{\max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

- En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 27,92 = 23,732 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a = M_b = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 27,92 = 13,96 \text{ KN.m}$

• Les efforts tranchant

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{15,47 \times 3,8}{2} = 29,39 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-15,47 \times 3,8}{2} = -29,39 \text{ kN}$$

3) Diagramme des Efforts internes

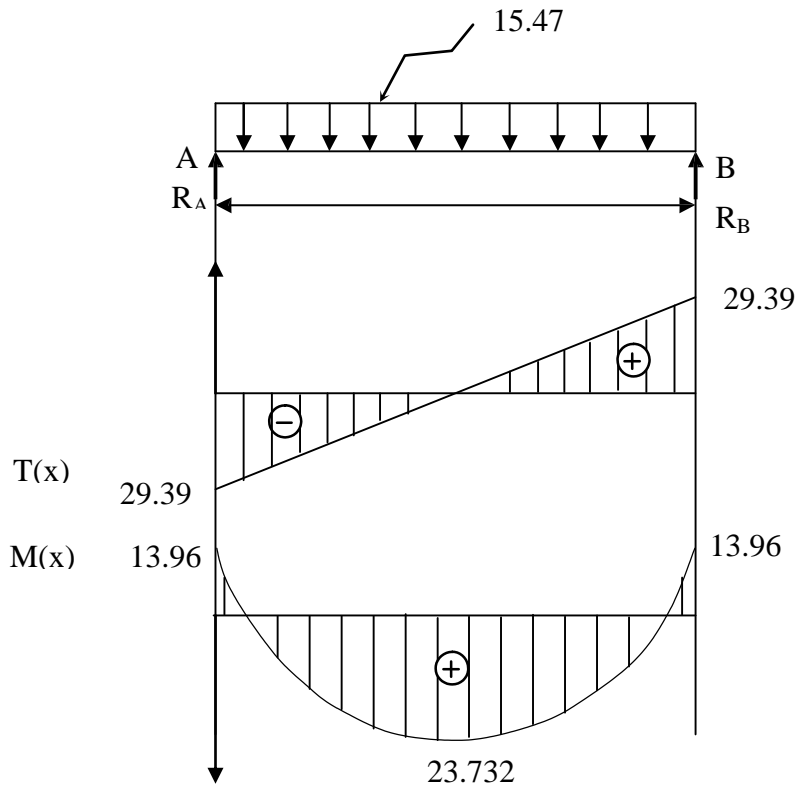


Figure III. 40: Diagramme moment et effort à l'ELU

4) Calcul des armatures

• En travée

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.732 \cdot 10^3}{20 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} = 0,106$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.732 \cdot 10^3}{0,944 \cdot 28 \cdot 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3,39 cm²

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.96 \cdot 10^3}{20 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} = 0,0626$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,0626 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.96 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 28 \cdot 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3,39 cm²

5) Vérification à l'ELU

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

- Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,6762 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,6762 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,6762 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 29.39 \text{ KN.}$$

- Calcul la contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

- Calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{29.39 \times 10^3}{200 \times 300} = 0.489 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

- Influence de l'effort tranchant

C) Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312)

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0.9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{29.39 \times 10^3 + 23.732 \times 10^3}{0.9 \times 280} \times \frac{1,15}{400} = 0,606 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,19 > A_u = 0,606 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D) Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313)

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 200 \times 280}{1,5} = 336 \times 10^3 \text{ N} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 29,39 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E) Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22)

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

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d’ancrage mesurée hors crochets est au moins égale 0,4 L_s pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,57; 12; 20\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

On opte pour une section d’armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

A) Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \quad \text{on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \quad \text{on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

6) Vérifications à l'ELS

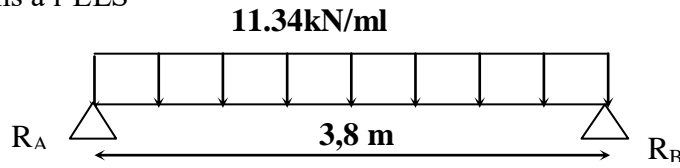


Figure III. 41: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

1) Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{11.34 \cdot 3.8^2}{8} = 20.468 \text{ kN.m}$$

• Remarque

Afin de tenir compte des semis encastresments aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M_{\max} en travées

0,50 M_{\max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

- **En travée** : $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 20.468 = 17.397 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis** : $M_a = M_b = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 20.468 = 10.234 \text{ KN.m}$

2) Les efforts tranchant

$$T_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{11.34 \times 3.80}{2} = 21.546 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q_s \cdot L}{2} = \frac{-11.34 \times 3.80}{2} = -21.546 \text{ kN}$$

3) Diagramme des Efforts internes

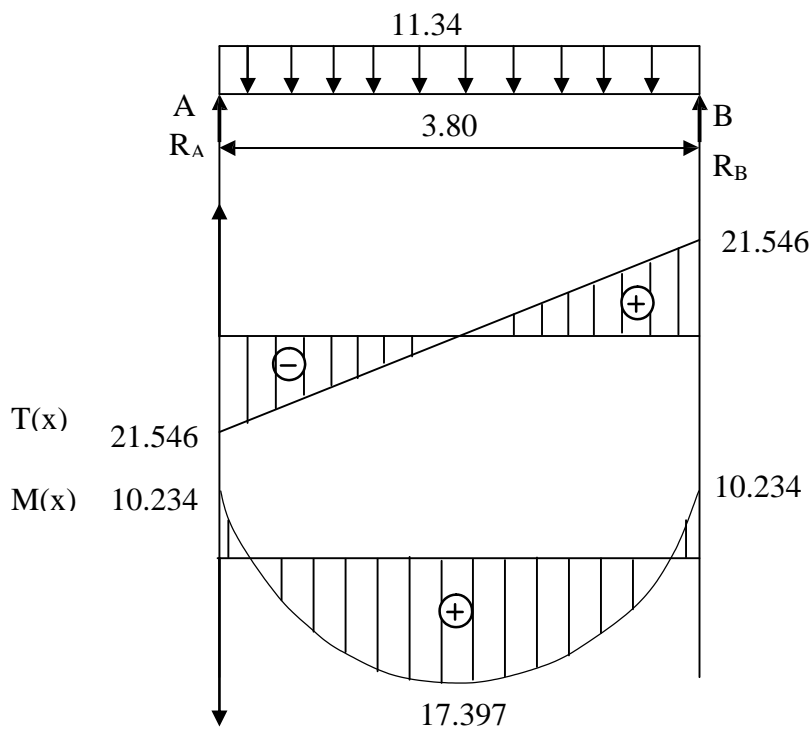


Figure III. 42: Diagramme moment et effort à l'ELS

7) Vérification des contraintes

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

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

• **Aux appuis**

A) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{sA} = 10.234 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,606$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,48 \\ \beta_1 = 0,885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.234 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 121.827 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 121.827 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,48} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 121.827 = 4.263 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.263 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

• **En travée**

C) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t = 17.397 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,606$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,48 \\ \beta_1 = 0,885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.397 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 207.096 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 207.096 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

D) Vérification de la contrainte dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,48} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 207.096 = 7.248 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.248 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

E) Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 30 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 3,80 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{Avec : } M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Avec : } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,80} = 0,0789 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{17.397}{10 \times 20.468} = 0,0849 > \frac{h}{l} = 0,0789 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{sa}}$$

Avec :

$q = \max(\text{palier, volée}) = 11,24 \text{ KN/ml.}$

E_v : module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

$S_{/xx}$: moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 200 \times 30 + 15 \times 3.39 = 6050,85 \text{ cm}^2.$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{200 \times (30)^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 28$$

$$S_{/xx} = 91423,8 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{91423,8}{6050,85} = 15,109 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15,109 = 14,891 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15[A_1(V_2 - c_1)] = \frac{200}{3} [(15,109)^3 + (14,891)^3] + 15(3,39)(14,891 - 2)$$

$$I = 225691,15 \text{ [cm]}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 11,34 \times (380)^4}{384 \times 108188,7 \times 225691,15} = 0,12 \text{ [cm].}$$

$$\text{On a } f = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm.}$$

$$f = 0,12 \text{ cm} < \overline{f} = 0,76 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

- **Conclusion**

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

- Armatures longitudinales
 - En travée : 3HA12
 - Aux appuis : 3HA12
- Armatures transversales
 - 4HA8

VI. Les balcons

Le balcon est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15cm. \quad \text{On prend } e_p = 18cm$$

a) Charges permanentes

- Maçonnerie en brique creuse : $0.10 \times 9 = 0.9 \text{ KN/ml}$
- Revêtement en carrelage : $0.02 \times 20 = 0,4 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose : $0.03 \times 20 = 0,6 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $0.03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Plancher en corps creux : $(0.16+0.04) \times 14 = 2.8 \text{ KN/ml}$
- Enduit en plâtre : $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 5.56 \text{ KN/ml}$$

Charge concentrée (Poids propre du garde corps)

$$\text{Brique } 9 \times 0.1 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment } 18 \times 0.02 \times 2 = 0.72 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation de BALCON : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison des charges

$$\text{E.L.U} \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12.756 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 2.187 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9.06 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1.62 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

c) Calcul à l'E.L.U

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

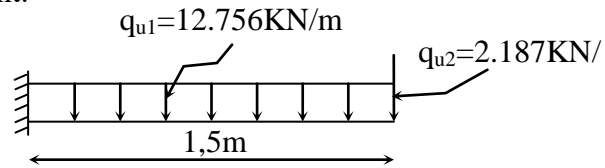


Figure III. 43: Schéma statique du balcon

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.756 \times 1,5^2}{2} + 2.187 \times 1,5 = 17.631 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12.756 \times 1,5 + 2.187 = 21.321 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.756 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.756 \times 10^6}{0,980 \times 150 \times 34800} = 2,49 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 $\rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 25 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

d) Les vérifications à l'E.L.U

1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,811 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,811 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

2) Ecartement des barres

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Pour les armatures de répartition : $S_r \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5\text{MPa}\} \longrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{21.321 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,14\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \pi 10 = 157,079\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{21.321 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157,079} = 1,005\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e) Vérification à l'E.L.S

$$\text{Soit : } M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,06 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5 = 12,62\text{KN.m}$$

1) Vérification des contraintes de compression du béton

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\mu_b = 0,040 \rightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,631}{12,62} = 1,397$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,397 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,199 + 0,25 = 0,449 > 0,0774 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Conclusion** : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

f) Etat limite d'ouverture des fissures

1) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 15} = 0.261$$

$$\rho = 0.261 \longrightarrow \beta_1 = 0.919$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{12.62 \times 10^6}{0.919 \times 150 \times 3.92 \times 10^2} = 233.54 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

- **Conclusion** : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

g) Vérification de la flèche

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{150} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{18}{150} = 0.12 > \frac{12.62}{10(12.62)} = 0.1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{15 \times 100} = 0.00261 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Plan de ferrailage du balcon**

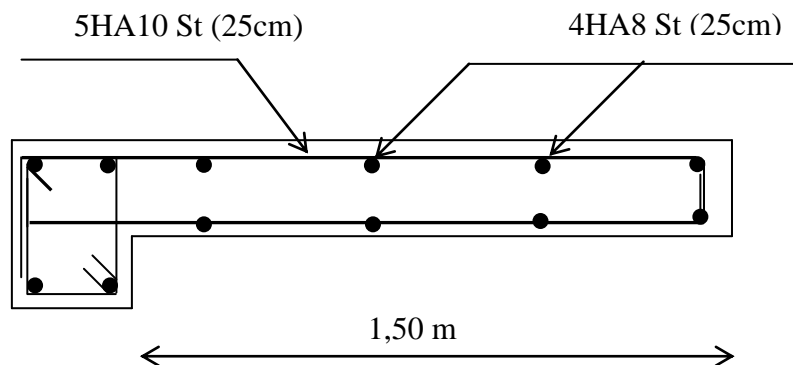


Figure III. 44: Plan de ferrailage du balcon

VII. L'acrotère

VII.1. Introduction

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

VII.2. Calcul de l'acrotère

A) Définition et rôle de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [kN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

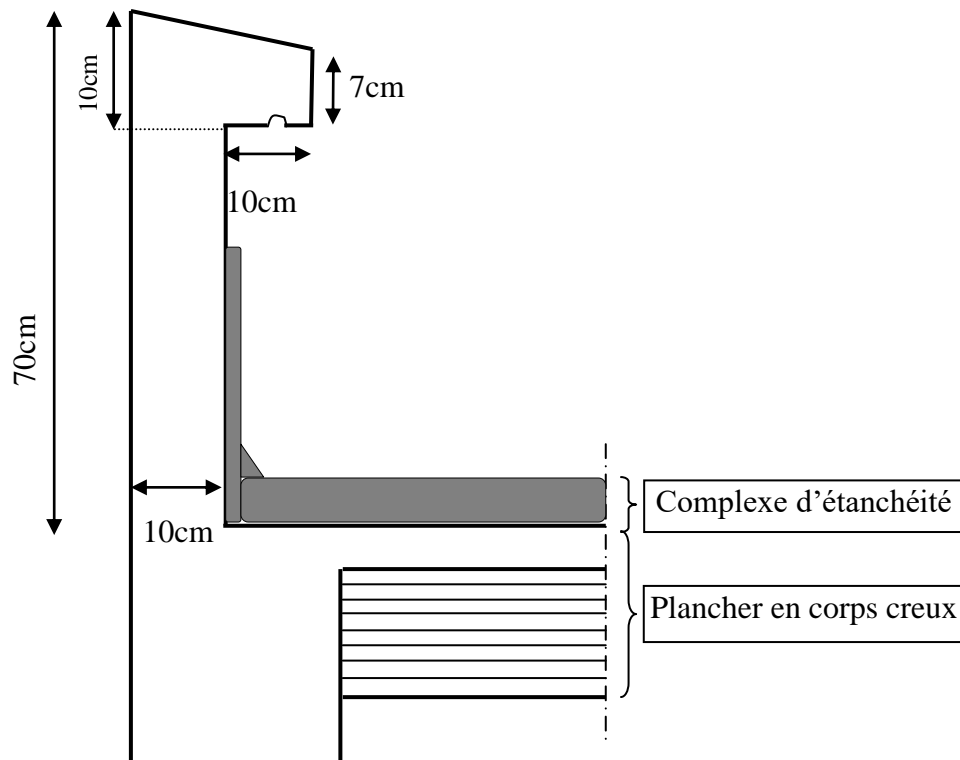


Figure III. 45: Coupe verticale de l'acrotère

B) Calcul des efforts**1. Effort normal dû au poids propre G**

L'effort normal dû au poids propre est donné par : $N_G = G \times 1\text{ m}$

Avec : $G = \rho \times S$

N : effort normal

G : poids propre

ρ : masse volumique de béton $\rho = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

S : section transversale

$$G = 25 \times \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{(0,03 \times 0,2)}{2} \right] = 1,925 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1\text{ m} = 1,925 \times 1\text{ m} = 1,925\text{ KN}$$

2. Effort tranchant T : $T = Q \times 1\text{ m} = 1 \times 1\text{ m} = 1\text{ KN}$

3. Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_q = Q \times H \times 1\text{ m} = 1 \times 0,7 \times 1\text{ m} = 0,7\text{ KN.m}$$

C) Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2)

- **A l'E.L.U :** sous la combinaison $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre G

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,925 = 2,60\text{ KN}$$

- Effort 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

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,7 = 1,05\text{ KN.m}$$

- **A l'E.L.S :** sous la combinaison $G + Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre G

$$N_s = G = 1,925\text{ KN}$$

- Effort tranchant T

$$T_s = T = 1\text{ KN}$$

- Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_s = M_q = 0,7\text{ KN.m}$$

D) Schéma statique de l'Acrotère

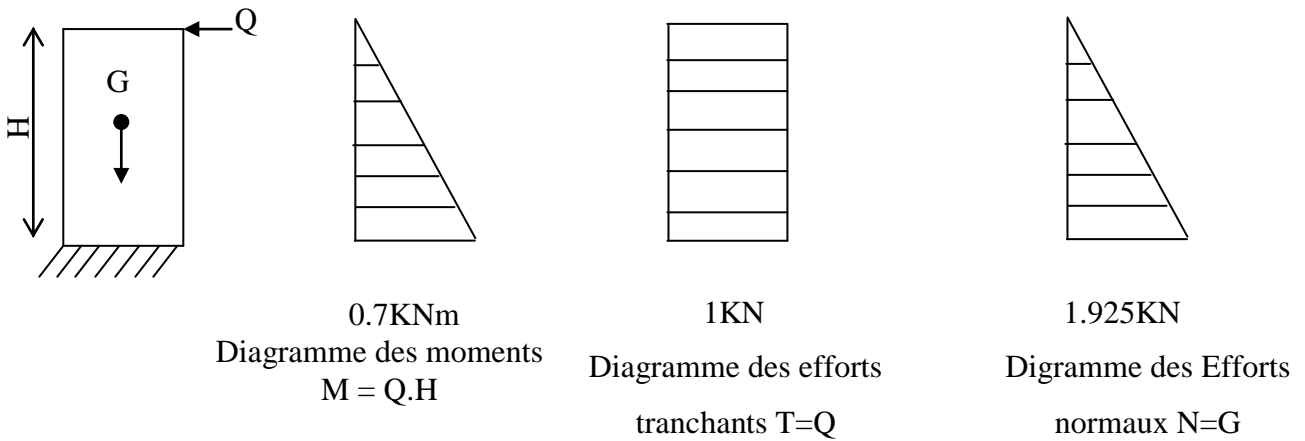


Figure III. 46: Diagrammes des efforts internes.

E) Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

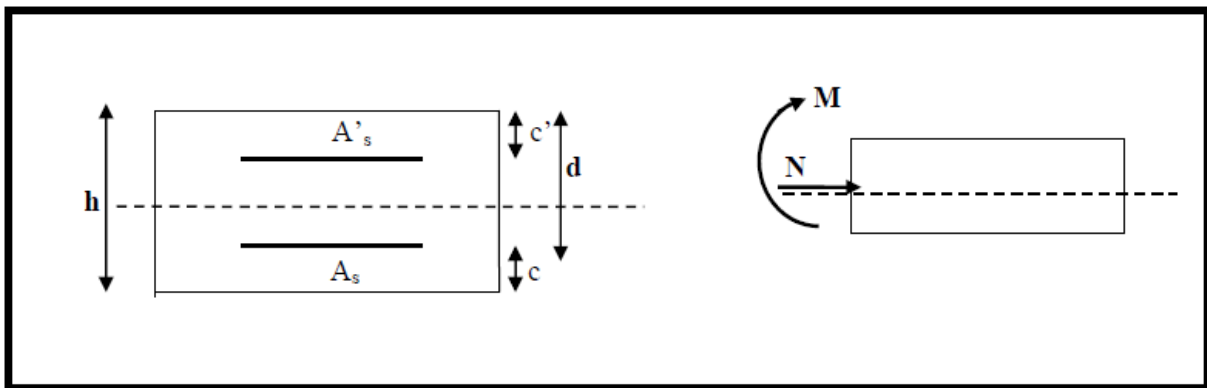


Figure III. 47: Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile (h - c) : 7cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

F) Calcul de l'excentricité

Calcul de l'excentricité
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,6} = 0,403 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f)

G) Calcul d'armatures en flexion simple

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 2,6 \left(0,403 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 1,25 \text{ KN.m}$$

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

H) Calcul le moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \theta = 1, \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{1,25 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0179 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc la section est simplement armé (S.S.A).

I) Armatures fictives (Flexion Simple)

Les armatures comprimées non ne sont pas nécessaire car la section est simplement

$$\text{armé } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,00179 \rightarrow \beta = 0,991 \text{ Dans le tableau ou } \alpha = 0,0227$$

$$A_{stf} = \frac{1,25 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0$, non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieurs due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc., ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc $A_{sc} = 0,52$

J) Armatures réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,52 - \frac{2,6 \times 10}{348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

• Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{\min}$

2) Calcul la section minimale

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right), e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,925} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left(\frac{36 - 0,455 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} \right) = 0,799 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{st}^{min}$, la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$$A = A_{st}^{min} \geq 0,799 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4\text{HA}8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

3) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4 \text{ HA}8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

• **Vérification des espacements**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3).

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition est vérifiée}$$

h = l'épaisseur totale de l'élément .

• **Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1)**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$Vu = 1,5.q = 1,5.1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,07} = 21,428 \text{KN/m}^2 = 0,0214 \text{MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{ 2,5; 4 \text{MPa} \}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (A-6-1-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10,048 \cdot 10^4} = 0,2368 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,1895 \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée. donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

K) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 30 \text{ cm}$

• Vérification des contraintes à l'ELS

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

On doit vérifier :

La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• Vérification de la contrainte dans l'acier : (BAEL 91 révisé 99-Art- A-4-5-3-3)

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \right\}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 8 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e , \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400 , \text{Max} \left(\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} ; \rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,291$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 41,18 \\ \beta_1 = 0,911 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,911 \times 7 \times 2,01} = 54,611 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 54,611 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton : (BAEL99/ Art.A.2.1.12).**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}, \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0242$$

$$\sigma_{bc} = 0,0228 \times 54,611 = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003)**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

$$F_p = 4.A. C_p .W_p \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0,15$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

$$C_p = 0,8 \quad \text{pour les élément en console} \quad \text{Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3}$$

W_p = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 * (0.6 * 0.1 + 0.2 * 0.07 + 0.03 * 0.2 / 2) = 1,925 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,925 = 0,924 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p , donc le ferrailage adopté est vérifié vis a vis des charges sismiques.

- **Vérification de la section au flambement**

-Calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élanement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b.h^2}{12} = \frac{1.(0,1)^2}{12} = 8,33.10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2.l_0 = 2.H = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,4 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33.10^{-5}}} = 48,507$$

$$\lambda \leq \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min(27,068;100)]$$

$$\lambda = 48,507 < 50 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

• **Conclusion**

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-4HA8/ml = 2,51cm²/ml comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,51cm²/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement St = 20cm.

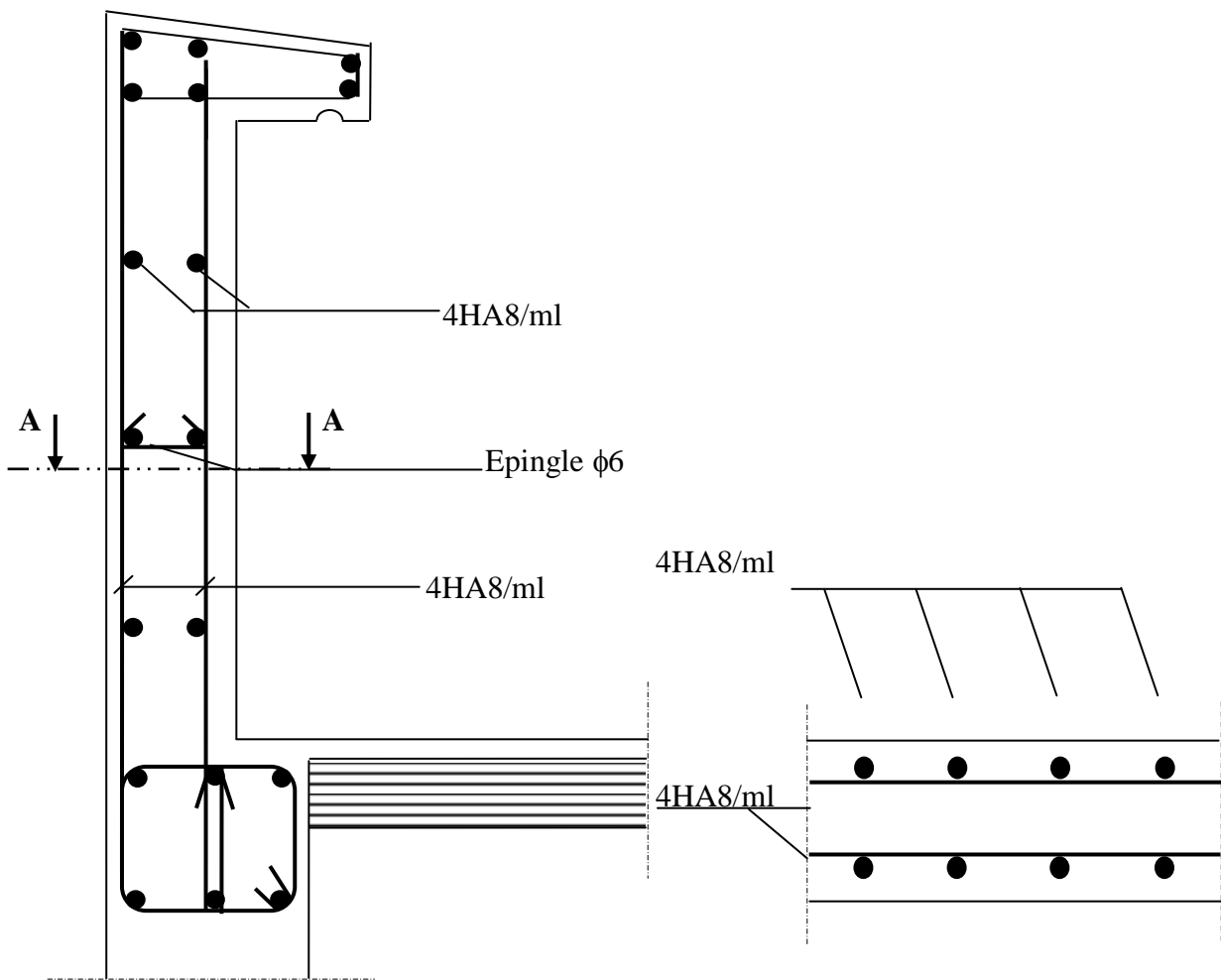


Figure III. 48: Plan de Ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV
Modélisation de la
structure

I. Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

II. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

III. Description de l'ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge verticale (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représentée par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 ET SAFS).

Rappel : (terminologie)

- Grid line : ligne de grille. Joints : nœuds.
- Frame : portique (cadre).
- Shell : voile. Elément : élément.
- Restraints : degrés de liberté (DDL). Loads : charge.
- Uniformedloads : point d'application de la charge. Define : définir.
- Material : matériaux. Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage. Column : poteau.
- Beam : poutre.

IV. Manuel d'utilisation du l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0. Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.



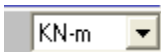
Etapas de modélisation :

- **Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



- **Géométrie de base**

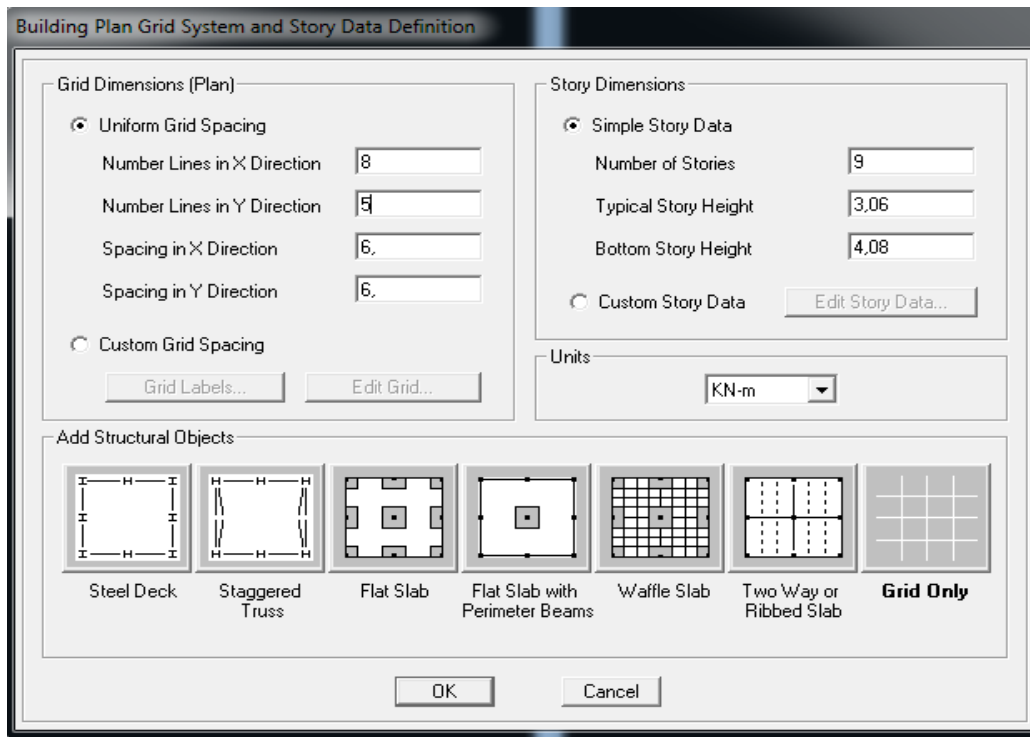
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier :

Le nombre de portique suivant x-x : 8 portique.

Le nombre de portique suivant y-y : 5 portique.

Le nombre d'étages : 9 niveaux (7 étage + RDC et un sous- sol).

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans X-Y, X-Z, Y-Z.



- Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton de la souris.

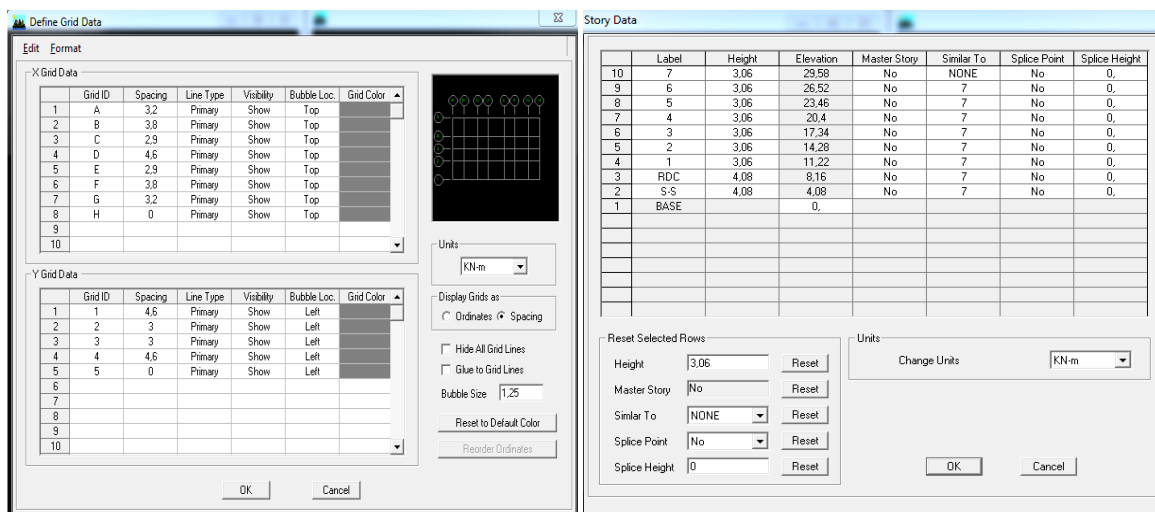
On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : 3,2 – 3,8 – 2,9 -4,6 -2,9- 3,8 -3,2

Suivant y : 4,6- 3,00 – 3,00 – 4,6

Suivant z : 4,08 – 8,16 –11,22 – 14,28- 17,34 – 20,4– 23,46– 26,52 –29,58.



- **Deuxième étape**

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, d'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify / Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

- **Troisième étape**

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés géométriques des éléments (poutre dalle voile....).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame Section**. On clique sur la liste d'ajout de section et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment a modéliser sont rectangulaires).

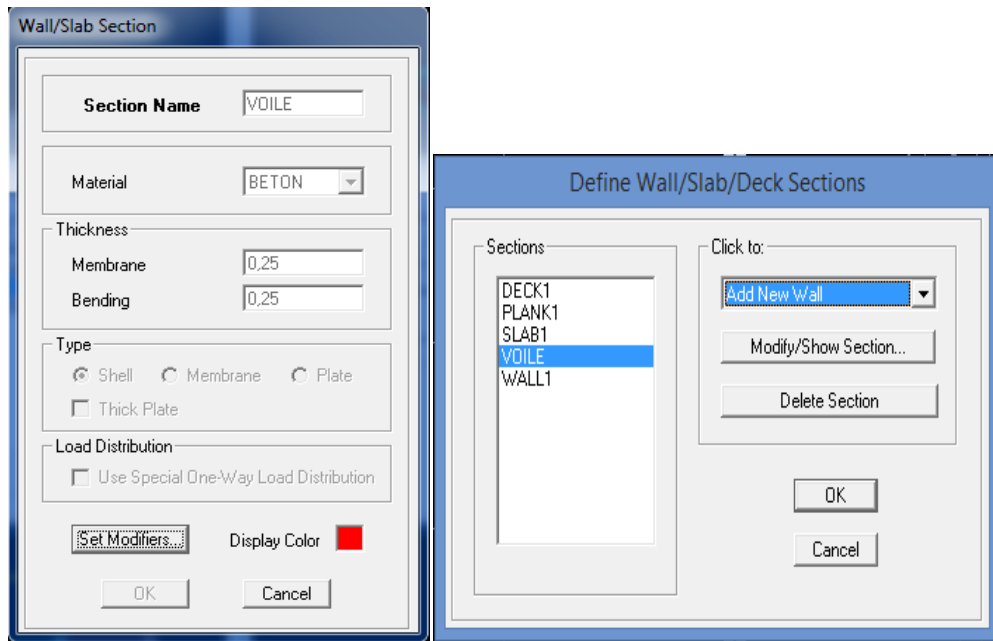
Le bouton **Reinforcement** conduit a une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armature.

Si on clique sur le bouton **Section Properties** on peut avoir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutre, poteaux), nous allons passer aux passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Dedine** et **Wall/Slap**, on clique sur **Add New Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



- **Quatrième étape**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées a la structure modélisée.

- Charge statique (G et Q)

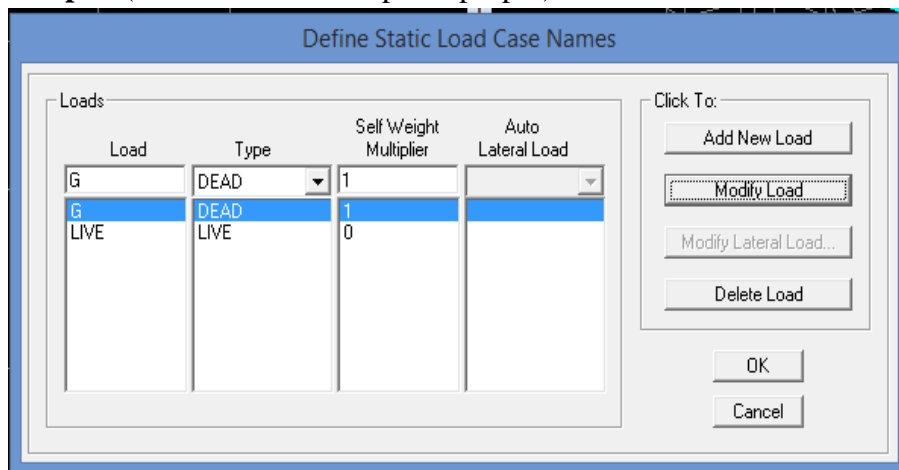
La structure est soumise a des charges permanente :

- Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge) : G

Type : **DEAD** (permanente) :

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) :1

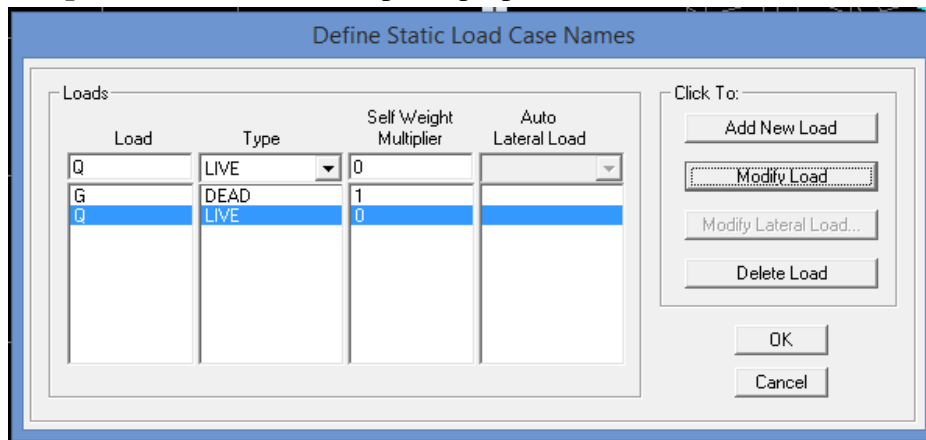


surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge) : Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 0



- Charge dynamique

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives périodes propres **T**.

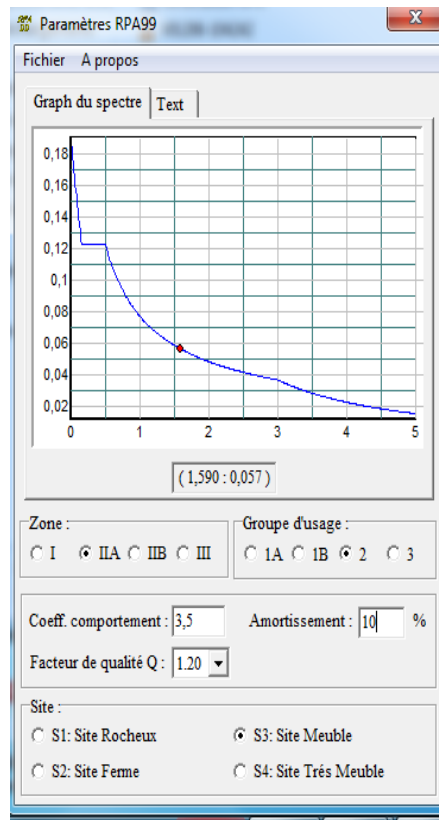
Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**).
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003).
- **Coeff comportement** : mixte portique/ voiles avec interaction.
- **Remplissage** : béton armé/ maçonnerie **10**.
- **Site : S2** (voir rapport de sol chapitre 1).
- Facteur de qualité (**Q**) : 1.35



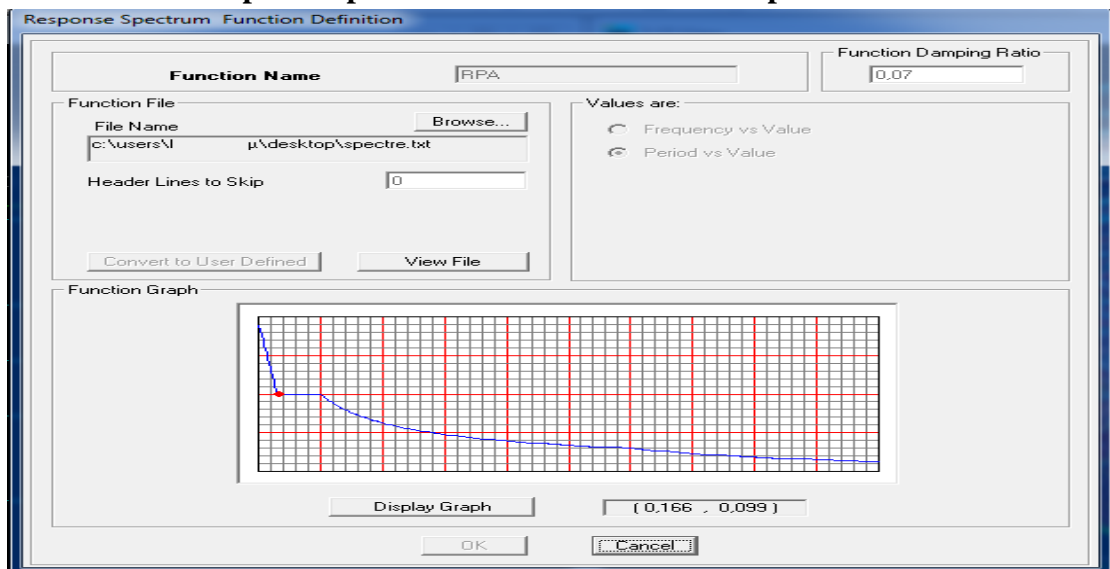
On trouve le logiciel en cliquant sur l'icône :

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives on clique sur l'onglet **Text**.



Pour le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

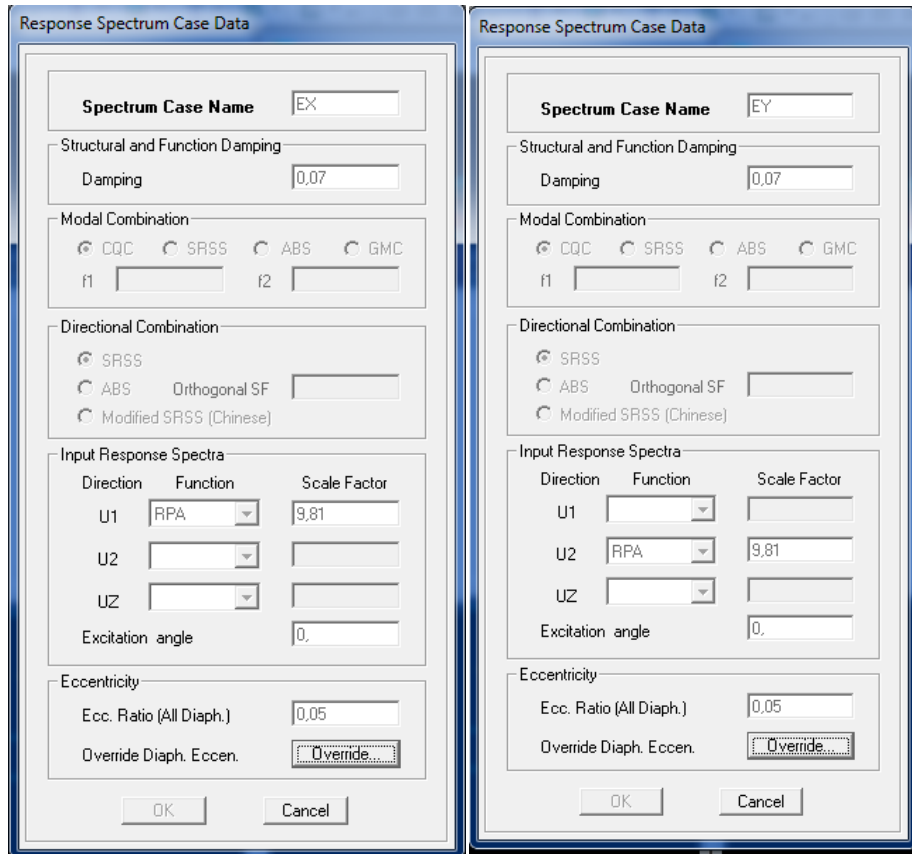
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum From file**



Fonction Name (nom du spectre) :RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer a la prochaine étape qui consiste a la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**



Dans la partie **Input Réponse Spectra**, nous introduire le spectre a prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2).

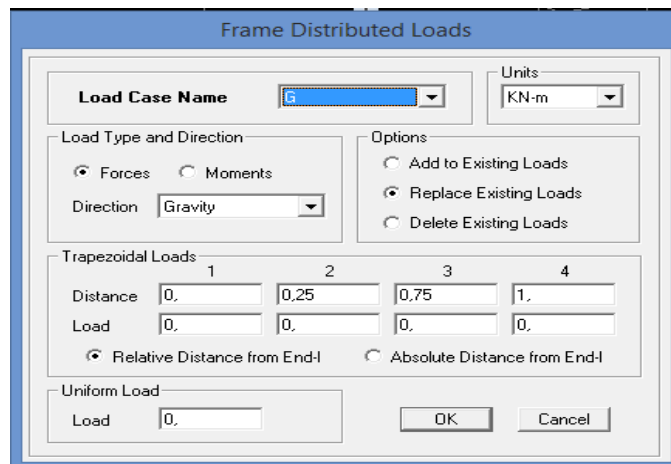
• **Cinquième étape**

Les charges statique étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :



Assign → **Frame/ line** → **loads Distributed**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement **G** ou **Q** ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.



- **Sixième étape**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont.

- **Combinaisons aux états limites**

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** : $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

GQEX : $G + Q \pm EX$

$G + Q \pm EY$

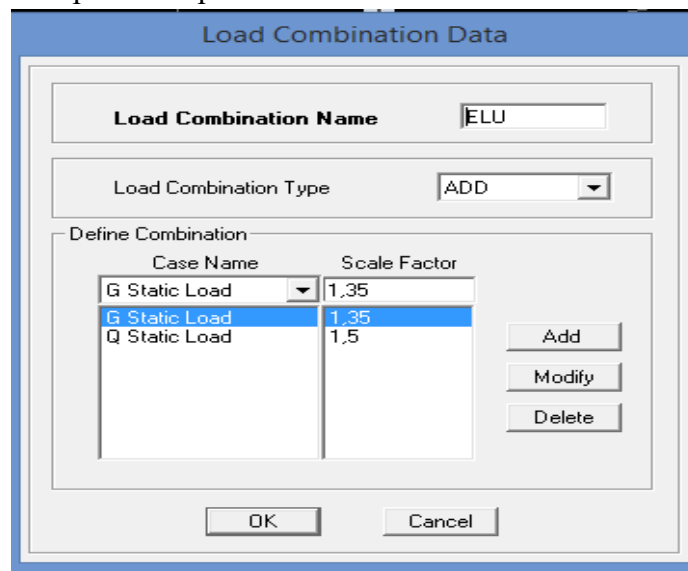
0.8GE : $0.8G \pm EX$

$G + Q \pm EY$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load Combinations** → **Add New Combo.**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'action :



- **Septième étape**

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes). Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → **Joint/Point** → **Restraints**

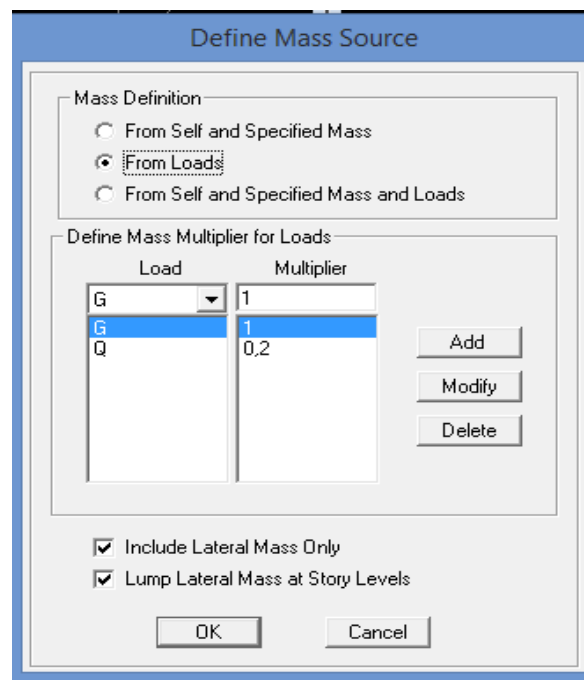


- Masse-source

La masse des plancher est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés pas la notation de Masse-Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et la valeur de β suivant la nature de la structure.

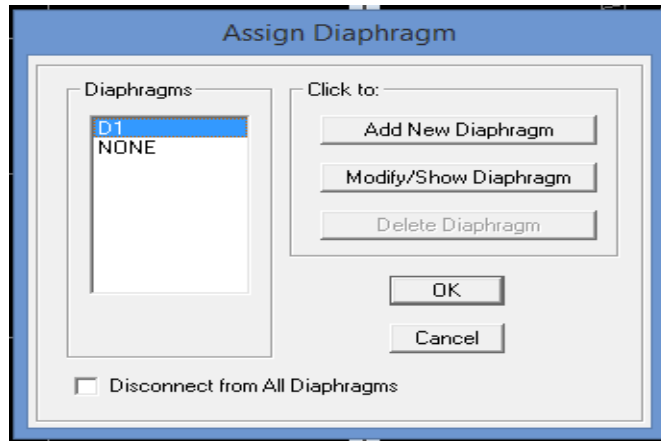
Define → **Mass Source.**



- Diaphragme

Comme les plancher sont supposés infiniment rigides on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former **un diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation a résoudre par logiciel.

Assign → **Joint/ Point** → **Diaphragme** → **Add New Diaphragme.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur OK pour valider.

On fait la même opération pour tous les autres planchers.

- **Huitième étape**

Analyse et visualisation des résultats.

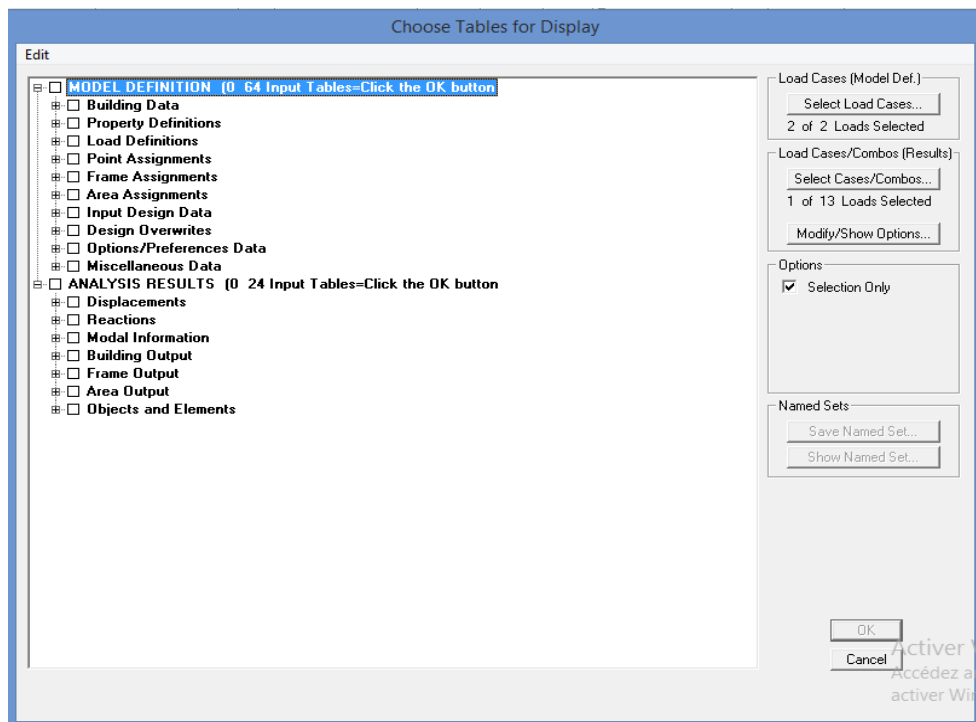
Lancement des l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'ongle **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats

- Période et participation modale


Dans la fenêtre **Display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure

On appuis sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et sélectionne **Show Member Forces/ Stresses Diagram** dans le menu display. 

- efforts internes dans les éléments barres**Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **show tables**.

Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/Comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suite les même étapes que pour les poutres.

-efforts internes des voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area Output** on clique sur « **Area Forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Déplacements

Pour extraire les déplacements sous forme de tableaux on sélectionne tous le plancher du niveau considéré, on appuis sur **Show Tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** la colonne **Ux** correspond au sens **xx** et **Uy** au sens **yy**.

- Effort tranchant et moment sismique à la base

Pour extraire les efforts a la base (fondations) on clique sur **Show Tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/Comb** » on choisit « **E** »

CHAPITRE V

Vérification RPA

I. Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer de la structure sous ce type de changement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impassible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

II. Vérification des modes de vibration

II.1. Vérification de la période empirique

- Calcul de la période empirique

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.05 \times 29.58^{0.75} = 0.634s$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

C_t : coefficient, fonction du système de type de contreventement et de type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003).

- Calcul de la période empirique majorée

D'après le RPA99 vs 2003 la valeur de T calculées ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empirique.

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0.824s$$

- Détermination de la période par logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période et les résultats s'afficheront comme suite :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,679215	0,0000	70,0184	0,0000	0,0000	70,0184	0,0000	98,088
2	0,589218	70,5567	0,0000	0,0000	70,5567	70,0184	0,0000	0,000
3	0,549121	0,3387	0,0000	0,0000	70,8954	70,0184	0,0000	0,000
4	0,151622	0,0000	18,8908	0,0000	70,8954	88,9092	0,0000	1,609
5	0,136212	19,2474	0,0000	0,0000	90,1428	88,9092	0,0000	0,000
6	0,120456	0,0007	0,0000	0,0000	90,1435	88,9092	0,0000	0,000
7	0,063140	0,0000	5,9203	0,0000	90,1435	94,8295	0,0000	0,240
8	0,060020	5,5328	0,0000	0,0000	95,6762	94,8295	0,0000	0,000
9	0,049747	0,0000	0,0000	0,0000	95,6763	94,8295	0,0000	0,000
10	0,037514	2,5458	0,0000	0,0000	98,2221	94,8295	0,0000	0,000
11	0,037386	0,0000	2,9066	0,0000	98,2221	97,7362	0,0000	0,043
12	0,029460	0,0007	0,0000	0,0000	98,2228	97,7362	0,0000	0,000

➤ Comparaison des résultats

On remarque que :

$$0.824 > 0.679$$

$$T_{Calculer} > T_{ETABS}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

III. Vérification de l'excentricité

Dans cette étape, on doit vérifier les l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer a la valeur 5% de la largeur de la construction et cela dans les deux sens. Les résultats s'afficheront comme suit :

Ont relève les valeurs des coordonnée des deux centre (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tél qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau V. 1: calcul de l'excentricité

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
s.sol	12,2	7,694	12,2	7,61	0	0,084
rdc	12,2	7,68	12,2	7,621	0	0,059
1	12,2	7,672	12,2	7,63	0	0,042
2	12,2	7,673	12,2	7,639	0	0,034
3	12,2	7,673	12,2	7,647	0	0,026
4	12,2	7,673	12,2	7,654	0	0,019
5	12,2	7,673	12,2	7,66	0	0,013
6	12,2	7,554	12,2	7,663	0	-0,109
7	12,2	7,406	12,2	7,663	0	-0,257

Avec :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

➤ Comparaison des résultats

Sens longitudinal

$$5\% L_x \geq e_x$$

$$5\% 27.45 = 1.372 > 0.00 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal

$$5\% L_y \geq e_y$$

$$5\% 15.50 = 0.775 > 0.257 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structure représentées par les modèles plans dans les deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme les masse nodales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale se la structure (article 4.3.4 RPA99 version 2003). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Tableau V. 2: valeurs des masses modales

Mode	période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,679215	0	70,0184	0
2	0,589218	70,5567	70,0184	0
3	0,549121	70,8954	70,0184	0
4	0,151622	70,8954	88,9092	0
5	0,136212	90,1428	88,9092	0
6	0,120456	90,1435	88,9092	0
7	0,06314	90,1435	94,8295	0
8	0,06002	95,6762	94,8295	0
9	0,049747	95,6763	94,8295	0
10	0,037514	98,2221	94,8295	0
11	0,037386	98,2221	97,7362	0
12	0,02946	98,2228	97,7362	0

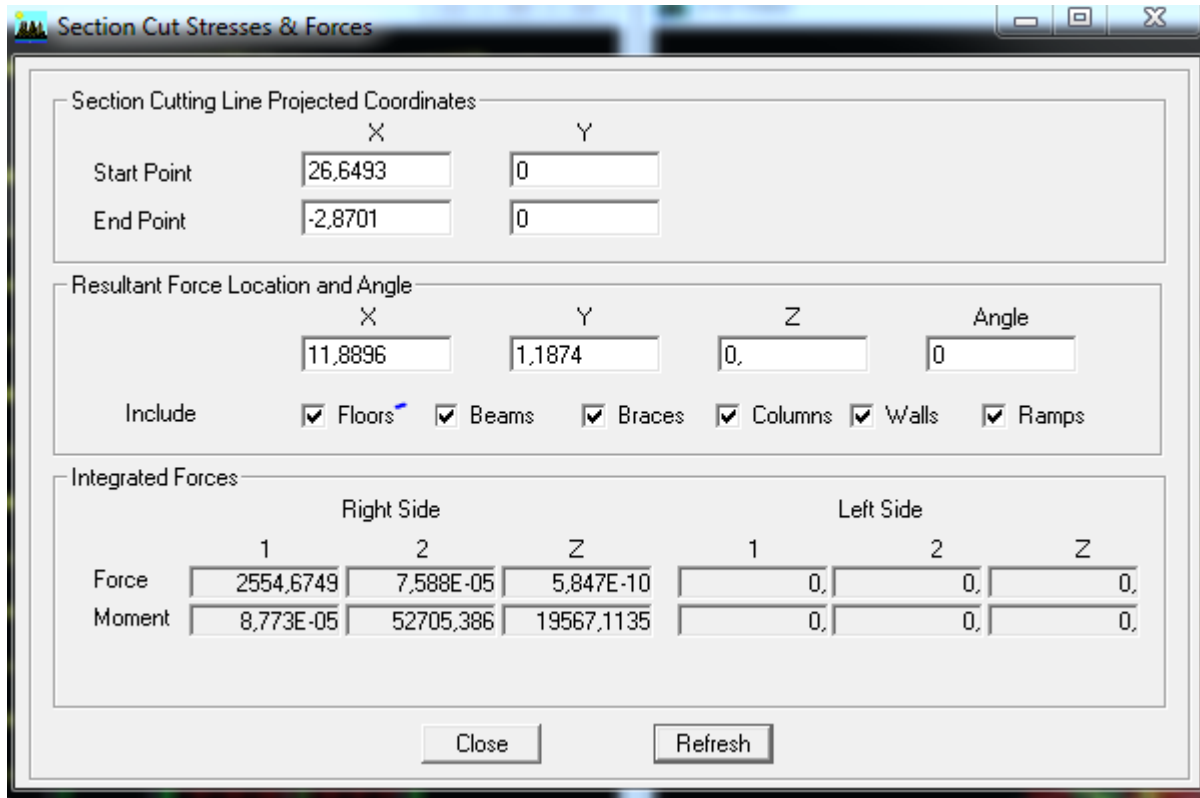
La somme des masses modales dans le **7ème** mode dépasse **90 %** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du **RPA (article 4.3.4)** est vérifiée.

V. Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

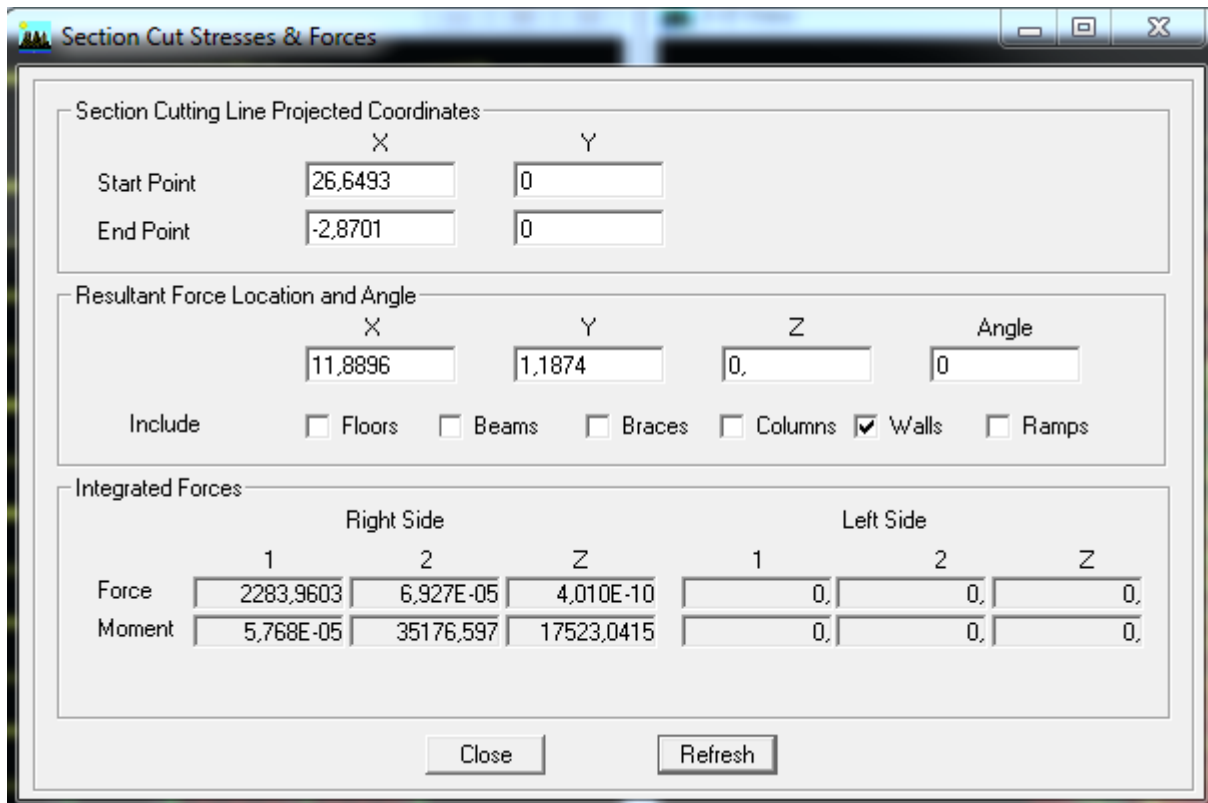
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:
Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:
Draw → Draw Section Cut
- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, rampset** on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

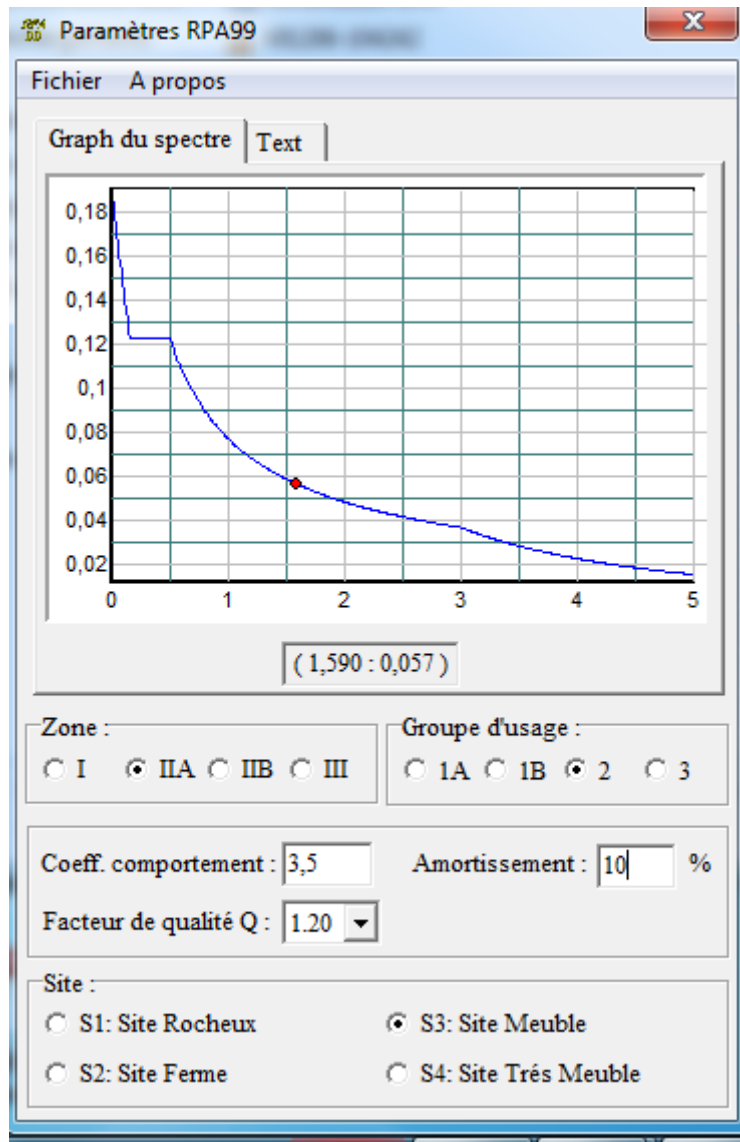
➤ **Récapitulatif des résultats**

Tableau V. 3: Justification du système de contreventement

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2554.64 47	100	2283.96 03	89.40
Sens Ey	2311.48 10	100	2066.38 07	89.40
ELU	59488.88	100	18876.0 42	31.73

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



VI. Vérification de l'effort tranchant a la base (RPA V.2003/Art 4.3.6)

D'après RPA99. V2003 (article 4.3.6) la résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par les combinaison des valeurs modales statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (Forces, déplacement moment,...) dans le rapport $0.8V/V$.

Après analyse, on obtient les résultats **Vx dyn** et **Vy dyn** :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 4-1})$$

Avec :

$$A = 0.15.$$

$$D = ?$$

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.5 \quad \text{voir le (Tableau 4-7. RPA 2003)}$$

$$T_2 = 0.5 < T = 0.679 \quad \text{donc :}$$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$\xi = 10$$

$$\eta = 0.763 > 0.7 \quad (\text{RPA 4-2})$$

$$D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.763 \left(\frac{0.5}{0.679}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.555$$

$$Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1.20$$

Poids total de la structure.

$$R = 3.5$$

$$W = 38719.42 \text{ Kn}$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.555 \times 1.20}{3.5} \times 38719.42 = 3096.44 \text{ Kn}$$

- puis on relève de ETABS les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x \text{ dyn} = F1 = \mathbf{3137,16KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = F2 = 2841,68KN$$

• Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculée avec ETABS sont supérieurs ou égaux a 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $V_x = V_y = KN$

- Sens longitudinal

$V_x \text{ dyn } 3137,16\text{KN} > 80\% V_x=2477.152\text{KN}$. \longrightarrow Condition vérifiée.

- Sens transversal

$V_y \text{ dyn } =2841,68 > 80\% V_x=2477.152\text{KN}$. \longrightarrow Condition vérifiée.

VII. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculée selon le paragraphe 4.2.10 du RPA99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement (**R = 3.5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

étage	$\delta_k (x)$	$\delta_k (y)$	$\Delta k (x)$	$\Delta k (y)$	hauteur	1%h	obcervation
7eme étage	0,0497	0,05985	0,0063	0,0077	3.06	0.0306	Condition vérifiée
6eme étage	0,0434	0,05215	0,00665	0,0077	3.06	0.0306	Condition vérifiée
5eme étage	0,03675	0,04445	0,0063	0,00805	3.06	0.0306	Condition vérifiée
4eme étage	0,03045	0,0364	0,00665	0,00805	3.06	0.0306	Condition vérifiée
3eme étage	0,0238	0,02835	0,00595	0,00735	3.06	0.0306	Condition vérifiée
2eme étage	0,01785	0,021	0,0056	0,007	3.06	0.0306	Condition vérifiée
1eme étage	0,01225	0,014	0,0049	0,0056	3.06	0.0306	Condition vérifiée
RDC	0,00735	0,0084	0,0049	0,00595	4.08	0.0408	Condition vérifiée
S-SOL	0,00245	0,00245	0,00245	0,00245	4.08	0.0408	Condition vérifiée

Tableau V. 4: Récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions

Avec :

$\delta_k (x)$: déplacement longitudinale d'un niveau « i » par rapport a la base e la structure .

$\delta_k (y)$: déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport a la base e la structure .

$\Delta_{k(x)} = \delta_x - \delta_{x-1}$: déplacement horizontale suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**).

$\Delta_{k(y)} = \delta_y - \delta_{y-1}$: déplacement horizontale suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**).

Hauteur : hauteur d'étage considéré.

• **Conclusion**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition de RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

VIII. Vérification du déplacement maximal de la structure

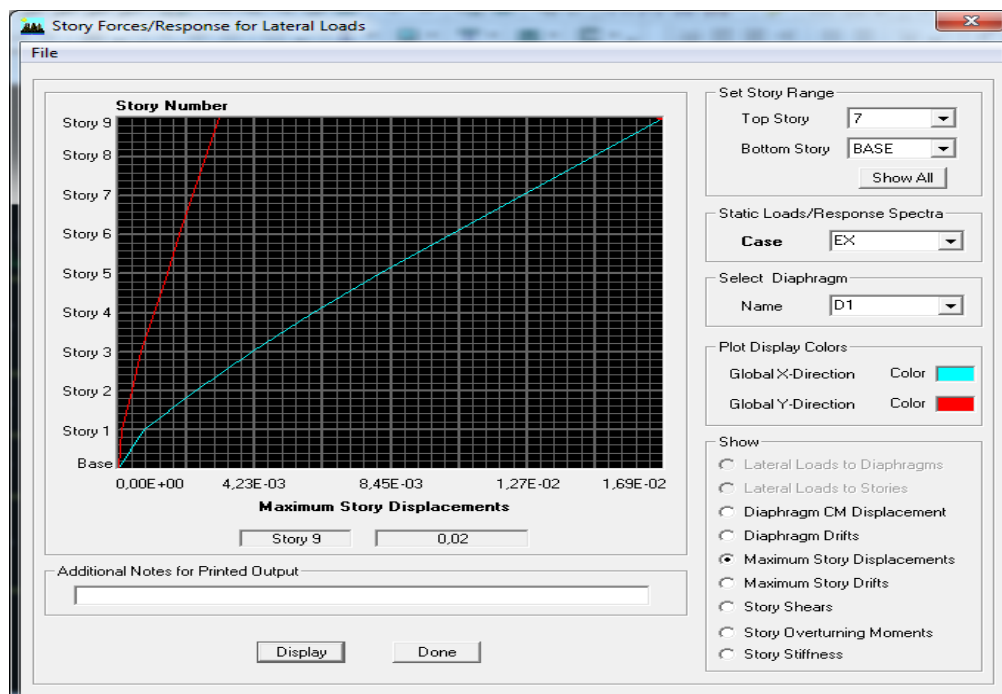
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximale de la structure avec le logiciel ETABS et le a la flèche admissible F_{ad} .

$$F_{ad} = \frac{Ht}{500} = \frac{29.58}{500} = 0.0591m$$

VIII.1. Détermination du déplacement maximal avec ETABS

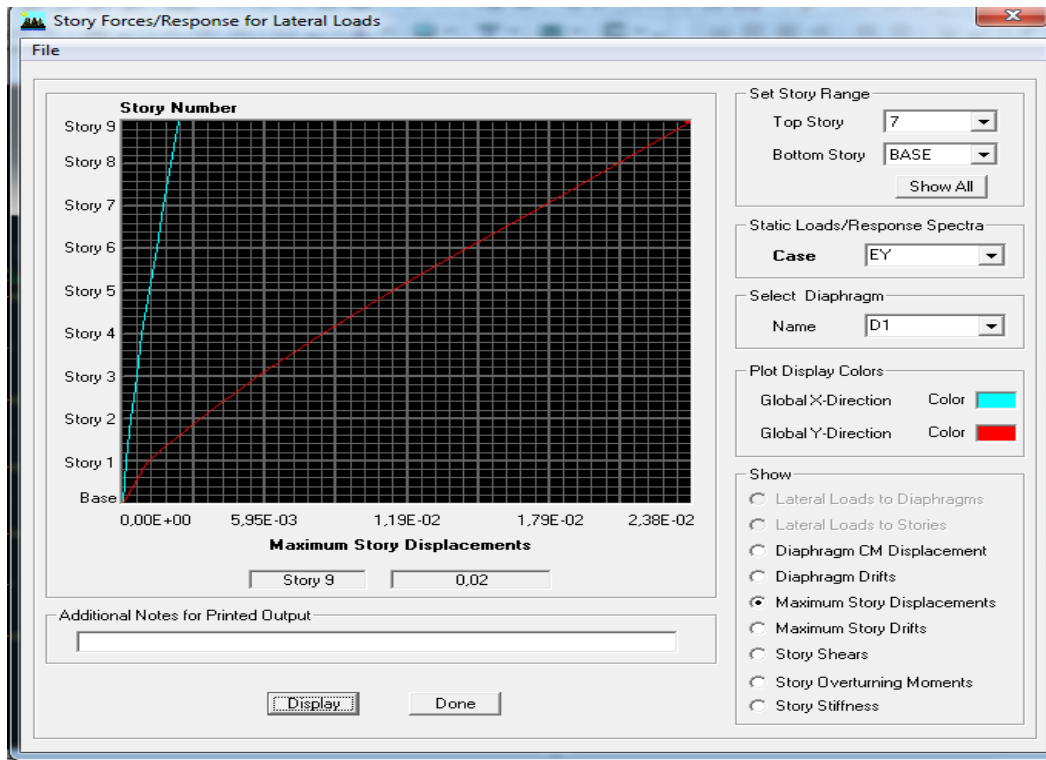
- Dans le sens longitudinal

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, les résultats s'afficheront comme suite



- Dans le sens transversal

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, les résultats s'afficheront comme suite



Résultats trouvés

- Déplacement maximal suivant (x-x) :0.02m
- Déplacement maximal suivant (y-y) :0.02m
- Flèche admissible : 0.0591m

• **Conclusion**

Les déplacements maximaux sont inférieure a la flèche ammissible, donc la condition vis-à-vis est vérifiée.

IX. Justification vis-à-vis l’effet P-Delta

L’effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous niveaux : $\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$ les résultats sont dans le tableau suivant :

Avec :

P_k : poids totale de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d’étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l’étage « k ».

Niv	P_{kx}	Δ_{kx}	V_{kx}	h_k	$V_{kx} \times h_k$	θ_x	Δ_{ky}	V_{ky}	h_k	$V_{ky} \times h_k$	θ_y
7eme étage	4113,03	0,0063	687,78	3.06	2104,6068	0,01231208	0,0077	645,56	3.06	1975,4136	0,01603225
6eme étage	8304,45	0,00665	1272,98	3.06	3895,3188	0,01417717	0,0077	1169,2	3.06	3577,752	0,01787275
5eme étage	12495,87	0,0063	1737,06	3.06	5315,4036	0,01481054	0,00805	1582,87	3.06	4843,5822	0,02076805
4eme étage	16687,29	0,00665	2115,15	3.06	6472,359	0,01714529	0,00805	1921,09	3.06	5878,5354	0,02285139
3eme étage	20878,71	0,00595	2426,09	3.06	7423,8354	0,01673371	0,00735	2199,94	3.06	6731,8164	0,022796
2eme étage	25070,12	0,0056	2679,82	3.06	8200,2492	0,01712054	0,007	2427,55	3.06	7428,303	0,02362462
1eme étage	29376,29	0,0049	2884,2	3.06	8825,652	0,01630971	0,0056	2611,24	3.06	7990,3944	0,02058812
RDC	34047,85	0,0049	3046,01	4.08	12427,7208	0,01342438	0,00595	2757,91	4.08	11252,2728	0,01800389
SOUS SOL	38719,42	0,00245	3137,16	4.08	12799,6128	0,00741136	0,00245	2841,68	4.08	11594,0544	0,008182

Tableau V.5 : justification vis-à-vis de l'effet P-delt

• Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas la condition est satisfaite a tous les niveaux : $\theta < 0.10$.

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

CHAPITRE VI

Ferrailage des poutres

I. Introduction

Les poutres seront ferrillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS.

La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

- a- $1,35 G + 1,5 Q \rightarrow$ ELU
- b- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA 2003
- c- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA 2003

II. Recommandation du RPA99 version 2003

II.1. Armatures longitudinales

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

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

\Rightarrow En zone courante

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

\Rightarrow En zone de recouvrement

Poutre principale : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90° .

- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

- Les cadres de nœuds disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, la direction de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à résister à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

II.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donnée comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12\phi) \rightarrow$ En zone nodale
 $S_t \leq h/2 \rightarrow$ En dehors de la zone nodale

La valeur de diamètre Φ_t des armatures longitudinales a apprendre est le plus petit diamètre utiliser et, dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

II.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

Soit $\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée

• **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$)**

Si $\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

• **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$)**

$\mu_b > \mu_l = 0.392$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

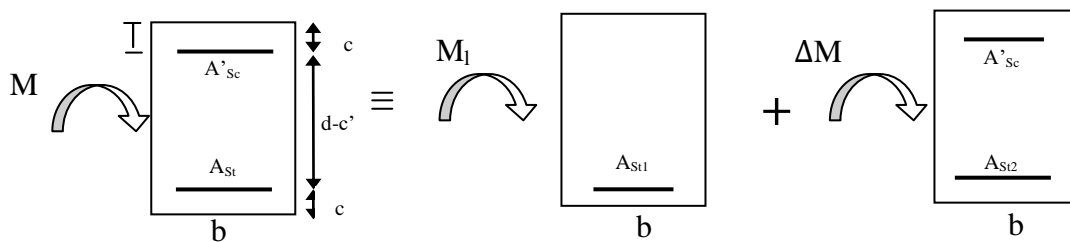


Figure VI. 1: Ferraillage la poutre doublement armée

A_{St} : La section d'acier inférieure tendue,
 A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

$M_u = M_l + \Delta M$

$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$

$A_{st1} = \frac{M_l}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d-c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d-c')}$$

- Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants

		M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (CM ²)	A_{min} (CM ²)	A_{adp} (CM ²)	Ferraillage
Poutre Principale	En Travée	76.448	0.169	SSA	0.906	7.46	5.25	9.24	3HA14+3HA14
	Aux Appuis	91.026	0.202	SSA	0.886	9.08	5.25	9.24	3HA14+3HA14
Poutre Secondaire	En Travée	76.448	0.169	SSA	0.906	7.46	5.25	9.24	3HA14+3HA14
	Aux Appuis	91.026	0.202	SSA	0.886	9.08	5.25	9.24	3HA14+3HA14

• Conclusion

Les poutres principales seront ferraillées comme suit

Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 3HA14 en chapeaux en travée.

Lit supérieur : 3HA14 filantes + 3HA14 en chapeaux au niveau des appuis.

II.4. Vérification par rapport aux sections minimales du RPA(99/2003)

• Poutre principale

En travée : $A_s = 3HA14+3HA14 = 9,24 > A_{min}$

En Appui : $A_s = 3HA14+3HA14 = 9,24 > A_{min}$

• Poutre secondaire

En travée : $A_s = 3HA14+3HA14 = 9,24 > A_{min}$

En Appui : $A_s = 3HA14+3HA14 = 9,24 > A_{min}$

II.5. Vérification du ferraillage à l'ELS

• En travée des poutres principales

On a :

$$A_{adp} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_s^{\max} = 34.483 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{b \times d} = 0.948 \rightarrow \beta_1 = 0.864 \rightarrow K_1 = 21.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{adp}} = \frac{34.483 \times 10^{-3}}{0.864 \times 0.325 \times 9.24 \times 10^{-4}} = 132.75 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{132.75}{21.50} = 6.17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées des poutres secondaires**

On a :

$$A_{\text{adp}} = 9.24 \text{cm}^2$$

$$M_s^{\text{max}} = 28.26 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{\text{adp}}}{b \times d} = 0.948 \rightarrow \beta_1 = 0.864 \rightarrow K_1 = 21.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\text{max}}}{\beta_1 \times d \times A_{\text{adp}}} = \frac{28.26 \times 10^{-3}}{0.864 \times 0.325 \times 9.24 \times 10^{-4}} = 108.91 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{108.91}{21.50} = 5.06 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis des poutres principales**

On a :

$$A_{\text{adp}} = 9.24 \text{cm}^2$$

$$M_s^{\text{max}} = 49.663 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{\text{adp}}}{b \times d} = 0.948 \rightarrow \beta_1 = 0.864 \rightarrow K_1 = 21.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\text{max}}}{\beta_1 \times d \times A_{\text{adp}}} = \frac{49.663 \times 10^{-3}}{0.864 \times 0.325 \times 9.24 \times 10^{-4}} = 191.40 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{191.40}{21.50} = 8.90 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis des poutres secondaires**

On a :

$$A_{\text{adp}} = 9.24 \text{cm}^2$$

$$M_s^{\text{max}} = 33.918 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{\text{adp}}}{b \times d} = 0.948 \rightarrow \beta_1 = 0.864 \rightarrow K_1 = 21.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\text{max}}}{\beta_1 \times d \times A_{\text{adp}}} = \frac{33.918 \times 10^{-3}}{0.864 \times 0.325 \times 9.24 \times 10^{-4}} = 130.72 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{130.72}{21.50} = 6.08 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.6. Vérifications à l'ELU

A) Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]

- **Poutres principales**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.18 m^2 \rightarrow CV$$

- **Poutres secondaires**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.18 m^2 \rightarrow CV$$

B) Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

-Poutres principales: $\tau_u = \frac{108.18 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 1.10 MPa$

-Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{38.07 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.39 MPa$

C) Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]

-Contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5 MPa) = 3,33 MPa \text{ pour des fissurations peu préjudiciables.}$$

Poutre principales: $\tau_u = 1.10 MPa < 3,33 MPa \rightarrow$ Condition vérifiée

Poutre secondaires : $\tau_u = 0,39 MPa < 3,33 MPa \rightarrow$ Condition vérifiée

D) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

-Poutres principales : $T_u^{\max} = 108.18 KN$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{108.18 \times 10}{0.9 \times 32.5 \times 13.188} = 2.80 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2,80 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

-Poutres secondaires : $T_u^{\max} = 38.07 \text{ KN}$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.07 \times 10}{0.9 \times 32.5 \times 11.304} = 1.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,15 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

E) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]

- Influence sur le béton** $T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, $a = 0.9 d$

-Poutre principale

$$T_u = 108.18 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 325 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 585 \text{ KN} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Poutre secondaire

$$T_u = 38.07 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 325 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 585 \text{ KN} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

F) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales [Art A.5.1/BAEL91 modifiées 99]

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} > 0$, On doit prolonger une section d'armature

Pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$\text{-Poutre principale : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 108.18 - \frac{91.026}{0.9 \times 0.325} = -203.02 \text{ KN}$$

$$\text{-Poutre secondaire : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 38.07 - \frac{76.448}{0.9 \times 0.325} = -223.29 \text{ KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

G) Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12 : l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale a $0,4 l_s$ pour les barres a haute adhérence.

Pour les $\phi 12 : l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 19,75 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_s = 22,58 \text{ cm}$

II.7. Etat limite d'ouvertures des fissures

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

A) Etat limite de déformation du béton

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

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad L : \text{étant la portée libre de la poutre mesurée entre nus d'appuis.}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section ;

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisé calculé par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(%d'armatures) $\rho = \frac{A_s}{bd}$

La contrainte dans les aciers tendus : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant

Poutre	Ms (KN.m)	L (cm)	E _v (Mpa)	H (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ²)	f (cm)	F _{bar} (cm)	OBS
Principale	76.448	460	10818.86	35	9.24	0.0094	0.89	0.48	138372.5	106649.2082	0.0140	0.92	Vérifiée
Secondaire	76.448	460	10818.86	35	9.24	0.0094	0.89	0.41	138372.5	111517.1441	0.01340	0.92	Vérifiée

B) Vérification de l’RPA 99 corrigé

• **Espacement des armatures**

- **Poutre principale**

Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right)$$

→ **S_t = 10 cm**

Zone courante

$$S' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S' \leq \frac{35}{2}$$

→ **S_t = 15 cm**

- **Poutre secondaire**

Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right)$$

→ **S_t = 10 cm**

Zone courante

$$S' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S' \leq \frac{35}{2}$$

→ **S_t = 15 cm**

• **Diamètre des armatures transversales**

Selon le RPA 99 modifié 2003 le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

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

- **Poutre principal**

$$\phi \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right) = 1cm \rightarrow \phi = 0,8cm$$

- **Poutre secondaire**

$$\phi \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right) = 1cm \rightarrow \phi = 0,8 \text{ cm}$$

→ On adopte pour les deux cas le diamètre de **8mm**

• **Armatures transversales minimales**

La section d'armatures minimale est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Poutre principale**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9cm^2$$

- **Poutre secondaire**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9cm^2$$

CHAPITRE VII

Ferraillage des poteaux

I. Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$ → à l'ELU
- b- $G + Q \pm E$ → RPA 2003
- c- $0,8G \pm E$ → RPA 2003

→ Les vérifications se feront à l'ELS.

II. Recommandation du RPA 2003

II.1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % de la section transversale de béton (Zone IIa).

$$\text{Poteaux (45x45)} \quad A_{min} = 0.008 \times (45 \times 45) = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40)} \quad A_{min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35)} \quad A_{min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteaux (45x45)} \quad A_{max} = 0.04 \times (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40)} \quad A_{max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35)} \quad A_{max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteaux (45x45)} \quad A_{max} = 0.06 \times (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40x40)} \quad A_{max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x35)} \quad A_{max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

II.2. Les armatures transversales

-Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$S_t \leq \text{Min} (10\Phi_1^{\text{min}} ; 15\text{cm}) \rightarrow$ en zone nodale

$S'_t \leq 15\Phi_1 \rightarrow$ en zone courante

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

$\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

$\rightarrow S'_t = 15 \text{ cm}$

-La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.3\%$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

II.3. Calcul du ferraillage

- Etape de calcul en flexion composée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifié en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow$ Moment fictif

- Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

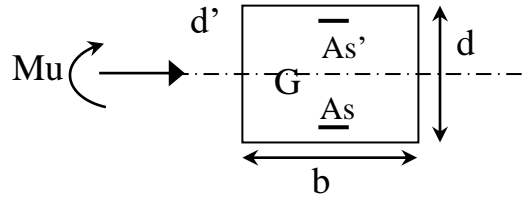
Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculé A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



- Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant

Tableau VII. 1: Ferraillage des poteaux sous M2 : (sens longitudinal des poteaux)

Zones	Niveau x	Section s	Comb.	N (KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2-c)	Obs	A's (cm2)	As(cm2)
Zone I	S-S,RDC	45X45	Nmax-Mcor	1077.51	8.134	0.0075	0.2	SEC	0	0
			Nmin-Mcor	1714.22	2.709	0.0015	0.2	SEC	0	0
			Ncor-Mmax	1053.81	51.059	0.048	0.2	SEC	0	0
Zone II	1	40X40	Nmax-Mcor	456.08	5.303	0.00116	0.175	SEC	0	0
			Nmin-Mcor	1161.36	22.172	0.0190	0.175	SEC	0	0
			Ncor-Mmax	644.72	45.449	0.07	0.175	SEC	0	0
Zone III	2,3,4,5,6,7	35X35	Nmax-Mcor	275.55	3.648	0.013	0.15	SEC	0	0
			Nmin-Mcor	985.78	15.758	0.015	0.15	SEC	0	0
			Ncor-Mmax	96.27	56.455	0.57	0.15	SPC	4	0

Tableau VII. 2: Ferraillage des poteaux sous M3 : (sens Transversal des poteaux)

Zones	Niveaux	Sections	Comb.	N (KN)	M(KN.m)	e(m)	(h/2-c)	Obs	A's (cm2)	As(cm2)
Zone I	S-S ,RDC	45X45	Nmax-Mcor	1077.51	0.924	0.00085	0.2	SEC	0	0
			Nmin-Mcor	1714.22	37.874	0.022	0.2	SEC	0	0
			Ncor-Mmax	498.5	39.276	0.078	0.2	SEC	0	0
Zone II	1	40X40	Nmax-Mcor	456.08	2.979	0.0036	0.175	SEC	0	0
			Nmin-Mcor	1161.36	4.055	0.051	0.175	SEC	0	0
			Ncor-Mmax	498.5	39.276	0.078	0.175	SEC	0	0
Zone III	2,3,4,5,6,7	35X35	Nmax-Mcor	275.55	2.291	0.0083	0.15	SEC	0	0
			Nmin-Mcor	985.78	3.923	0.0039	0.15	SEC	0	0
			Ncor-Mmax	68.84	54.862	0.796	0.15	SPC	4	0

Tableau VII. 3: Section adopté pour les poteaux des trois zones

Zones	Niveaux	Sections	Amin(cm2)	Choix	S.adop(cm2)
Zone I	S-S,RDC	45X45	16.2	4HA20+4HA16	24.13
Zone II	1	40X40	12.8	4HA16+4HA14	14.20
Zone III	2 ,3,4,5,6,7	35X35	9.8	4HA14+4HA12	10.68

III. Les vérifications à l'ELU

A) Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée.

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile (d = h- c)

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\lambda_g \leq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.040$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Ou :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0$$

L_0 : La hauteur libre du poteau.

Tableau VII. 4: Vérification au cisaillement

Niveau	Vu (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_{ba} (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
S-S,RDC	32.28	45	42.5	6.35	0.075	0.0168	1.875	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	36.62	40	37.5	7.14	0.075	0.0244	1.875	Condition vérifiée
2 .3.4.5.6.7 étages	46.24	35	32.5	6.12	0.075	0.0406	1.875	Condition vérifiée

• Longueur d'ancrage

$$L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_{su}}; \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}; f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{HA20 : } L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_{su}} = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2,835} = 70.54 \text{ cm.}$$

$$\text{HA16 : } L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.43 \text{ cm.}$$

$$\text{HA14 : } L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ cm.}$$

$$\text{HA12 : } L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

a) Leur diamètre doit être tel que : **(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99)** :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Longueurs de recouvrement : **(B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

d) Vérification de la quantité d'armatures

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.45} = 6.35$$

En zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 . b . S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{\min} = 0.003 . b . S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 2.025 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant des HA10 ou bien diminuer l'écartement des cadres, on a opté pour la deuxième solution.

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

• Vérification à l'E L S

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

-Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifiée, en flexion composée et à l'ELS

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

Vérification des contraintes

- La section homogène est

$$S = b \cdot h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l' ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} \phi \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \text{ avec } I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats seront donnés par le tableau suivant

Tableau VII. 5: vérification de la contrainte suivant le sens longitudinal

Zones	Niveaux	Section	Comb.	N	M	A _S	σ _{bc}		σ _{st}		σ _b	σ _s	Obs
							sup	inf	sup	inf			
Zone I	S-S,RDC	45X45	Nmax-Mcor	252.48	1.054	24.13	0.96	0.88	14.3	13.3	15	348	OK
			Nmin-Mcor	1183.81	6.595		4.54	4.07	67.7	61.5	15	348	OK
			Ncor-Mmax	766.43	36.372		4.08	1.5	58.6	25.1	15	348	OK
Zone II	1	40X40	Nmax-Mcor	185.84	0.555	14.20	0.95	0.88	14.2	13.3	15	348	OK
			Nmin-Mcor	846.01	15.894		5.12	3.23	74.7	50.6	15	348	OK
			Ncor-Mmax	648.6	28.712		4.91	1.49	69.8	26.4	15	348	OK
Zone III	2.3.4.5.6.7	35X35	Nmax-Mcor	1.09	0.163	10.68	0.02	0	0.3	0	15	348	OK
			Nmin-Mcor	718.16	11.459		5.74	3.56	82.8	56.2	15	348	OK
			Ncor-Mmax	81.44	33.546		4.36	0	49.7	0	15	348	OK

Tableau VII. 6: vérification de la contrainte suivant le sens transversal

Zones	Niveaux	Section	Comb.	N	M	A _S	σ _{bc}		σ _{st}		σ _b	σ _s	Obs
							sup	inf	sup	inf			
Zone I	S-S,RDC	45X45	Nmax-Mcor	252.48	4.245	24.13	1.08	0.76	18.8	11.7	15	348	OK
			Nmin-Mcor	1183.81	0.763		4.36	4.25	65.3	63.9	15	348	OK
			Ncor-Mmax	865.67	22.509		4	2.3	58.1	36.2	15	348	OK
Zone II	1	40X40	Nmax-Mcor	185.84	5.25	14.20	1.24	0.6	17.7	9.68	15	348	OK
			Nmin-Mcor	846.01	2.963		4.38	3.93	65.2	60	15	348	OK
			Ncor-Mmax	728.24	17.597		4.68	2.52	67.3	40.2	15	348	OK
Zone III	2.3.4.5.6.7	35X35	Nmax-Mcor	1.09	1.58	10.68	0.19	0	2.03	0	15	348	OK
			Nmin-Mcor	718.16	2.865		4.95	4.35	73.3	66	15	348	OK
			Ncor-Mmax	88.12	17.537		2.46	0	30.2	0	15	348	OK

• **Conclusion**

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99-V 2003**) en zone II.

• **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \times \left[\frac{es - 0,455 \times d}{es - 0,185 \times d} \right]$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivant

Tableau VII. 7: Vérification de la condition de non fragilité dans M3 sens transversal

Section (cm ²)	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	Amin (cm ²)	Adoptée (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	Nmax-Mcor	252.48	1.054	0.0041	5,681	24.13	OK
	Nmin-Mcor	1183.81	6.595	0.0055	5,682		OK
	Ncor-Mmax	766.43	36.372	0.047	5,700		OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	185.84	0.555	0.0029	4,455	14.20	OK
	Nmin-Mcor	846.01	15.894	0.018	4,461		OK
	Ncor-Mmax	648.6	28.712	0.044	4,471		OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	1.09	0.163	0.14	3,425	10.68	OK
	Nmin-Mcor	718.16	11.459	0.015	3,383		OK
	Ncor-Mmax	81.44	33.546	0.411	3,525		OK

Tableau VII. 8: Vérification de la condition de non fragilité dans M2 sens longitudinal

Section (cm ²)	Combinaison	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	Amin (cm ²)	Adoptée (cm ²)	OBS
Zone I (45x45)	Nmax-Mcor	252.48	4.245	0.016	5,687	24.13	OK
	Nmin-Mcor	1183.81	0.763	0.0006 4	5,680		OK
	Ncor-Mmax	865.67	22.509	0.026	5,691		OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	185.84	5.25	0.026	4,465	14.20	OK
	Nmin-Mcor	846.01	2.963	0.0035	4,456		OK
	Ncor-Mmax	728.24	17.597	0.024	4,464		OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	1.09	1.58	1.44	1,362	10.68	OK
	Nmin-Mcor	718.16	2.865	0.0039	3,379		OK
	Ncor-Mmax	88.12	17.537	0.199	3,447		OK

CHAPITRE VIII
Ferraillage des voiles

I. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la on ferraille nos voiles par zones :

- Zone I : S-SOL, RDC
- Zone II : 1^{er} étage
- Zone III : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage

• Combinaison d'action

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA révisé 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

II. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

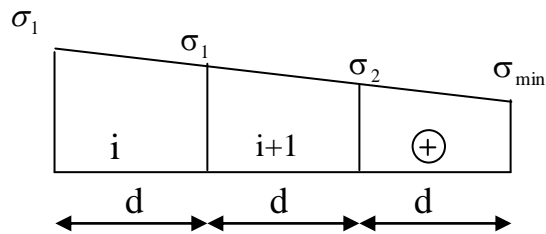
• Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

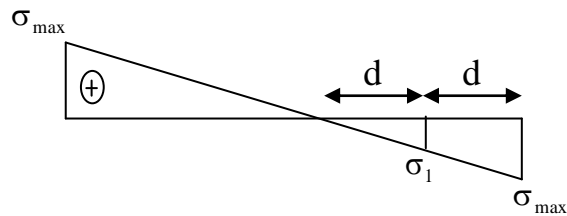
e : épaisseur du voile.



• Section partiellement comprimée

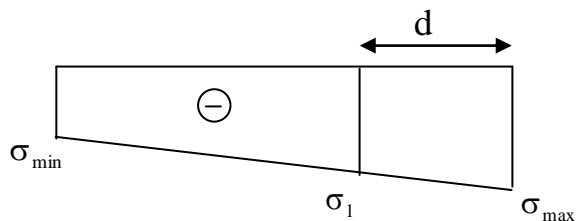
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



III. Armatures verticales

• Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

- **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

- **Section entièrement tendue**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400MPa.

IV. Armatures minimales

- **Pour une Section entièrement comprimée**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

V. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ **Globalement dans la section du voile**

$A_h \geq 0.10\% B$ **En zone courante**

B : Section du béton

A_V : **Section d'armature verticale.**

V.1. 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 RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.2. Armatures de coutures

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

• **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

-40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

-20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

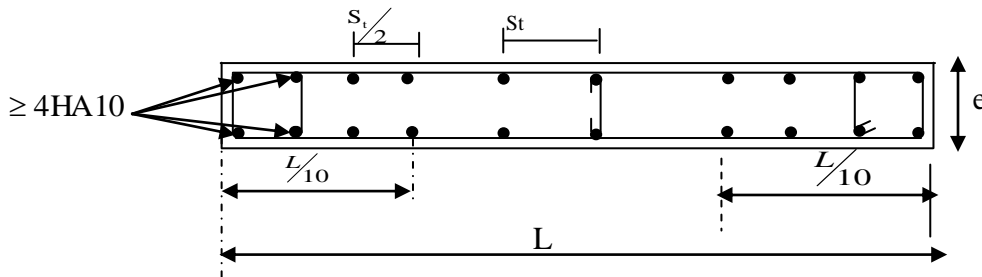


Figure VIII. 1: Disposition des armatures verticales

VI. Vérification

VI.1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_u \text{ calculer}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

-D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL1=3.2m** sur la zones (I), **SPC** :

$$L = 3.2 \text{m.}$$

$$e = 0,25 \text{m.}$$

$$\sigma_{\max} = 4769.9 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = - 7912 \text{ KN/m}^2.$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = 1.2 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2 \text{m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) d \leq 0.8 \text{m}$$

$$d = \min \left(\frac{L_t}{2}; d \right) = 0.8 \text{m}$$

$$\text{On prend } d = \frac{2}{3} L_c = 0.8 \text{ m.}$$

-1^{ere} bande

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} \times (L_t - d)}{L_t} = 2852.817 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d.e = 764.55 \text{ KN}$$

-Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{10}} = 19.11 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\% B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.25 \times 0.8 \times 2.1 \times 10^4}{400}; 0.0015 \times 0.25 \times 3.2 \times 10^4\right) = 12 \text{ cm}^2$$

- 2^{ième} bande

$$d' = L_t - d = 1.2 \text{ m.}$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) d'.e = 425.79 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_2}{\sigma_{10}} = 10.64 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.2\% B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.25 \times 0.8 \times 2.1 \times 10^4}{400}; 0.002 \times 0.25 \times 3.2 \times 10^4\right) = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1x \left(\frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1x \frac{1.4xv}{f_e} \right).$$

$$A_{vj} = 50.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } v = 1322.48 \text{ kn}$$

• **Détermination de la section d'armature verticale totale par bande**

$$\mathbf{1^{ere} bande: } A_{vt1} = A_{v1+} + A_{vj}/4 = 31.84 \text{ cm}^2/\text{nappe}, \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{2^{ieme} bande: } A_{vt2} = A_{v2+} + A_{vj}/4 = 23.37 \text{ cm}^2/\text{nappe}, \quad S_t = 15 \text{ cm,}$$

• **Choix des armatures**

$$A_{vt1} = 2 \times 8 \text{ HA16} = 32.16$$

• **Armatures horizontales**

$$A_h = A_{vt1}/4 = 8.04 \text{ cm}^2.$$

- **Section minimale**

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% \cdot B = 0.0015 \times 3.2 \times 0.25 \times 10000 = 12 \text{ cm}^2$

Soit 8HA14/nappe/ml = 12.32 cm²/ ml/nappe avec : St = 25cm.

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

RPA99 révisé 2003

$$\tau_b = \frac{1.4xV}{ex0.9xd} = \frac{1.4x1322.48}{0.25x0.9x3.2} x10^{-3} = 2.57 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_b} = 0.2x f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 2.57 \text{ MPA} \pi \overline{\tau_b} = 5 \Rightarrow CV$$

BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{ex0.9xd} = \frac{1322.48}{0.25x0.9x3.2} x10^{-3} = 1.83 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.83 \text{ MPA} \pi \overline{\tau_u} + 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow CV$$

- **Vérification à l'ELS**

Il faut vérifier que : $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15x A_v} = \frac{3087.63x10^3}{0.8x10^6 + 15x32.16x10^2} = 3.32 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6x f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 3.32 \text{ MPA} \pi \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow CV$$

NB : les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

VIII. Ferrailage

VIII.1. Ferrailage du voile longitudinal VL1=3.2m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	3,20	3,20	3,20
	e (m)	0,25	0,20	0,20
	B (m ²)	0,8	0,64	0,64
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	1322,480	1062,710	993,270
	N _{ser} (kN)	3087,63	2498,14	2263,80
	Vu (kN)	1851,472	1487,794	1390,578
	σ_{\max} (kN/m ²)	4769,900	2582,800	4993,690
	σ_{\min} (kN/m ²)	7912,000	5184,920	5302,540
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	1,20	1,06	1,55
	L _t	2,00	2,14	1,65
	d	0,80	0,71	1,03
	d _{adopté}	0,80	0,71	0,82
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,19	1,43	0,82
	σ_1	2852,817	1725,075	2496,845
	N ₁	764,55	305,58	617,22
N ₂	425,79	246,11	205,74	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	19,11	7,64	15,43
	A _{v2} /bande (cm ²)	10,64	6,15	5,14
	A _{vj} (cm ²)	50,92	40,91	38,24
	A' _{v1} /bande/nappe	31,84	17,87	24,99
	A' _{v2} /bande/nappe	23,37	16,38	14,70
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	16,00	7,45	10,86

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		32,16	18,12	15,386
	A'v2 adopté (cm ²)		28,15	15,386	13,345
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*8HA16	2*8HA12	2*5HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*7HA14	2*8HA12	5HA14+5HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8,04	9,60	9,60
	AH adopté (cm ²)		9,24	8,635	8,635
	choix de la section		6HA14	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		18	18	18
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	2,570	2,583	2,414
	$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$	τ_u	1,830	1,845	1,724
	$\bar{\sigma}_b = 15MPa$	σ_b	3,320	3,744	3,414

VIII.2. Ferraillage du voile longitudinal VL1=3.8m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	3,80	3,80	3,80
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,76	0,76	0,76

	He	4,080	3,060	3,060	
	h	3,73	2,71	2,71	
Sollicitation de calcul	T(kN)	1629,500	1394,850	1317,910	
	N _{ser} (kN)	3750,39	2982,10	2711,68	
	Vu (kN)	2281,300	1952,790	1845,074	
	σ _{max} (kN/m ²)	4552,930	2314,860	1680,740	
	σ _{min} (kN/m ²)	7826,610	4932,230	4073,030	
	σs (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	L _c	1,40	1,21	1,11	
	L _t	2,40	2,59	2,69	
	d	0,93	0,81	0,74	
	d _{adopté}	0,93	0,81	0,74	
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,47	1,78	1,95	
	σ ₁	2787,230	1590,566	1218,367	
	N ₁	683,89	316,03	214,54	
	N ₂	409,93	282,65	237,58	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	17,10	7,90	5,36	
	A _{v2} /bande (cm ²)	10,25	7,07	5,94	
	A _{vj} (cm ²)	62,74	53,70	50,74	
	A'v1/bande/nappe	32,78	21,33	18,05	
	A'v2/bande/nappe	25,93	20,49	18,62	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	9,78	8,50	7,77	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	28,1344	21,5404	21,5404	
	A'v2 adopté (cm ²)	28,1344	21,5404	15,8256	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	7*2HA16	7*2HA14	7*2HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	7*2HA16	7*2HA14	7*2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	15	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	11,40	11,40	11,40	
	AH adopté (cm ²)	14,6952	13,5648	13,5648	
	choix de la section	13HA12	12HA12	12HA12	

Armatures transversales	Espacement s_t (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	3,335	2,855	2,697
	$\overline{\tau}_U = 2.5MPa$	τ_u	2,382	2,039	1,927
	$\overline{\sigma}_b = 15MPa$	σ_b	4,675	3,764	3,422

VIII.3.Ferrailage du voile transversale VT1=4.6m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	4,60	4,60	4,60
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)	1,15	1,15	1,15
	He	4,080	3,060	3,060
Solicitation de calcul	h	3,78	2,76	2,76
	T(kN)	2499,800	2184,640	2046,240
	N _{ser} (kN)	7473,30	6075,72	5495,28
	Vu (kN)	3499,720	3058,496	2864,736
	σ_{max} (kN/m ²)	5040,900	3232,320	2840,920
	σ_{min} (kN/m ²)	7597,550	4945,080	4433,890
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	L _c	1,83	1,82	1,80
	L _t	2,77	2,78	2,80
	d	1,22	1,21	1,20
	d _{adopté}	1,22	1,21	1,20
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,54	1,57	1,61
	σ_1	2811,175	1823,796	1627,414
N ₁	1200,54	766,11	668,90	
N ₂	541,90	357,82	326,71	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	30,01	19,15	16,72
	A _{v2} /bande (cm ²)	13,55	8,95	8,17
	A _{vj} (cm ²)	96,24	84,11	78,78
	A'v1/bande/nappe	54,07	40,18	36,42
	A'v2/bande/nappe	37,61	29,97	27,86

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande}/\text{nappe (cm}^2)$		16,05	15,91	15,72
	$A'v1$ adopté (cm ²)		16,0768	12,3088	9,0432
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm ²)		16,0768	16,0768	9,0432
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4*2HA16	4*2HA14	2*4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4*2HA16	4*2HA16	2*4HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		17,25	17,25	17,25
	AH adopté (cm ²)		24,1152	18,4632	13,5648
	choix de la section		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vésication des constructions	$\overline{\tau}_b = 5MPA$	τ_b	3,381	2,955	2,768
	$\overline{\tau}_U = 2.5MPA$	τ_u	2,415	2,111	1,977
	$\overline{\sigma}_b = 15MPA$	σ_b	6,365	5,175	4,723

- Conclusion

Après avoir ferrailé les poutres, les poteaux et les voiles, le chapitre suivant consiste à étudier l'infrastructure.

CHAPITRE IX
Etude de l'infrastructure

I. Introduction

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

II. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

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)

Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2 bars.

II.1. Fondation

a) Semelle isolée

Vue que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens, l'option des semelles isolés est a écartée.

b) Semelles filantes

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

VOILE	Ns	L (m)	B (m)	S=L.B	S totale (m ²)
2 VL1	3087.63	3.2	4.82	15.42	30.84
2VL2	3750.39	3.8	4.93	18.73	37.46
4VT1	7473.3	4.6	8.12	37.35	149.4
					$\Sigma=217.7$

La surface des semelles filantes sous voiles est

$$S = 217.7 \text{ m}^2$$

2) Dimensionnement des 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.

Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination de coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle

$$\frac{l}{6} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

-Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

-Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

-Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux effort tranchants et moments fléchissant.

-Calcul la semelle dans le sens transversal.

- Exemple de calcul

poteaux	$N_i(G+Q)$	moment	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$
1	1238.977	1.467	7.6	9416.225
2	1245.479	1.199	3	3736.437
3	1139.775	0.828	0	0
4	1246.738	1.201	-3	-3740.214
5	1237.444	1.467	-7.6	-9404.574
somme	6108.413	6.162	/	7.874

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 6108.413 \text{ KN}$$

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s e_i) + \sum M_i}{R}$$

$$e = 0.002$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0.002 \pi \frac{L}{6} = \frac{15.2}{6} = 2.5m$$

- Répartition trapézoïdale

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{6108.413}{15.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.002}{15.2}\right) = 402.02 \text{ KN/m}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{402.02}{200} = 2.01m \Rightarrow B = 2.05m$$

$$S = B \times L = 2.05 \times 15.2 = 31.16 \text{ m}^2$$

- Remarque

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \cdot n = 31.16 \times 4 = 124.64 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_p + S_v = 124.64 + 217.7 = 342.34 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 29.58 \times 15.50 = 458.49 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{342.34}{458.49} = 0.74m$$

La surface totale des semelles représente 74 % de la surface du bâtiment.

• Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise pour les deux surfaces, on adopte choix d'un radier général.

c) Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

1) Pré dimensionnement du radier

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles ou poteaux successifs.

$$L_{max} = 460\text{cm} \longrightarrow 57.5\text{cm} \leq h \leq 92.0\text{cm}$$

On opte pour : $h = 80\text{cm}$

b) Sous poteaux

b-1)-La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : est la plus grande distance entre deux files successives avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm}$$

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

Donc on opte pour une hauteur de dalle $h_d = 30\text{cm}$

b-2) Épaisseur de la dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$9.2\text{cm} \leq h_t \leq 11.5\text{cm} \quad \text{soit } h_t = 10\text{cm}$$

c) La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46\text{cm}$$

c.1) Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.60}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86} \times 10^2} = 90.4\text{cm}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_n = 100 \text{ cm}$

La largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

$$b_n = 50\text{cm}$$

• Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{nervure}} = 100 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$$

• Surface minimale de radier

Pour la détermination de la surface il faut vérifier la condition suivante :

- Calcul des charges nécessaires au radier :

Poids de la structure

Pour le calcul des charges de la superstructure on fait la somme des masses des planchers

La charge permanente: $G = 30019.96\text{KN}$

La surcharge d'exploitation: $Q = 6827.17\text{ KN}$

- **Condition d'action**

ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = 50767.701\text{KN}$

ELS: $N_s = G + Q = 36847.13\text{ KN}$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{50767.701}{1.33 \times 200} = 190.85\text{m}^2$$

$$\text{E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{36847.13}{200} = 184.23\text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 458.49\text{ m}^2 > \text{Max} (S_1 ; S_2) = 190.85\text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq \left(\frac{h}{2} ; 30\text{ cm} \right)$

\Rightarrow On prend $L_d = 50\text{ cm}$

$$S_{\text{débord}} = [(15.50 + 2 * 0.5) * (29.58 + 2 * 0.5)] - [29.58 * 15.50]$$

$$S_{\text{débord}} = 46.08\text{m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 458.49 + 46.08 = 504.57\text{m}^2$$

- **Détermination des efforts à la base de radier**

Poids totale de radier

$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$

Poids de la dalle

$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = 504.57 \times 0.3 \times 25 = 3784.275\text{KN}$$

Poids de la nervure

$P_{\text{nervure}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \Sigma(L_x \cdot n + L_y \cdot m)$

$$P_{\text{nervure}} = 0.5 \times (1 - 0.3) \times 25 \times \Sigma(29.58 \times 8 + 15.50 \times 5) = 2748.98\text{ KN}$$

Poids de TVO

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) (h_n - h_d) \rho_{\text{TVO}}$

$S_{\text{nervure}} = h_n \Sigma(L_x \cdot n + L_y \cdot m)$

$$S_{\text{nervure}} = 1 \times \Sigma(29.58 \times 8 + 15.50 \times 5) = 314.14\text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (504.57 - 314.14) \times (1 - 0.3) \times 17 = 2266.117\text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = S_{radier} \cdot e_{pdf} \cdot \rho b$$

$$P_{df} = 504.57 \times 0.1 \times 25 = 1261.425 \text{ KN}$$

Poids totale de l'ouvrage

$$G_{totale} = G_{radier} + G_{batiment}$$

$$G_{totale} = [1261.425 + 2266.117 + 2748.98 + 3784.275] + 30019.96$$

$$G_{totale} = 40080.757 \text{ KN}$$

$$Q_{totale} = Q_{radier} + Q_{batiment}$$

$$Q_{totale} = 3.5 \times 504.57 + 6827.17$$

$$Q_{totale} = 8593.165 \text{ KN}$$

• Combinaisons d'action

$$L'ELU : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 40080.757 + 1.5 \times 8593.165$$

$$N_u = 66998.769 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_S = G + Q = 40080.757 + 8593.165$$

$$N_S = 48673.922 \text{ KN}$$

III. Vérifications

III.1. Vérification de résistance au cisaillement (Art : A.5.2.2 du BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

b : bande de largeur 1m.

d : hauteur utile = 0,9 h_d = 0,9 × 0.3 = 0.27 m

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{S_{rad} \times 2} = \frac{66998.769 \times 1 \times 4.60}{504.57 \times 2} = 305.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{305.40 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.13 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2. Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

-Efforts normaux dus aux charges verticales.

-Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

M₀ : moment sismique à la base de la structure

T₀ : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

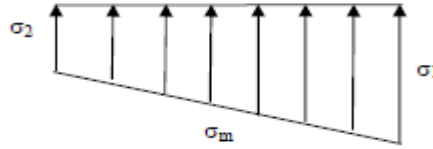


Figure IX. 1: Diagramme des contraintes du sol

On doit vérifier que :

E L U : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$

E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$ $1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

-Calcul du CDG et les moments d'inertie

Les coordonnées du centre de graviter du radier sont

$X_G = 7.75m$

$Y_G = 12.35m$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 53273.37m^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 33430.66m^4$$

III.3. La stabilité du radier consiste à la vérification des contrainte 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.

$M_j = M_j(k-0) + T_j(k-0).h$

Avec :

Mj(K-0) : Moment sismique à la base du bâtiment

Tj(K-0) : Effort tranchant à la base du bâtiment

Ixi ,Iyi : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré

h : Profondeur de l'infrastructure

1) Sens longitudinal

$$M_x = 65375.105 + 3148.55 \times 1 = 68523.655 \text{ KN.m.}$$

-ELU

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times Y_G = \frac{66998.769}{504.57} \pm \frac{68523.668}{33430.66} \times 12.35$$

$$\sigma_1 = 158.098 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 107.469 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 158.098 + 107.469}{4} = 145.440 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On à : $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$ \square $1,33\sigma_{sol} = 0,266 \text{ Mpa}$

$$\sigma_m = 145.440 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \pi \quad 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ELS

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times Y_G = \frac{48673.992}{504.57} \pm \frac{68523.668}{33430.66} \times 12.35$$

$$\sigma_1 = 121.780 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 71.152 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 121.780 + 71.152}{4} = 109.123 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 109.123 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \pi \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Sens transversal

$$M_y = 65375.105 + 2863.1 \times 1 = 68238.205 \text{ KN.m}$$

-ELU

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \times X_G = \frac{66998.769}{504.57} \pm \frac{68238.205}{53273.37} \times 7.75$$

$$\sigma_1 = 142.710 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 122.856 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 142.710 + 122.856}{4} = 137.746 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 137.746 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \pi \quad 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-ELS

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times X_G = \frac{48673.992}{504.57} \pm \frac{68523.668}{53273.37} \times 7.75$$

$$\sigma_1 = 106.434 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 86.497 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 106.434 + 86.497}{4} = 101.449 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 101.449 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \pi \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91/modifier 99)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU

h : hauteur de la nervure égale a 100 cm

a : Épaisseur du poteau ou du voile.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

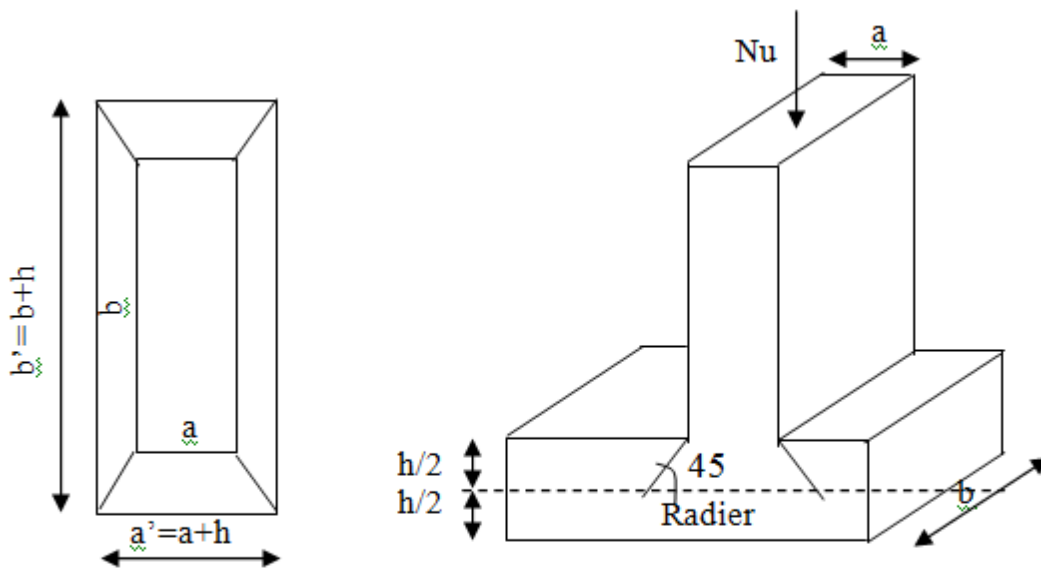


Figure IX. 2: Périmètre utile des voiles et des poteaux

III.5. Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)

- Poteaux

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) \times 2 = 5.8m$$

$$N_u = 1632.36KN \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4350KN$$

$$N_u = 1632.36KN \leq 4350 KN \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6. Vérification pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.5m$$

$$N_u = 2532.74KN \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4875KN$$

$$N_u = 2532.74 \text{KN} \leq 4875 \text{KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.7. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$P \geq P' = F_s \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$

γ_w : poids volumique de l'eau = 10KN/m^3)

Z : Profondeur de l'infrastructure $h = 1 \text{m}$

P : poids totale a la base de radie

$$P' = F_s \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 504.57 \times 10 \times 1 = 7568.55 \text{KN}$$

$$P = 38719.42 \text{KN} \phi P' = 7568.55 \text{KN} \quad \Rightarrow \text{pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

IV. Ferrailage du radier

Pour ferrailage de radier on utilise les méthodes expose dans le **BAEL 91 modifie 99** on considère la dalle de radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastre sur 4 cotées.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis soumis aux charges des dalles et de la réaction du sol.

1^{er} Cas

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x}{8} \quad \text{et} \quad M_{ey} = 0$$

2^{eme} Cas

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x q_x L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

- **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 le panneau le plus sollicité.

a. Ferrailage de la dalle

- Identification du panneau

$L_x = 3.80 \text{ m}$; $L_y = 4.60 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.60} = 0.83$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_{max}^M la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- L'E.L.U

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{\sigma_{rad}}{S_{rad}} = 145.440 - \frac{10060.797}{504.57} = 125.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- L'E.L.S

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{\sigma_{rad}}{S_{rad}} = 109.123 - \frac{10060.797}{504.57} = 89.183 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Identification des panneaux

Panneau	Lx	Ly	$\rho=L_x/L_y$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	3.80	4.60	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750

$0 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

V. Calcul des moments isostatiques

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

- l'ELU

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2 = 0.0531 \times 125.50 \times (3.80)^2 = 96.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 96.22 \times 0.649 = 62.44 \text{ KN.m}$$

• **Remarque**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis

- moment en travée : $0,75M_{0X}$ ou $0,75M_{0Y}$

- moment sur appuis : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel

- moment en travée : $0,85M_{0X}$ ou $0,85M_{0Y}$

- moment sur appui de rive : $0,3M_{0X}$ ou $0,3M_{0Y}$

- moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{OX}$ ou $0,5M_{OY}$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **Remarque**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on effectue la ventilation des moments sur appuis et en travées.

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = -0,3 M_0$$

-Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 96,22 = 81,78 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 62,44 = 53,07 \text{ kNm}$$

-Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 0,3 \times 96,44 = 28,93 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 0,3 \times 62,44 = 18,73 \text{ kNm}$$

VI. Ferrailage de panneaux

VI.1. Sens de la petite portée (X-X)

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bc}} = \frac{81,78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0790 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,0790 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{ut}^x = \frac{M_{ut}^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{81,78 \times 10^3}{0,958 \times 27 \times 348} = 9,085 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA14/ml = 9,23 cm² avec un espacement de 20 [cm]

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bc}} = \frac{28,93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0279 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,0279 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ua}^x = \frac{M_{ua}^x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28,93 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3,122 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA12/ml = 6,78 cm² avec un espacement de 20 [cm]

VI.2. Sens de la grande portée (Y-Y)

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bc}} = \frac{53,07 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0512 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ut} = \frac{M^x_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53.07 \times 10^3}{0.973 \times 27 \times 348} = 5.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA14/ml = 9.23 cm² avec un espacement de 20 [cm]

• **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M^x_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.018 \quad \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{ua} = \frac{M^x_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.73 \times 10^3}{0.991 \times 27 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA12/ml = 6.78 cm² avec un espacement de 20 [cm]

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en travées	6HA14	6HA14
Armatures en appuis	6HA12	6HA12

• **Remarque**

Les armatures en travées constituent le lit supérieur, les armatures en appuis le lit inférieur

VII. Vérification à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4. BAEL91 /modifiée 99)

- Armatures parallèles à Lx

$$W_x = \frac{A^x_{\min}}{b \times h} \geq W_{0x} \frac{3 - \rho}{2}$$

$$A^x_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } W_0 = 0,8\text{‰ pour les HA FeE400.}$$

$$A^x_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.83}{2} = 2.604 \text{ cm}^2.$$

- Armatures parallèles à Ly

$$W_y = \frac{A^y_{\min}}{b \times h} \geq W_0$$

$$A^y_{\min} = W_0 \times b \times h$$

$$A^y_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2.$$

Tableau IX. 1: Vérification de la condition de non fragilité

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	observations
x-x	Travées	9.23	2.604	cv
	Appuis	6.79		cv
y-y	Travées	9.23	2.4	cv
	Appuis	6.79		cv

2. Espacement des barres. (Art A 8, 2,42. BAEL91 /modifie 99)

Sens x-x $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

Sens y-y $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40\text{cm}$

$St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

3. Vérification de la contrainte de cisaillement. (Art A 5,1.1. BAEL91 /modifie 99)

Il faut vérifiée que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$P = q_{\text{um}} \cdot L_x \cdot L_y = 125.50.3.80.4.60 = 2193.74\text{KN/m}^2$$

Sens X-X

$$V_u^{\max} = V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2193.74}{3 \times 4.60} = 158.96\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{158.96 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.58\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.58\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$V_u^{\max} = V_u = \frac{p}{3 \times l_y + l_x} = \frac{2193.74}{3 \times 4.60 + 3.80} = 124.644\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{124.644 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.46\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.46\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

- A L'ELS

Evaluation des moments Mx, My

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_x \cdot L_x^2 = 0.0600 \times 89.183 \times (3.80)^2 = 77.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 77.26 \times 0.750 = 57.95 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 77.26 = 65.67 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 57.95 = 49.25 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 0,3 \times 77.26 = 23.17 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 0,3 \times 57.95 = 17.38 \text{ kNm}$$

1) Vérification état limite de compression

- Contraintes dans les aciers

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M^{MAX}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ST}} \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{ST}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.341$$

$$\rho_1 = 0.341 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 \Rightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M^{MAX}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ST}} \leq \frac{65.67 \times 10^6}{0.909 \times 270 \times 923} = 289.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 289.89 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{289.89}{39.95} = 7.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Tableau IX. 2: Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms	A _{ADOPTÉE}	ρ ₁	B ₁	K ₁	σ _s	$\overline{\sigma}_s$	σ _{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	vérification
x-x	Travées	65.67	9.23	0.341	0.909	39.95	289.89	348	7.25	15	vérifier
	appuis	49.25	6.79	0.251	0.920	47.50	292.001		6.14		vérifier
y-y	Travées	23.17	9.23	0.341	0.909	39.95	102.281		2.56		vérifier
	appuis	17.38	6.79	0.251	0.920	47.50	103.045		2.16		vérifier

VIII. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

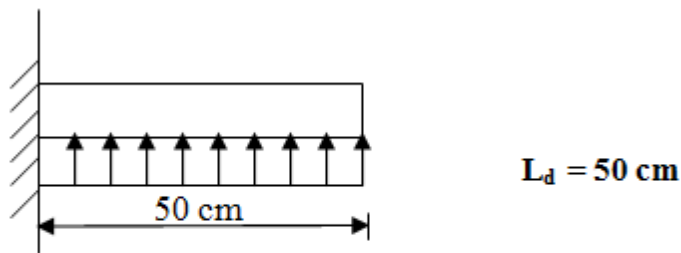


Figure IX. 3: Schéma statique du débord

Sollicitation de calcul

- l'ELU

$$P_u = q_u = 125.50 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{125.50 \times 0.5^2}{2} = -15.68 \text{ KN.m}$$

- l'ELS

$$P_s = q_s = 89.183 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-89.183 \times 0.5^2}{2} = -11.14 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.68 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.0151 \pi \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.0151 \Rightarrow \beta_U = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_U}{\beta_U \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.68 \times 10^6}{0.992 \times 270 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

St = 20 cm

- **Vérification à l'ELU**

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL 91/ modifié 99)

On doit vérifier : A adopte > Amin

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On adopte 5 HA10 = 3,93 cm²

$$A_U = 3.93 \text{ cm}^2 \phi A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

St = 25 cm

- **Vérification à l'ELS**

1) Vérification des contraintes dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 27} = 0.146$$

$$\beta_1 = 0.9375 \Rightarrow \alpha_1 = 0.1875$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.1875}{15(1 - 0.1875)} = 0.0154$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{ST}} = \frac{11.14 \times 10^6}{0.9375 \times 270 \times 393} = 111.984 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 111.984 \text{ MPa} \pi \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{ST} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{ST} \leq 0.0154 \times 111.984 = 1.724 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.724 \text{ MPa} \pi 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **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 prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX. Étude de la nervure

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

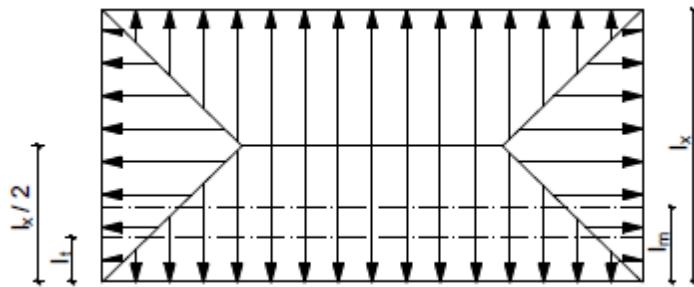


Figure IX. 4: Répartition trapézoïdale.

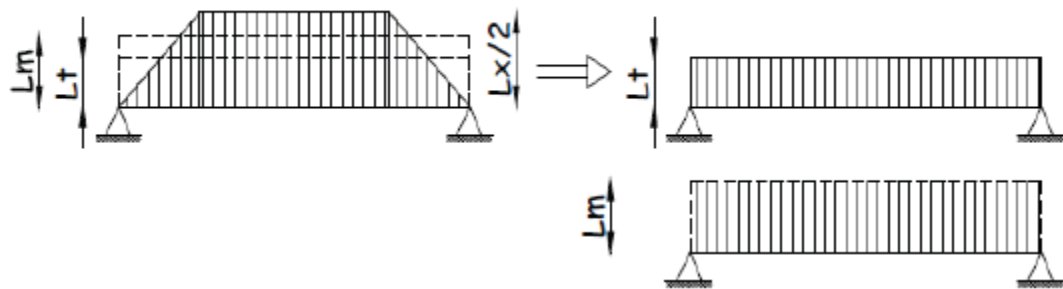


Figure IX. 5: Présentation des chargements simplifiés.

1) Cas de chargement triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

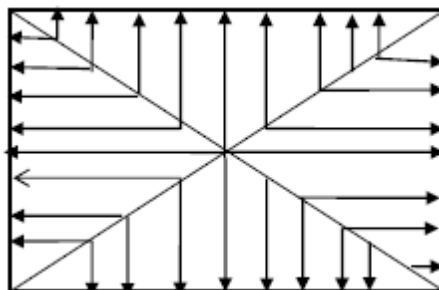


Figure IX. 6: Répartition triangulaire.

On a: $b_n = 50 \text{ cm}$

$h_n = 100 \text{ cm}$

2) Charges à considérées

Moments fléchissant

$Q_{um} = q_u \times l_m$

$Q_{sm} = q_s \times l_m$

Efforts tranchants

$Q_{ut} = q_u \times l_t$

$Q_{st} = q_s \times l_t$

3) Détermination des charges

- **ELU** : $q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{RAD}}{S_{RAD}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 145.440 - \frac{10060.857}{504.57} - \frac{2748.98}{314.14} = 116.749 \text{ KN/m}$

- **ELS** : $q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{RAD}}{S_{RAD}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 109.123 - \frac{10060.857}{504.57} - \frac{2748.98}{314.14} = 80.432 \text{ KN/m}$

- **Remarque**

Pour calculer ces poutres on va choisir la fil la plus sollicité dans les deux sens (sens X-X file B sens Y-Y file 2)

Tableau IX. 3: charge revenant de la nervure au sens longitudinal

Travée	Panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
A - B	1	3,2	4,6	0,70	Trapezoidal	1,34	1,21	116,749	80,432	156,67	288,74	107,93	198,92	141,60	246,31	97,55	169,69
	2	3,2	3	0,94	Trapezoidal	1,13	0,90	116,749	80,432	132,07		90,99		104,71		72,14	
B - C	1	3,8	4,6	0,83	Trapezoidal	1,47	1,25	116,749	80,432	171,36	347,10	118,06	239,13	146,13	298,83	100,68	205,87
	2	3,8	3	0,79	Trapezoidal	1,51	1,31	116,749	80,432	175,74		121,07		152,70		105,20	
C - D	1	2,9	4,6	0,63	Trapezoidal	1,26	1,16	116,749	80,432	146,86	263,42	101,18	181,47	135,64	225,84	93,45	155,59
	2	2,9	3	0,97	Trapezoidal	1,00	0,77	116,749	80,432	116,56		80,30		90,19		62,14	
D - E	1	4,6	4,6	1,00	Trapezoidal	1,53	1,15	116,749	80,432	179,02	409,47	123,33	282,09	134,26	345,68	92,50	238,15
	2	4,6	3	0,65	Trapezoidal	1,97	1,81	116,749	80,432	230,45		158,77		211,42		145,65	
E - F	1	2,9	4,6	0,63	Trapezoidal	1,26	1,16	116,749	80,432	146,86	263,42	101,18	181,47	135,64	225,84	93,45	155,59
	2	2,9	3	0,97	Trapezoidal	1,00	0,77	116,749	80,432	116,56		80,30		90,19		62,14	
F - G	1	3,8	4,6	0,83	Trapezoidal	1,47	1,25	116,749	80,432	171,36	347,10	118,06	239,13	146,13	298,83	100,68	205,87
	2	3,8	3	0,79	Trapezoidal	1,51	1,31	116,749	80,432	175,74		121,07		152,70		105,20	
G-H	1	3,2	4,6	0,70	Trapezoidal	1,34	1,21	116,749	80,432	156,67	288,74	107,93	198,92	141,60	246,31	97,55	169,69
	2	3,2	3	0,94	Trapezoidal	1,13	0,90	116,749	80,432	132,07		90,99		104,71		72,14	

Tableau IX. 4: charge revenant de la nervure au sens transversal

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ q _{um}	Q _{sm}	∑ q _{sm}	Q _{ut}	∑ q _{ut}	Q _{st}	∑ q _{st}
1-2	1	4,6	4,6	1,00	Trapezoidal	1,53	1,15	116,749	80,432	179,02	411,96	123,33	283,81	134,26	349,42	92,50	240,73
	2	4,6	2,9	0,63	Trapezoidal	2,00	1,84	116,749	80,432	232,95		160,49		215,16		148,23	
2-3	1	3	4,6	0,65	Trapezoidal	1,29	1,18	116,749	80,432	150,30	270,87	103,54	186,61	137,88	231,18	94,99	159,27
	2	3	2,9	0,97	Trapezoidal	1,03	0,80	116,749	80,432	120,58		83,07		93,30		64,28	
3-4	1	3	4,6	0,65	Trapezoidal	1,29	1,18	116,749	80,432	150,30	270,87	103,54	186,61	137,88	231,18	94,99	159,27
	2	3	2,9	0,97	Trapezoidal	1,03	0,80	116,749	80,432	120,58		83,07		93,30		64,28	
4-5	1	4,6	4,6	1,00	Trapezoidal	1,53	1,15	116,749	80,432	179,02	411,96	123,33	283,81	134,26	349,42	92,50	240,73
	2	4,6	2,9	0,63	Trapezoidal	2,00	1,84	116,749	80,432	232,95		160,49		215,16		148,23	

4) Détermination des sollicitations

Pour le calcul des efforts on utilise logiciel ETABS

- Sens longitudinal
- A l'ELU

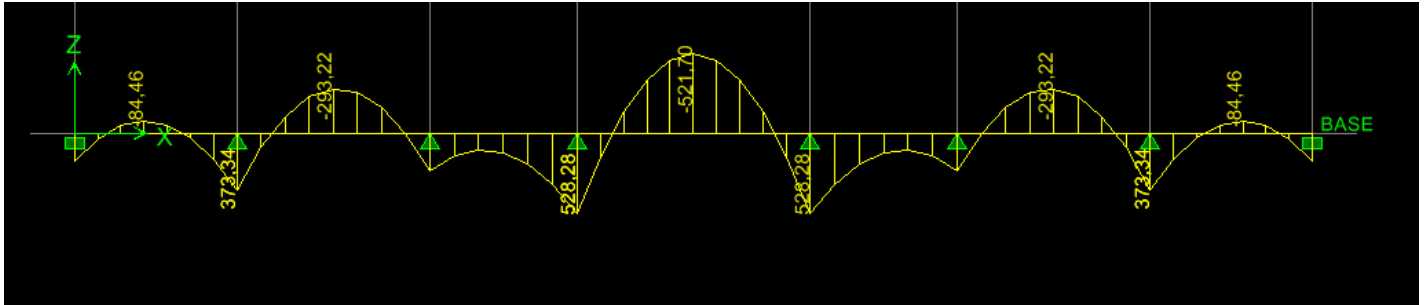


Figure IX. 7: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qum sens x-x.

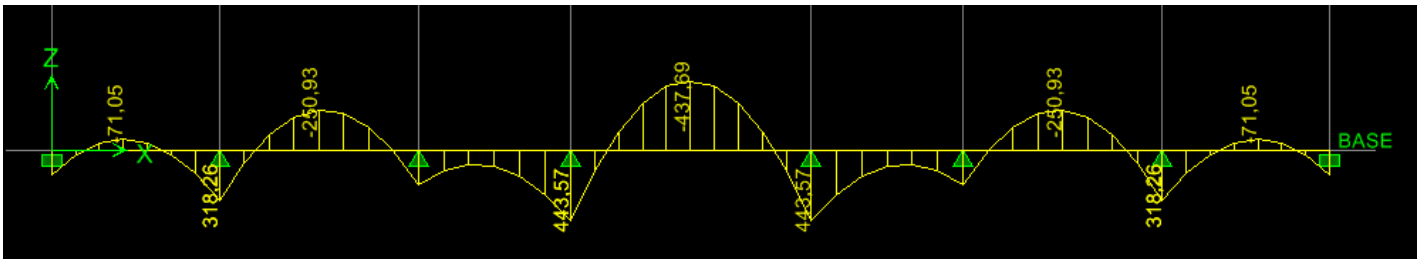


Figure IX. 8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qut sens x-x.

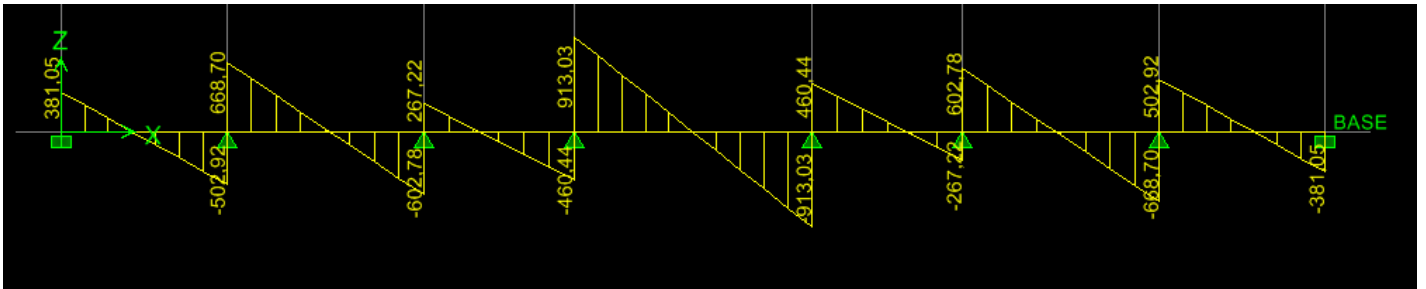


Figure IX. 10: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qum sens x-x.

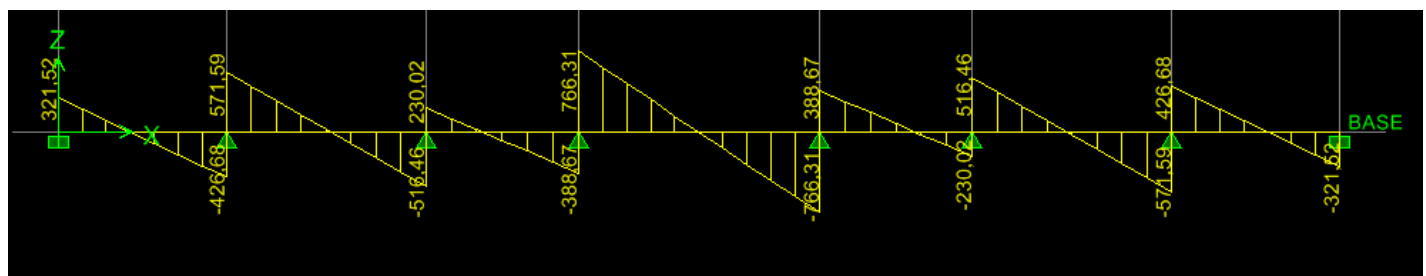


Figure IX. 9: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qut sens x-x.

- A P'ELS

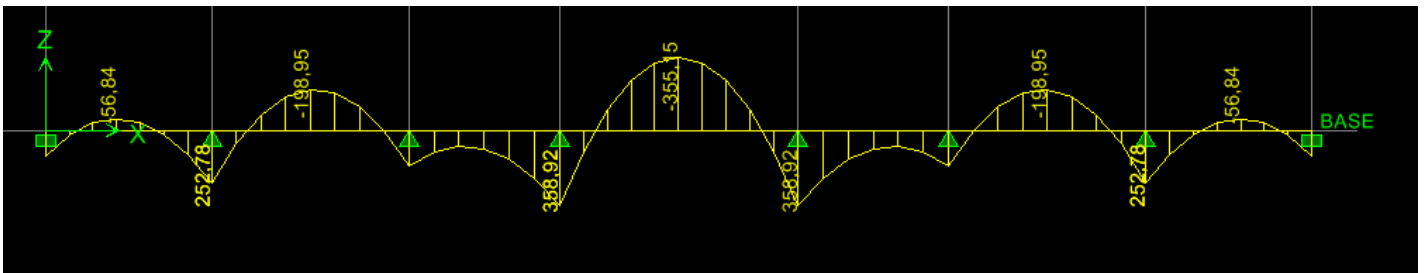


Figure IX. 14: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qsm sens x-x.

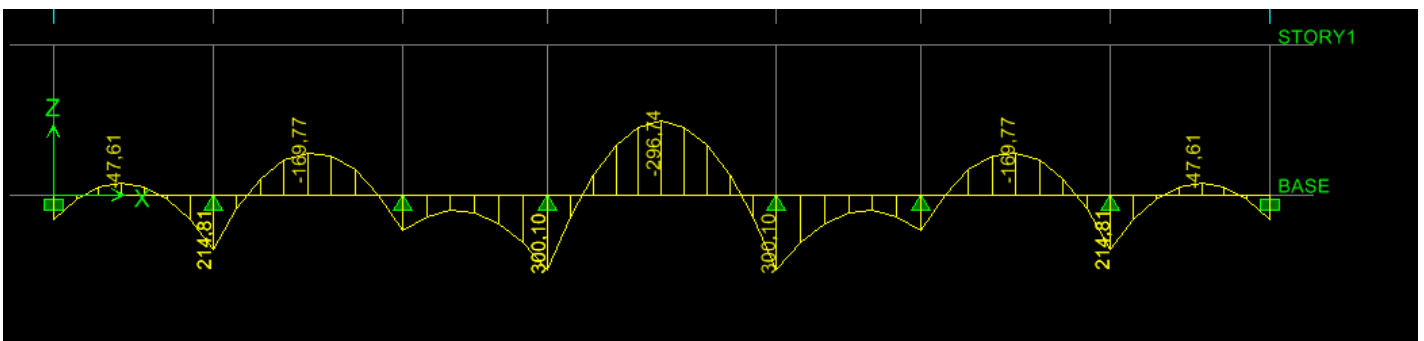


Figure IX. 13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qst sens x-x.

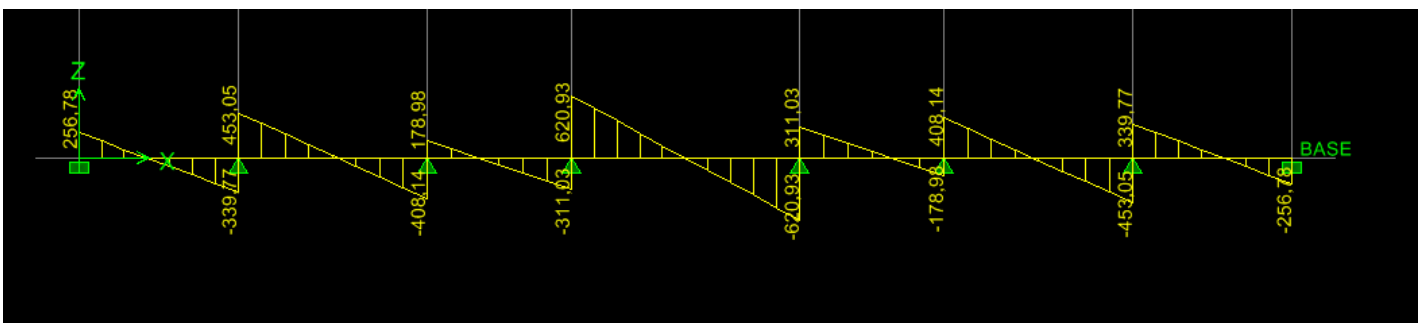


Figure IX. 12: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS au qsm sens x-x.

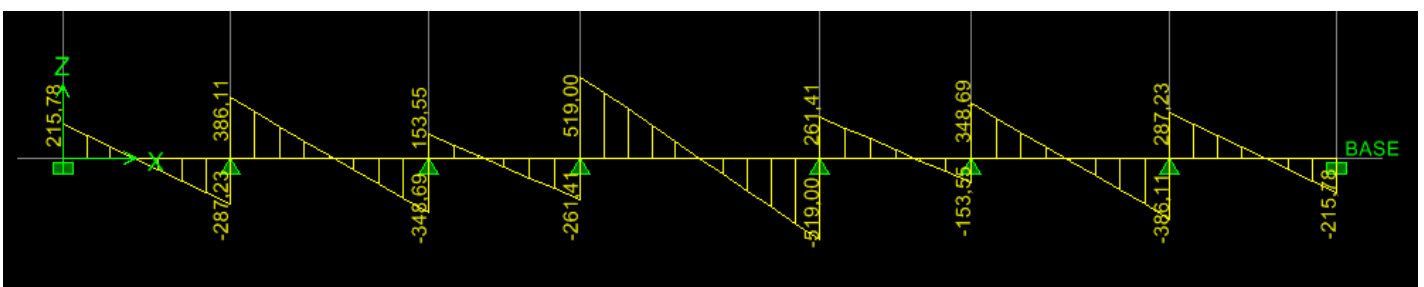


Figure IX. 11: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS au qst sens x-x.

- Sens transversal « Y-Y »

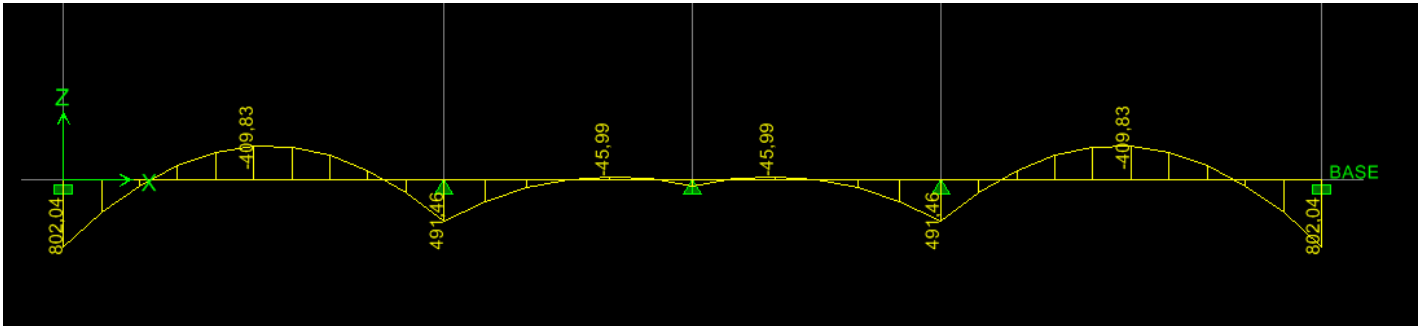


Figure IX. 15: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qum sens y-y.

- A l'ELU

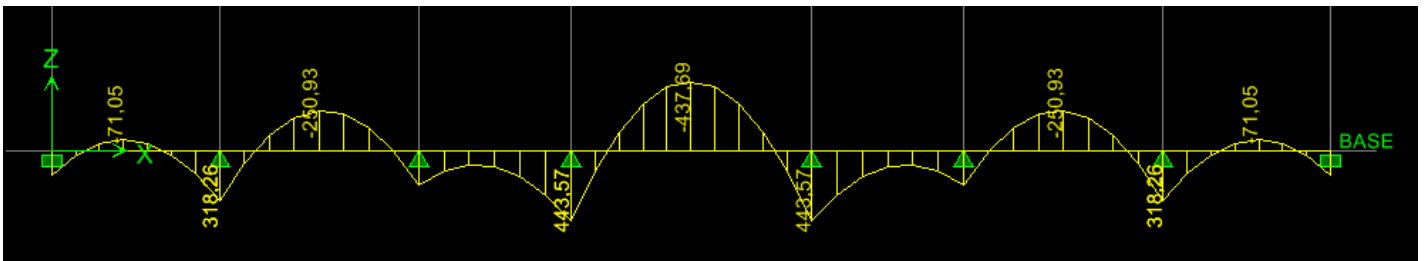


Figure IX. 18: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU au qut sens y-y.

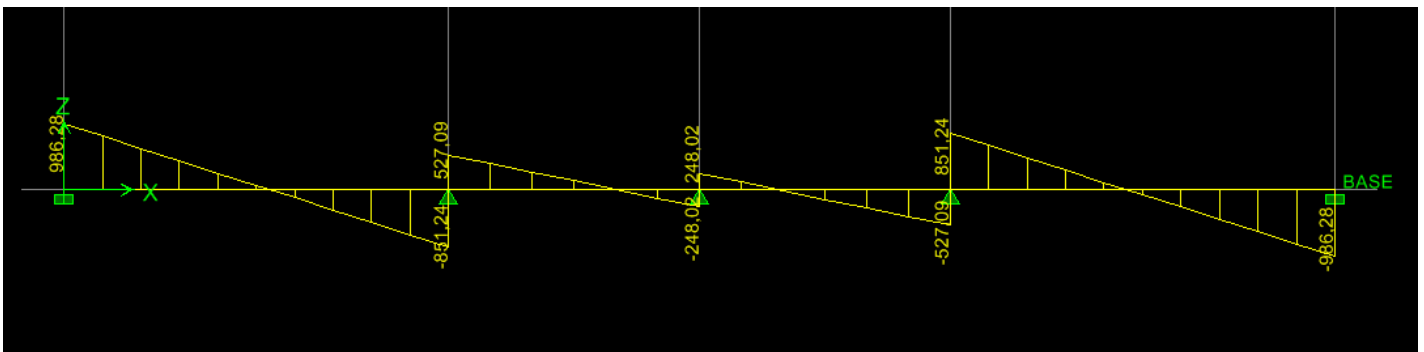


Figure IX. 17: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qum sens y-y.

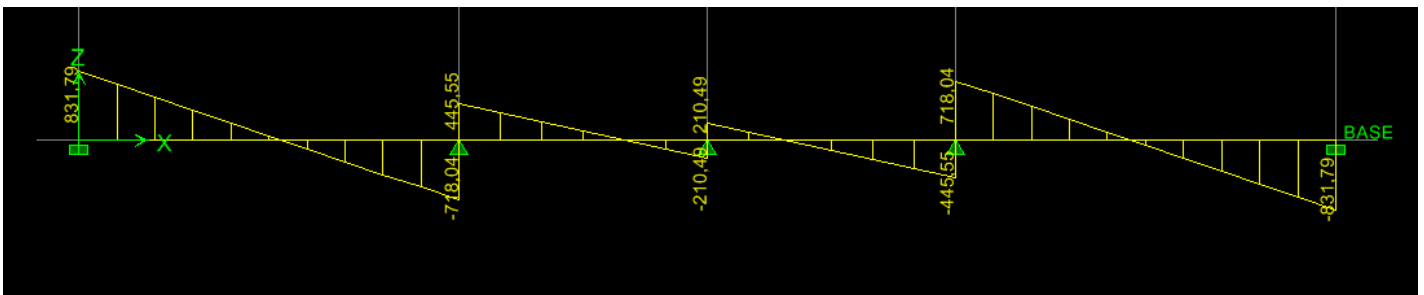


Figure IX. 16: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU au qut sens y-y.

• A l'ELS

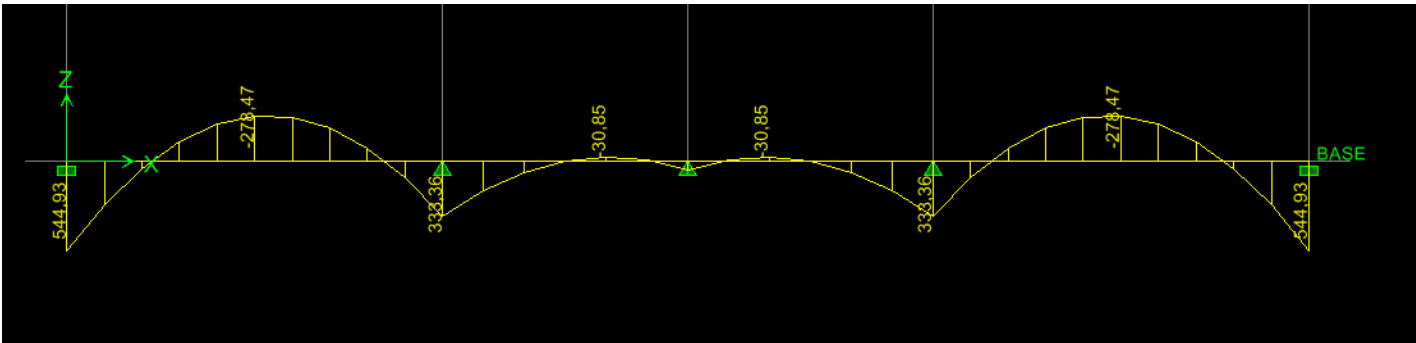


Figure IX. 19: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS au qsm sens y-y.

- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IX. 5: Les efforts internes dans les nervures.

	Sens transversal		Sens longitudinal	
	E.L.S	E.L.U	E.L.S	E.L.U
M_{max}^a (KN.m)	544.93	802.04	528.28	358.92
M_{max}^t (KN.m)	278.47	409.83	521.70	355.15
T_{max} (KN)	986.28		913.03	

• Calcul du ferrailage

1) Armatures longitudinales

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

• Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{802.04 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.125 \quad \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.125 \Rightarrow \beta_U = 0.932$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\beta_U \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{802.04 \times 10^3}{0.932 \times 95 \times 348} = 26.03 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit 5HA20+4HA20 = 28.27 cm²

• En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{409.83 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.064 \quad \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.064 \Rightarrow \beta_U = 0.967$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\beta_U \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{409.83 \times 10^3}{0.967 \times 95 \times 348} = 12.81 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit 5HA16+4HA12=14.58cm²

Tableau IX. 6: Le ferrailage adopté pour la nervure

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm2)	Aadoptée (cm2)
Xx	Appuis	358.92	0.056	0.971	SSA	11.06	14.58
	Travée	355.15	0.055	0.971	SSA	11.06	14.58
Yy	Appuis	802.04	0.125	0.932	SSA	26.03	28.27
	Travée	409.83	0.064	0.967	SSA	12.81	14.58

2) Armatures transversales : (Art A.7.2.2.BAEL91/modifie99)

• Espacement des armatures

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

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

• En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 2\right) = (25; 24)$$

St = 10 cm

• En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

St = 20 cm.

3) Armatures transversales minimales : (Art A.7.5.2.2 RPA99 modifie 2003)

$$A_{min} = 0.003 St b = 0,003 \times 10 \times 50 = 2,1 \text{ cm}^2$$

Soit At = 5 HA 8 = 2,51 cm² (2 cadres et un étrier)

4) Armature de peau : (Art 4.5.34BAEL 91 modifie 99)

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

Pour le bâtiment courant on a 1 cm² / m pour les armatures

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 = 3.08 cm²

- **Vérification à l'ELU**

- 1) **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 /BAEL91 modifie 99)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_a = 11.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

- **En travées**

$$A_a = 11.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

- 2) **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinal**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{913.03 \times 10^{-3}}{0.50 \times 095} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{986.28 \times 10^{-3}}{0.50 \times 095} = 2.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérifications à l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$a \pi \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En appuis**

$$\mu = 0.125 \rightarrow \alpha = 0.1689$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{802.04}{544.93} = 1.47$$

$$a = 0.1689 \pi \frac{1.47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.485$$

$$\alpha = 0.1689 < 0.485 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\mu = 0.064 \rightarrow \alpha = 0.0801$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{409.83}{278.47} = 1.47$$

$$a = 0.0801 \pi \frac{1.47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.485$$

$$\alpha = 0.0801 < 0.485 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Conclusion**

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

CHAPITRE X :

Etude du voile périphérique

I. Introduction

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

II. Pré dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour épaisseur de 20 cm.

a. Contrainte de sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b. Caractéristiques du sol

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

c. Calcul des sollicitations

• ELU

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 18 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 114.14 \text{ KN/m}^2$$

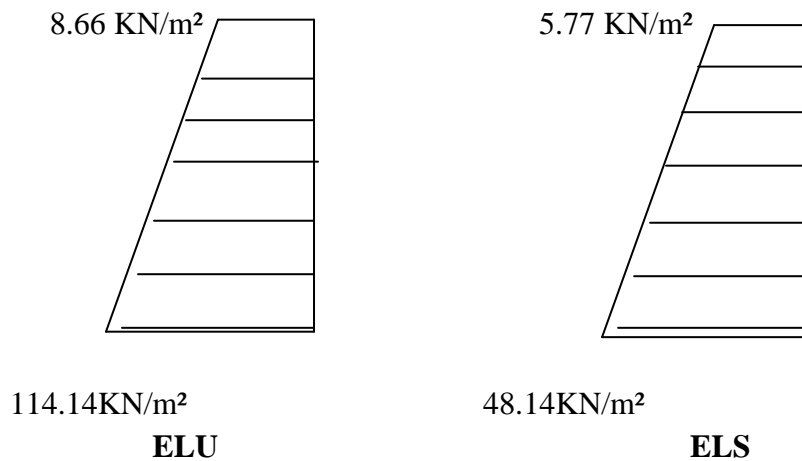
- **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 18 \times 4.08) = 48.14 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes



- **ELU**

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 114.14 + 8.66}{4} = 87.77 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48.14 + 5.77}{4} = 150.19 \text{ KN/ml}$$

III. Ferrailage du voile périphérique

a. Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

b. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

c. Identification des panneaux

$$l_x = 4.08 \text{ m}$$

$$l_y = 4.6 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.6} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

• ELU

$$\varphi = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0468 \times 87.77 \times 4.08^2 = 68.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.759 \times 68.37 = 51.89 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 68.37 = 34.18 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 68.37 = 51.27 \text{ KN. m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 51.89 = 25.94 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 51.89 = 38.91 \text{ KN. m}$$

• ELS

$$M_{0x} = 0.0539 \times 87.77 \times 4.08^2 = 87.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.832 \times 87.75 = 72.82 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 43.87 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 65.81 \text{ KN. m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 28.44 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 42.66 \text{ KN. m}$$

e. Calcul des sections d'armatures

Tableau X. 1: Ferrailage du voile périphérique

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ_u	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	st (cm)
xx	Appuis	34.18	0.083	0.392	SSA	0.956	6.04	2	3HA20 =9.42	20
	Travée	51.27	0.12	0.392	SSA	0.936	9.25	2	3HA20 =9.42	20
yy	Appuis	25.94	0.06	0.392	SSA	0.969	4.52	2	3HA20 =9.42	20
	travée	38.91	0.09	0.392	SSA	0.953	6.90	2	3HA20 =9.42	20

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

IV. Vérification à l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Tableau X. 2: Vérification des contraintes à l'ELS

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	34.18	43.87	0.77	0.109	0.135	vérifiée
	Travée	52.27	65.81	0.79	0.160	0.180	vérifiée
YY	appui	25.94	28.44	0.91	0.070	0.205	vérifiée
	travée	38.91	42.66	0.91	0.118	0.205	vérifiée

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

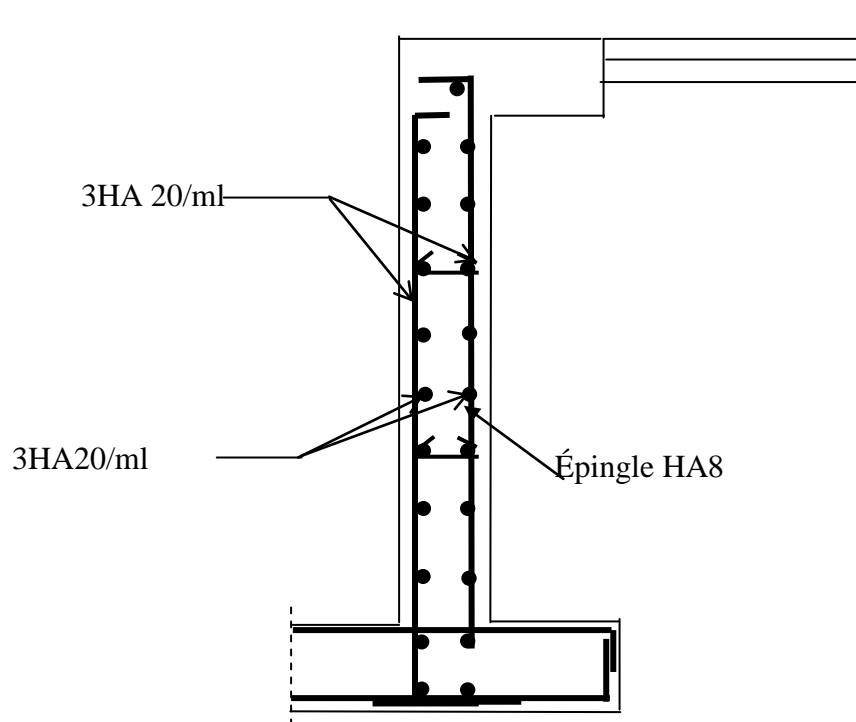
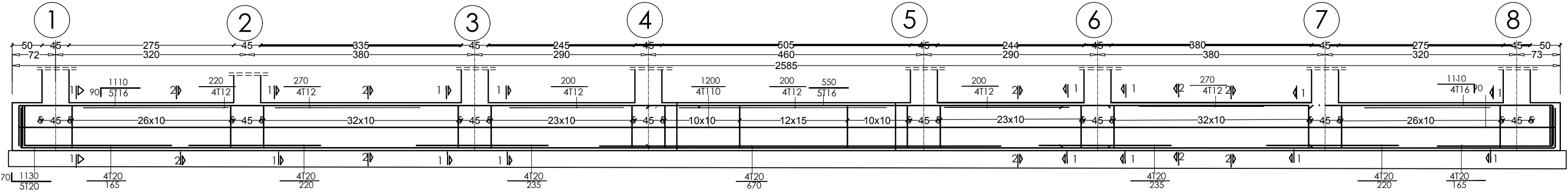


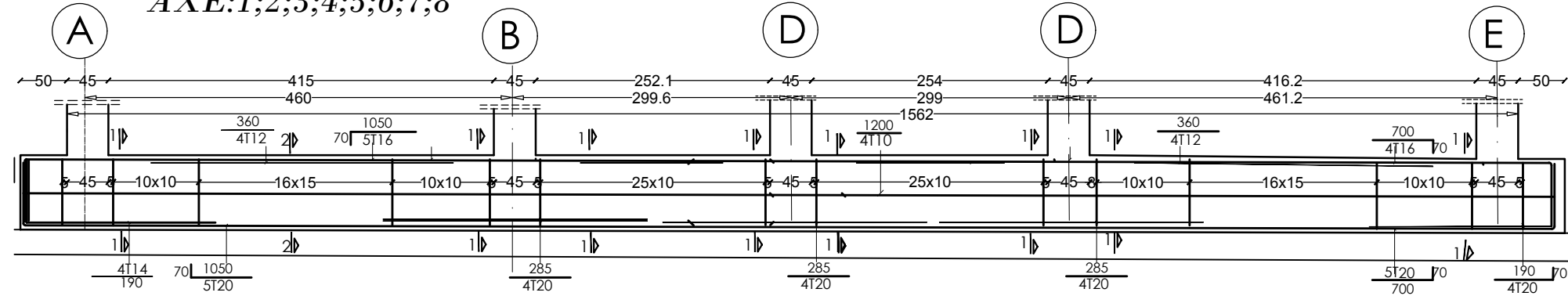
Figure X. 1: Ferrailage du voile périphérique

ferraiillage de radier

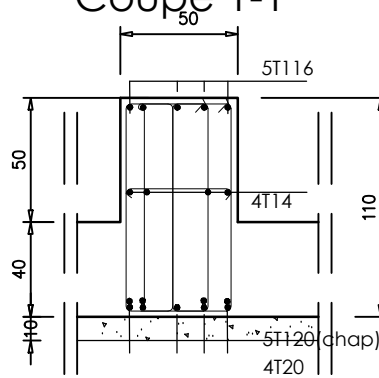
AXE: A;B;C;D;E



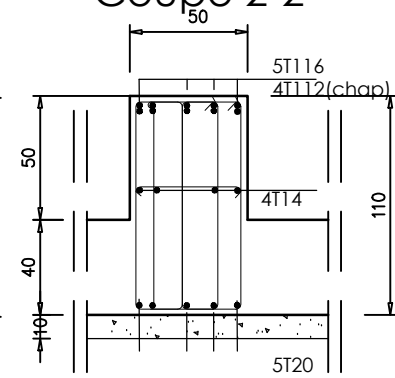
AXE: 1;2;3;4;5;6;7;8



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
Daïra de: OUACIF
Commune de: OUACIF

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier :
Genie civil

Phase :
excursions

Maitre de L'ouvrage :
UMMTO

Echelle :
1/50

Date :

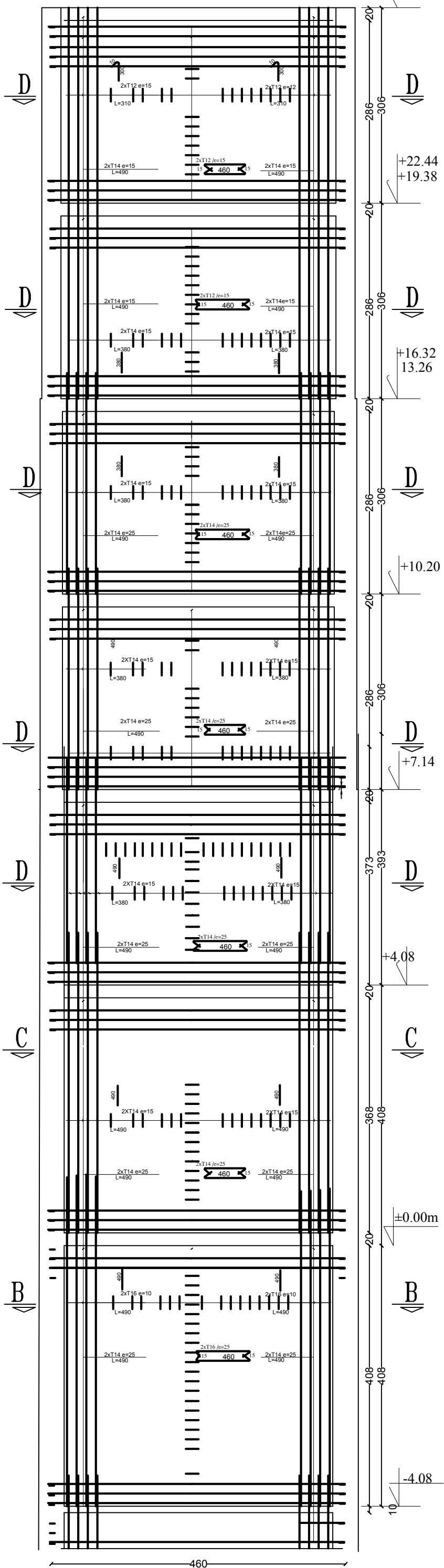
Planche N° :

Dessiné par :
BAHMENE Chafik OUMOUSSA Jugurtia

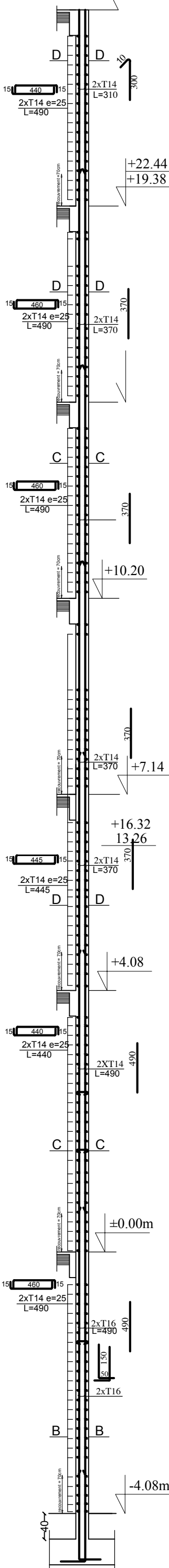
INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

--Voile -L=4.6m--

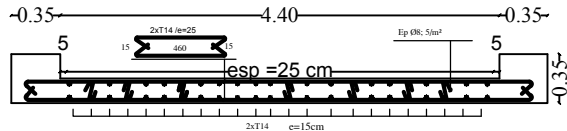
Ech: 1/25



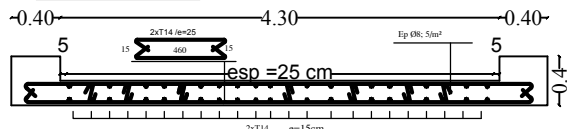
COUPE A-A +25.50



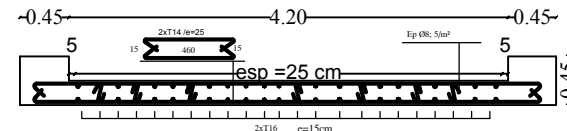
COUPE D-D



COUPE C-C



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU

Daïra de: OUACIF

Commune de: OUACIF

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier :
Genie civil

Phase :
excursions

Maitre de L'ouvrage :
UMMTO

Echelle :
1/50

Date :

Planche N° :

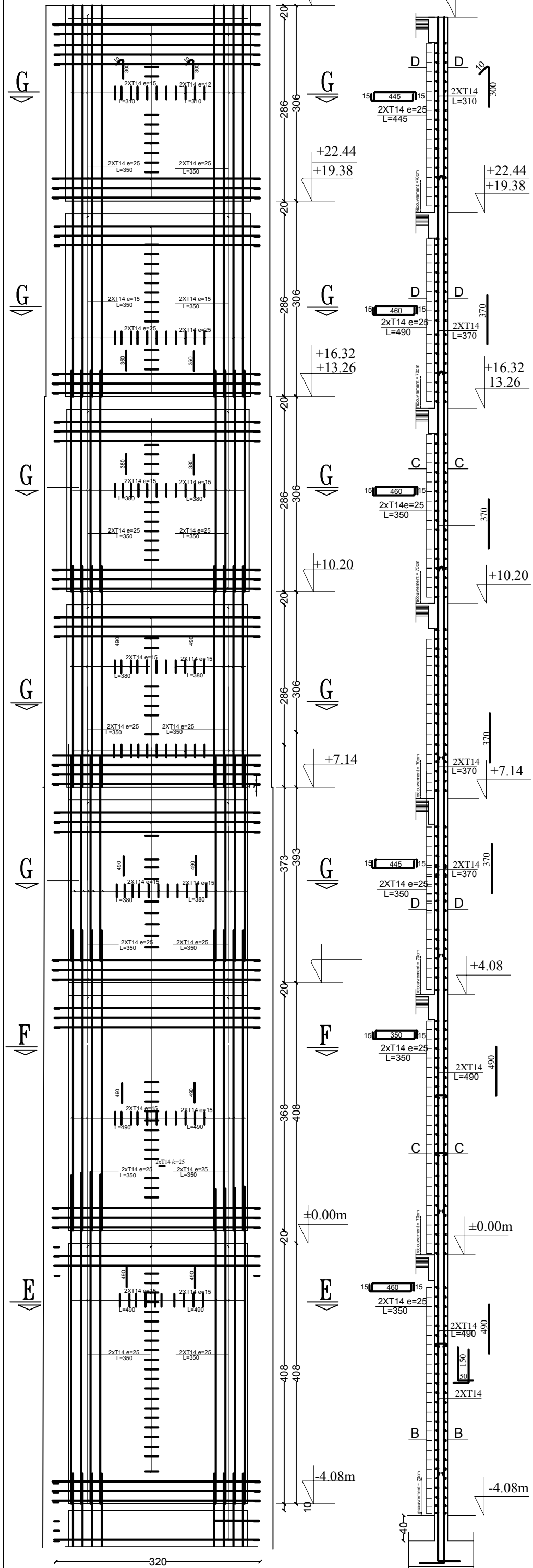
Dessiné par :

Vérifié par :

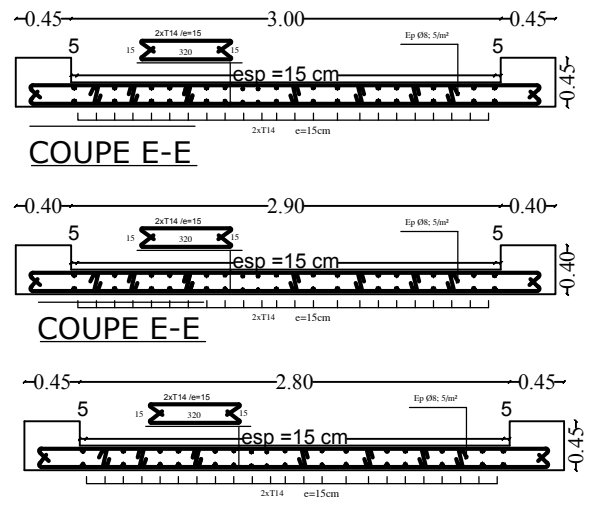
INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

--Voile -L=3.2m--
Ech: 1/25

COUPE A-A



COUPE E-E



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Wilaya de: TIZI OUZOU
Daïra de: OUACIF
Commune de: OUACIF

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

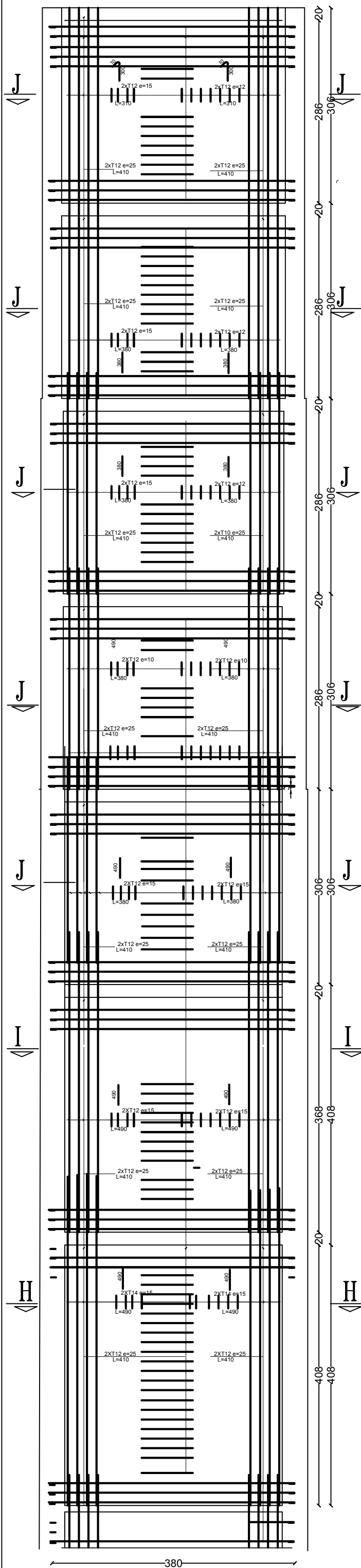
Dossier : *Genie civil* Phase : *excusions*

Maitre de L'ouvrage : *UMMTO* Echelle : *1/50* Date : Planche N° :
Dessiné par : Vérifié par :

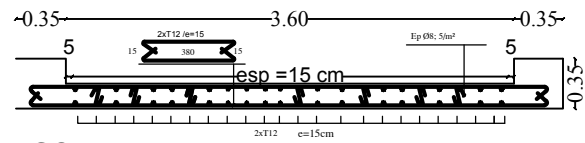
INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

--Voile -L=3.8m--

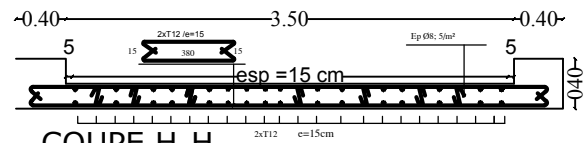
Ech: 1/25



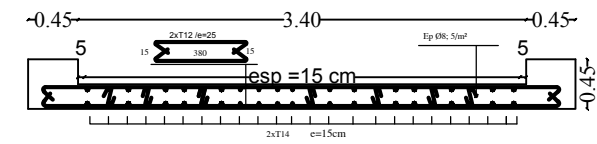
COUPE J-J



COUPE I-I



COUPE H-H



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU

Daira de: OUACIF

Commune de: OUACIF

--	--

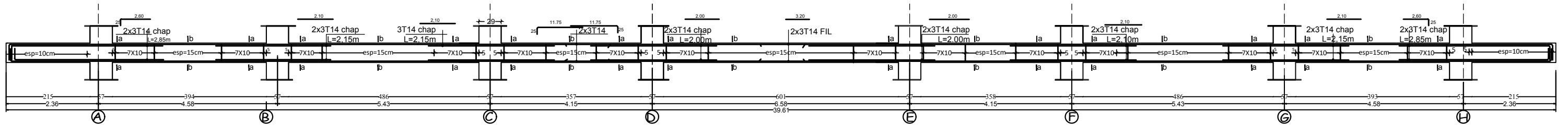
PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier : Genie civil	Phase : excusions	
--------------------------	----------------------	--

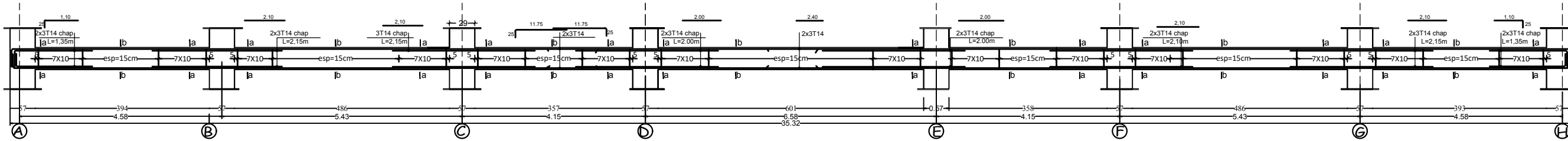
Maitre de L'ouvrage : UMMTO	Echelle : 1/50	Date :	Planche N° :
	Dessiné par :	Vérifié par :	

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

POUTRES SECONDAIRES
AXE 2;3; Tous les niveaux

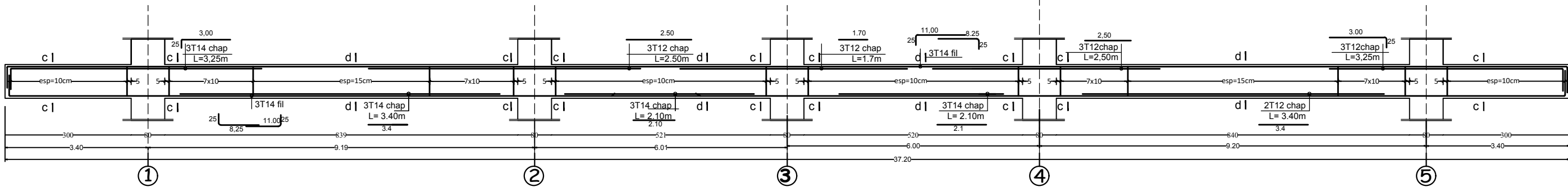


AXE 1;4; Tous les niveaux

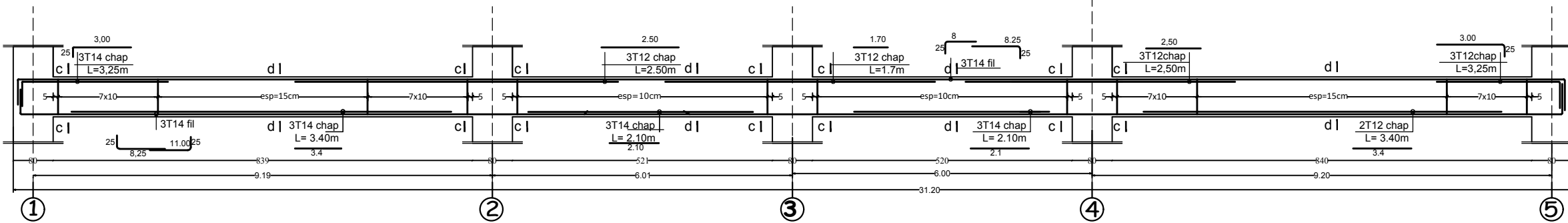


POUTRES PRINCIPALES

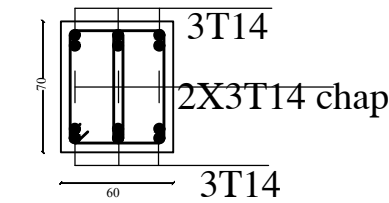
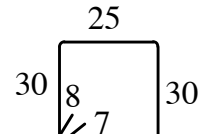
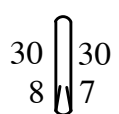
AXE B;C; F et G ; Tous les niveaux



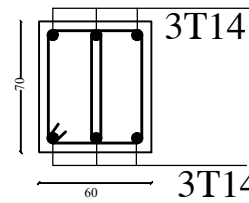
AXE A;D; E ;G et H ; Tous les niveaux



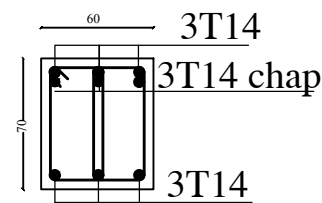
Etrier T8 L=75cm
Cadre T8 L=1,25m



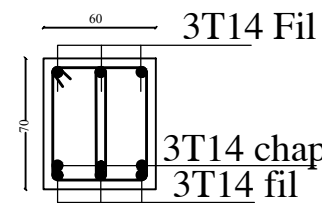
COUPE a-a



COUPE b-b



COUPE c-c



COUPE d-d

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
Daïra de: OUACIF
Commune de: OUACIF

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier :
Genie civil

Phase :
excursions

Maitre de l'ouvrage :
UMMTO

Echelle :
1/50

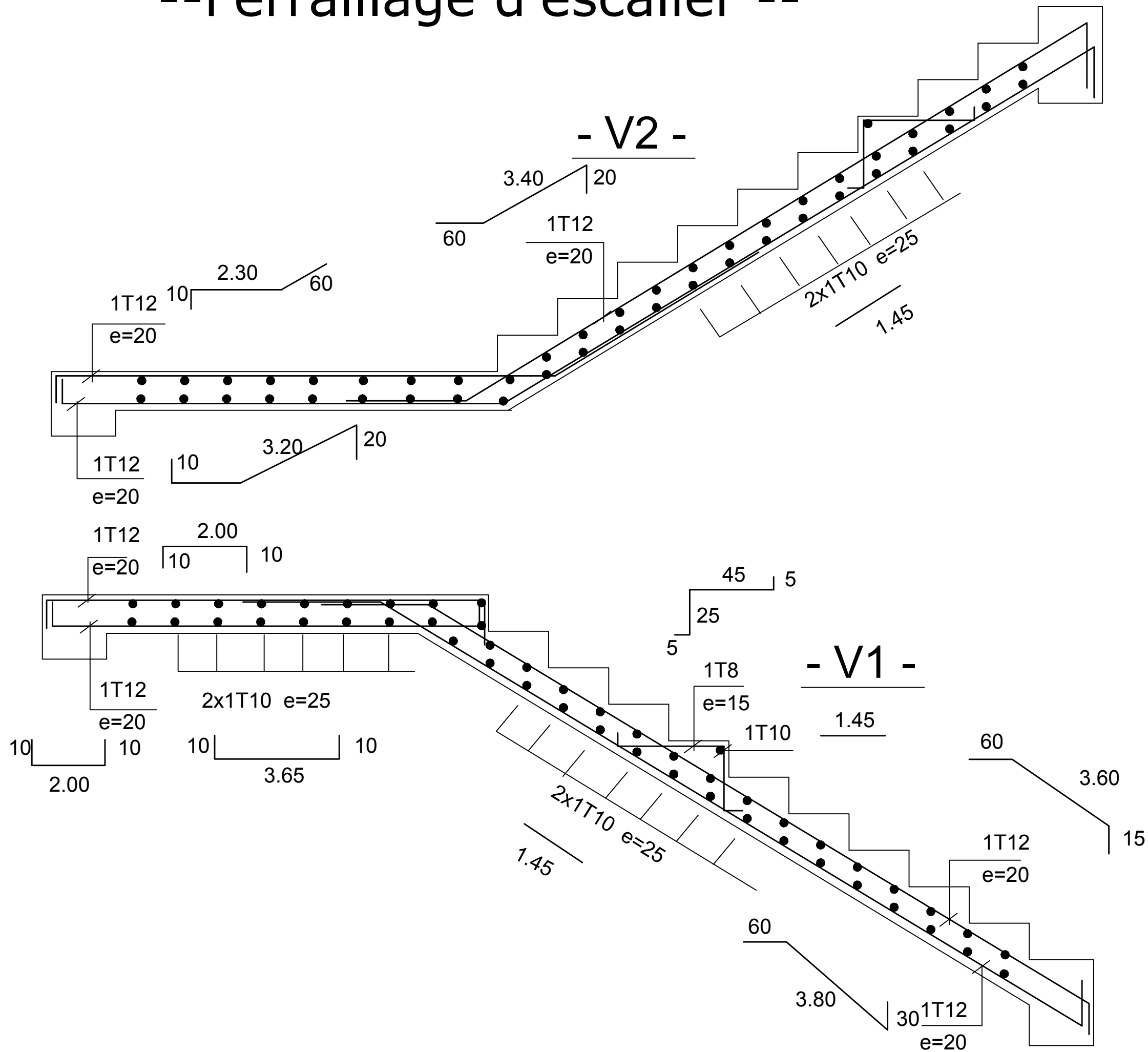
Date :

Planche N° :

Dessiné par :
BAHMENE Chafik OUMOUSA Jugarta

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

--Ferrailage d'escalier --



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
Daïra de: OUACIF
Commune de: OUACIF

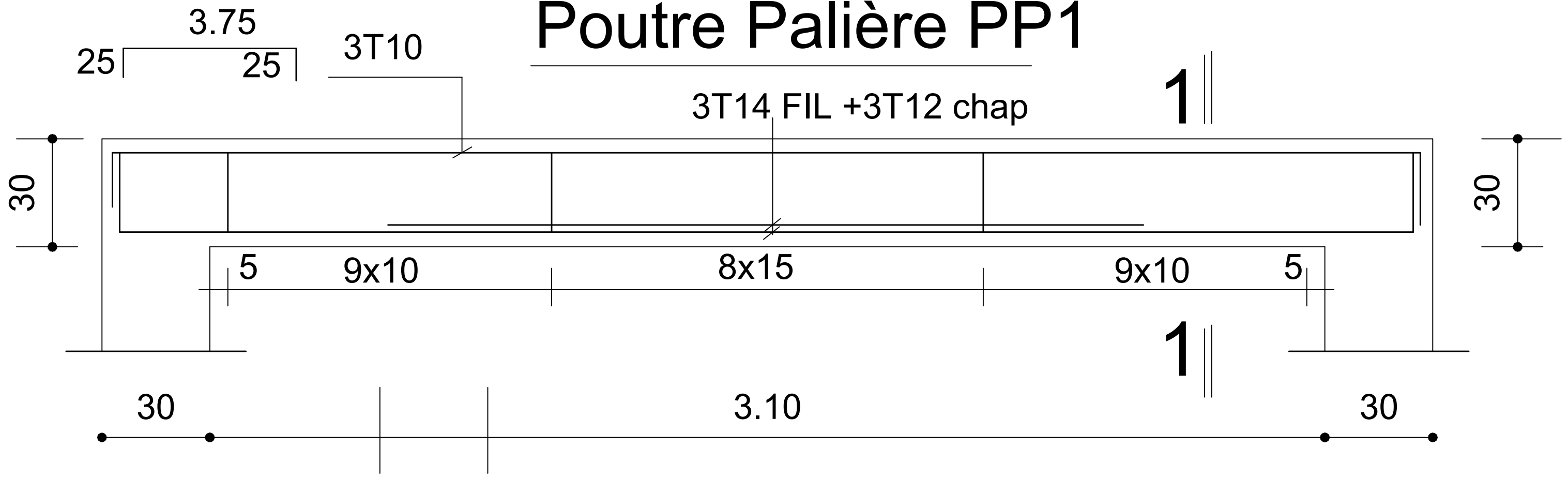
PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier : Genie civil	Phase : excusions	
Maitre de L'ouvrage : UMMTO	Echelle : 1/50	Date :
	Dessiné par : BAHMENE Chafik OUMOUSSA Jugurta	Planche N° :

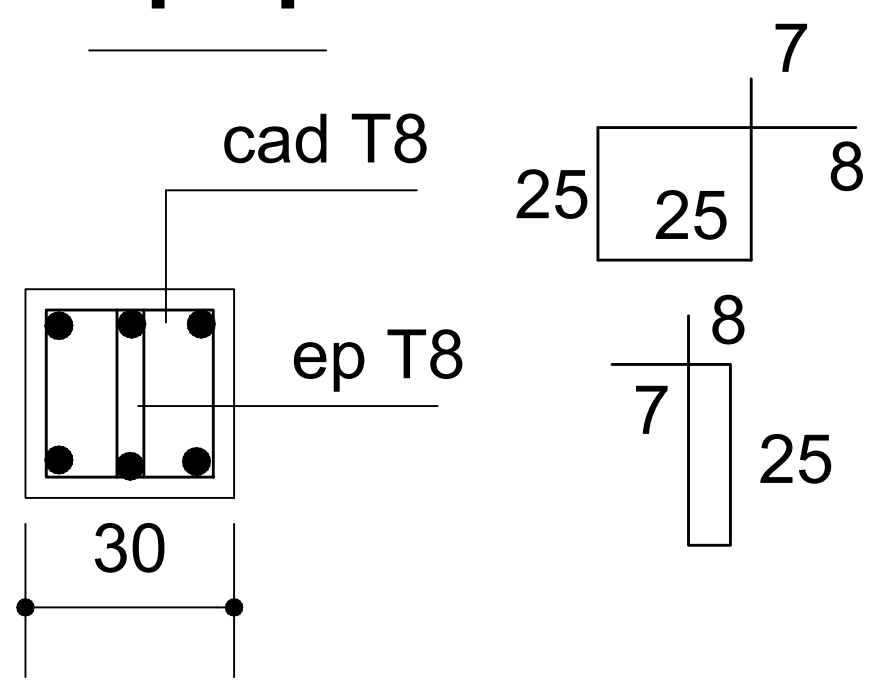
INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

--Ferrailage poutre palière --

Poutre Palière PP1



1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de: TIZI OUZOU
Daïra de: OUACIF
Commune de: OUACIF

PROJET: bâtiment (R+7+s-sol)

Dossier : Genie civil
Phase : excursions

Maitre de L'ouvrage : UMMTO
Echelle : 1/50
Date :
Planche N° :
Dessiné par : BAHMENE Chafik OUMOUSSA Jugurta

INDICE	SIGNATURE	DATE	MODIFICATIF

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet ma permis de mettre en application les acquis théorique assimilés tout au long de mon cursus et d'affiner mes connaissances ,surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil dans tout les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul).

Comme par exemple : ETABS que j'ai pris a utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie .

Les résultats technique et les illustration de cette étude par le biais de L'ETABS ,nous ont permis de mieux comprendre ,interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité .

Présentement le séisme en tant que chargement dynamique reste lune des plus importantes et dangereuses actions a considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures .L'analyse tridimensionnelle dune structures est rendue possible grâce a l'outil informatique mais le comportement dynamique dune structure en vibration , ne peut être approcher de manière exacte que si la modélisation de celle –ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles , nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-a-vis du séisme .

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et de développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

J'espère par le bais de mon présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre
- [2] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- [3] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges
- [4] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- [5] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- [6] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [7] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).