



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du Diplôme Master professionnelle en génie civil.

Option : Construction civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+charpente en bois) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles et portiques, modélisé avec logiciel

ETABS



Dirigé par :

M^r : DAEMOUS

Etudié par :

M^r: HACIANE FATEH

M^r: FEDOUL GHILES

Promotion: 2018/2019

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail .

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M^r : DAHMOUS pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation en particulier M^r BOUKAIS qui nous a beaucoup aidés dans notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre et enrichir notre travail par leurs remarques.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci à tous

Dédicace

Arrivé au terme de mes études grâce au Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents

Qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, et leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Je prie, Dieu le tout puissant de vos protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Mon cher frère : Mohamed

Je vous dédie ce travail pour votre soutien et aide.

Dieu vous apporte et vous aide à réaliser tous vos vœux,

Votre joie, votre insouciance me comble de bonheur.

Puisse Dieu vous garde et éclaire votre chemin.

Tous mes amis (es) :

*Karim , Hamza , Mehenna, Anouar, Lounes, Asmane , Aziz , Kamel , Sofiane
Lamia, Zahia, Salima , Souhilaet, Nora, Nacira, Tina, mes collègues à
l'université.*

Mon très chère ami et binôme

et toute sa famille

Toute la promotion de Génie Civil 2018/2019

Fateh

Dédicace

Arrivé au terme de mes études grâce au Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Ma très chère famille

Qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, et leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Je prie, Dieu le tout puissant de vos protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Tous mes amis (es) :

Mehenna, Anouar, Lounes , Asmane , Lamia, Zahia, Salima ,Nadia, Farid, Nassim, , Aziz, Tara ,Hadjira,Nora, Nacira, Tina ...et tout mes collègues mes collègues à l'université.

Mon très chère ami et binôme

et toute sa famille

Toute la promotion de Génie Civil 2018/2019

Ghiles

Sommaire :

I.1.Présentation du projet	1
I.2 Réglementation	1
I.3 .Caractéristiques géométriques	1
I.4.Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	1
I.4.1 L'ossature	1
I.4.2 Les planchers.....	2
I.4.3 Balcons	2
I.4.4 Les escaliers	2
I.4.5. Les voiles.....	3
I.4.6.Les fondations	3
I.4.7.La toiture	3
I.4.8 Maçonnerie.....	4
I.5. Système de coffrage	4
I.6.Caractéristiques géotechniques du sol	4
I.7. Caractéristique mécanique des matériaux.....	4
I.7.1 Le béton.....	4
I.7.2 Les aciers.....	8
II.2. Pré dimensionnement des éléments	11
II.2.1 Plancher en corps creux.....	11
II-2-2-Dalle pleine	12
II.2.3. Les poutres	12
II.2.4. Les voile.....	14
II.2.5.Lespoteaux	16
II.2.5.1. Détermination des Charges et surcharges	16

II.2.5.2. Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter	20
II.2.5.3 Vérification des conditions (RPA 99/version 2003)	24
II.2.5.4Vérification au flambement.....	25
III.1. Calcul de l'escalier	27
III.1.1. Introduction	27
III.1.2.Pré dimensionnement	27
III.1.3. Détermination des charges et surcharges.....	29
III.1.4.Surcharge d'exploitation.....	30
III.1.5. Calcul des efforts internes	30
III.1.6. Calcul à l'ELU	30
III.1.7.Vérifications à l'ELU	36
III.1.8. Calcul à l'ELS	39
II.1.9. Vérification à l'E.L.S	42
III.2 Etude de la poutre palière.....	48
III.2.1 Définition.....	48
III.2.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière	48
III.2.2.1 Vérification selon (Art.7.5.1 RPA 99 / version 2003)	48
III.2.3 Détermination des charges.....	48
III.2.3.1 Charge permanente	48
III.2.4. Combinaisons de charges	49
III.2.5.Calcul à l'ELU	49
III.2.5.1 Calcul des armatures	50
III.2.6. Vérification à l'ELU	52
III.3.Calcul des planchers.....	59
III.3.1 Introduction	59
III.3.2 Etude de la Dalle de compression.....	59
III.3.3 Calcul des Armatures.....	59

III.3.4 Etude de la poutrelle	60
III.4. Les balcons en dalle pleine.....	80
III.4.1. Introduction	80
III.4.2. Détermination des charges et surcharges.....	80
III.4.3. Calcul à l'ELU	81
III.4.4. Vérifications à l'ELU	82
III.4.5. Vérifications à l'ELS	83
III.4.6. Conclusion	84
III.5. Etude des éléments en console	85
III.5.1. Etude des éléments en corps creux	85
III.5.1.1. Les console.....	85
III.5.2. Ferrailage	87
III.5.2.1. Calcul à l'ELU	87
III.5.3. Vérification à l'ELU	87
III.5.4. Vérification à l'ELS.....	89
III.5.4.2. Flèche du balcon : (Art B.6.5.2/BAEL91V99).....	89
III.6. La poutre de chaînage	91
III.6.1. Pré-dimensionnement	91
III.6.2. Détermination des charges et surcharges.....	91
III.6.3. Combinaisons de charges	91
III.6.4. Calcul à l'ELU	91
III.6.5. Vérifications à l'ELU	93
III.6.6. Calcul à l'ELS	95
III.6.7. vérification à l'ELS	96
III.6. Etude de la toiture	98
III.7.1 Introduction	98
III.7.2 Détermination des charges : (DTR BC.2.2)	98

III.7.3 Calcul des éléments de la toiture	99
III.7.3.1 Calcul des pannes.....	99
III.7.3.2 Calcul des chevron	100
III.7.3.2 Calcul des liteaux	102
III.7.4 Assemblage de la charpente	103
III.7.4.1 Types d'assemblages	103
IV. Modélisation de la structure	105
IV.1. Description De L'ETAB	105
IV.2.Etapes de Modélisation	105
IV.3.1. Choix de la méthode de calcul.....	105
IV.4. vérification des exigences du RPA.....	123
V.1. Les poutres	135
V.1.1. Introduction.....	135
V.1.2. Recommandations du RPA99.....	135
V.1.3. Etape de calcul.....	136
V.1.4. Calcul du ferrailage	137
V.1.5.Vérification à l'ELU	141
Ui : le périmètre des barres.....	143
V.1.6 Vérifications du RPA99/ version 2003.....	144
V.1.6. Vérification à L'ELS	145
V.2.Ferrailage des poteaux.....	150
V.2.1. Introduction.....	150
V.2.2.Recommandations du RPA : (zone IIa)	150
V.2.3. Calcul de la section d'armature	152
V.2.4. Vérification a L'ELU.....	158
VI.1.5. Vérifications à l'ELS	161
V.3.Ferrailage des voiles.....	168

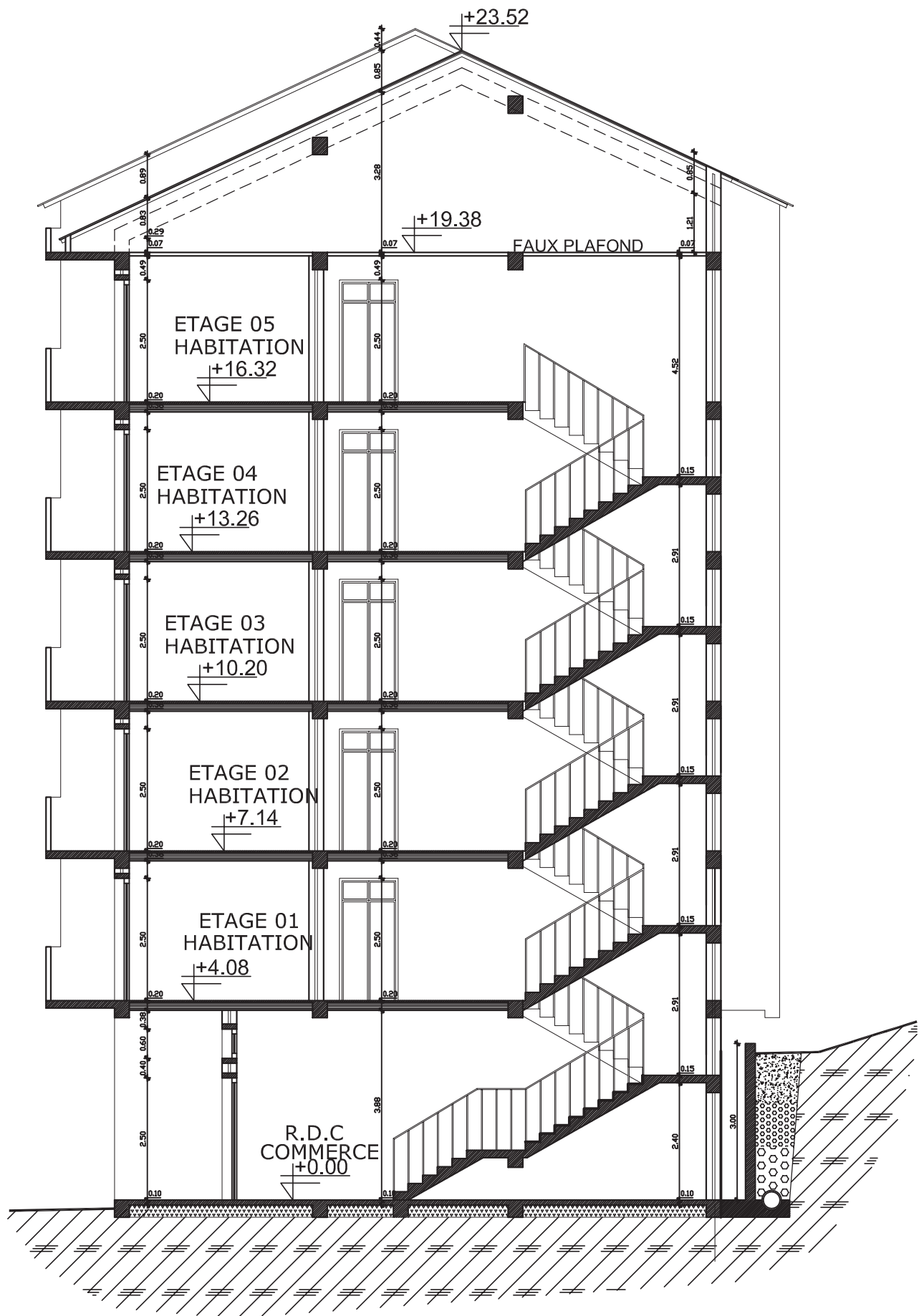
V.3.1.Introduction.....	168
V.3.2.Exposé de la méthode	168
V.3.3.Vérification	171
VI.3.5.Exemple de calcul :(VL1 zone1 cas accidentelle).....	173
VI. Fondation	178
VI.1. Introduction.....	178
VI.2. Choix du type des fondations.....	178
VI.2.1.Semelle isolée	179
VI.2.2. Semelles filantes.....	179
VI.3.Dimensionnement de la semelle.....	181
VI.4.Ferraillage de la semelle dans le sens « B ».....	181
VI.6.Ferraillage longitudinal à l'ELU	182
VI.7.Vérification à l'ELU	183
VI.8.Calcul à l'ELS.....	186
VII. Calcul du mur de soutènement.....	189
VII.1.Introduction.....	189
VII.2.Détermination des sollicitations.....	189
VII.3.Dimensionnement du mur de soutènement.....	190
VII.4.Ferraillage du mur à l'ELU.....	193
VII.5.Vérification à l'ELS.....	193
VII.6. Ferraillage de la semelle sous le mur sens B	194

Conclusion

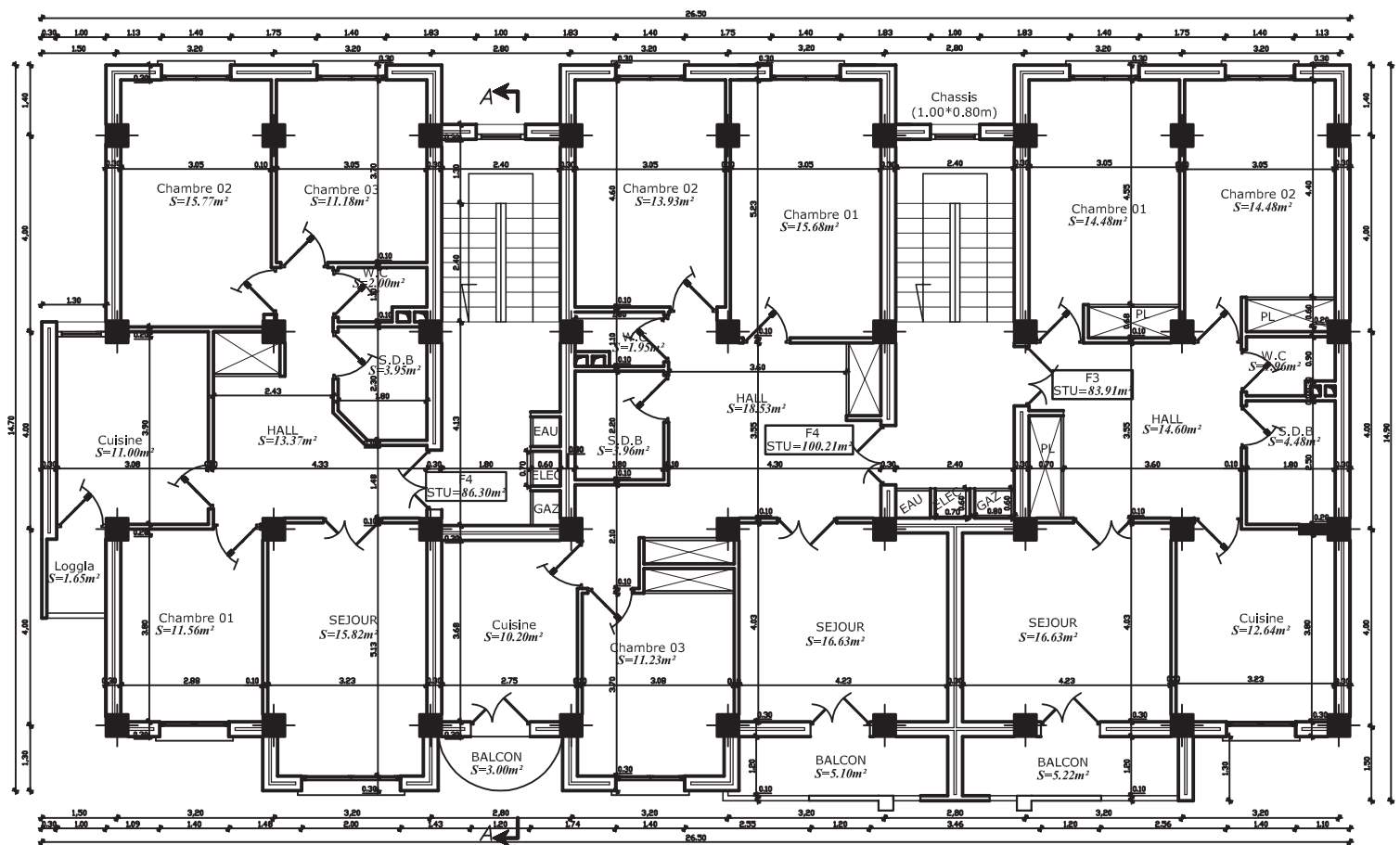
Références bibliographie



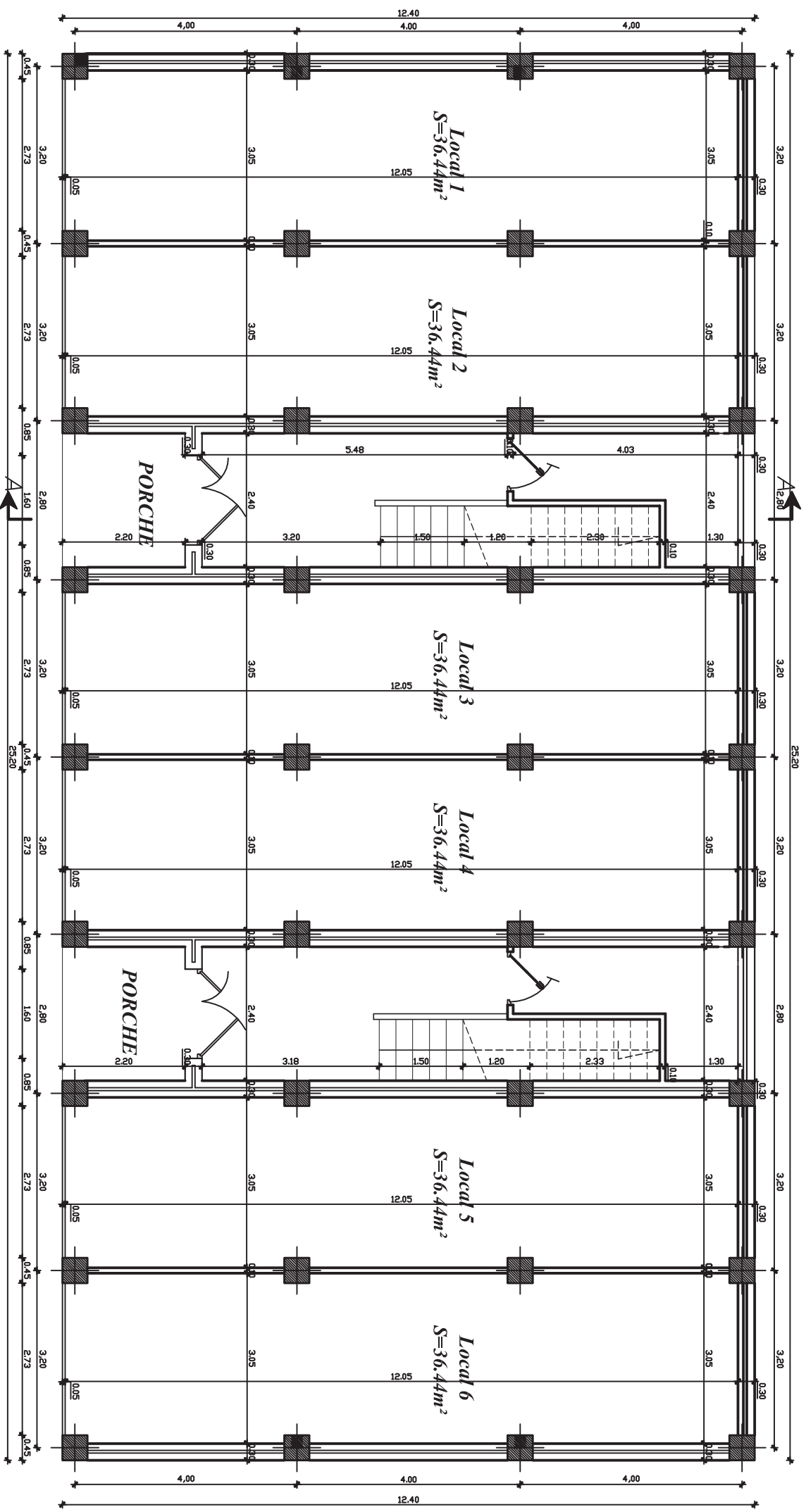
FACADE PRINCIPALE



Coupe A-A



*Plan D'aménagement
DE L'ETAGE COURANT*



Plan D'aménagement
REZ DE CHAUSSEE

Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments de ces bâtiments afin d'assurer leur sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1.Présentation du projet:

Le projet que nous allons étudier est un bâtiment à usage d'habitation et commercial, composé d'un Rez de chaussée plus cinq étages et charpente en bois, implanté à TIZI-OUZOU, qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I.2. Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites (*B.A.E.L 91, Révisé 99*).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (*RPA 99/Version 2003*).
- ❖ Documentation technique réglementaire (*DTR*).
- ❖ Conception en béton armé(*CBA*)

I.3 .Caractéristiques géométriques:

- ✓ Longueur totale du bâtiment 25.20m
- ✓ Largeur totale du bâtiment 12.40m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment 23.52m
- ✓ Hauteur du RDC 4.08m
- ✓ Hauteur des étages courants 3,06m

I.4.Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I.4.1 L'ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- ❖ Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...)

I.4.2 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- ❖ **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).
- ❖ **Plancher en dalle pleine** : réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons.

I.4.3 Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

I.4.4 Les escaliers :

On a deux types d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à autre, par contre l'escalier de RDC est constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès au 1er étage.

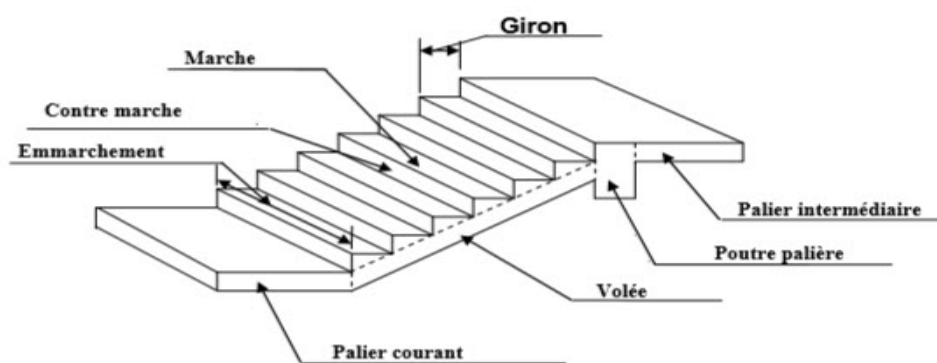


Figure I. 1: Coupe schématique d'un escalier.

I.4.5. Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

I.4.6. Les fondations :

Les fondations sont les éléments situés à la base de la structure, Elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe deux types de fondations :

❖ Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3\text{m}$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

❖ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3\text{ m}$: puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

I.4.7. La toiture :

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

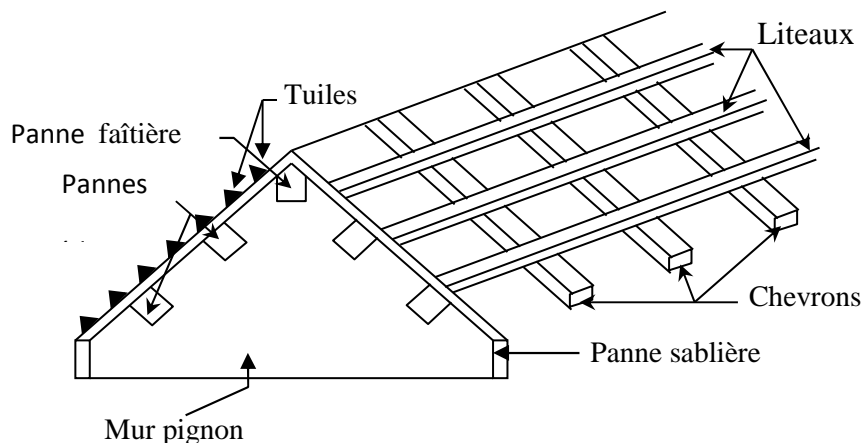


Figure I. 2 : Schéma descriptif de la toiture

I.4.8 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (10 cm) séparées par un vide de 5 cm (lame d'air). Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers.

❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

I.5. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.6.Caractéristiques géotechniques du sol :

Vue qu'on n'a pas eu le rapport de sol, dans notre étude on a considérer que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

I.7. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.7.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- ❖ La résistance que devra atteindre le béton en service.
- ❖ L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.

- ❖ La dimension maximale des granulats (D).

La composition moyenne d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 kg de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 kg de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 kg d'eau de gâchage

a. Résistance mécanique :

• Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par l'essai de compression axiale sur cylindre de $16 \times 32 \text{ cm}^2$.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \text{ En Mpa ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \quad (\text{Art A2.1, 11 B.A.E.L 91})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \text{ en Mpa ; pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A2.1, 11 B.A.E.L 91})$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

• Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est défini par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}. (\text{Art A.2.1.12/BAEL91 modifiée 99})$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

• Contraintes limites de service à la compression :

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

b. Etat limites des contraintes du béton :

- **Etat limite ultime (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99).**

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{Art A.4.3.41/BAEL91 modifiée 99})$$

Avec :

γ_b	• $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle
	• $\gamma_b = 1.5$ Situation Courante

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

θ	• $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure (Accidentelle)
	• $\theta = 0.9$ $1h < t < 24$ heure (Accidentelle)
	• $\theta = 1$ $t > 24$ heure (durable)

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ Mpa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

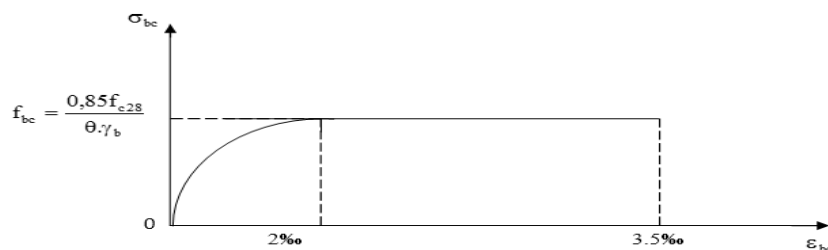


Figure I. 3: Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

- **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91modifiée 99) :**

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25MPa$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

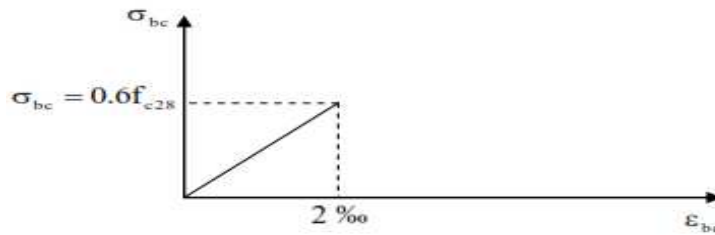


Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

c. Contrainte limite de cisaillement :(Art A.5.1.1 / BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

d. Module d'élasticité longitudinale :

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

- **Module d'élasticité instantané [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à **24 heures**, à j jours il vaut :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19\text{MPa}$$

- **Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

e. Module d'élasticité transversale : (Art A.2.1. 3 /BAEL 91modifiée 99)

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

f. Coefficient de poisson : [Art A.2.1.3 /BAEL91 modifiées 99].

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera prise égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$ à l'état limite ultime [ELU].

I.8.2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser deux types d'aciers dont les principales Caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Aciers	Désignation	Limite d'élastique Fe [MPa]	Utilisation
Haute Adhérence	Fe E400	400	Tous Travaux B.A
	Fe E500	500	
Ronds	Fe E215	215	
Lisses	Fe E235	235	
Treillis Soudés	T.S.L [lisses]	500	Planchers Dalles
	T.S.L.H.A haute adhérence	520	

Tableau I. 1: caractéristiques des aciers de bâtiment.

a. Caractéristiques des aciers utilisés :**➤ Module d'élasticité longitudinal : [Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99].**

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

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

➤ Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**• Etat limite Ultime [ELU][Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99] :**

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s :

γ_s

- $\gamma_s = 1$ Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$ Situation courante (durable)

Coefficient
de sécurité

• Etat limite service [ELS](Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

➤ Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire, $\sigma_s \leq f_e$ **➤ Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ En (MPa)} \dots \dots \text{ (Art A.4.5.33 /BAEL91 modifiée 99)}$$

➤ Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \text{ En (MPa)} \dots \dots \text{ (Art A.4.5.34 /BAEL91 modifiée 99)}$$

Avec :

n : coefficient de fissuration

n

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

➤ Diagramme contrainte déformation de calcul (A.2.2.2/BAEL 91 modifiées 99) :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

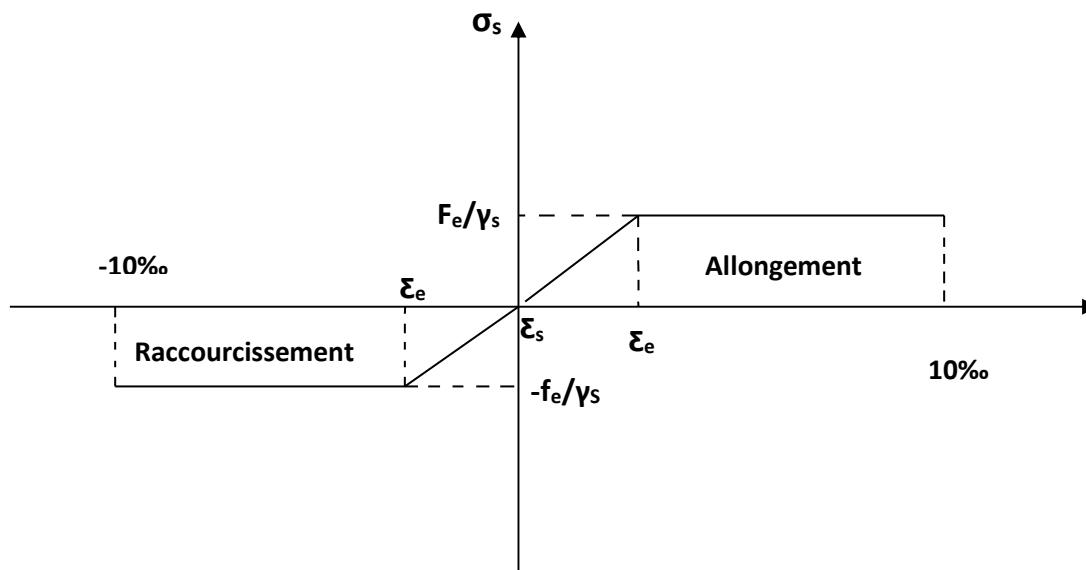


Tableau I. 2: diagramme contrainte – déformation de calcul

b. Protection des armatures (Art A.7.2.4 / BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures contre les Intempéries et des 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 que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, Tuyaux, Canalisations)
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles...etc.) Ces dimensions sont choisies selon les exigences règlementaires du RPA99VERSION 2003 et BAEL91/99 afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II.2. Pré dimensionnement des éléments:

II.2.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est une paroi horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l'}{22.5} \dots \dots \dots (\text{Art B.6.8.42BAEL91modifié 99}).$$

h_t : épaisseur du plancher.

l' : longueur maximale entre nues d'appuis des travées dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$l' = L_{\max} - b_{\min} (\text{poteau})$$

$$l' = 3.20 - 0.25 = 2.95 \quad l' = 2.95 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{295}{22.5} = 13.11 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher de type (16+4). composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

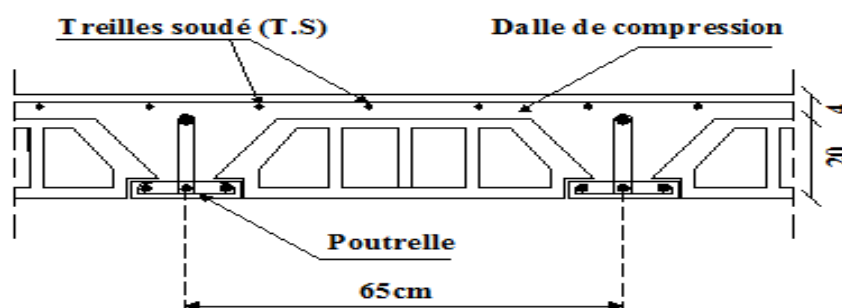


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II-2-2-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.30\text{m}$$

$$e \geq \frac{1.30}{10} = 0.13\text{m} = 13\text{ cm}$$

Donc $e \geq 13\text{ cm}$

b. Condition de résistance au feu :

$e = 7\text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.

$e = 11\text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :

$e \geq 15\text{ cm}$.

Finalement on opte pour un épaisseur

$e = 15\text{ cm}$

II.2.3. Les poutres :

Les dimensions des poutres sont déterminées en fonction de leurs portées. Elles sont données par référence au BAEL 91 révisées 99 comme suit :

$$\text{Hauteur } h: \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Largeur } b: 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

b : La largeur de la poutre.

h : la hauteur totale de la poutre.

Selon le **RPA 99V2003 (article 7.5.1)** ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur : } b \geq 20 \text{ cm} \\ \text{La hauteur : } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a- Les poutres principales :

➤ Hauteur h:

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

$$L_{max} = 400 - 25 = 375$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \text{ cm} \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm.}$$

➤ La largeur b:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \longrightarrow 14,00 \text{ cm} \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

b- Les poutres secondaires:

➤ Hauteur h:

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

$$L_{max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \longrightarrow 19.66 \text{ cm} \leq h \leq 29.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

➤ La largeur b:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \longrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

c. la poutre incliné de la charpente:

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

$$L_{max} = 4.76 \text{ m}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

➤ La largeur b:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \longrightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre incliné de la toiture	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.2	1.16	Vérifiée

Tableau II. 1: Vérification des exigences du RPA pour les poutres

Finalement, les dimensions adoptées pour les poutres sont les suivantes :

- Poutres principales 30x35 cm²
- Poutres secondaires 25x30 cm²
- Poutres inclinée de charpente 30x35 cm²

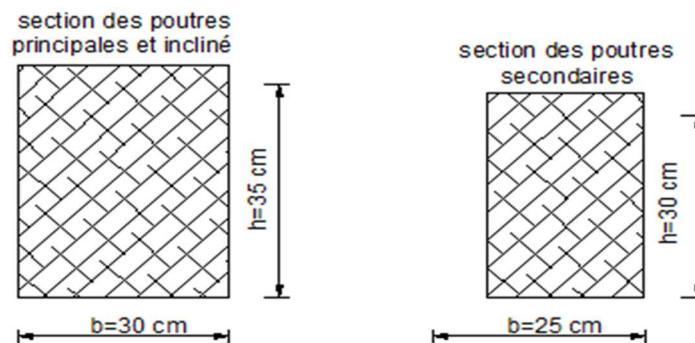


Figure II.2: Sections des poutres.

II.2.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales .Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99 modifié 2003 (**Art 7.7.1**) qui préconise les conditions suivantes :

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

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

Avec :

e : épaisseur du voile,

h_e : hauteur libre d'un étage $\square_e = \square - e_p$

h : hauteur d'étage,

e_p : épaisseur du plancher

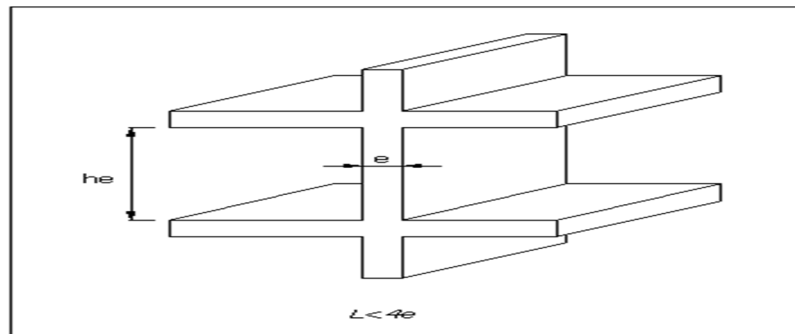


Figure II.3: Coupe de voile en élévation

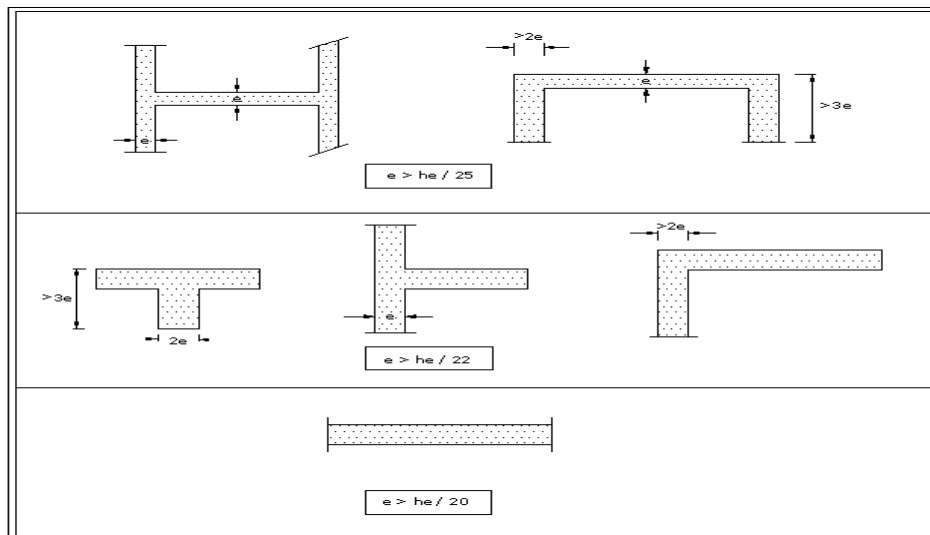


Figure II.4: Coupe des différents types de voiles

a. Epaisseur du voile

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

➤ Pour le RDC :

$$\left. \begin{aligned} h_e &= h - e_p \\ h_e &= 408 - 20 = 388 \text{ cm} \\ e &\geq \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ D'où : } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Pour l'étage courant :**

$$\left. \begin{aligned} h_e &= h - e_p \\ h_e &= 306 - 35 = 271 \text{ cm} \\ e &\geq \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \quad \text{D'où : } e = 20 \text{ cm}$$

b. Longueur du voile :

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4e$$

Avec : L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$\text{Donc : } L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

II.2.5. Les poteaux:

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s . L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA99 modifié 2003).

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

-Min (b_1, h_1) ≥ 25 cmen zone I et IIa

-Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm.....en zone III et IIb

-Min (b, h) $\geq h_c/20$

$$1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante: $B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_b}}$

B, est la section du poteau,

N_s , effort normal, (calculer par la décente de charge)

$\overline{\sigma_b}$, contrainte admissible du béton à la compression

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \quad \overline{\sigma_b} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

II.2.5.1. Détermination des Charges et surcharges :

A. Charges permanentes :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par Le **DTR B.C.2.2.**

➤ **Toiture :**

Elément constituant la toiture	Poids surfacique [KN/m ²]
Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris)	0,40
Chevron et pannes	0,10
Murs pignons	0,90
Charges permanente totale (G=1,4)	

Tableau II. 2: Charges permanentes de la toiture

➤ **Plancher sous toiture (faut plafond) :**

Elément	Epaisseur (cm)	Poids surfacique [KN/m ²]
Plaques de plâtre	2	0.18

Tableau II. 3: Charges permanentes du plancher sous toiture

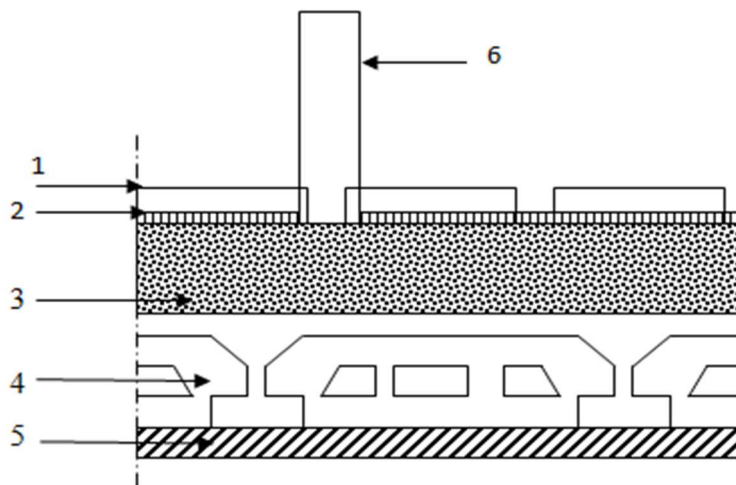
➤ **Plancher étage courant et RDC :**

Figure II.5: Coupe verticale du plancher étage courant et RDC.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,14	/	1.3
Charge permanente totale G_i		/		5,64

Tableau II. 4: Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC.

➤ **Porte à faux Dalle pleine :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de pose	0.02	22	0.44
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.02	22	0.44
5	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Charge permanente totale G_i		/		5.35

Tableau II. 5: Charges permanentes du porte à faux en dalle pleine

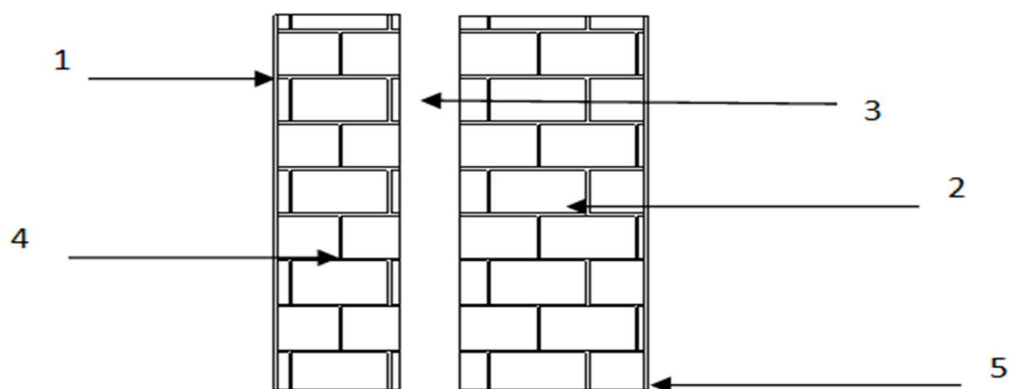
➤ **Murs extérieurs :**

Figure II.6: Coupe transversale du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduitde ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G= 2,36

Tableau II. 6: Charges permanentes du mur extérieur

➤ Murs de séparation entre logements :

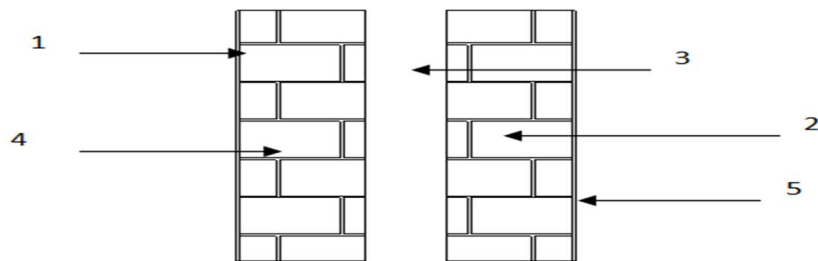


Figure II.7: Coupe transversale du mur de séparation entre logements.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduitde plâtre	0,02	1000	20	0.2
2	Brique creuse	0,10	900	90	0.9
3	Lame d'air	0,05	/	/	/
4	Brique creuse	0,10	900	90	0.9
5	Enduit en plâtre	0,02	1000	20	0.2
G_{tot}		/		220kg/m ²	2.2 KN/m ²

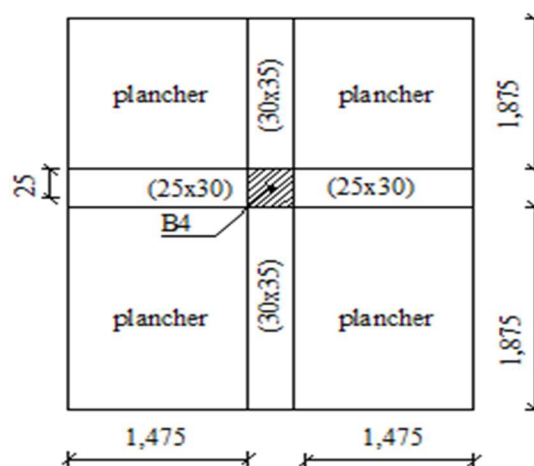
Tableau II. 7: Charges permanentes du mur de séparation entre logements

➤ **Mur intérieur :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G= 1,3

Tableau II. 8: Charges permanentes du mur intérieur**B. Surcharge d'exploitation :**

Éléments	Q [KN/m ²]
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher sous toiture (faux plafond)	1
L'escalier	2.5
Balcon	3.5

Tableau II. 9: Surcharge d'exploitation des différents éléments**II.2.5.2. Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :****a. La surface d'influence :**➤ **Les plancher courant :****Figure II.8:** Schéma de la surface du panneau revenant au poteau

- **Surface brute :**

$$S_{\text{brute}} = (2 \times 1.875 + 0.25) \times (2 \times 1.475 + 0.25) = 12.8 \text{ m}^2$$

- **Surface nette :**

$$S' = s1 + s2 + s3 + s4$$

Tel que:

$$s1 = s2 = s3 = s4$$

$$\text{Donc : } S' = 4 \times s1 = 4 \times (1.875 \times 1.475) = 11.06 \text{ m}^2$$

➤ **Toiture :**

Elle se compose de deux versants inclinés, de même angle α .

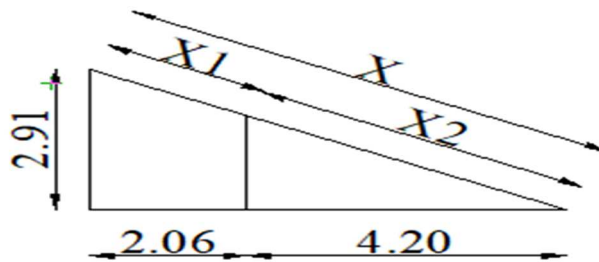


Figure II.9: Schéma de la toiture.

✓ **calcul de α :**

$$\text{tg} \alpha = 2.91 / 6.26 = 0.465 \text{ ce qui donne } \alpha = 24.93^\circ$$

✓ **Calcul de la surface de la toiture incliné :**

$$X_1 = \frac{2.06}{\cos(24.93^\circ)} = 2.27 \text{ m}$$

$$X_2 = X - X_1 = \frac{6.26}{\cos(24.93^\circ)} - 2.27 = 4.63 \text{ m}$$

$$S_T = \left(\frac{X_1}{2} + \frac{X_2}{2} \right) \times (2 \times 1.475 + 0.25) = \left(\frac{2.27}{2} + \frac{4.63}{2} \right) \times 3.2 = 11.04 \text{ m}^2$$

$$S_t = 11.04 \text{ m}^2$$

b. Calcul des poids propres des éléments :**❖ Les poteaux : $P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$**

S : section des poteaux en zone **IIa** $\geq 25 \text{ cm}$ (*RPA 99/version 2003*)

ρ : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

h_e : hauteur d'étage

➤ **Le Comble** : $P_{\text{Comble}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,20 = 5.00 \text{ KN}$

➤ **Etage courant** : $P_{\text{etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN}$

➤ **RDC** : $P_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6.375 \text{ KN}$

❖ Les poutres : $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec : **ρ** : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

L : longueur de la poutre

➤ **Les poutres principales (30 × 35)**

$$P_{\text{PP}} = (1,875 \times 2 \times 0,3 \times 0,35) \times 25 = 9.84 \text{ KN}$$

➤ **Les poutres secondaires (25 × 30)**

$$P_{\text{PS}} = (0,1475 \times 2 \times 0,3 \times 0,25) \times 25 = 5.53 \text{ KN}$$

➤ **Les poutres de la toiture (35 × 30)**

$$P_{\text{Pt}} = [(1.135 + 2.315) \times 0.35 \times 0.30 \times 25] \times \cos 24.93 = 8.21 \text{ KN}$$

❖ Les planchers: $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$

➤ Etage courant: $P_{\text{Ec}} = 5,64 \times 11,06 = 62,38 \text{ KN}$

➤ La toiture: $P_t = 11.04 \times 1.4 \times \cos 24.93 = 14.01 \text{ KN}$

➤ Plancher sous toiture : : $P_{\text{pst}} = 0.18 \times 11.06 = 1.99 \text{ KN}$

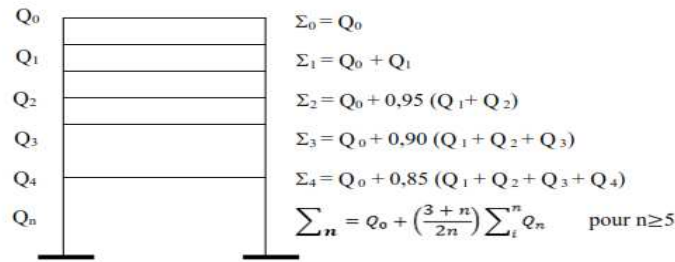
c. La dégression des charges :

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**

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3 + n}{2n} \right) \sum Q_i$$



❖ Coefficient de dégression de charges

Niv	T	PST	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75

Tableau II. 10 : Coefficients de dégression de charges.

❖ Les surcharges d'exploitation

- Toiture : $Q_0 = 11,04 \times 1 = 11,04 \text{ KN}$
- Plancher sous toiture : $Q_1 = 11,06 \times 1 = 11,06 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant, RDC: $Q_{RDC \rightarrow 5} = 11,06 \times 1,5 = 16,59 \text{ KN}$

❖ Surcharge cumulée :

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

❖ Application numérique :

Toiture : $\Sigma_0 = 11,04 \text{ KN}$

Panacher sous toiture : $\Sigma_1 = 11,04 + 11,06 = 22,10 \text{ KN}$

Niv 5, $\Sigma_2 = 11,04 + 0,95(11,06 + 16,59) = 37,3075 \text{ KN}$

Niv 4 , $\Sigma_3 = 11,04 + 0,90(11,06 + (2 \times 16,59)) = 50,856 \text{ KN}$

Niv 3 , $\Sigma_4 = 11,04 + 0,85(11,06 + (3 \times 16,59)) = 62,746 \text{ KN}$

Niv 2 , $\Sigma_5 = 11,04 + 0,80(11,06 + (4 \times 16,59)) = 72,976 \text{ KN}$

Niv 1 , $\Sigma_6 = 11,04 + 0,75(11,06 + (5 \times 17,85)) = 86,273 \text{ KN}$

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 _{cum}		Section trouvée	Section Adopté
T	14,01	5,00	13,74	32,75	32,75	11,04	11,04	43,790	29,193	30×30
ST	1,99	4,781	15,37	22,14	54,89	16,59	22,10	76,991	51,327	35×35
4	62,38	4,781	15,37	82,53	137,42	16,59	37,308	174,730	116,486	35×35
3	62,38	4,781	15,37	82,53	216,95	16,59	50,856	270,809	180,539	35×35
2	62,38	4,781	15,37	82,53	302,48	16,59	62,746	365,230	243,487	40×40
1	62,38	4,781	15,37	82,53	385,01	16,59	72,976	457,991	305,327	40×40
RDC	62,38	6,375	15,37	84,125	469,13	16,59	86,273	555,413	370,275	40×40

Tableau II. 11: Sections des poteaux.

II.2.5.3 Vérification des conditions (RPA 99/version 2003) :

Notre bâtiment est implanté en zone **IIa**

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone **I** et **IIa**

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

- RDC :**

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée

- **1^{er} et 2^{ème} niveau :**

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée.

- **Du 3^{ème} au 5^{ème} niveau :**

$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée.

- **La toiture :**

$\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée.

II.2.5.4 Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
Comble	30	30	67500.00	900	8.66025404	320	224	25.87	condition vérifiée
ST	35	35	125052.08	1225	10.1036297	306	214.2	21.20	condition vérifiée
4	35	35	125052.08	1225	10.1036297	306	214.2	21.20	condition vérifiée
3	35	35	125052.08	1225	10.1036297	306	214.2	21.20	condition vérifiée
2	40	40	213333.33	1600	11.5470054	306	214.2	18.55	condition vérifiée
1	40	40	213333.33	1600	11.5470054	306	214.2	18.55	condition vérifiée
RDC	40	40	213333.33	1600	11.5470054	408	285.6	24.73	condition vérifiée

Tableau II. 12: Vérification au flambement

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Finalement :

- Poutres principales : **30×35**
- Poutres secondaires : **25×30**
- Epaisseur des balcons en dalle pleine : **15 cm**
- Epaisseur des voiles : **20 cm**
- Epaisseur planché en corps creux : $16 + 4 = \mathbf{20\ cm}$
- Sections adoptées pour les poteaux
 - RDC → 2^{ème} niveau : **40× 40**
 - 3^{ème} → 5^{ème} niveau : **35×35**
 - Comble : **30 × 30**

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.

III.1. Calcul de l'escalier :

III.1.1. Introduction :

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

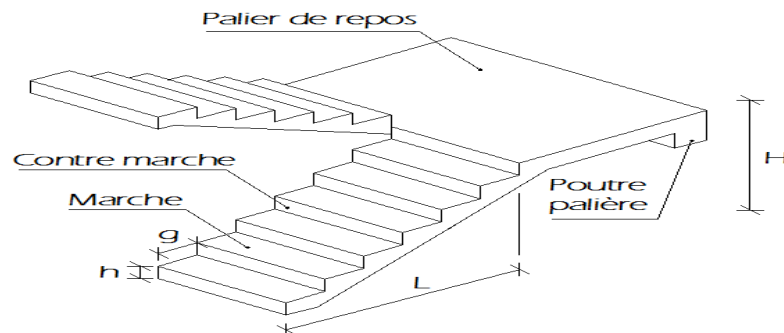


Figure III. 1: Terminologie d'un escalier.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

H : hauteur d'une volée.

L : Longueur de la paillasse projetée.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le chargement ; sa forme peut être Rectangulaire trapézoïdale ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et/ou à chaque étage
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

III.1.2. Pré dimensionnement :

Nous allons nous intéresser à l'escalier qui permet le passage du RDC au 1^{er} étage.

1^{er} CAS :

Le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de

« BLONDEL » :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

avec :

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

On prend : $h = 17 \text{ cm}$

- Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marches (m) : $m = n - 1$
- giron (g) : $g = \frac{L_1}{n-1}$

Application

Soit :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $G = 30 \text{ cm}$.

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

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 = 1,15 \text{ m} > 1,10 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Dimensionnement de la paillasse et du palier :

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier donné par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : Portée de la travée entre deux appuis $L_0 = L_2 + L'$

L_1 : Longueur projetée de la paillasse.

L' : Longueur réelle de la paillasse.

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = 0,68 \longrightarrow \alpha = 34,21 \quad L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{102}{\cos 34,21} + 115 \text{ cm} = 238,34 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{238,34}{30} \leq e_p \leq \frac{238,34}{20} \longrightarrow 7,94 \text{ cm} < e_p < 11,92 \text{ cm.}$$

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

2^{ème} CAS :

$$\text{Soit : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$g = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

On prend : $G = 30 \text{ cm}$.

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

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 = 1,3 \text{ m} > 1,10 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = 0,6375 \longrightarrow \alpha = 32,52 \quad L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52} + 130 \text{ cm} = 414,63 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{414,63}{30} \leq e_p \leq \frac{414,63}{20} \longrightarrow 13,82 \text{ cm} < e_p < 20,73 \text{ cm.}$$

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

III.1.3. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanente :

- La Volée :**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,15}{\cos (34,21)}$	25	4.53
2. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	2.125
3. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
4. Mortier de pose	0.02	20	0.4
5. Lit de sable	0.02	12	0.36
6. Enduit de ciment	0.02	22	0.44
7. Garde-corps	-	-	0.2
$\sum G_i = G_{\text{volée}}$	/		8.45

Tableau III. 1: Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.15	25	3.75
2. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
3. Mortier de pose	0.02	20	0.4
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit ciment	0.02	22	0.44
² $\sum G_i = G_{volée} =$	/		4.91

Tableau III. 2: Détermination du poids propre du palier.**III.1.4. Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **(DTR B.C.2.2)** est

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

III.1.5. Calcul des efforts internes :

✓ **Combinaisons de charges :**

a. À l'ELU :

. Volée : $q_1 = 1,35(8,45) + 1,5(2,5) = 15,157 \text{ kN/ml}$.

. Palier : $q_2 = 1,35(4,91) + 1,5(2,5) = 10,378 \text{ kN/ml}$.

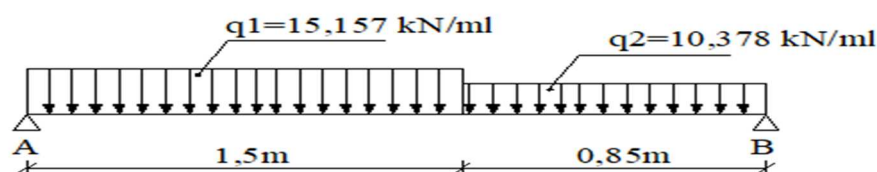
b. À l'ELS :

. Volée : $q_1 = 8,45 + 2,5 = 10,95 \text{ kN/ml}$.

. Palier : $q_2 = 4,91 + 2,5 = 7,41 \text{ kN/ml}$.

III.1.6. Calcul à l'ELU :

➤ **1^{er} CAS :**

**Figure III. 2:** schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU

$$-\sum F/x = 0$$

$$-\sum F/y = R_A + R_B - (q_1 \times 1,5) - (q_2 \times 0,85) = 0$$

$$= R_A + R_B - 31.557 \longrightarrow R_A + R_B = 31.557 \text{ KN}$$

$$-\sum M/A = R_B \times 2.35 - (15.157 \times \frac{1.5^2}{2}) - (10.378 \times 0.85) \times 1.925 = 0$$

$$R_B = 14.48 \text{ KN.}$$

D'ou:

$$R_A + 14.48 = 31.557 \longrightarrow R_A = 17.07 \text{ KN.}$$

a. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$:

$$T_y = -15.157x + 17.07$$

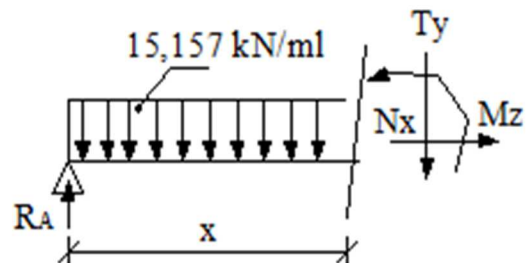
$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow T_y = 17.07 \text{ KN.}$$

$$x = 1.5 \text{ m} \longrightarrow T_y = -5.66 \text{ KN.}$$

$$M_z = -15.157 \times \frac{x^2}{2} + 17.07x.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 1.5 \text{ m} \longrightarrow M_z = 8.56 \text{ KN.m.}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 0.85 \text{ m}$:

$$T_y = -14.48 + 10.378x$$

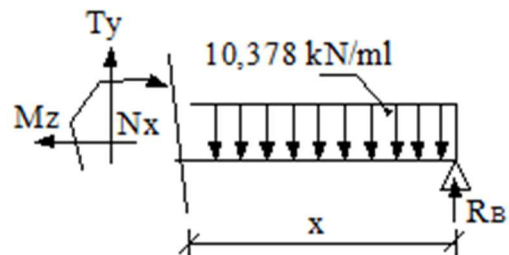
$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow T_y = -14.48 \text{ KN}$$

$$x = 0.85 \text{ m} \longrightarrow T_y = -5.66 \text{ KN.}$$

$$M_z = -10.378 \times \frac{x^2}{2} + 14.48x.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 0.85 \text{ m} \longrightarrow M_z = 8.56 \text{ KN.m.}$$



b. Moment maximum : Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'ou :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = -15.157x + 17.07 = 0 \text{ d'ou } X = 1.127 \text{ m}$$

$$M_z(1.127) = -10.378 \times \frac{1.127^2}{2} + 14.48 \times 1.127 = 0 \longrightarrow M_{z\max} = 9.62 \text{ KNm}$$

On tenant compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -2.886 \text{ KN}$.

-En travées: $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 8.177 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

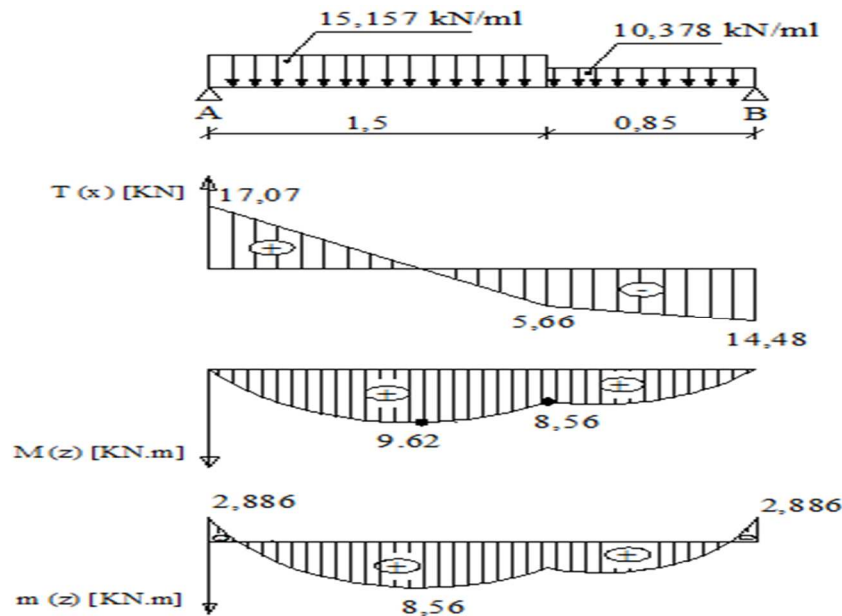


Figure III. 3: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

c. 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**.

$d = 13 \text{ cm}$; $H = 15 \text{ cm}$; $C = C' = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

✓ Aux appuis : $M_{\max}^A = -2.886 \text{ KN.m}$

• Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.886 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A), partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_A = 0.021 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.994$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.886 \times 10^6}{0.994 \times 130 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

- **Armatures de répartition :**

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

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

✓ **En travées :**

- **Armatures principales :**

$$M_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.177 \times 10^6}{1000 \cdot (130^2) \cdot 14,2} = 0,034$$

$\mu_a = 0,034 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A).

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$.

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.177 \times 10^6}{0,983 \times 130 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_{adopté} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$** avec : **$s_t = 20 \text{ cm}$**

- **Armatures de répartition :**

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

On opte : **$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$** avec **$s_t = 25 \text{ cm}$**

➤ **2^{em} CAS :**

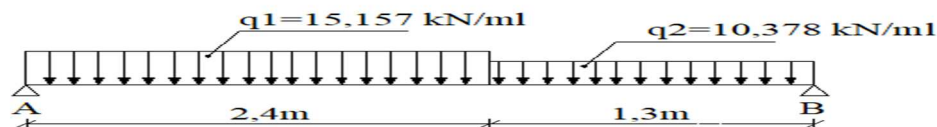


Figure III. 4: schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELU

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = R_A + R_B - (q_1 \times 2.4) - (q_2 \times 1.3) = 0$$

$$= R_A + R_B - 49.87 \longrightarrow R_A + R_B = 49.87 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = R_B \times 3.7 - (15.157 \times \frac{2.4^2}{2}) - (10.378 \times 1.3) \times 3.05 = 0$$

$$R_B = 22.92 \text{ KN.}$$

D'où:

$$R_A + 22.92 = 49.87 \longrightarrow R_A = 26.95 \text{ KN.}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

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

$$T_y = -15.157x + 26.95$$

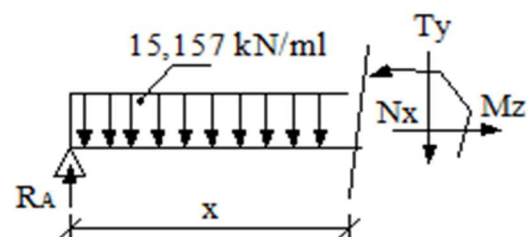
$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow T_y = 26.95 \text{ KN.}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \longrightarrow T_y = -9.43 \text{ KN.}$$

$$M_z = -15.157 \times \frac{x^2}{2} + 26.95x.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \longrightarrow M_z = 21.03 \text{ KN.m.}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$:

$$T_y = 10.378x - 22.92$$

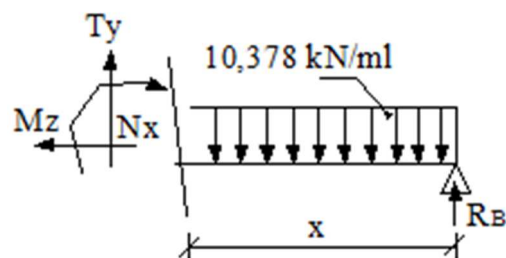
$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow T_y = -22.92 \text{ KN}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \longrightarrow T_y = -9.43 \text{ KN.}$$

$$M_z = -10.378 \times \frac{x^2}{2} + 22.92x.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \longrightarrow M_z = 21.03 \text{ KN.m.}$$



c. Moment maximum : Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = -15.157x + 26.95 = 0 \quad \text{d'où} \quad x_{\text{max}} = 1.778 \text{ m}$$

$$M_z(1.778) = -10.378 \times \frac{1.778^2}{2} + 22.92 \times 1.778 = 0 \longrightarrow M_{z\text{max}} = 23.96 \text{ KNm}$$

On tenant compte des encastres partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M_z^{\text{max}} = -7.188 \text{ KN.}$$

$$\text{- En travées: } M_{ut} = 0.85 M_z^{\text{max}} = 20.366 \text{ KN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

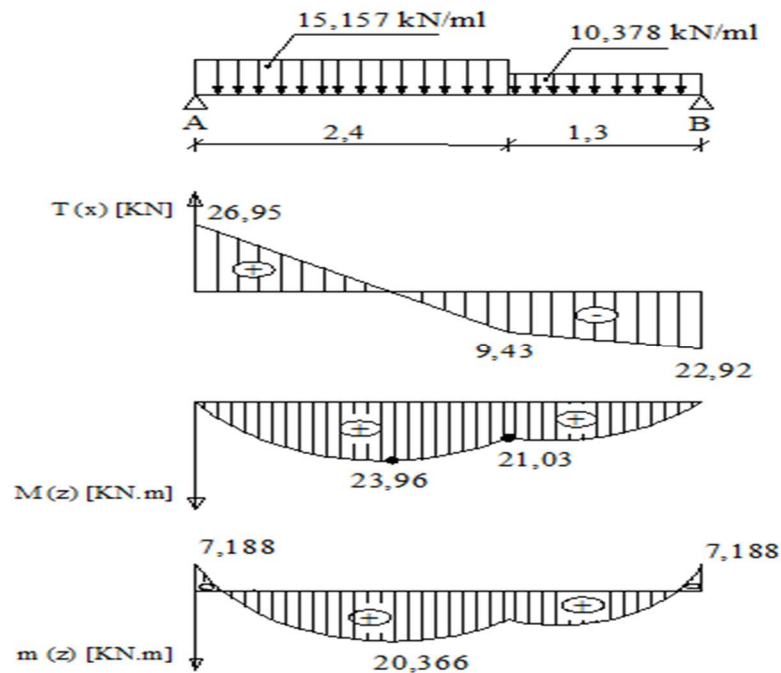


Figure III. 5: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

d. 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**.

$$d = 13 \text{ cm} ; H = 15 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

✓ Aux appuis : $M_{\max}^A = -7.188 \text{ KN.m}$

• Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.188 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A), partir des abaques et pour une valeur de

$$\mu_A = 0.030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.985$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.188 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

- **Armatures de répartition :**

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

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

✓ **En travées :**

- **Armatures principales :**

$$M_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.366 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.084$$

$\mu_a = 0.084 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A).

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.084 \longrightarrow \beta = 0.956$.

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.366 \times 10^6}{0.956 \times 130 \times 348} = 4.7 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_{adopté} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$** avec : **$s_t = 20 \text{ cm}$**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte : } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{s_t = 25 \text{ cm}}$$

III.1.7. Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

1^{er} CAS :

. **En travée :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

. **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

2^{ème} CAS :

. **En travée :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

. **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91révisées 99 Art. 5.1,2)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

1^{er} CAS :

$$\tau_1 = \frac{V_{1\max}}{b.d} = \frac{17.07 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.131 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

2^{ème} CAS :

$$\tau_2 = \frac{V_{2\max}}{b.d} = \frac{26.95 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.207 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91révisées 99 / Art A.6.1 ,3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

1^{er} CAS :

$$\tau_{se} = \frac{V_{1\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{avec } (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}).$$

$$\tau_{se} = \frac{17.07 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0.929 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 0.929 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres

2^{er} CAS :

$$\tau_{se} = \frac{V_{2\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{avec } (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}).$$

$$\tau_{se} = \frac{26.95 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,467 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_{se} = 1,467 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres

d. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91révisées 99 / Art. 5.1,3)**

1^{er} CAS :

$$A_{st} \text{ adopté } > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{1max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.07 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.49 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

2^{er} CAS :

$$A_{st} \text{ adopté } > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{2max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 26.95 \times 10^3}{400} \times 10^{-2} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.77 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des barres (BAEL 91/99 Art 6.1 ,2) :

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

$l_s = 35\phi$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

f. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 4)[14]

Pour des charges réparties seulement :

. **Armatures principales en travée** : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Armatures principales aux appuis** : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.1.8. Calcul à l'ELS :

➤ **1^{er} CAS :**

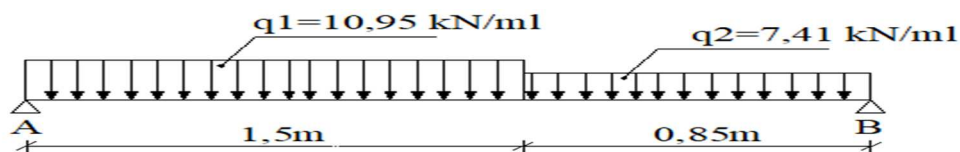


Figure III. 6: schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELS

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = R_A + R_B - (10.95 \times 1.5) - (0.85 \times 7.41) = 0$$

$$R_A + R_B - 22.724 \longrightarrow R_A + R_B = 22.724 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = R_B \times 2.35 - \left(10.95 \times \frac{1.5^2}{2}\right) - [(7.41 \times 0.85)] \times 1.925 = 0$$

$$R_B = 10.4 \text{ KN.}$$

D'où :

$$R_A + 10.4 = 22.724 \longrightarrow R_A = 12.324 \text{ KN.}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$:

$$T_y = -10.4x + 12.324.$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow T_y(0) = 12.32 \text{ KN.}$$

$$x = 1.5 \text{ m} \longrightarrow T_y(1,5) = -4.32 \text{ KN.}$$

$$M_z = -10.4 \times \frac{x^2}{2} + 12.32x.$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 1.5 \text{ m} \longrightarrow M_z = 6.1 \text{ KN.m.}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 0.85$ m :

$$T_y = 7.41x - 10.4.$$

Pour: $x = 0 \longrightarrow T_y = -10.4$ KN.

$x = 0.85$ m $\longrightarrow T_y = -4.10$ KN.

$$M_z = -7.4 \times \frac{x^2}{2} + 10.4x.$$

Pour : $x = 0 \longrightarrow M_z = 0$ KN.

$x = 0.85$ m $\longrightarrow M_z = 6.1$ KN.m.

c. Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = -10.4x + 12.324 = 0 \longrightarrow x = 1.125$$
 m

$$M(1.125) = -10.4 \times \frac{(1.125)^2}{2} + 12.324(1.125) = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 6.93 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = 0.3 \times 6.93 = 2.079$ KN.m

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 6.93 = 5.89$ KN.m

Les résultats trouvés sont représentés sur le diagramme ci-dessous :

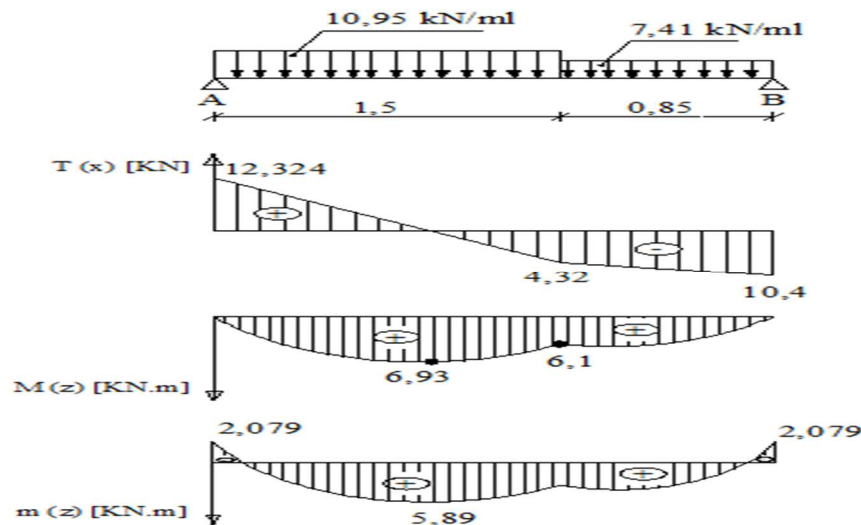


Figure III. 7: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS

➤ **2^{er} CAS :**

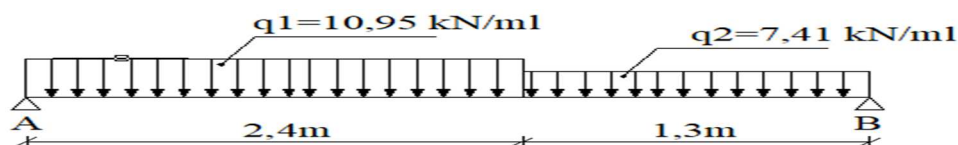


Figure III. 8: schéma statique de chargement d'un escalier droit à l'ELS

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/x = 0$$

$$\sum F/y = R_A + R_B - (10.95 \times 2.4) - (1.3 \times 7.41) = 0$$

$$R_A + R_B - 35.913 = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 35.913 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = R_B \times 3.7 - (10.95 \times \frac{2.4^2}{2}) - [(7.41 \times 1.3)] \times 3.05 = 0$$

$$R_B = 16.46 \text{ KN.}$$

D'ou :

$$R_A + 16.46 = 35.913 \longrightarrow R_A = 19.46 \text{ KN.}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

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

$$T_y = -10.95x + 12.32.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow T_y(0) = 19.45 \text{ KN.}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \longrightarrow T_y(1,5) = -6.83 \text{ KN.}$$

$$M_z = -10.95 \times \frac{x^2}{2} + 12.32x.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \longrightarrow M_z = 15.14 \text{ KN.m.}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$:

$$T_y = 7.41x - 16.46.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow T_y = -16.46 \text{ KN.}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \longrightarrow T_y = -6.83 \text{ KN.}$$

$$M_z = -7.41 \times \frac{x^2}{2} + 16.46x.$$

$$\text{Pour: } x = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \longrightarrow M_z = 15.14 \text{ KN.m.}$$

c. Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = -10.95x + 12.32 = 0 \longrightarrow x = 1.776 \text{ m}$$

$$M(1.776 \text{ m}) = -10.95 \times \frac{(1.776)^2}{2} + 12.32(1.776) = 17.27 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max} = 17.27 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = 0.3 \times 17.27 = 5.181 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 17.27 = 14.68 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont représenté sur le diagramme ci-dessous :

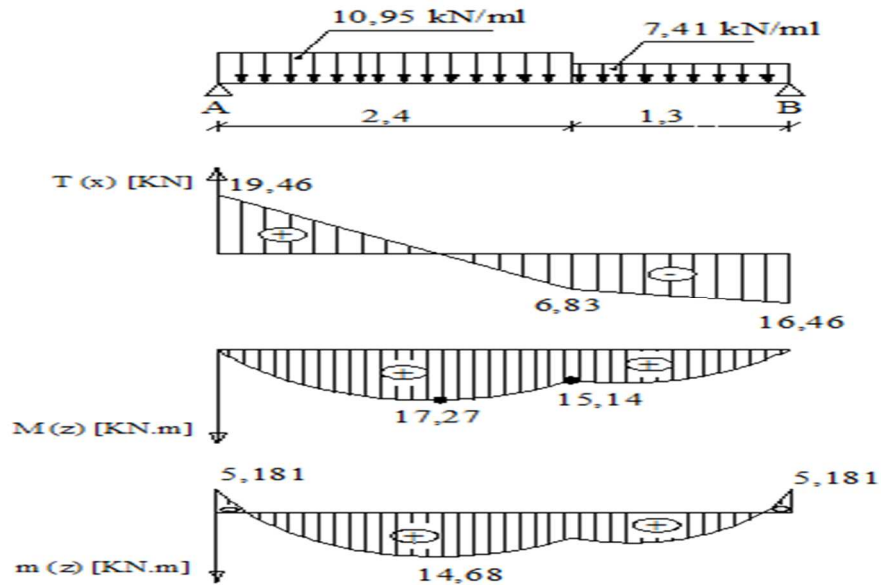


Figure III. 9: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS

II.1.9. Vérification à l'E.L.S :

a. L'état limite de compression du béton : Art B.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

1^{er} CAS :

• En travée :

$M_t = 5.89 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.434 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 \longrightarrow k_1 = 34.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,89 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 89.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{89.19}{34.5} = 2.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 2.075 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \longrightarrow \beta_1 = 0,899 \longrightarrow k_1 = 34.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2,075 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 31.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{31.42}{34.5} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2^{er} CAS :

- **En travée :**

$$M_t = 14.68 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \longrightarrow \beta_1 = 0,899 \longrightarrow k_1 = 34.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{14.68 \times 10^6}{0,898 \times 130 \times 565} = 222.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{222.56}{34.7} = 6.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 5.181 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439$$

$$\rho_1 = 0.439 \longrightarrow \beta_1 = 0,899 \longrightarrow k_1 = 34.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.181 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 78.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{78.46}{34.5} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

a. l'état limite d'ouverture des fissurations : ArtA.4.5.32 / BAEL 91révisées 99

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b. Etat limite de déformation : ArtB.6.5.1 / BAEL 91 révisées 99

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

1^{er} type

- $\frac{h}{l} = \frac{0,15}{2,35} = 0.063 > \frac{1}{16} = 0.062 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.35} = 0.063 < \frac{5.89}{10(5.89)} < 0.1 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} 0,010 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

2^{em} type

- $\frac{h}{l} = \frac{0,15}{3,7} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.062 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.7} = 0.04 < \frac{14.68}{10(14.68)} < 0.1 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} 0,010 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

1- Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5,2) :

1^{er} CAS :

$$f_v = \frac{M_t l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \bar{f} \quad \text{avec: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{235}{500} = 0.47 \text{ cm}$$

- M_t : Moment fléchissant maximal à l'ELS.
- E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$).
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_v \cdot \mu)}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b_0}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15(V_2 - c)^2 \cdot A_t$$

$$\text{Où: } V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : moment d'inertie total.

$S_{xx'}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot \square^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13$$

$$S_{xx'} = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + (n \times A) = (b \times h) + (n \times A) = (100 \times 15) + (15 \times 5.65)$$

$$B_0 = 1584.75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.9 = 7.21 \text{ cm}.$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7.79)^3 + (7.21)^3] + 15 (7.21 - 2)^2 \times 5.65$$

$$I_0 = 30551.6 \text{ cm}^4.$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.0043 \longrightarrow \beta_1 = 0,985$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{5.89 \times 10^6}{0,985 \times 130 \times 565} = 81.4 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 5.25 \longrightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5.25 = 2.1$$

Et :

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 81.4 + 2,1} \right] = 0.24$$

$$\longrightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 30551.6}{1 + (0.24 \times 2.1)} = 22664.65 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_t l^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{5.89 \times 10^3 \times (235)^2}{10 \times 10818.86 \times 22664.65} = 0.133 \text{ mm}$$

$$f_v = 0.133 \text{ cm} < \bar{f} = 0.47 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2^{em} CAS :

$$f_v = \frac{M_t l^2}{10.E_v.I_{Fv}} < \bar{f} \quad \text{avec:} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

- M_t : Moment fléchissant maximal à l'ELS.
- E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$).
- I_{Fv} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{Fv} = \frac{1,1.I_0}{1+(\lambda_v.\mu)}$$

$$\text{Avec: } I_0 = \frac{b_0}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15(V_2 - c)^2.A_t$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{S_{x'x'}}{B_0}; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : moment d'inertie total.

$S_{x'x'}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{x'x'} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3,92 \times 13$$

$$S_{x'x'} = 12014.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + (n \times A) = (b \times h) + (n \times A) = (100 \times 15) + (15 \times 3.92)$$

$$B_0 = 1558.8 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{x'x'}}{B_0} = \frac{12014.1}{1558.8} = 7.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm.}$$

Donc:

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7.7)^3 + (7.3)^3] + 15 (7.3 - 2)^2 \times 3.92$$

$$I_0 = 832414.4 \text{ cm}^4.$$

Aussi:

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.0043 \longrightarrow \beta_1 = 0,985$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A} = \frac{14.68 \times 10^6}{0,985 \times 130 \times 565} = 202.91 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0043(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 4.88 \longrightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4.88 = 1.95$$

Et :

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0043 \times 202,91 + 2,1} \right] = 0.34$$

$$\longrightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 83241,1}{1 + (0,34 \times 1,95)} = 550604.83.834 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_t l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14.68 \times 10^3 \times (370)^2}{10 \times 10818.86 \times 46908.406} = 0.034 \text{ mm}$$

$$f_v = 0.034 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2 Etude de la poutre palière :

III.2.1 Définition :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire (**b x h**), avec une portée de **375 cm**, reposant sur deux nus d'appuis (partiellement encastrée 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.

III.2.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière :

La Hauteur **h_t** est donnée par la formule suivante : (selon le Art.7.5.1 /RPA 99 / version 2003)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow \frac{240}{15} \leq h \leq \frac{240}{10}$$

$$16 \leq h \leq 24 \text{ cm ; Nous optons pour } h = 30 \text{ cm}$$

La largeur **b** est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour **b = 25 cm**

III.2.2.1 Vérification selon (Art.7.5.1 RPA 99 / version 2003) :

b ≥ 20 cm On a **b = 25 > 20 cm**.....la Condition est Vérifiée.

h ≥ 30 cm On a **h = 30 ≥ 30 cm**.....la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$ cm On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

III.2.3 Détermination des charges :

III.2.3.1 Charge permanente :

1^{er} CAS :

Poutre palière en console :

-Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

-Poids propre de l'enduit en ciment : $G_2 = 0,18 \times 4 = 0,72 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

-Réaction du palier à l'ELU : $R_B = Q_u = 14,48 + 26,95 = 41,43 \text{KN}$

-Réaction du palier à l'ELS : $R_B = Q_s = 10,4 + 19,46 = 29,86 \text{KN}$

2^{em} CAS :

-Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

-Poids propre du mur en brique creuses : $G_2 = 2,36 \times (1,53 - 0,3) = 2,90 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

-Poids propre de l'enduit en ciment : $G_3 = 0,18 \times 4 = 0,72 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

-Réaction du palier à l'ELU : $R_B = Q_u = 22,92 \text{KN}$

-Réaction du palier à l'ELS : $R_B = Q_u = 16,46 \text{KN}$

III.2.4. Combinaisons de charges :

1^{er} CAS :

ELU : $q_{u1} = 1,35G + R_{Bu} = 1,35 \times (G_1 + G_2) + R_{Bu}$

$$q_{u1} = 1,35(1,875 + 0,72) + 41,43 = 44,89 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

ELS : $q_{s1} = G + R_{Bu} = (G_1 + G_2) + R_{Bs}$

$$q_{s1} = (1,875 + 0,72) + 29,86 = 32,46 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

2^{em} CAS :

ELU : $q_{u2} = 1,35G + R_{Bu} = 1,35 \times (G_1 + G_2 + G_3) + R_{Bu}$

$$q_{u2} = 1.35(1,875 + 0,72 + 2,9) + 41,43 = 48,85 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\text{ELS : } q_{s2} = G + R_{Bu} = (G_1 + G_2 + G_3) + R_{BS}$$

$$q_{s2} = (1,875 + 0,72 + 2,9) + 29,86 = 35,36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

III.2.5.Calcul à l'ELU :

❖ Calcul des efforts internes :

- Moment isostatique :

1^{er} CAS :

$$M_u = M_u^{\max} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{44,89 \times (1,10)^2}{2} = -22,16 \text{KN.m.}$$

$$\text{- Effort tranchant : } T_u = T_u^{\max} = q_u \times l = 44,89 \times 1,1 = 49,379 \text{KN.}$$

2^{em} CAS :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{48,85 \times (2,55)^2}{8} = 39,71 \text{KN.m.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 39,71 = -11,91 \text{KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 39,71 = 33,75 \text{KN.m}$$

$$\text{- Effort tranchant : } T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{48,85 \times 2,55}{2} = 62,28 \text{KN.}$$

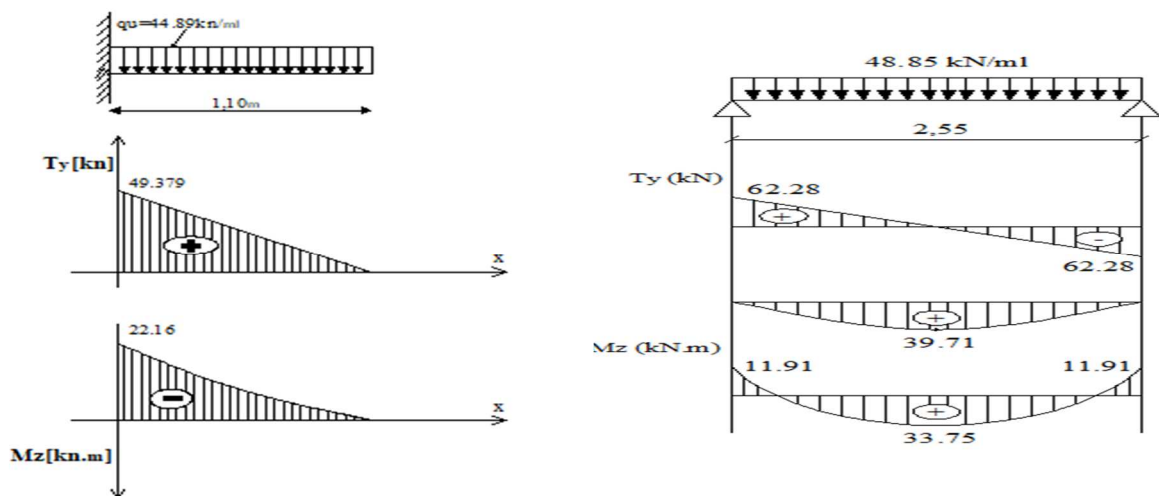


Figure III. 10: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

III.2.5.1 Calcul des armatures :

$$d = 28 \text{ cm} ; H = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

1^{er} CAS :

$$M_{\max}^t = -22.16 \text{ KN.m}$$

❖ Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,16 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0,08 < \mu_{id} = 0.392$$

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

$$\mu_t = 0,08 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,16 \times 10^6}{0,958 \times 280 \times 348} = 237.39 = 2.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

$$3HA12 \text{ filante} \Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

2^{em} CAS :

$$M_{\max}^t = 33,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^a = -11,91 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu_A = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33,75 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,121 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_A = 0,122 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,75 \times 10^6}{0,935 \times 280 \times 348} = 370,44 = 3,7 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Rightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$\mu_A = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,91 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,042 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_A = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,91 \times 10^6}{0,935 \times 280 \times 348} = 130,73 = 1,3 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA10** $\Rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des armatures transversales (Art A7.4.2.2 BAEL 91 modifier 99).**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset < \min \left\{ \frac{H}{35}; \emptyset_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8; 12; 25\} = 8 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

(un cadre + un étrier).

III.2.6. Vérification à l'ELU :

❖ **Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ avec } : f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{adopte} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau}_u$$

❖ **Calcul la contrainte de cisaillement admissible.**

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement.**

$$\tau_{u1} = \frac{T_{1max}}{b_0 d} = \frac{49,379 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,705 \text{ MPa}$$

$\tau_{u1} < \overline{\tau_u}$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

$$\tau_{u2} = \frac{T_{2max}}{b_0 d} = \frac{62,28 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,89 \text{ MPa}$$

$\tau_{u2} < \overline{\tau_u}$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se1} = \frac{49,379 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 113} = 1,49 \text{ MPa}$$

$\tau_{se1} = 1,49 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$$\tau_{se2} = \frac{62,28 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 113} = 1,88 \text{ MPa}$$

$\tau_{se2} = 1,88 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Influence de l'effort tranchant.

Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312)[14]

1^{er} CAS :

$$A_{S \text{ adoptée}} > A_{S \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 49,379 \times 10^3}{400} = 141,96 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,42 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

2^{em} CAS :

$$A_{S \text{ adoptée}} > A_{S \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 62,28 \times 10^3}{400} = 179,05 = 1,79 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,79 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

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

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 250 \times 280}{1,5} = 420 \times 10^3 \text{ KN}$$

1^{er} CAS :

$$T_{1\max} = 49,379 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2^{em} CAS :

$$T_{1\max} = 62,28 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ancrage des armatures (longueur de scellement) (CBA 93/ Art6.1. 2).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers $HA L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$

❖ Exigence du RPA (Art 7.5.2.1 RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 3HA12 + 3HA10 = 5,74 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,74 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,8 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(7,5 ; 9,6), \text{ on opte pour } S_t = 7,5 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

III.2.7.Calcul à l'état limite de service ELS:

❖ Calcul des efforts internes :

1^{er} CAS :

- Moment isostatique :

$$M_{s1} = M_{s1}^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{32,46 \times 1,1^2}{2} = -19,64 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_{s1} = T_{s1}^{max} = q_s \times L = 32,46 \times 1,1 = 35,706 \text{ KN.}$$

2^{em} CAS :**- Moment isostatique :**

$$M_{s2} = M_{s2}^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{35,36 \times 2,55^2}{8} = 28,74 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 28,74 = -8,622 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 28,74 = 24,429 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_{s2} = T_{s2}^{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{35,36 \times 2,55}{2} = 45,084 \text{ KN.}$$

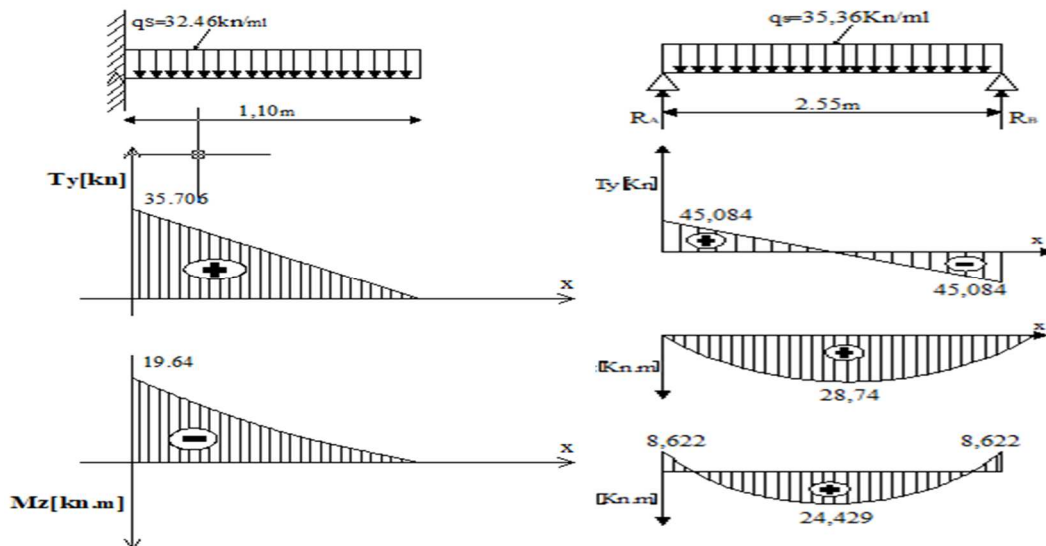


Figure III. 11: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

a) Vérification à l'ELS.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ Dans le béton}$$

✓ **Aux appuis :**

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

1^{er} CAS :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 19,64 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = \mathbf{0,484}$$

$$\rho = \mathbf{0,484} \longrightarrow K_1 = \mathbf{32,62} \longrightarrow \beta_1 = \mathbf{0,895}$$

$$\sigma_{st} = \frac{19,64 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = \mathbf{231,18 MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 MPa}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{231,18 MPa} < \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton.(Art A.5.2 / BAEL 91 modifier 99)**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,62} = \mathbf{0,0306}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0306 \times 231,18 = \mathbf{7,08 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{7,08 MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

2^{em} CAS :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 2,36 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 11,91 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = \mathbf{0,337}$$

$$\rho = \mathbf{0,337} \longrightarrow K_1 = \mathbf{40,29} \longrightarrow \beta_1 = \mathbf{0,910}$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,91 \times 10^3}{0,910 \times 28 \times 2,36} = \mathbf{198,06 MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 MPa}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{198,06 MPa} < \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{40,29} = \mathbf{0,0248}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0248 \times 198,06 = \mathbf{4,91 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4,91 MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t = 24,429 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = \mathbf{0,484}$$

$$\rho = 0,484 \longrightarrow K_1 = 32,62 \longrightarrow \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{24,429 \times 10^3}{0,895 \times 32,62 \times 3,39} = 246,83 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 246,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,62} = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 246,83 = 7,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.1)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

1^{er} CAS :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{1,1} = 0,227 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{6,77}{10 \times 27,16} = 0,024 < \frac{h}{l} = 0,227 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

2^{em} CAS :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{2,55} = 0,117 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{33,75}{10 \times 39,71} = 0,085 < \frac{h}{l} = 0,227 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.3.Calcul des planchers :**III.3.1 Introduction :**

Les planchers de (16+4) sont constitués de :

- ❖ corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- ❖ Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de **4cm**.
- ❖ Des poutrelles préfabriquées de section en Té, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche espacée de **65cm**.

III.3.2 Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (**TL 520 ; $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$**) avec : **$f_e = 520 \text{ MPa}$** et une épaisseur courante de **4cm** environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : ***l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.***

- ❖ **20cm (5 p.m)** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ **33cm (3p.m)** pour les armatures parallèles aux nervures.

III.3.3 Calcul des Armatures :

a) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec : **$l = 65\text{cm}$** : distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520\text{MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2/m_l \Rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0,98\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

b) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0,98\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

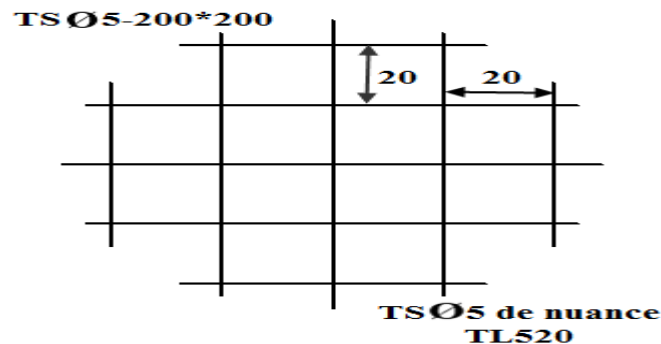


Figure III. 12: Schéma du treillis soudé.

III.3.4 Etude de la poutrelle :

III.3.4.1 Dimensionnement de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

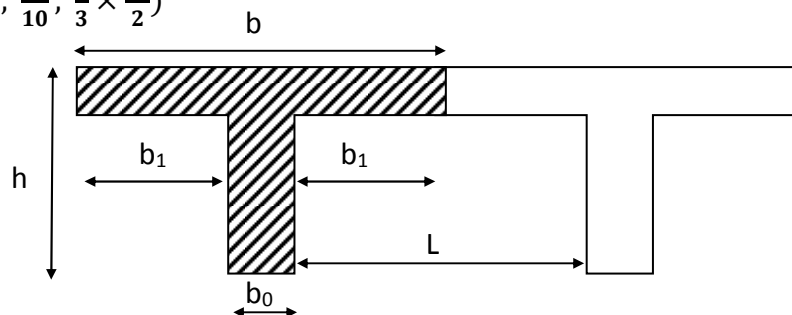


Figure III. 13: Coupe vertical d'une poutrelle.

- b_0 : Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles : $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- L_1 : Longueur de la plus grande travée : $L_1 = 3,20 \text{ m}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- h : hauteur totale de plancher.

$$\left[\begin{aligned} b_1 &\leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 &\leq \frac{L_1}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 &\leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{320}{2} = 106,67 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4.2 Calcul de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de **1m** et sur deux étapes :

1^{er} Etape : avant le coulage

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

❖ Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)

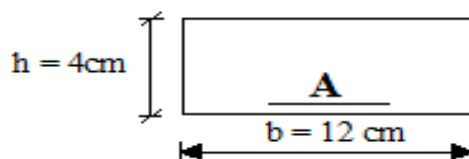


Figure III. 14: Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul de moment :** $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,2^2}{8} = 3,2 \text{ KN m.}$
- **Calcul effort tranchant :** $T = q_u \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3,2}{2} = 4 \text{ KN m.}$
- **Calcul des Armatures :** $\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$

$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$

$$\mu_b = \frac{3,2 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 4,69 > \mu_{id} = 0,0392 \dots \dots \text{Section doublement armée.}$$

Comme la hauteur (**4cm**) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

2^{eme} Etape : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

❖ Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

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

a) Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.2.2.10 BAEL 91 modifiée 99).

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max \left(2G ; 5 \frac{KN}{ml} \right)$$

$$Q = 1,5 \frac{KN}{ml} \leq \max \left(2G ; 5 \frac{KN}{ml} \right) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
→ **Condition vérifiée**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **Condition vérifiée.**
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{3,2}{3,2} = 1 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,2}{2,8} = 1,14 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{2,8}{3,2} = 0,875 < 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99) :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.



Figure III. 15: diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

Exposé de la méthode :

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- Moment en travées : $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- Moment en travées Intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Moment en travées de Rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

L : Longueur entre nus d'appuis.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- Pour les poutres de deux travées $\geq 0,6 M_0$.
- Pour les poutres plus de deux travées :
 - Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à $\geq 0,5 M_0$.

- Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0,4 M_0$.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur (9) appuis.

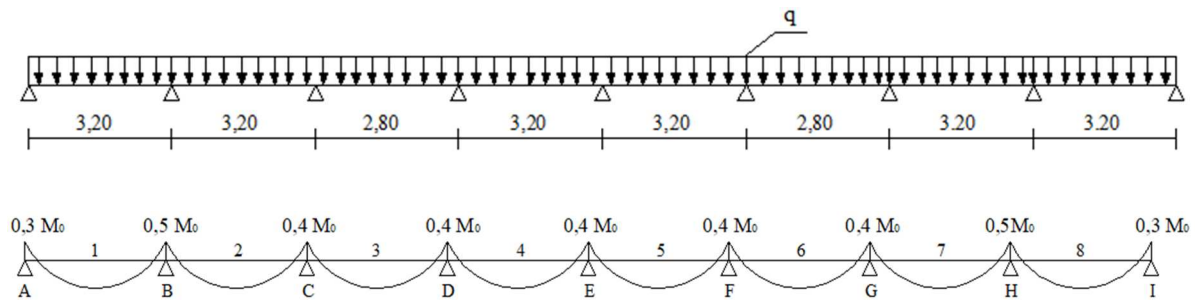


Figure III. 16: Schéma statique des travées du 1er cas

Application de la méthode forfaitaire :

1^{ER} CAS :

- **Les charges :**

- Charge permanente : $G = 5,64 \times 0,65 = 3,66 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation: $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison d'action :**

- **ELU :** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

$$q_u = 1,35 \times 3,66 + 1,5 \times 0,975 = 6,41 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- **ELS:** $q_s = G + Q$.

$$q_s = 3,66 + 0,975 = 4, \frac{64\text{KN}}{\text{ml}}$$

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,21 = 1,063 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} = 0,6315. \text{ Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,66 + 0,975} = 0,21. \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} = 0,5315. \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments isostatique l'ELU :**

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = M_{07} = M_{08} = \frac{q_u L^2}{8} = 6,41 \times \frac{3,2^2}{8} = 8,20 \text{ KN ml}.$$

$$M_{03} = M_{06} = \frac{q_u L^2}{8} = 6,41 \times \frac{2,80^2}{8} = 6,28 \text{ KN ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- ❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 8,20 = 2,46 \text{ KN ml.}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 8,20 = 4,10 \text{ KN ml.}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 8,20 = 3,28 \text{ KN ml.}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 8,20 = 3,28 \text{ KN ml.}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 8,20 = 3,28 \text{ KN ml.}$$

$$M_F = 0,4 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \times 8,20 = 3,28 \text{ KN ml.}$$

$$M_G = 0,4 \max (M_{06}; M_{07}) = 0,4 \times 8,20 = 3,28 \text{ KN ml.}$$

$$M_H = 0,5 \max (M_{07}; M_{08}) = 0,5 \times 8,20 = 4,10 \text{ KN ml.}$$

$$M_I = 0,3 M_{08} = 0,3 \times 8,20 = 2,46 \text{ KN ml.}$$

- ❖ **Les moments en travées :**

Par symétrie on a :

$$M_{AB}^t = M_{HI}^t \quad M_{CD}^t = M_{FG}^t$$

$$M_{BC}^t = M_{GH}^t \quad M_{DE}^t = M_{EF}^t$$

$$M_{CD}^t = M_{FG}^t$$

- **Travée de rive :**

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

- **Travée de rive AB et HI**

$$M_{AB}^t \geq 1,063 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,063 \times 8,20 - \frac{2,46 + 4,1}{2} = 5,43 \text{ KN m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,6315 \times 8,20 = 5,18 \text{ KN m.}$$

$$\text{Donc : } M_{AB}^t = M_{HI}^t = 5,43 \text{ KN m}$$

➤ Travées intermédiaires

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée intermédiaires BC et GH :

$$M_{BC}^t \geq 1,063 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,063 \times 8,20 - \frac{4,1 + 3,28}{2} = 5,03 \text{ KN m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,5315 \times 8,20 = 4,36 \text{ KN m.}$$

$$\text{Donc : } M_{BC}^t = M_{GH}^t = 5,03 \text{ KN m.}$$

• Travée intermédiaires CD et FG :

$$M_{CD}^t \geq 1,063 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,063 \times 6,28 - \frac{3,28 + 3,28}{2} = 3,40 \text{ KN m.}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,5315 \times 6,28 = 3,34 \text{ KN m.}$$

$$\text{Donc : } M_{CD}^t = M_{FG}^t = 3,40 \text{ KN m.}$$

• Travée intermédiaires DE et EF:

$$M_{DE}^t \geq 1,063 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,063 \times 8,20 - \frac{3,28 + 3,28}{2} = 5,43 \text{ KN m.}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,5315 \times 8,20 = 4,36 \text{ KN m.}$$

$$\text{Donc : } M_{DE}^t = M_{EF}^t = 5,43 \text{ KN m.}$$

Calcul des efforts tranchant:

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{l}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

➤ à l'ELU

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{4,1 - 2,46}{3,2} = \mathbf{10,76\ KN}.$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{4,1 - 2,46}{3,2} = \mathbf{-9,74\ KN}.$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 4,1}{3,2} = \mathbf{9,99\ KN}.$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 4,1}{3,2} = \mathbf{-10,51\ KN}.$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4,1 \times \frac{2,8}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{2,8} = \mathbf{8,97\ KN}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -4,1 \times \frac{2,8}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{2,8} = \mathbf{-8,97\ KN}.$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{3,2} = \mathbf{10,26\ KN}.$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{3,2} = \mathbf{-10,26\ KN}.$$

• Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{3,2} = \mathbf{10,26\ KN}.$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{3,2} = \mathbf{-10,26\ KN}.$$

• Travée FG :

$$T_F = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{3,2} = \mathbf{10,26\ KN}.$$

$$T_G = -q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3,28 - 3,28}{3,2} = \mathbf{-10,26\ KN}.$$

• Travée GH:

$$T_G = q_u \frac{L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{4,1 - 3,28}{3,2} = \mathbf{10,51 \text{ KN}}.$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{4,1 - 3,28}{3,2} = \mathbf{-9,99 \text{ KN}}.$$

• **Travée HI :**

$$T_H = q_u \frac{L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = 6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{2,46 - 4,1}{3,2} = \mathbf{9,74 \text{ KN}}.$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = -6,41 \times \frac{3,2}{2} + \frac{4,1 - 2,46}{3,2} = \mathbf{-10,76 \text{ KN}}.$$

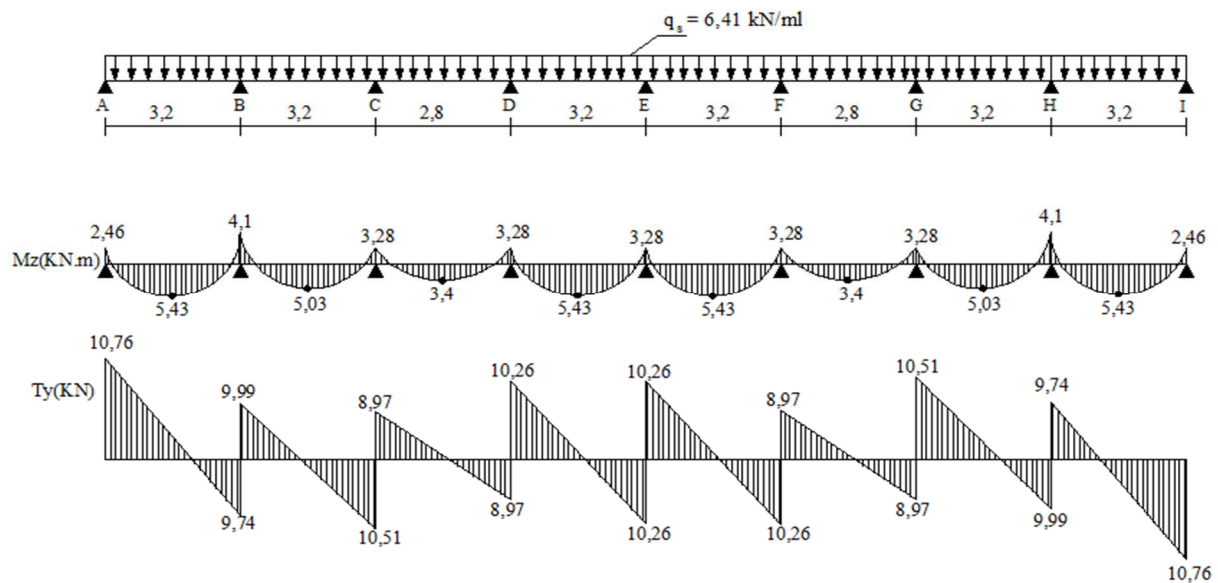


Figure III. 17:Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1er CAS).

2^{ème} CAS :

La poutrelle des balcons en corps creux

• **Les charges :**

- Charge permanente : $G = 5,64 \times 0,65 = \mathbf{3,66 \text{ KN/ml}}$.
- Charge d'exploitation: $Q = 3,5 \times 0,65 = \mathbf{2,275 \text{ KN/ml}}$.

• **Combinaison d'action :**

- **ELU :** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$.
 $q_u = 1,35 \times 3,66 + 1,5 \times 2,275 = \mathbf{8,35 \text{ KN/ml}}$.
- **ELS:** $q_s = G + Q$.
 $q_s = 3,66 + 2,275 = \mathbf{5,935 \text{ KN/ml}}$.

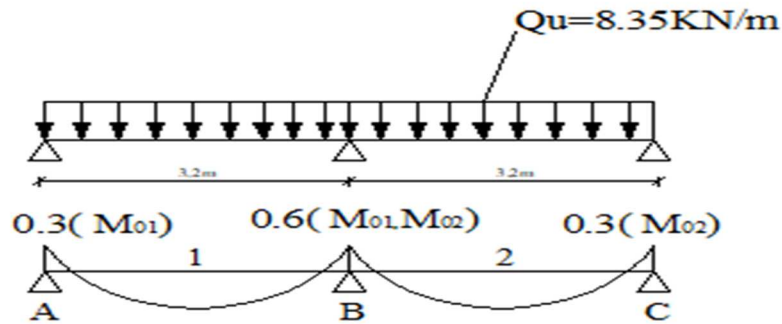


Figure III. 18: Schéma statique des travées du 2er cas

- Calcul du rapport de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,383 = 1,115 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,383}{2} = 0,657. \text{ Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,275}{3,66 + 2,275} = 0,383. \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,383}{2} = 0,557. \end{array} \right.$$

- Calcul des moments isostatique l'ELU :

$$M_{01} = M_{02} = M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 8,35 \times \frac{3,2^2}{8} = 10,68 \text{ KN ml.}$$

- Calcul des moments fléchissant :

- ❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0,3 M_0 = 0,3 \times 10,68 = 3,20 \text{ KN ml.}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 10,68 = 6,408 \text{ ml.}$$

- ❖ Les moments en travées :

- Travée de rive :

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,063 \times M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,063 \times 10,68 - \frac{3,2 + 6,408}{2} = 6,548 \text{ KN m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 = 0,657 \times 10.680 = \mathbf{7.01 \text{ KN m.}}$$

Donc : $M_{AB}^t = \mathbf{7.01 \text{ KN m}}$

Par symétrie : $M_{AB}^t = M_{AB}^t = \mathbf{7.01 \text{ KN m}}$

❖ Calcul des efforts tranchants:

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{l}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 8.35 \times \frac{3,2}{2} + \frac{6.408 - 3.2}{3,2} = \mathbf{14,36 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -8.35 \times \frac{3,2}{2} + \frac{6.408 - 3.2}{3,2} = \mathbf{-14.36 \text{ KN.}}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 8.35 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3.2 - 6.408}{3,2} = \mathbf{12.35 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -8.35 \times \frac{3,2}{2} + \frac{3.2 - 6.408}{3,2} = \mathbf{-14.36 \text{ KN.}}$$

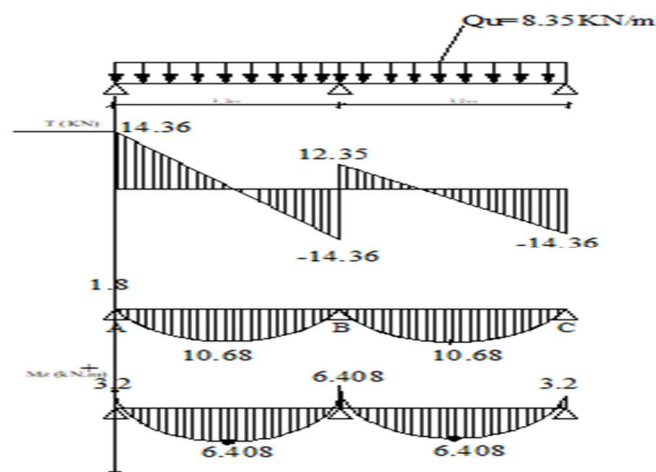


Figure III. 19: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2er CAS).

❖ **Calcul des Armatures à l'ELU :**

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :

$$b = 65 \text{ cm} ,$$

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

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

$$h_0 = 4 \text{ cm} ,$$

$$d = h - c = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}.$$

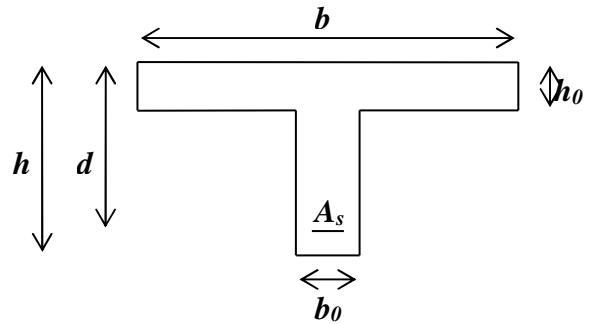


Figure III. 20: Dimensions des poutrelles

Position de l'axe neutre :

Si : $M_T > M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_T < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(17,5 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^2 = 57,226 \text{ KNm}.$$

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

$$M_{\max}^t = 7.01 \text{ KNm}$$

$$M_{\max}^a = -6.408 \text{ KNm}$$

$M_T = 7.01 \text{ KNm} < M_0 = 57,226 \text{ KNm} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire.

❖ **Calcul des Armatures longitudinales :**• **En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.01 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14.2} = 0.0247 < \mu_{id} = 0.392$$

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

$$\mu_t = 0.0192 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,01 \times 10^3}{0,987 \times 17,5 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **3HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 2,36 \text{ cm}^2$.

• **Aux appuis :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,408 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,0226 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_A = 0,0174 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,408 \times 10^3}{0,988 \times 17,5 \times 348} = 1,065 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: **1HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 1,13 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des Armatures Transversales :**

Diamètre des armatures transversales (**Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99**).

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 10; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm}.$$

On opte pour une section d'armature **2HA8** $\Rightarrow A_{Ap} = 1,00 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 8$.

❖ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale**(**Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99**).

• **Calcul de la section minimale.**

• **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 17,5 \times 2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 17.5 \times 2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0.25 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1 .1 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u} \quad \text{Avec : } T_{max} = 14.36 \text{ KN.}$$

- **Calcul la contrainte de cisaillement admissible.**

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Calcul la contrainte de cisaillement.**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14.36 \times 10^3}{120 \times 175} = 0.683 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}} \text{ Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

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

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.36 \times 10^3}{0.9 \times 62.8 \times 175} = 1.451 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.451 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,36 \times 10^3}{0,9 \times 37,68 \times 175} = 2,42 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2,42 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 17,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(15,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.221 BAEL 91 modifiée 99).**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 16 \text{ cm.}$$

a) Influence de l'effort tranchant.

a) sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(14,36 - \frac{6,408}{0,9 \times 0,175} \right) \times \frac{1,15}{40} = -0,756 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A = -0,756 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

b) sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 17,5}{1,5} 10^{-1} = 126 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = 14,36 \text{ KN} < T = 126 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérifications à l'ELS

Pour l'étage courant : $q_s = 5.35 \text{ KN/ml}$.

Les paramètres $\alpha \left(\frac{Q}{G+Q} \right)$, l (Longueur des travées) et la nature du chargement (Uniformément réparti) étant invariable (Les mêmes aussi bien à l'ELU qu'à l'ELS), les valeurs des moments et des efforts tranchant calculées à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit donc, de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.35}{6.41} = 0.834$ pour obtenir les valeurs à l'ELS.

D'où :

c) Les moments aux appuis :

appuis	A	B	C
Moments (KNm)	2.66	5.34	2.66

Tableau III. 3: Moment aux appuis à l'ELS du plancher

d) Les moments en travées :

Travées	AB	BC
Moments (KN m)	5.84	5.84

Tableau III. 4: Moment en travée du plancher à l'ELS

e) Les efforts tranchants :

Travées	AB		BC	
appuis	A	B	B	C
$T_y(\text{KN})$	11.97	-11.97	10.29	-11.97

Tableau III. 5: Efforts tranchants du plancher à l'ELS

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$: Dans le béton

- Aux appuis :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers(Art A4.5.2/ BAEL 91 modifiée 99).

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_a = 1,13 \text{ cm}^2 ; M_{\max}^s = 5.34 \text{ KN.m ; } d = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 17,5} = 0,538$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 30,73 \\ \beta_1 = 0,890 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,34 \times 10^3}{0,890 \times 17,5 \times 1,13} = 303.41 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 303.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton(Art A4.5.2/ BAEL 91 modifiée 99).

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{303.41}{30,73} = 9.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- En travée :

c) Vérification de la contrainte dans les aciers(Art A4.5.32/ BAEL 91 modifiée 99).

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 2,36 \text{ cm}^2 ; M_t = 5.84 \text{ KN.m ; } d = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 17,5} = 1,138$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19,25 \\ \beta_1 = 0,854 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,84 \times 10^3}{0,854 \times 17,5 \times 2,36} = 165.57 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{165.57}{19.25} = 8.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.6 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

e) Etat limite d'ouverture des fissurations :(Art A4.5.32/ BAEL 91 modifiée 99).

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par

Rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (art B.6.5.1)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

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

h : Hauteur totale (20 cm).

L : Longueur max de la travée.

d : Hauteur utile de la section droite.

b₀ : Largeur de la nervure.

M₀:Moment isostatique maximum.

M_t : Moment fléchissant maximum en travée.

A : Section des armatures.

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{320} = 0.0625 > \frac{1}{16} = 0.06 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{320} = 0.0625 > \frac{3.94}{15(5.94)} < 0.44 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{236}{120 \times 175} = 0.0112 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de faire une vérification à la flèche.

f) Calcul de la flèche (Art. B6.5.1/ BAEL91)

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v: Module de déformation différée

$$(E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa})$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + (\lambda_v \cdot \mu)}$$

Avec:

I_0 : moment d'inertie total.

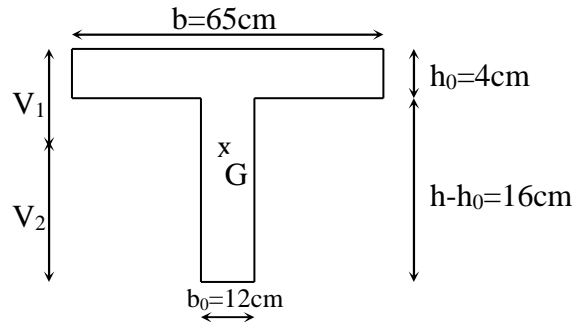


Figure III. 21: Section en T

a. Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

b. Calcul de V1 et V2

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à x' x:

$$S_{x'x} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st} \times d$$

$$S_{x'x} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{x'x}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 6,88 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,88 = 13,12 \text{ cm.}$$

c. Calcul de I_0

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [(6,88)^3 + (13,12)^3] + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(6,88 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \times (13,12 - 2)^2$$

$$I_0 = 25743,069 \text{ cm}^4$$

Aussi:

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

d'où :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0109 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,508$$

Et :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right)$$

- **Calcul σ_s**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,010 \longrightarrow \beta_1 = 0,945$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{5,84 \times 10^6}{0,945 \times 175 \times 236} = 153,53 \text{ MPA}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 153,53 + 2,1}; 0\right) = 0,417$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 25743,069}{1 + (0,417 \times 1,508)} = 17370,77 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_{st} l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{5,84 \times 10^6 \times (3200)^2}{10 \times 10818,86 \times 17370,77 \times 10^4} = 3,18 \text{ mm}$$

$$f_v = 0,318 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0,318 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4. Les balcons en dalle pleine:

III.4.1. Introduction :

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier.

Dans notre cas le balcon se calcul comme une console encastrée à une extrémité et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

a) **Charges permanentes :**

Poids propre du balcon :

$$G = 5,35 \times 1 = 5,35 \text{ kN/ml (} G = 5,35 \text{ kN/m}^2 \text{ ; a été déterminé dans le chapitre II).}$$

Poids du garde-corps :

$$g = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ kN/ml. Où :}$$

$g=1,62 \text{ kN/m}^2$ est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

b) Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ kN/ml.}$$

c) Combinaisons de charges

- À l'ELU

. Charge uniforme : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5 = 12,47 \text{ kN/ml.}$

. Charge concentrée : $g_u = 1,35g = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ kN/ml.}$

- À l'ELS

. Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ kN/ml.}$

. Charge concentrée : $g_s = g = 1,62 \text{ kN/ml.}$

III.4.3. Calcul à l'ELU :

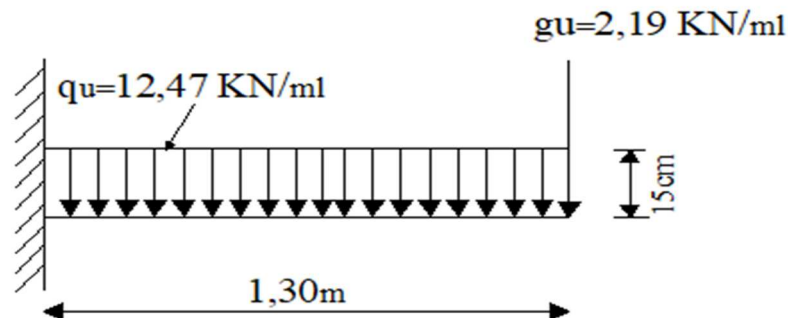


Figure III. 22: Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

a) Calcul du moment fléchissant

$$M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} - g_u \cdot l = - \frac{12,47 \times 1,3^2}{2} - 2,19 \times 1,3 = - 13,38 \text{ kN.m.}$$

b) Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 12,47 \times 1,3 + 2,19 = 18,40 \text{ kN.}$$

c) Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,38 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_l = 0,392$$

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,056$: $\beta = 0,971$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,38 \times 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3,05 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 5HA 10 = 3,92 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

d) Armatures de répartition

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91 Révisées 99, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3 A_{adoptée} = 1,31 \text{ cm}^2$. Soit : $4HA 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4.4. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) [14]

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(100)(13) \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$A = 3,92 > 1,57 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{18,4 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où : Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Barres de haute adhérence)}$$

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.4 \cdot 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/99 Art 6.1 ,2)

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

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 15 \text{ cm}$.

e. Espacements des barres (BAEL 91 / 99 Art. A.8.242)

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales** : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.4.5. Vérifications à l'ELS :

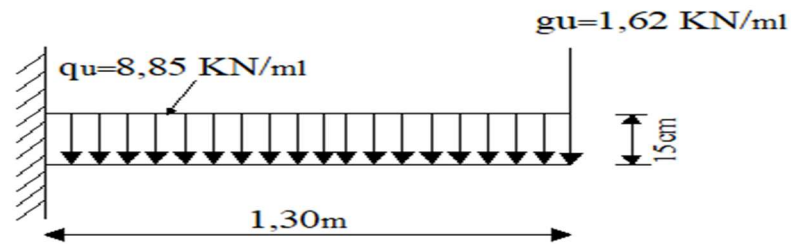


Figure III. 23: Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

a) Calcul du moment fléchissant

$$M_s = - \frac{q_s l^2}{2} - g_s l - M_{Rs} = - \frac{8,85 \times 1,3^2}{2} - 1,62 \times 1,3 = - 9,58 \text{ kN.m}$$

1. Etat limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 / BAEL 91 modifier 99)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,3.$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,3$: $\beta_1 = 0,913$; $K_1 = 42,47$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9,58 \times 10^6}{0,913 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 205,9 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{205,9}{42,47} = 4,85 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91)[14].

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

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

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.115 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{9,58}{10 \times 9,58} = 0.1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.4.6. Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant

- **Armatures principales** : 5 HA 10/ml ($S_t = 20$ cm).
- **Armatures de répartition** : 4 HA 8 ($S_t = 25$ cm)

III.5. Etude des éléments en console :

III.5.1. Etude des éléments en corps creux :

Dans notre projet, nous disposons des balcons et des consoles réalisées en corps creux **(16+4)** Coulés sur place.

Notre calcul se basera sur le cas le plus défavorable (qui est le cas le plus chargé), le cas d'une Console de largeur **$l = 1.30$ m**

III.5.1.1. Les console :

La console encastrée dans le plancher ; il supporte son poids propre et la moitié du Poids de plancher et le poids propre du mur cloison.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. (L : La largeur de la console.)

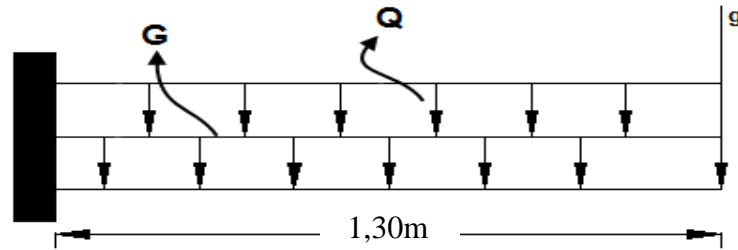


Figure III. 24: schéma statique du consol

1) détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanentes(G):

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.030	18	0.54
Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale (G _t)			4.5

Tableau III. 6:Charge permanente totale (G_t) du consol

b) Charge permanente de la cloison en brique creuse :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Poids total (F)			1.46

Tableau III. 7:Poids total (F) du garde-corps du consol.

c) Le poids propre de la poutre :

Pour le poids propre de la console on prend le poids de la poutre principale.

$$G_3 = (25 \times 0,35 \times 0,30) \times 1,3 = 3,413 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} G1 &= (4.5/2 + 3.5) \times 3.2 \text{ ml} = 18.4 \text{ KN/ml} \\ G2 &= 1.46 \times 3.06 = 4.46 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right\} G_t = 22.86 \text{ KN/ml}$$

2) Surcharges d'exploitation (Q) :

- Pour la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (DTR B.C.2.2)

III.6.1.2. Calcul du moment fléchissant total (M) :

$$(ELU) : \begin{cases} q_u = [(1.35 \times G_t) + (1.5 \times Q)] = [(1.35 \times 18.4) + (1.5 \times 3.5)] \\ q_u = 30.09 \text{ KN/ml} \\ M_{qu} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{30.09 \times 1.3^2}{2} = 25.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} q_s = [(G_t) + (Q)] = [(18.4) + (3.5)] = 21.9 \text{ KN/ml} \\ M_{qs} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{21.9 \times 1.3^2}{2} = 18.505 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant du au mur extérieur:

$$(ELU) : \begin{cases} F_u = 1.35 \times G_2 \times 3.2 = 1.35 \times 4.46 \times 3.2 = 19.26 \text{ KN} \\ M_{Fu} = F_u \times L = 19.26 \times 1.3 = 25.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} F_s = G_2 \times 3.2 \text{ ml} = 14.27 \text{ KN} \\ M_{Fs} = F_s \times L = 14.27 \times 1.3 = 18.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant totale :

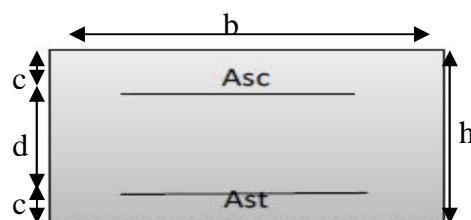
$$(ELU) : \begin{cases} M_u = M_{qu} + M_{Fu} = 25.42 + 25.04 \\ M_u = 50.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$(ELS) : \begin{cases} M_s = M_{qs} + M_{Fs} = 18.505 + 18.55 \\ M_s = 37.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2. Ferrailage:

III.5.2.1. Calcul à l'ELU:

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



Avec : **h** : Epaisseur de la section ($h = 35 \text{ cm}$).

B : Largeur de la section ($b = 30 \text{ cm}$).

c : Enrobage ($c = c' = 2.5$ cm).

d : Hauteur utile ($h - c = 35 - 3 = 32.5$ cm).

a. Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.83 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14.2} = \mathbf{0.086} < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA}$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales (Principales) :

($\mu_u = 0.041$) \rightarrow Tableau \rightarrow ($\beta = 0.954$)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.83 \times 10^3}{0.954 \times 32.5 \times 348} = \mathbf{4.675 \text{ cm}^2}$$

Soit: $A_{adoptée} = 3HA12(\text{fillante}) + 3HA14(\text{chapeau}) = 8.01 \text{ cm}^2$

III.5.3. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité : (Art B.4.2.1/BAEL91V99)**

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{CNF}$ avec : $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.50 \text{ MPa}$

$$T_u = q_u \times L + F_u = 30.9 \times 1.3 + 19.26 = 59.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{59.43 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.619 \text{ MPa}$$

($\tau_u = 0.619 \text{ MPa}$) $<$ ($\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$) \rightarrow **Condition vérifiée**

- **Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s \geq \left(\frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm} \right)$$

$$L_s = 45$$

$$L_s \geq \left(\frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 49.55 \text{ cm} \right)$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

- **Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi_l = 3 \times 3.14 \times 12 + 3 \times 3.14 \times 14 = 243.84 \text{ mm.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{59.43 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 243.84} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.99 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99) :**

$$\text{Armatures principales : } \begin{cases} S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \\ (S_t = 7 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \end{cases} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.4. Vérification à l'ELS :

➤ **Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)**

- **L'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right]$$

$$\text{Des aciers HA: } \phi \geq 8 \text{ mm et } f_e E 400 \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 8.01}{30 \times 32} = 0.82 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.871)$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{37.05 \times 10^6}{0.871 \times 320 \times 8.01 \times 10^2} = 163.4 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s = 163.4 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

- **Béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$(\rho_1 = 0.82) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 23.55)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{163.4}{23.55} = 6.93 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{bc} = 6.93 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}) \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.4.2. Flèche du balcon : (Art B.6.5.2/BAEL91V99) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{35}{120} = 0,29 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \left\{ \frac{35}{120} = 0,29 \geq \frac{37.05}{10 \times 37.05} = 0,1 \right\} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \left\{ \frac{8.01}{30 \times 32} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées

D'où : Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

- Armatures principales : $A_{adoptée} = 3\text{HA}12 \text{ FILANTE} + 3\text{HA}14 \text{ CHAPEAU} = 8.01 \text{ cm}^2$

III.6. La poutre de chaînage :

III.6.1. Pré-dimensionnement :

➤ Hauteur h :

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

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \longrightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

➤ La largeur b :

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \longrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 25 \text{ cm.}$$

➤ Vérification des exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.
- ✓ $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1.2 < 4 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

- ✓ Poids propre de la poutre de chaînage : $G_p = b \times h \times \rho = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur extérieur : $G_m = 1.1 \times 1.45 = 1.595 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du plancher : $P_p = 5.58 \times \frac{0.65}{2} = 1.833 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge permanente total : $G_T = (1.875 + 1.595 + 1.833) = 5.303 \text{ KN/ml}$
- ✓ La surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.1375 \text{ KN/ml}$

III.6.3. Combinaisons de charges :**a) A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (5.303) + 1.5 \times (1.1375) = 8.865 \text{ KN/ml.}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 10.39 + 0.448 = 6.441 \text{ KN/ml.}$$

III.6.4. Calcul à l'ELU**➤ Détermination des efforts internes :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{8.865 \times 3.2}{2} = 14.184 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8.865 \times 3.2^2}{8} = 11.347 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 11.347 = 9.64 \text{ kN.m.}$
- ✓ Aux appuis : $M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 11.347 = 3.40 \text{ kN.m.}$

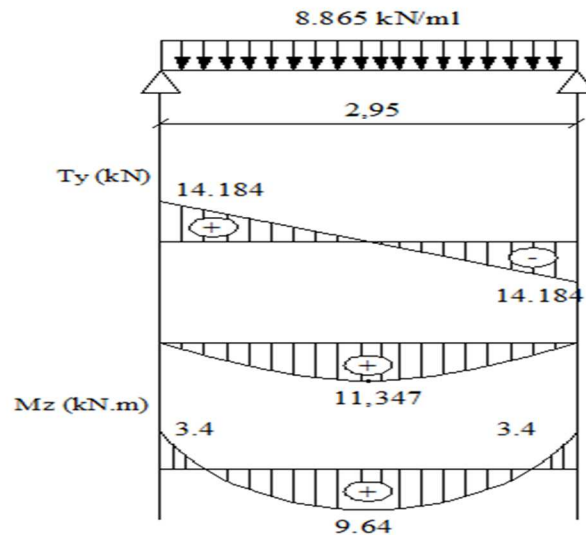


Figure III. 25 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU de la poutre de chaînage.

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.64 \times 10^6}{250 \times 275^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.102 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.64 \times 10^6}{0.982 \times 275 \times 348} = 102.58 \text{ mm}^2 = 1.025 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA 10** = 2.36 cm².

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.4 \times 10^6}{250 \times 300^2 \times 14.2} = 0.0106 < \mu_l = 0.392$$

(S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.0106 \longrightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.4 \times 10^6}{0.995 \times 275 \times 348} = 35.71 \text{ mm}^2 = 0.357 \text{ cm}^2$$

On opte : **3HA 10** = 2.36 cm².

III.6.5. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL 91 Révisées 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0.23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2.$$

✓ En travée : $A_{st} = 2.36 > 0.83 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

✓ Aux appuis : $A_a = 2.36 > 0.83 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

2) Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art .5.1.2) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_6} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{14.184 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.206 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.206 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 .3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{14.184 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 94.2} = 0.608 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.608 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4) Ancrage des barres (CBA 91 Révisées 99/ Art. A.6.1.2) : Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

✓ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35$ cm (Aux appuis).

✓ Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1 = 35$ cm (En travée).

l_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

✓ Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

✓ Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 15$ cm.

5) Influence de l'effort tranchant (BAEL 91 Révisées 99 / Art. 5.1,3) :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.184 \times 10^3}{400.10^2} = 0.408 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.408 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Sur le béton (BAEL 91 révisées 99 / Art. A.5.1.313)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 14.184 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 275} = 0.287 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

6) Calcul des armatures transversales (BAEL 91 Révisées 99 / Art. A.7.2.2) :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (0.86 ; 2.5 ; 1) = 0.86 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

7) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91/ Art. A.8.2, 4)

$$S_t^{\max} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (24.75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 24.75 \text{ cm}$$

8) Exigences du RPA 99 VERSION 2003 (Art.7.5.2) :**A) Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$✓ A_l = 3HA 10 + 3HA 10 = 2.36 + 2.36 = 4.72 \text{ cm}^2.$$

$$✓ 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 4.72 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

B) Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**➤ Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée.

✓ Zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (7.5; 12) = 7.5 \text{ cm.} \longrightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

✓ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.6.6. Calcul à l'ELS :**➤ Détermination des efforts internes :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{6.441 \times 2.95}{2} = 9.5 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{6.441 \times 2.95^2}{8} = 7.01 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$✓ \text{ En travée : } M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 7.01 = 5.96 \text{ KN.m.}$$

$$✓ \text{ Aux appuis : } M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 7.01 = 2.103 \text{ KN.m.}$$

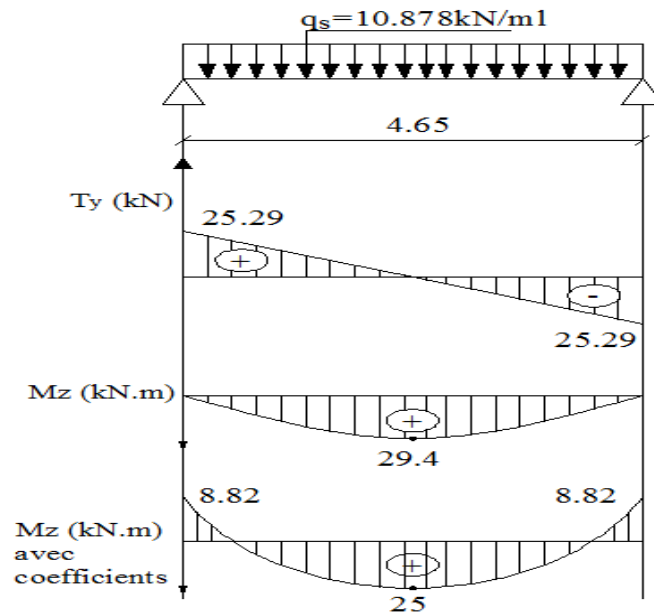


Figure III. 26: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS de la poutre de chaînage

III.6.7.vérification a l'ELS :

1) Etat limite de compression du béton

✓ En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.56}{25 \times 27.5} = 0.372$$

$$\rho = 0.372 \longrightarrow \beta_1 = 0.905 \quad K_1 = 38.022$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.96 \times 10^6}{0.905 \times 275 \times 256} = 93.546 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{93.546}{38.022} = 2.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

✓ Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 27.5} = 0.342$$

$$\rho = 0.342 \longrightarrow \beta_1 = 0.909 \longrightarrow K_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.103 \times 10^6}{0.909 \times 275 \times 236} = 35.648 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{35.648}{39.95} = 0.892 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.892 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 / Art. A.4.5.32) :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de déformation (Art B.6.5.1/ BAEL 91 révisées99) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$* \frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0.101 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0.101 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{5.96}{10 \times 7.01} = 0.085. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$* \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.56}{25 \times 27.5} = 0.0037 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.6. Etude de la toiture :

III.7.1 Introduction :

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente deux versants inclinée de $24,93^\circ$.

III.7.2 Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

➤ **Charge permanente :**

Poids propre des tuiles et des liteaux : $G_t = 0,4 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,1 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow G = G_t + G_p = 0,4 + 0,1 = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charge d'exploitation :**

Poids de la neige : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges :**

✓ A l'état limite ultime E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 1 = 2,175 \text{ KN/m}^2$$

✓ A l'état limite de service E.L.S : $q_s = G + Q$

$$q_s = 0,5 + 1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Choix des sections :**

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120x250) mm²
- Les chevrons (40x60) mm²
- Les liteaux (30x30) mm²

III.7.3 Calcul des éléments de la toiture :

III.7.3.1 Calcul des pannes :

a) **Définition :** Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

b) Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes est prise égal à $e_p = 1 \text{ m}$.
- La portée des pannes est de $l = 3,2 \text{ m}$.

$$\Rightarrow q_p = q_s \times e_p = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

a) Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

a) Détermination de q_y , q_z :

Suivant l'axe yy : $q_y = q_p \sin \alpha = 1,5 \sin 24,93 = 0,632 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $q_z = q_p \cos \alpha = 1,5 \cos 24,93 = 1,36 \text{ KN/ml}$

a) Moments de flexion :

Suivant yy : $M_{fy} = q_{pz} \frac{L_p^2}{8} = 1,36 \times \frac{3,2^2}{8} = 1,74 \text{ KN m}$

Suivant zz : $M_{fz} = q_{py} \frac{L_p^2}{8} = 0,632 \times \frac{3,2^2}{8} = 0,808 \text{ KN m}$

a) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \overline{\sigma}_f, \quad \text{Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}} \quad \text{et}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 25^3}{12} = 15625 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{25 \times 12^3}{12} = 3600 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{1,74 \times 10^4}{15625} \times \frac{25}{2} + \frac{0,808 \times 10^4}{3600} \times \frac{12}{2} = 41,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 41,3 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{320}{300} = 1,06 \text{ cm}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 41,3 \times 320^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 0,268 \text{ cm}$$

$$f = 0,268 \text{ cm} < \bar{f} = 1,06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

La section de la panne est admissible

III.7.3.2 Calcul des chevrons:

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a) Efforts revenant aux chevrons :

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.
- La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + (0,4 \times 0,4 \times 6,5 = 1,05 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = G + Q = 1,05 + 0,4 = 1,45 \text{ KN/ml}$$

a) Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = q_c \frac{L_c^2}{8} = 1,05 \times \frac{1^2}{8} = 0,13 \text{ KN m}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

$$\text{-Aux appuis : } M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,13 = 0,105 \text{ KN m}$$

$$\text{- En travée : } M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,13 = 0,086 \text{ KN m}$$

b) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \overline{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \text{ et}$$

La contrainte admissible est $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

On doit vérifier que : $\sigma_f \leq \overline{\sigma}_f$

$$\text{Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}$$

La contrainte admissible est $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4 \times 6^3}{12} = 72 \text{ cm}^4$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a \times v}{I} = \frac{0,105 \times 10^4 \times 3}{72} = 43,75 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^a = 43,75 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t \times v}{I} = \frac{0,086 \times 10^4 \times 3}{72} = 35,83 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^t = 35,83 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,.....).

- La flèche admissible des chevrons est $\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\overline{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 43,75 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,116 \text{ cm}$$

$$f = 0,116 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée aux appuis.}$$

- **En travée :**

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35,83 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = \mathbf{0,095 \text{ cm}}$$

$f = \mathbf{0,095 \text{ cm}} < \bar{f} = \mathbf{0,50 \text{ cm}}$ La flèche est vérifiée en travée.

La section de chevron est admissible.

III.7.3.2 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- **ELS : $q_s = G + Q = 0,4 + 1 = 1,4 \text{ KN/m}^2$**

- a) **Efforts revenant aux liteaux :**

- Espacement des liteaux est prise égal à $e_l = \mathbf{32 \text{ cm}}$.
- La portée des liteaux est del $= \mathbf{40 \text{ cm}}$.

$$q_l = q_s \times e_l = 1,4 \times 0,32 = \mathbf{0,448 \text{ KN/ml}}$$

- b) **Détermination de q_y , q_z :**

- Suivant l'axe yy : $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,448 \sin 24,93 = \mathbf{0,188 \text{ KN/ml}}$
- Suivant l'axe zz : $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,448 \cos 24,93 = \mathbf{0,406 \text{ KN/ml}}$

- c) **Moments de flexion :**

- Suivant l'axe yy : $M_{fy} = q_{lz} \frac{L_l^2}{8} = 0,406 \times \frac{0,32^2}{8} = \mathbf{0,005 \text{ KN m}}$
- Suivant l'axe zz : $M_{fz} = q_{ly} \frac{L_l^2}{8} = 0,188 \frac{0,32^2}{8} = \mathbf{0,003 \text{ KN m}}$

- a) **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = \mathbf{6,75 \text{ cm}^4}$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{3 \times 3^3}{12} = \mathbf{6,75 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_f = \frac{0,005 \times 10^4}{6,75} \times \frac{3}{2} + \frac{0,003 \times 10^4}{6,75} \times \frac{3}{2} = \mathbf{17,78 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_f = \mathbf{17,78 \text{ daN/cm}^2} \leq \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 \text{ daN/cm}^2}$$

Condition vérifiée.

b) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est $\bar{f} = \frac{L_l}{200} = \frac{40}{200} = \mathbf{0,2\text{ cm}}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = \mathbf{131080,128\text{ daN/cm}^2}$$

$$f = \frac{5 \times 17,78 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = \mathbf{0,015\text{ cm}}$$

$f = \mathbf{0,015\text{ cm}} < \bar{f} = \mathbf{0,2\text{ cm}}$ La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.

III.7.4 Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant.....), entre les éléments de la toiture.

III.7.4.1 Types d'assemblages :

- Liaison par contacte bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois

CB71/Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contacte bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois durs et Bois sec	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Tableau III. 8: Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

e : épaisseur de la pièce.

d : diamètre des clous

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est : $d \leq \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

IV. Modélisation de la structure :

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV.1. Description De L'ETABS:

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté 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 et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

IV.2.Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

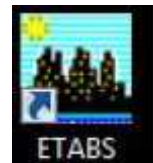
Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

IV.3.2.principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les force sismique représentées par un spectre de réponse de calcul.ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure .

IV.3.La modélisation :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

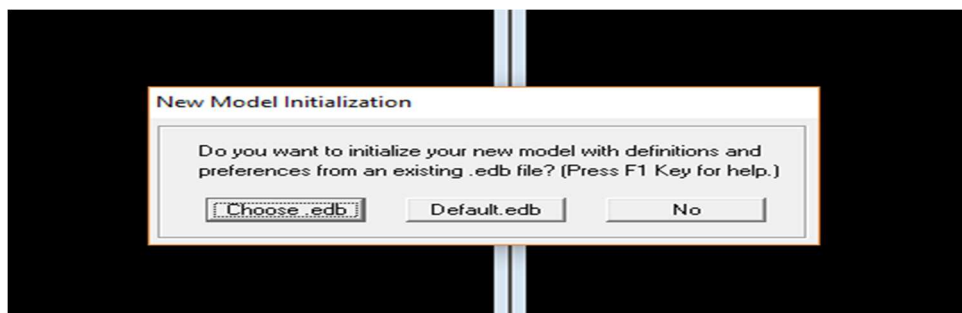
a- Choix d'unité :

On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne **kN.m** comme unité de base pour les forces et déplacement.

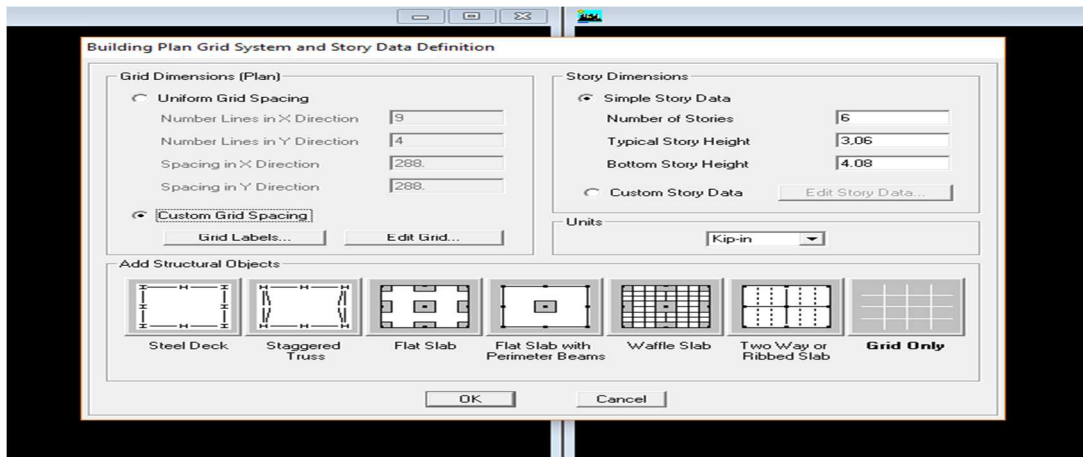


b- Géométrie de la structure :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File → New model



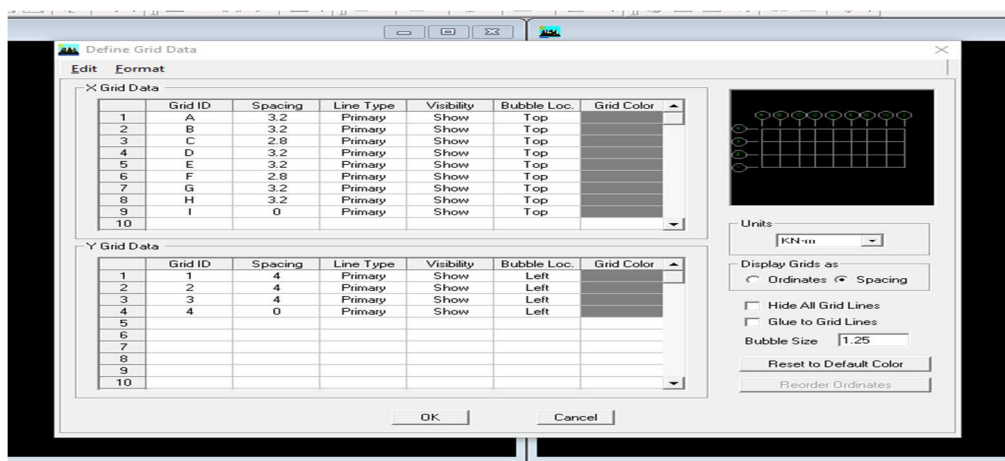
On clique sur **Default.edb** et on aura la fenêtre ci-dessous



Cette option nous permet d'introduire le nombre de portiques suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

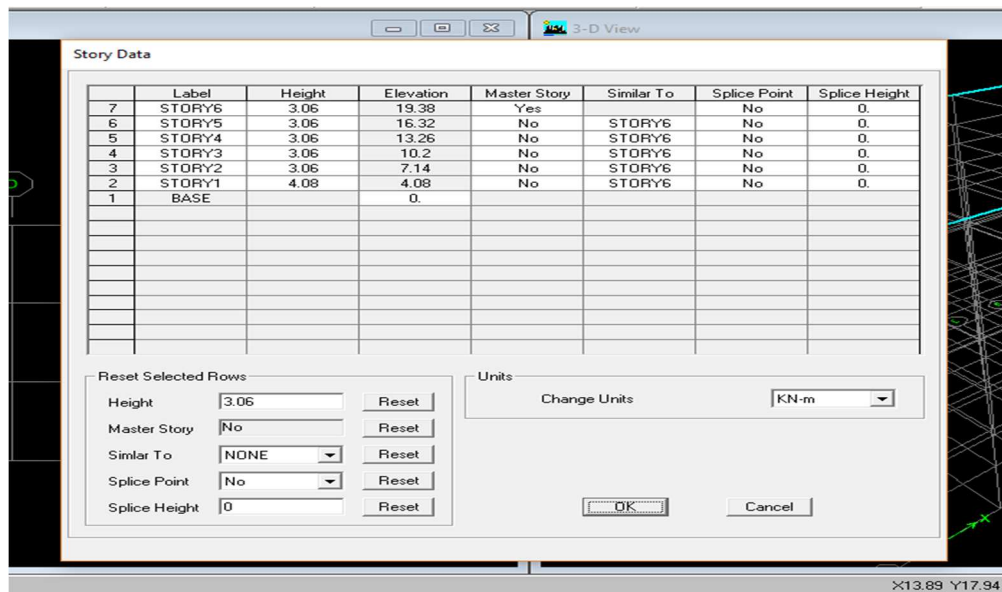
- Le nombre des lignes dans la direction X —→ **Numberlines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y —→ **Numberlines in Y direction**)
- Hauteur d'étage —→ **(story High)**
- Longueur de travée dans le sens de X —→ **(Spacing in X direction)** (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y —→ **Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage —→ **(Number of stories)**
- la hauteur d'étage courant —→ **(typical story High)**
- La hauteur d'étage en bas (RDC) —→ **(bottom story hight)**

Cliquons sur la case **Custom GridSpacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ;



- On coche la case Spacing
- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

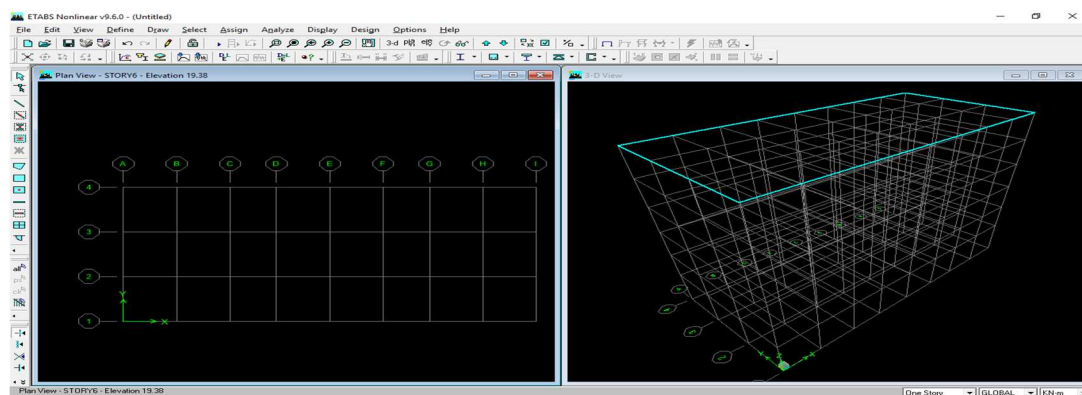
Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



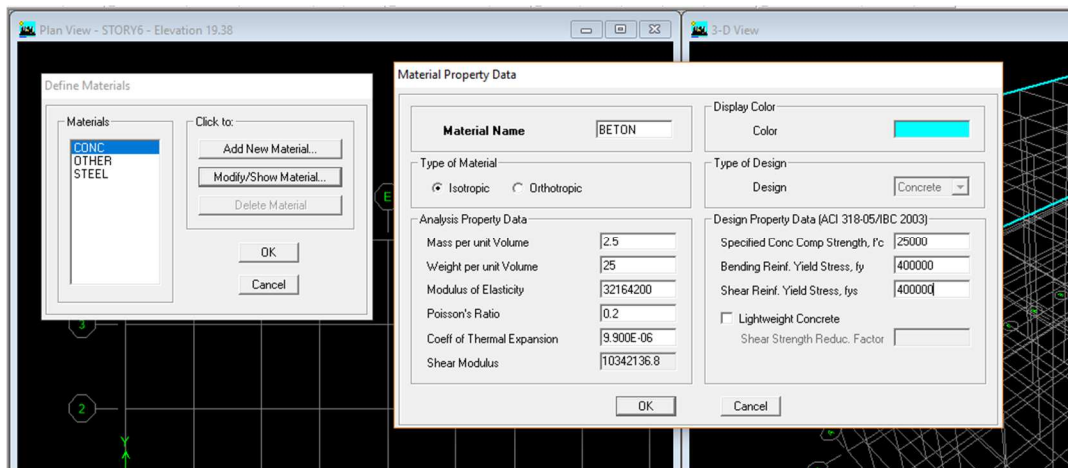
C- Matériau :

Cette étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define → **Material property** (ou bien On clique sur )

→ On sélectionne le matériau **CONC**

→ **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure ci-dessous.

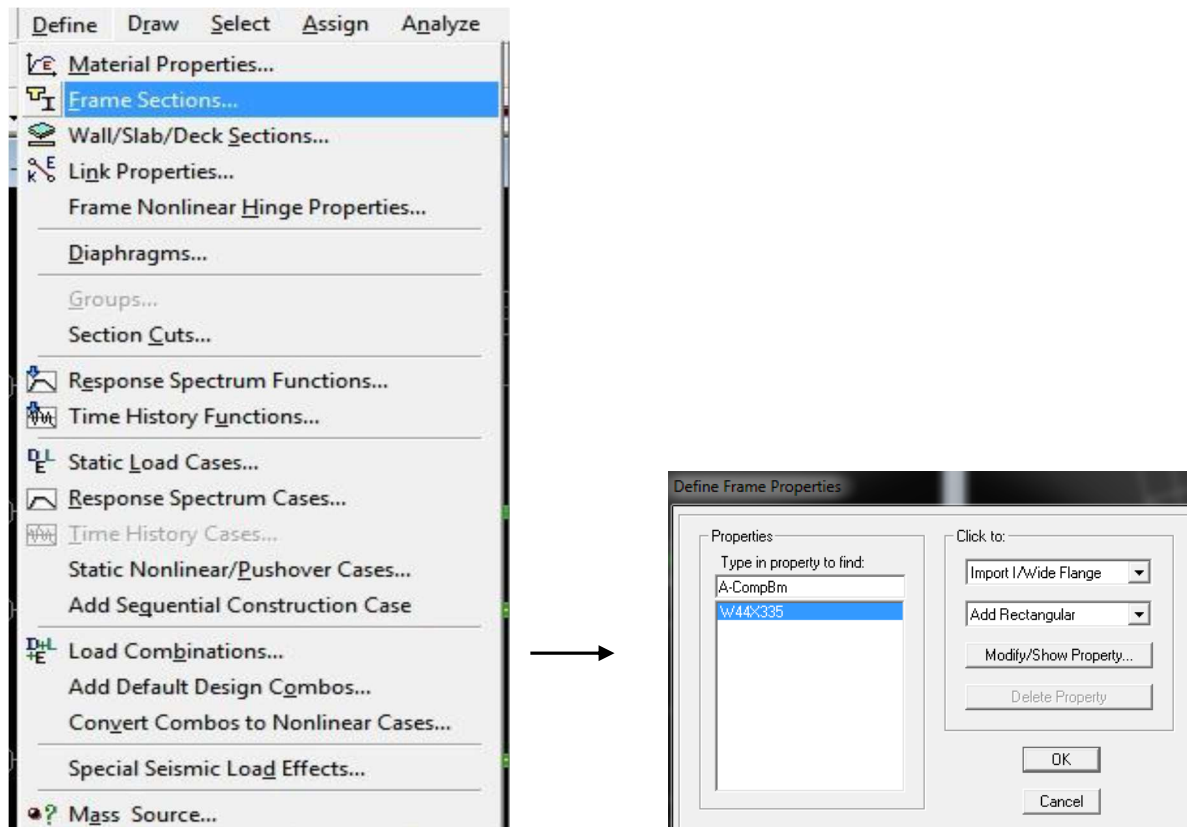


Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = $2,5 \text{ kN/m}^3$
- 2- Poids volumique du béton = 25 kN/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton = 32164200 kN/ m^3
- 4- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2

D- Définition des sections :

Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tout ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



On choisit **AddRectangular**

❖ Les poteaux :

La boîte de dialogue ci-dessous nous permet de :

- définir la géométrie de la section :

-Nom de la section : **Section Name**

-Matériel : béton

1^{er} type : (0,45×0,45)

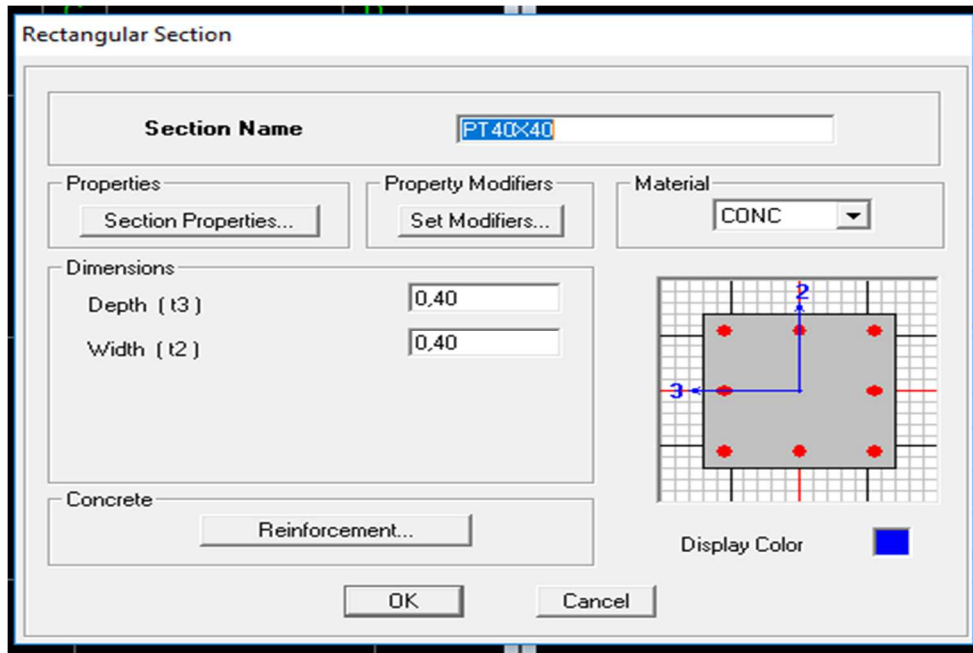
Hauteur : Depth : 0,45

Largeur: width: 0,45

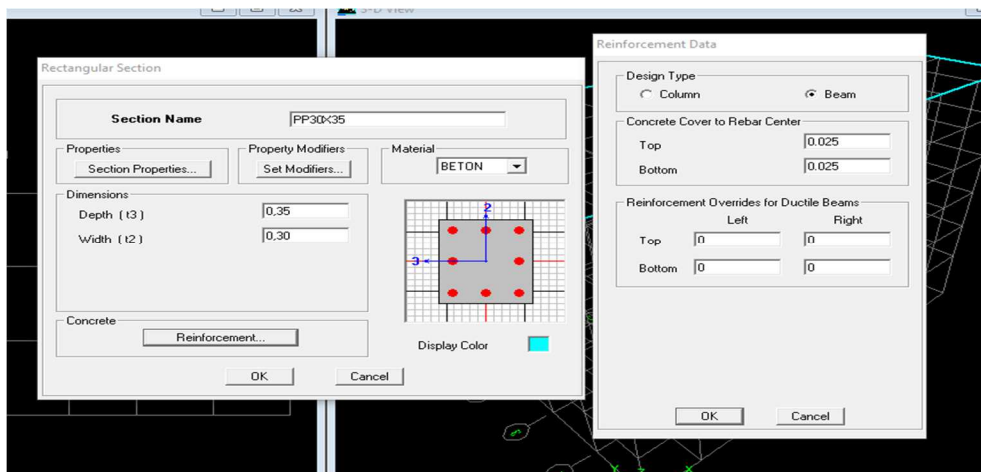
2^{eme} type : (0,40×0,40)

3^{eme} type : (0,35×0,35)

3^{eme} type : (0,3×0,30)



❖ Les poutres :



Poutre Principale (0,30x0,40) :

Poutre secondaire (0,30x0,35)

Poutre de chainage (0,25x0,30)

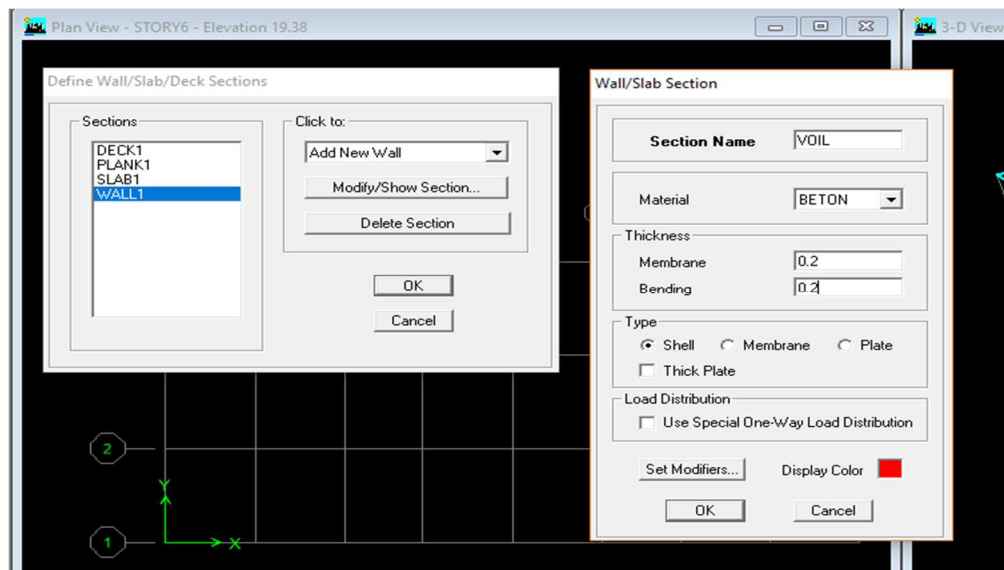
Poutre palière (0,25x0,30)

Poutre de la toiture (0,30x0,35)

❖ Les éléments plaques :

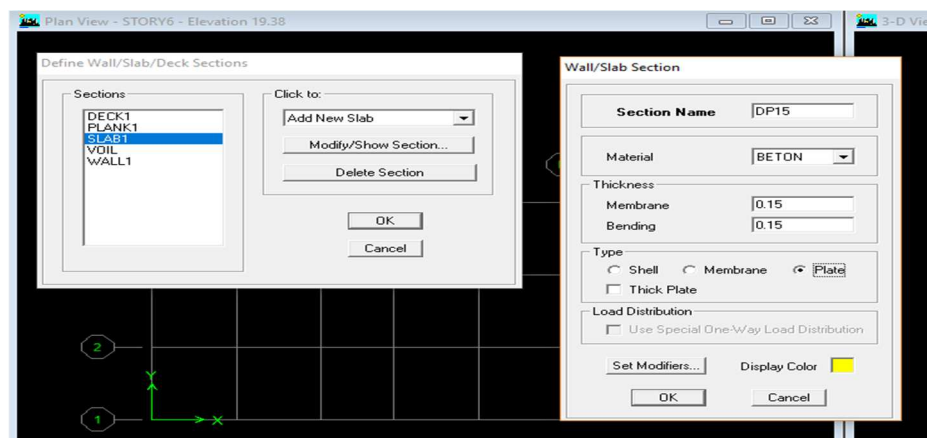
a. Voiles : On choisit le menu **Define** → **wall/slab/ deck sections**

on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur .



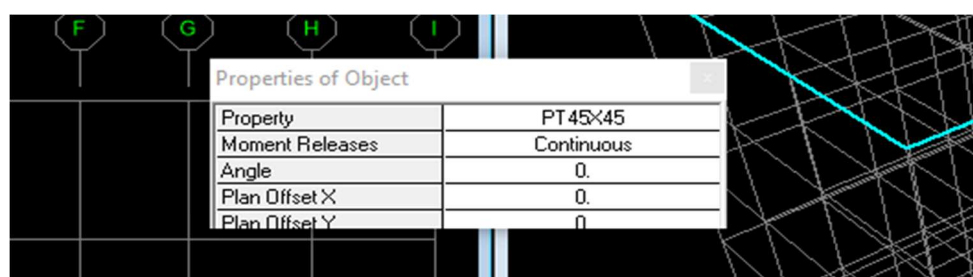
b. Dalles pleines: Define → wall/ slab/ deck sections

→ on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur .

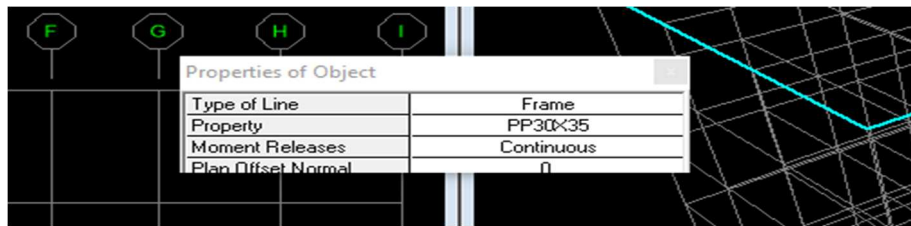


c. Affectation des sections aux éléments des portiques :


- Pour les poteaux : on clique sur :



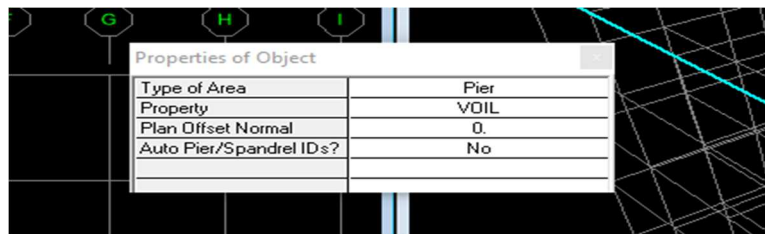
- **Pour les poutres :** on clique sur 



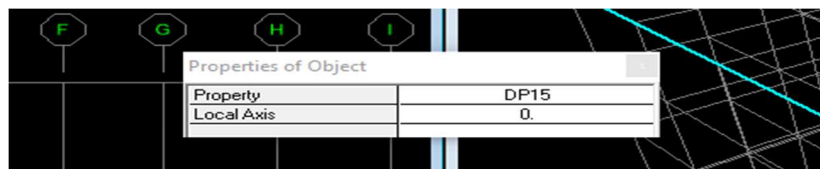
NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches

qui se trouvent dans la barre d'outils : 

- **Pour définir les voiles :** on clique sur 



- **Pour définir les dalles pleines :** on clique sur 



Ensuite on clique à l'intérieur du vide de la grille Pour ajouter les dalles pleines.

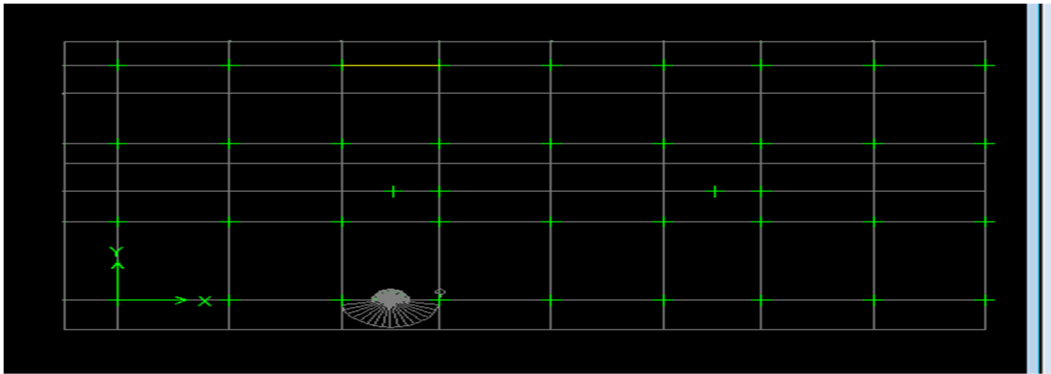
d. L'encastrement :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis)

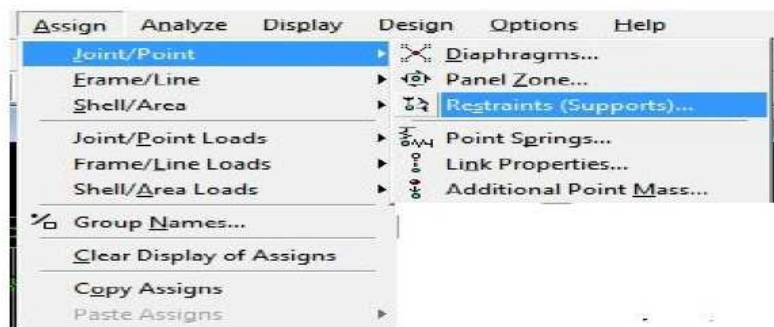
Pour la structure à modéliser.

• Appuis :

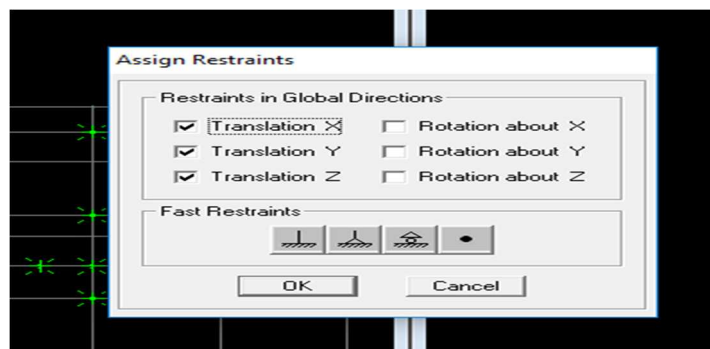
On doit encastrer les nœuds à la base du bâtiment, pour se faire : on sélectionne ces nœuds (comme le montre la figure ci-dessous) :



Puis :



La fenêtre suivante s'affiche :



On clique sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

e. introduction du spectre de réponse :

f. Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone :IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **RPA 2003**)

Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Remplissage :Dense(Cloisons en maçonnerie)

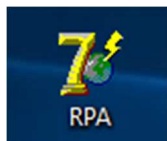
Site : S3

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

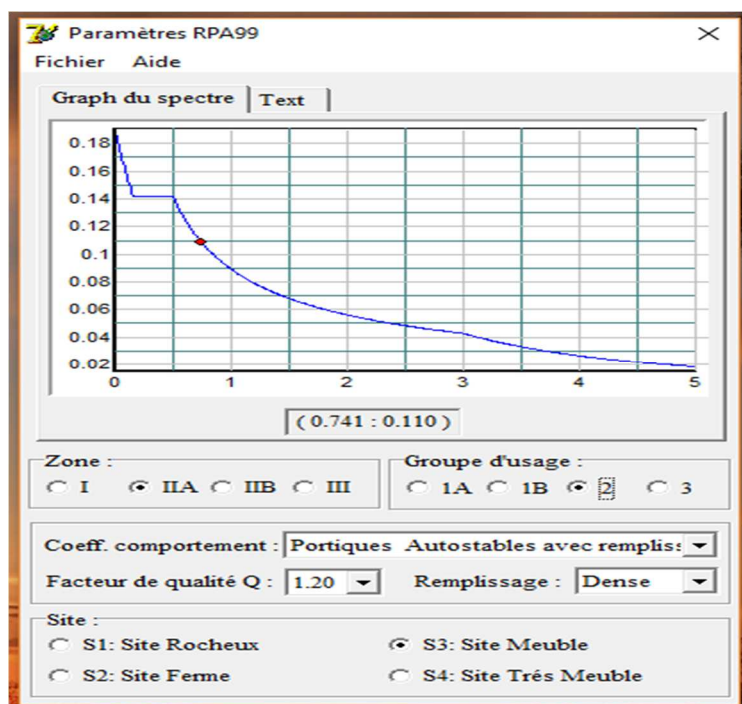
Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma P_q \rightarrow Q=1$

✓ **Amortissement** : 8,5 %

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :

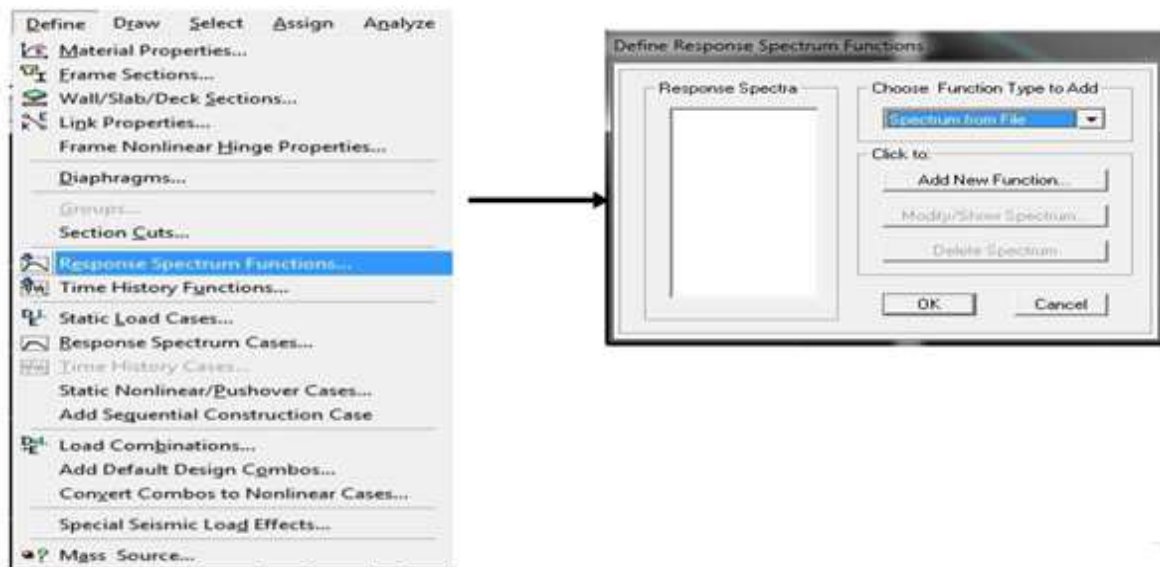


Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA :

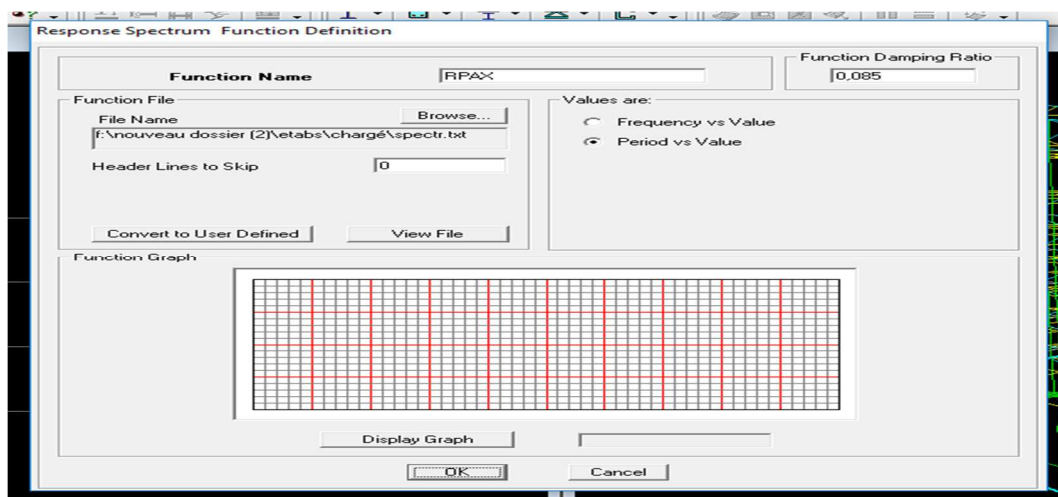


Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

- Pour charger la structure avec le spectre :

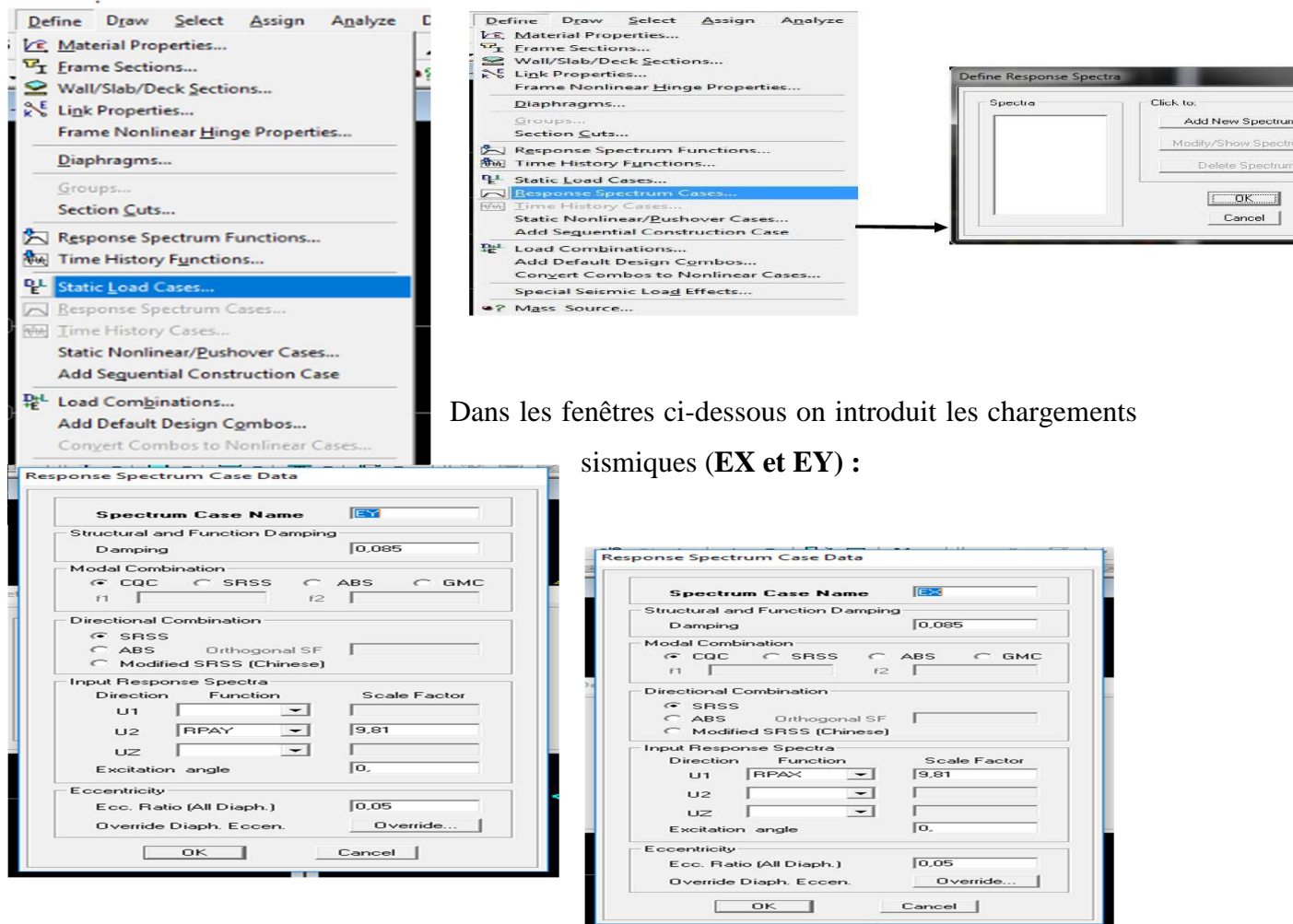


Dans la fenêtre ci-dessous, on donne le nom **RPAX**, on coche **Périod vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme).

On clique sur DefineResponse —> Spectrum Cases —> Add New Spectrum



Dans les fenêtres ci-dessous on introduit les chargements sismiques (**EX** et **EY**) :

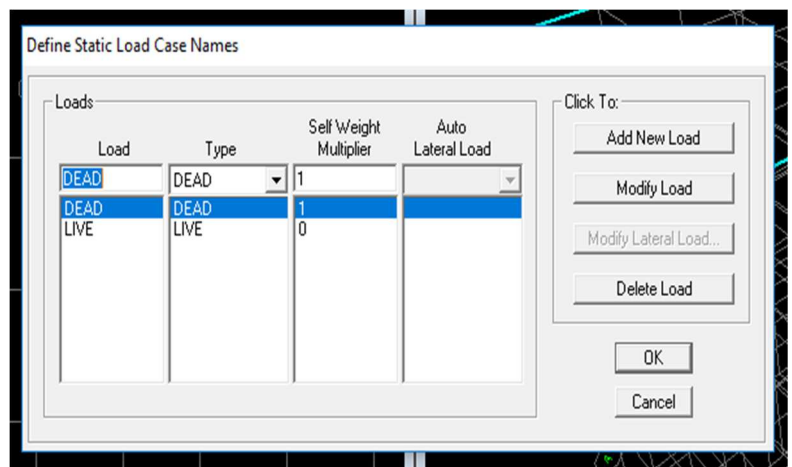
g. Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée

• Attribution des charges :

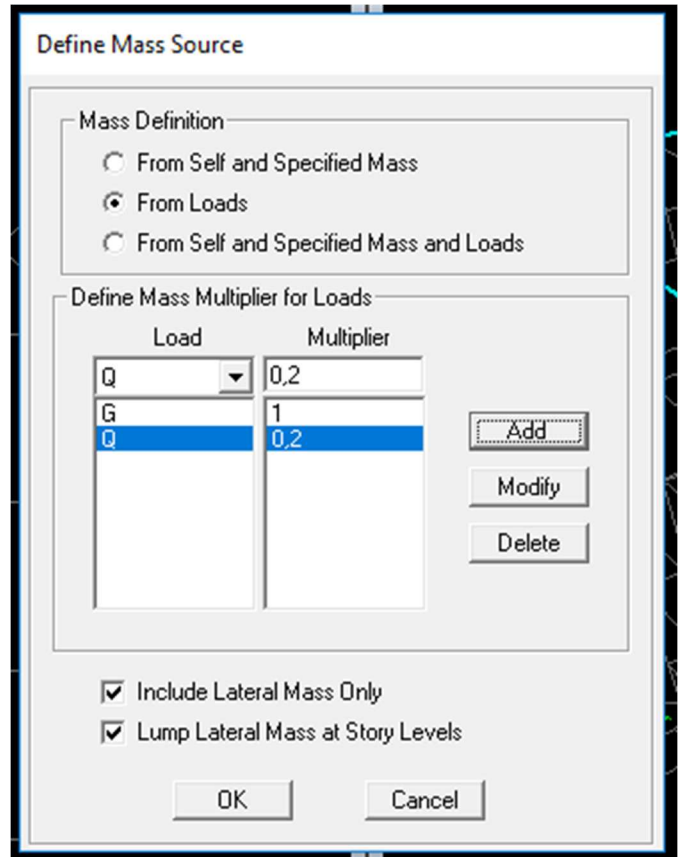
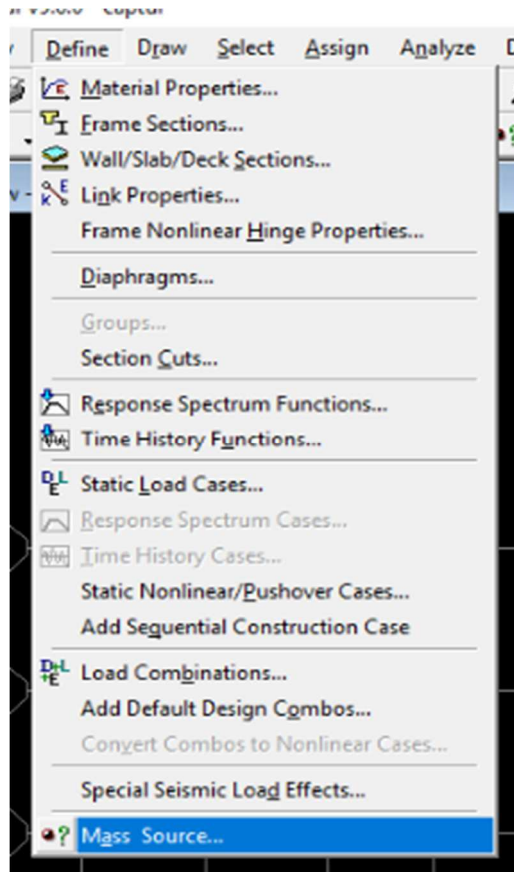
On donne le nom et le type de la charge : **G** la charge permanent, **Q** la charge d'exploitation

Avec: $G = DEAD = 1$; $Q = LIVE = 0$.



• introduction de la Mass-Source :

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**



On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) => **Add**

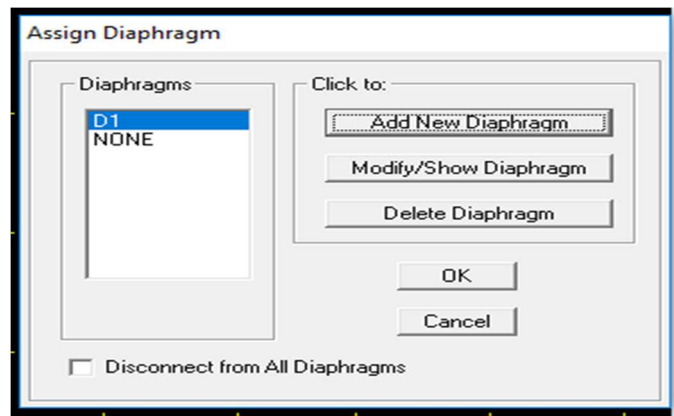
On introduit la valeur de β pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas $\beta = 0.2$) => **Add: OK**

• Hypothèse du plancher infiniment rigide (Diaphragme) :

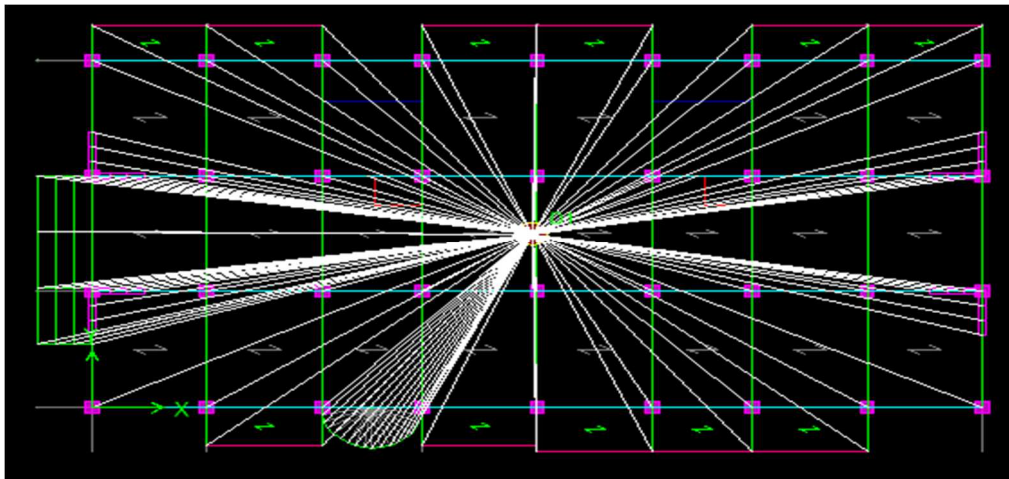
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.

La fenêtre suivante s'affiche :



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** clique sur **OK** pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

h. Les combinaisons des charges :

• Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

➤ Les combinaisons du BAEL :

- Etat limite ultime : $1.35G + 1.5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$

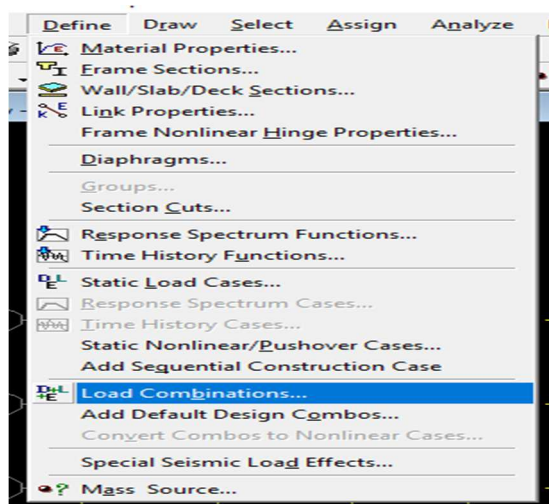
➤ Les combinaisons de l'RPA:

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

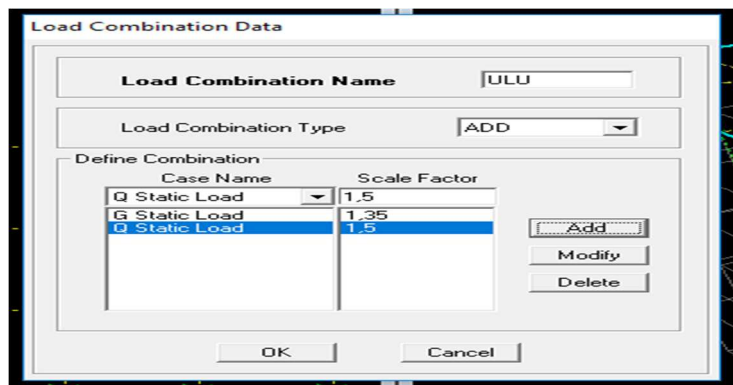
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

:DefineLoad —→ Combinaison



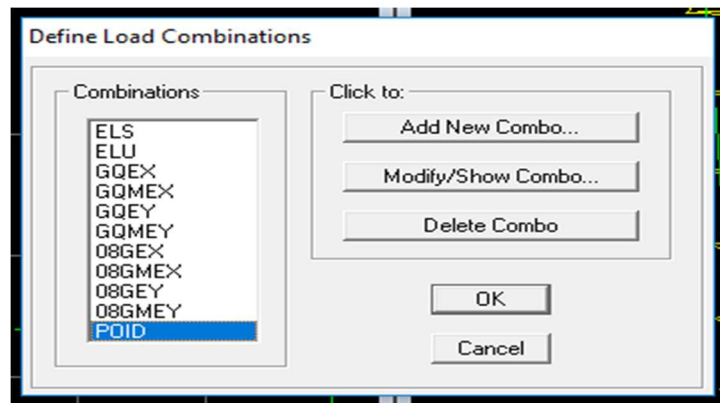
Dans la boîte de dialogue qui apparaît ci-dessous après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'**ELU** ($1.35G + 1.5Q$):

- Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**



- Valider avec **OK**.

Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail, et à la fin on aura la fenêtre suivante qui s'affiche :

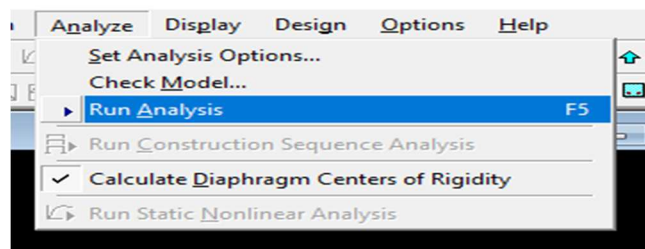


- Valider avec **OK**.

i. Analyse et visualisation des résultats.

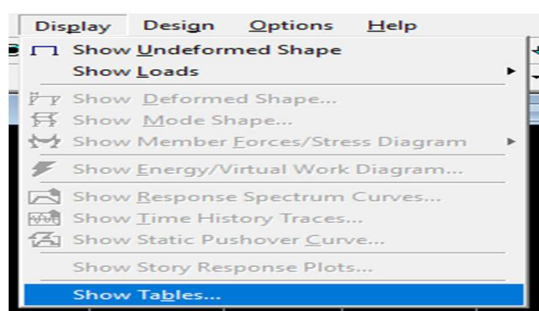
• **Analyse :**

On lance l'analyse pour avoir la période et la déformée de notre structure ; pour se faire :

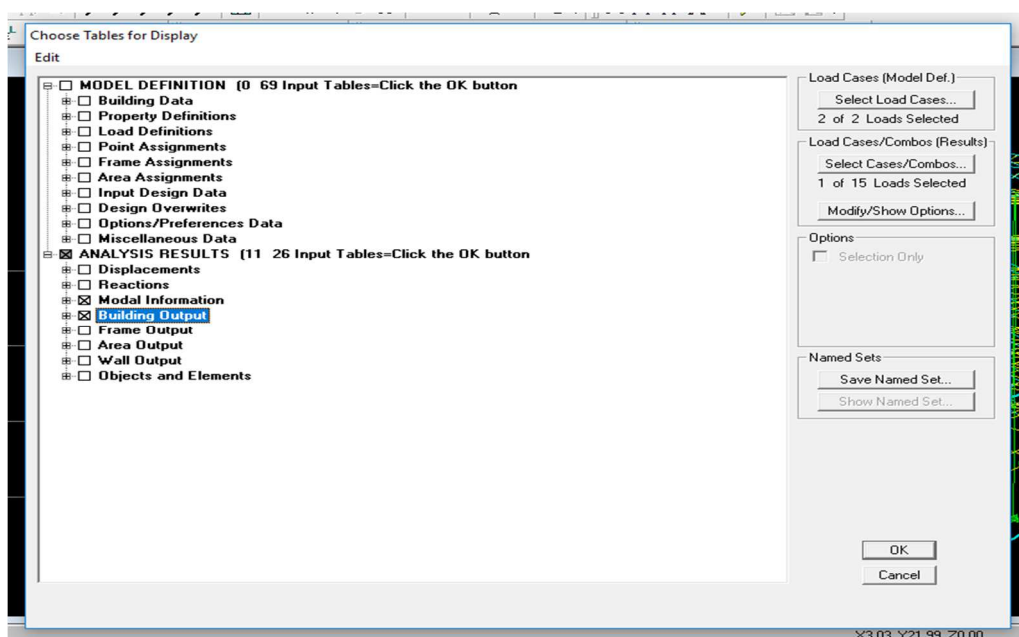


• **Visualisation des résultats :**

➤ **Vérification de la période :** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : **Display** → **Show Tables**



- Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**



- Valider avec **OK**.

Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme la montre la figure ci-dessous :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,673357	80,9900	0,0072	0,0000	0,0000	80,9900	0,0072	0,0000	0,009
2	0,646717	0,0088	81,1750	0,0000	0,0000	80,9988	81,1822	0,0000	99,190
3	0,536330	0,1182	0,0469	0,0000	0,0000	81,1169	81,2291	0,0000	0,056
4	0,288759	0,0227	0,0024	0,0000	0,0000	81,1396	81,2315	0,0000	0,000
5	0,288624	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	81,1396	81,2315	0,0000	0,000
6	0,288546	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	81,1396	81,2315	0,0000	0,000
7	0,287961	0,0071	0,0007	0,0000	0,0000	81,1468	81,2322	0,0000	0,002
8	0,285938	0,1676	0,0181	0,0000	0,0000	81,3144	81,2503	0,0000	0,000
9	0,285726	0,0119	0,0013	0,0000	0,0000	81,3263	81,2516	0,0000	0,000
10	0,285688	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	81,3263	81,2516	0,0000	0,000
11	0,285625	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	81,3265	81,2516	0,0000	0,000
12	0,174229	12,6063	0,0321	0,0000	0,0000	93,9328	81,2837	0,0000	0,000
13	0,168568	0,0293	12,6274	0,0000	0,0000	93,9621	93,9111	0,0000	0,014
14	0,155462	0,0005	0,0001	0,0000	0,0000	93,9626	93,9112	0,0000	0,000
15	0,155446	0,0373	0,0097	0,0000	0,0000	93,9999	93,9209	0,0000	0,000
16	0,134597	0,0016	0,0073	0,0000	0,0000	94,0015	93,9282	0,0000	0,000
17	0,082727	4,0328	0,0089	0,0000	0,0000	98,0343	93,9371	0,0000	0,001
18	0,080335	0,0057	4,0338	0,0000	0,0000	98,0410	97,9509	0,0000	0,000

OK

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes citées ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

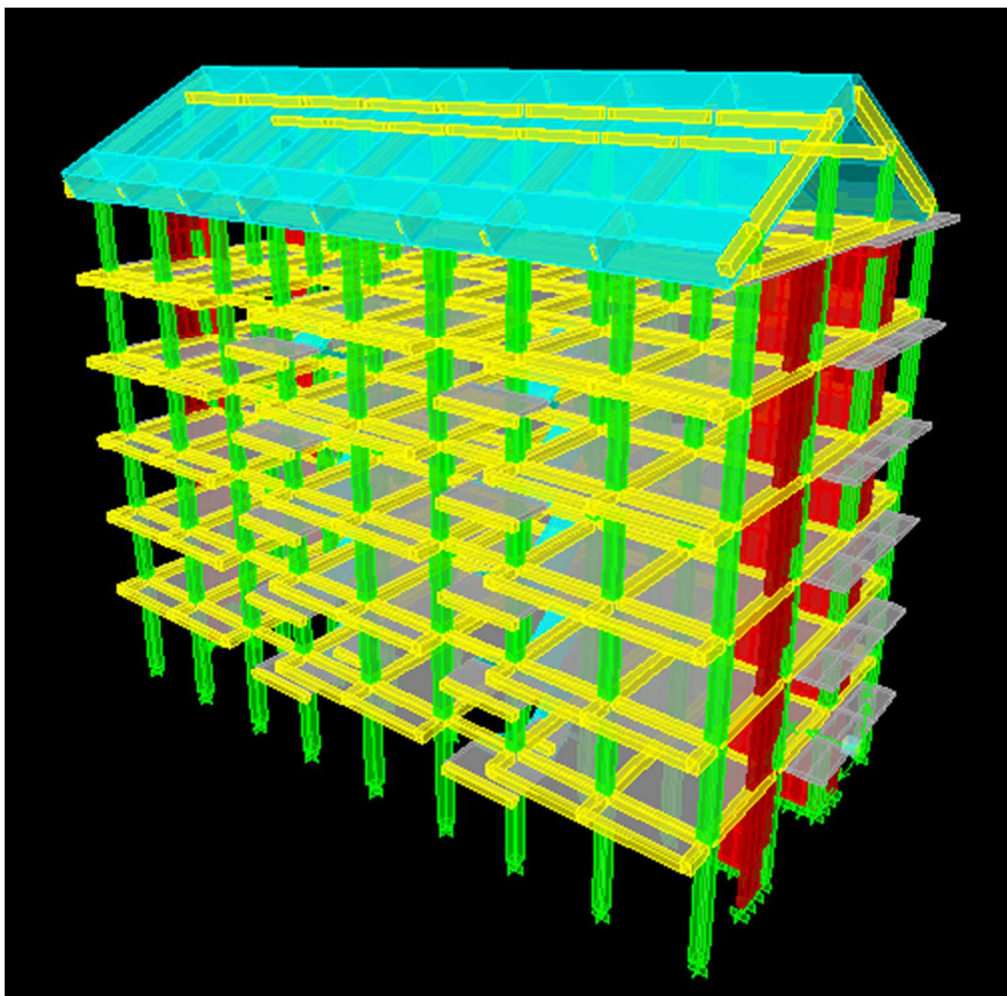


Figure IV. 1: géométrie de base de la structure (vue en 3D)

IV.4. vérification des exigences du RPA :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification du coefficient de comportement R.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

➤ **Pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (**Art 4.3.4 RPA99/version 2003**).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux sens au 13^{em} mode, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.673357	80.9900	0.0072	0.0000	80.9900	0.0072	0.0000	0.009
2	0.646717	0.0088	81.1750	0.0000	80.9988	81.1822	0.0000	99.19
3	0.536330	0.1182	0.0469	0.0000	81.1169	81.2291	0.0000	0.056
4	0.288759	0.0227	0.0024	0.0000	81.1396	81.2315	0.0000	0.000
5	0.288624	0.0000	0.0000	0.0000	81.1396	81.2315	0.0000	0.000
6	0.288546	0.0000	0.0000	0.0000	81.1396	81.2315	0.0000	0.000
7	0.287961	0.0071	0.0007	0.0000	81.1468	81.2322	0.0000	0.002
8	0.285938	0.1676	0.0181	0.0000	81.3144	81.2503	0.0000	0.000
9	0.285726	0.0119	0.0013	0.0000	81.3263	81.2516	0.0000	0.000
10	0.285688	0.0000	0.0000	0.0000	81.3263	81.2516	0.0000	0.000
11	0.285625	0.0001	0.0000	0.0000	81.3265	81.2516	0.0000	0.000
12	0.174229	12.6063	0.0321	0.0000	93.9328	81.2837	0.0000	0.000
13	0.168568	0.0293	12.6274	0.0000	93.9621	93.9111	0.0000	0.014
14	0.155462	0.0005	0.0001	0.0000	93.9626	93.9112	0.0000	0.000
15	0.155446	0.0373	0.0097	0.0000	93.9999	93.9209	0.0000	0.000
16	0.134597	0.0016	0.0073	0.0000	94.0015	93.9282	0.0000	0.000
17	0.082727	4.0328	0.0089	0.0000	98.0343	93.9371	0.0000	0.001
18	0.080335	0.0067	4.0738	0.0000	98.0410	97.9609	0.0000	0.543

➤ **Estimation de la période fondamentale [Art4. 2. 4] du RPA99mod2003:**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T_{emp} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; C_T (h_n)^{3/4} \right\} \longrightarrow T_{emp} = 0,54 \text{ s}$$

Avec :

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

D'après le tableau 4.6 du RPA **C_T = 0,05**

D : est la dimension du bâtiment mesurée à ça base dans la direction du calcul considérée.

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : **T_{LOG} < T_{RPA}**

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0,54 \times 1.3 = \mathbf{0,704} .$$

Du logiciel ETABS on tire T_{LOG} : **$T_{LOG}=0,673$ s**

➤ **Comparaison des résultats :**

$T_{LOG} = 0,673S < T_{RPA} = 0,704S$Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% L_{max}.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% L_{max}.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
STORY1	D1	378,0638	378,0638	12,263	5,982	378,0638	378,0638	12,263
STORY2	D2	366,2121	366,2121	12,257	5,967	366,2121	366,2121	12,257
STORY3	D3	360,9466	360,9466	12,255	5,966	360,9466	360,9466	12,255
STORY4	D4	356,4487	356,4487	12,253	5,966	356,4487	356,4487	12,253
STORY5	D5	352,4747	352,4747	12,247	5,909	352,4747	352,4747	12,247
STORY6	D6	221,7862	221,7862	12,190	6,207	221,7862	221,7862	12,190
TOITUR	D7	13,3276	13,3276	12,400	7,000	13,3276	13,3276	12,400

- **Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

Story	Diaphragme	XCM	XCR	0,05L _{max}	/XCM-XCR/	observation
STORY1	D1	12,263	12,38	1,26	0,117	CV
STORY2	D2	12,257	12,358	1,26	0,101	CV
STORY3	D3	12,255	12,343	1,26	0,088	CV
STORY4	D4	12,253	12,334	1,26	0,081	CV
STORY5	D5	12,247	12,33	1,26	0,083	CV
STORY6	D6	12,19	12,331	1,26	0,141	CV
TOITUR	D7	12,4	12,331	1,26	0,069	CV

Tableau IV: 1: Vérification de l'excentricité suivant X-X.

- **Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

Story	Diaphragme	YCM	YCR	0,05L _{max}	/YCM-YCR/	Condition
STORY1	D1	5,982	6,125	1,26	0,143	CV
STORY2	D2	5,967	6,192	1,26	0,225	CV
STORY3	D3	5,966	6,238	1,26	0,272	CV
STORY4	D4	5,966	6,269	1,26	0,303	CV
STORY5	D5	5,909	6,284	1,26	0,375	CV
STORY6	D6	6,207	6,284	1,26	0,077	CV
TOITUR	D7	7	6,285	1,26	0,715	CV

Tableau IV: 2: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.

➤ **Charge verticale de voile % :**

$$W_T \longrightarrow 100 \% \quad x = \frac{W_{\text{voile}} \times 100}{W_T}$$

$$W_{\text{voile}} \longrightarrow x \%$$

On tire à partir de l'ETABS :

$$W_T = 21348,27 \text{ KN}$$

$$W_{\text{voile}} = 3701,24 \text{ KN}$$

D'où :

$$x = \frac{3701,24 \times 100}{21348,27} = 17,34 \% < 20\% \longrightarrow \text{CV}$$

➤ **Charge horizontale X-X du voile :**

Etage	V _x	V ₂	(V ₂ /V _x)×100
ET1	1292,18	884,31	68,4355121
ET2	1208,22	559,3	46,2912384
ET3	1065,38	423,34	39,7360566
ET4	858,41	417,37	48,6212882
ET5	592,26	269,82	45,5576943
ET6	260,63	108,37	41,5800176
Moyenne			48,37

Tableau IV: 3: pourcentage des charges horizontales des voiles sens X-X.

Avec : V_{x etage} \longrightarrow 100%

V_L = V₂ \longrightarrow x %

Charge horizontale du voile X-X = **48,37 % < 75%** \longrightarrow CV

➤ **Charge horizontale Y-Y du voile :**

Etage	V _y	V ₂	(V ₂ /V _y)×100
ET1	1320,52	1061,85	80,4115046
EY2	1235,44	696,91	56,4098621
ET3	1089,38	527,47	48,4192844
ET4	875,71	509,91	58,2281806
ET5	604,2	328,05	54,2949355
ET6	261,77	157,58	60,1978836
Moyenne			59,66

Tableau IV: 4: pourcentage des charges horizontales des voiles sens Y-Y

Avec : V_{Y etage} \longrightarrow 100%

V_T = V₂ \longrightarrow x %

Charge horizontale du voile Y-Y = **59,66 % < 75%** \longrightarrow CV

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} W_{\text{voile}} = 17,34\% \\ V_l = 48,37\% \\ V_t = 59,66\% \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{R = 5}$$

Le système de contreventement est mixte portique/voile avec interaction.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.2.3) :**

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si **V_t < 0.80 V** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

- **Détermination du facteur de qualité Q :** $Q = 1 + \sum P_q$

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan.	0	/
Régularité en élévation.	0	/
Contrôle de qualité des matériaux	0	/
Contrôle de la qualité du matériau	0	/

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0 = 1$$

- **Coefficient d'accélération de zone A:** dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2

Zone sismique : **IIa**

R = 5 (structure mixte avec interaction).

D'après le tableau (Tab 4.1) \longrightarrow **A = 0.15**

- **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de **RPA99version 2003)**

, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_{ETABS} = 0.673[s].

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99/2003)**

Dans notre cas: Site 3 **T₂ = 0,5[s]**

$$T_2 = 0,5s < T_{ETABS} = 0,673s < 3s$$

Donc : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), et un remplissage dense, donc on prend la moyenne :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8,5)} = 0,816$$

Alors : $D = 2,5 \times 0,816 \times (0,5 / 0,673)^{2/3} = 1,67$.

- **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Du logiciel **ETABS**

$W_t = 21348,27$ KN.

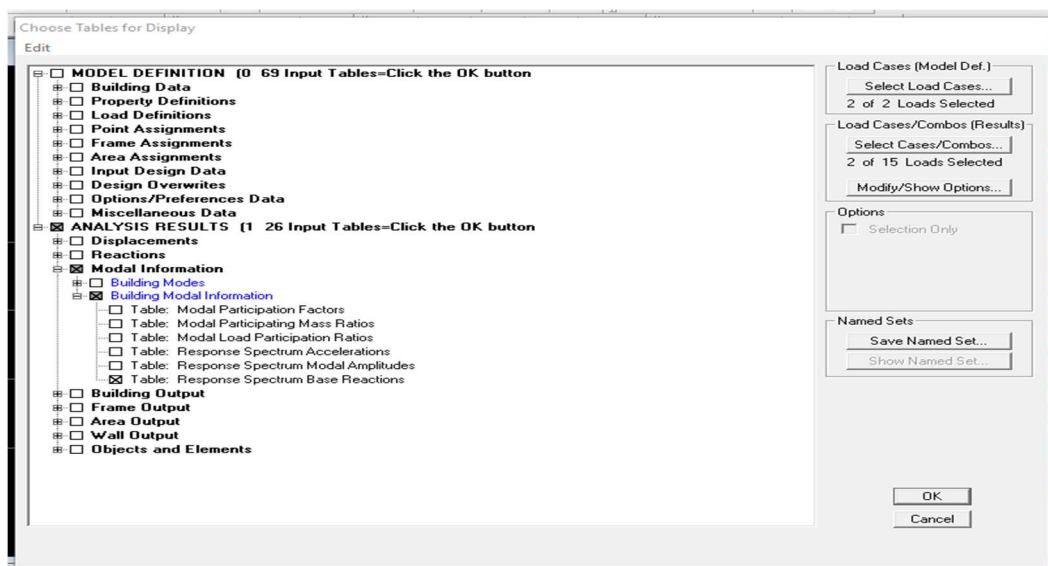
$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1,67 \times 1}{5} \times 21348,27 = 1069,55 \text{ KN}$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

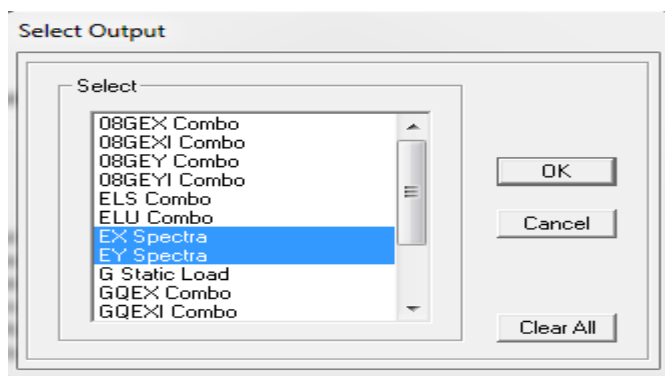
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes:

——— **Displayshow tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



————> Sélectionner la case select cases /combos ————> la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{\text{dyn}} = F1 = 1292,18 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = F2 = 1320,52 \text{ KN}$$

- Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{\text{statique}} = 1069,548 \text{ KN} \longrightarrow 0,8 V = 0,8 \times 1069,548 = 855,64 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1292,18 > 80\% V = 855,64 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1320,52 > 80\% V = 855,64 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$V_{\text{etabs}} > 0,8 V_{\text{MSE}}$$

l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

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 :

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

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	Section	N _d	B _c	f _{c28}	B _c x f _{c28}	v	/	observation
POT RDC/ET2	40x40	841,67	1600	2,5	6250	0,2104175	0,3	CV
POT ET3/ET5	35x35	342,58	1225	2,5	5062,5	0,11186286	0,3	CV
POT Toiture	30x30	429,36	900	2,5	3062,5	0,19082667	0,3	CV

Tableau IV: 5: Vérification de l'effort normal réduit

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

➤ **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**

[Art5. 1 du RPA99 version 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1 \text{ [Art4. 4. 3] du RPA99 version 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta K = R \times \delta eK$$

δeK: Déplacement dû aux forces sismiques.

R: Coefficient de comportement (**R = 5**).

Les valeurs de **δeK** seront tirées du logiciel ETABS.

Sens X-X

Etages	Diaphragme	δeK	δK	ΔK	$1\%h_k$ (cm)	
Toiture	D7	1,11	5,55	0	3,20	CV
Et6	D6	1,11	5,55	0,3	3,06	CV
Et5	D5	1,05	5,25	0,75	3,06	CV
Et4	D4	0,9	4,5	1,1	3,06	CV
Et3	D3	0,68	3,4	1,25	3,06	CV
Et2	D2	0,43	2,15	1,2	3,06	CV
Et1	D1	0,19	0,95	0,95	4,08	CV

Tableau IV: 6: Vérification du déplacement inter-étages sens X-X**Sens Y-Y :**

Etages	Diaphragme	δeK	δK	ΔK	$1\%h_k$ (cm)	
Toiture	D7	1,05	5,25	0	3,20	CV
Et6	D6	1,05	5,25	0,3	3,06	CV
Et5	D5	0,99	4,95	0,7	3,06	CV
Et4	D4	0,85	4,25	1,05	3,06	CV
Et3	D3	0,64	3,2	1,15	3,06	CV
Et2	D2	0,41	2,05	1,15	3,06	CV
Et1	D1	0,18	0,9	0,9	4,08	CV

Tableau IV: 7: Vérification du déplacement inter-étages sens Y-Y**➤ Vérification de l'effet $P\Delta$ [Art5. 9RPA99version2003]:**

D'après le RPA l'effet $P\Delta$ peut être négligé, si à tous les niveaux : $\frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.10$

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 ».

L'effet $P\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure

à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Sens X-X :

Etages	$P_k(KN)$	ΔK	$P_k \times \Delta K$	V_k	H_k	$V_k \times H_k$	θ	
Toiture	850,91	0	0	14,75	3,20	4720	0	CV
Et6	2626,64	0,3	787,992	260,63	3,06	79752,78	0,00988043	CV
Et5	6256,08	0,75	4692,06	592,26	3,06	181231,56	0,02588986	CV
Et4	9885,52	1,1	10874,072	858,41	3,06	262673,46	0,04139768	CV
Et3	13618,24	1,25	17022,8	1065,38	3,06	326006,28	0,05221617	CV
Et2	17350,96	1,2	20821,152	1208,22	3,06	369715,32	0,05631671	CV
Et1	21348,31	0,95	20280,8945	1292,18	4,08	527209,44	0,03846838	CV

Tableau IV: 8: Vérification du l'effet $P\Delta$ sens X-X

Sens Y-Y :

Etages	$P_k(KN)$	ΔK	$P_k \times \Delta K$	V_k	H_k	$V_k \times H_k$	θ	
Toiture	850,91	0	0	14,84	3,20	12627,5044	0	CV
Et6	2626,64	0,3	787,992	261,77	3,06	687575,553	0,00114604	CV
Et5	6256,08	0,7	4379,256	604,2	3,06	3779923,54	0,00115856	CV
Et4	9885,52	1,05	10379,796	875,71	3,06	8656848,72	0,00119903	CV
Et3	13618,24	1,15	15660,976	1089,38	3,06	14835438,3	0,00105565	CV
Et2	17350,96	1,15	19953,604	1235,44	3,06	21436070	0,00093084	CV
Et1	21348,31	0,9	19213,479	1320,52	4,08	28190870,3	0,00068155	CV

Tableau IV: 9 : Vérification du l'effet $P\Delta$ sens Y-Y

V.1. Les poutres :**V.1.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont ferraillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons suivantes :

- A l'ELU : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelles : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA

V.1.2. Recommandations du RPA99 :**a) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

$0,5\% b h$

-Poutre principales : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b h$ en zone courante.

$6\% b h$ en zone de recouvrement.

-Poutres principales :

$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires :

$A_{max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$. (En zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Ø: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3. Etape de calcul :

a) Armatures longitudinales :

Calcul des moments réduits ultimes :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Tel que :

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

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

$\theta = 0.85$; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

- **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}.$$

- **1^{er} cas :** $\mu < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.5 \longrightarrow \text{Cas courant}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

A_{st} : section d'acier tendu.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➤ **2^{ème} cas** : $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_l$$

M_u : Moment sollicitant.

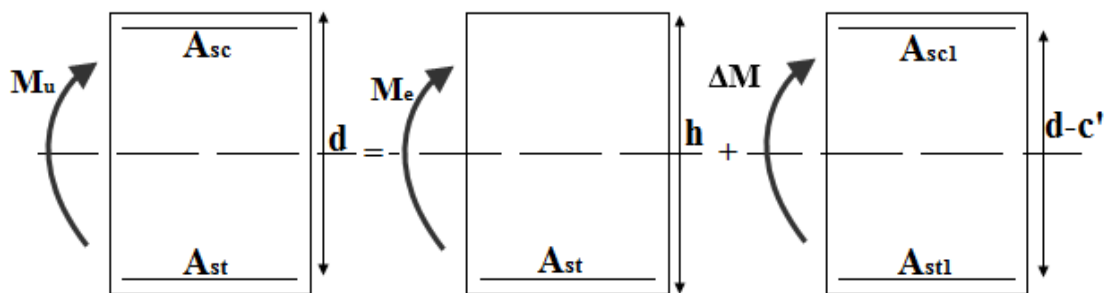


Figure V-1 : section doublement armée.

V.1.4. Calcul du ferraillage

❖ **Armatures longitudinales :**

• **Poutre principale :**

1. En travée :

$M_t = 37,161 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = h - c = 32,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{37,161 \times 10^6}{300 \times 32,5^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{37,161 \times 10^2}{0,957 \times 32,5 \times 34,8} = 3,43 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3,43 < 0,5\% b h = 5,25 \text{ cm}^2$ donc on va ferrailler avec le mini du **RPA**

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA12** $\Rightarrow A_{ad} = 6,78 \text{ cm}^2$.

2. Aux appuis :

$M_A = 70,464 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = h - c = 32,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{70,464 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 14,2} = 0,156 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,915$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{70,464 \times 10^2}{0,915 \times 32,5 \times 34,8} = \mathbf{6,80 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = \mathbf{8,01 \text{ cm}^2}$.

- Poutre secondaire :**

1. En travée :

$M_t = 21,376 \text{ KN.m}$; $h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = h - c = 27,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,376 \times 10^6}{250 \times 275^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,376 \times 10^2}{0,958 \times 27,5 \times 34,8} = \mathbf{2,31 \text{ cm}^2}$$

$A_t = 2,31 < \mathbf{0,5\%bh} = \mathbf{3,75 \text{ cm}^2}$ donc on va ferrailler avec le mini du **RPA**

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA12** $\Rightarrow A_{ad} = \mathbf{6,78 \text{ cm}^2}$.

2. Aux appuis :

$M_A = 26,195 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = h - c = 32,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,195 \times 10^6}{250 \times 275^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_l = 0,392$$

$$\beta = 0,948$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,195 \times 10^2}{0,948 \times 27,5 \times 34,8} = \mathbf{2,88 \text{ cm}^2}$$

$A_a = 2,88 < \mathbf{0,5\%bh} = \mathbf{3,75 \text{ cm}^2}$ donc on va ferrailler avec le mini du **RPA**

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA12** $\Rightarrow A_{ad} = \mathbf{6,78 \text{ cm}^2}$.

❖ **Les poutres de la toiture :**

Les poutres inclinées sont ferraillées en flexion composé

1. Aux appuis :

$M_{ap} = \mathbf{-6,218 \text{ Kn.m}}$

$N_{cor} = -10,58 \text{ Kn}$ (effort de compression)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,218}{10,58} = 0,587 \text{ m} \quad e > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{S.P.C}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,35}{2} - 0,025 = 0,15 \text{ m}$$

- Calcul de moment fictif :

$$M_f = N \times g$$

Avec : $g = e + \frac{h}{2} - c = 0,587 + \frac{0,35}{2} - 0,025 = 0,862 \text{ m}$

D'où $M_f = 10,58 \times 0,862 = 9,119 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{9,119 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 14,2} = 0,0202$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{9,119 \times 10^2}{0,990 \times 32,5 \times 34,8} = 0,814 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,814 \text{ cm}^2$$

- Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,814 - \frac{10,58}{34,8} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0,51 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = 0,79 \text{ cm}^2 < 0,5\%bh = 0,5\% 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec le min de RPA

On opte : **3 HA 12 (fil) + 3 HA12 (chap) = 6,78 cm²**

2. En travée

$$M_{travée} = 2,807 \text{ Kn.m}$$

$N_{cor} = -0,36 \text{ Kn}$ (effort de compression)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,807}{0,36} = 7,79 \text{ m} \quad e > \frac{h}{2} - c' \longrightarrow \text{S.P.C}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,35}{2} - 0,025 = 0,15 \text{ m}$$

- Calcul de moment fictif :

$$M_f = N \times g$$

Avec : $g = e + \frac{h}{2} - c = 7,79 + \frac{0,35}{2} - 0,025 = 7,94 \text{ m}$

D'où $M_f = 0,36 \times 7,94 = 2,858 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2,858 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 14,2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,999$$

- **Calcul des armatures fictif**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,858 \times 10^2}{0,999 \times 32,5 \times 34,8} = 0,252 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,252 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,252 - \frac{0,36}{34,8} = 0,241 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0,241 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = 0,79 \text{ cm}^2 < 0,5\%bh = 0,5\% 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec le min de RPA

On opte :

$$3 \text{ HA } 12 \text{ (fil)} + 3 \text{ HA } 12 \text{ (chap)} = 6,78 \text{ cm}^2$$

❖ **Les poutres secondaires de la toiture :**

1. En travée :

$$M_t = 2,179 \text{ KN.m}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad b = 25 \text{ cm}; \quad c = 2,5 \text{ cm}; \quad d = h - c = 27,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,179}{250 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,0080 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,179 \times 10^2}{0,996 \times 27,5 \times 34,8} = 0,228 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,228 < 0,5\%bh = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ donc on va ferrailer avec le mini du RPA}$$

$$\text{On opte pour une section d'armature } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 \Rightarrow A_{ad} = 6,78 \text{ cm}^2.$$

2. Aux appuis :

$$M_A = -3,268 \text{ KN.m}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad b = 25 \text{ cm}; \quad c = 2,5 \text{ cm}; \quad d = h - c = 27,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,268 \times 10^2}{250 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_1 = 0,392$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,268 \times 10^2}{0,994 \times 27,5 \times 34,8} = 0,343 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,343 < 0,5\%bh = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ donc on va ferrailer avec le mini du RPA}$$

$$\text{On opte pour une section d'armature } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 \Rightarrow A_{ad} = 6,78 \text{ cm}^2.$$

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et de la charpente et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

	Poutre	Zone	M _u (KN.m)	μ	OBS	B	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{Adpt} (cm ²)
Plancher Corp. Creux	Poutre Principale (30x35)	Travée	37,161	0,082	S.S.A	0,957	5,25	3,43	3HA12 +3HA12 (chap)= 6,78
		Appuis	70,464	0,156	S.S.A	0,915	5,25	6,80	3HA12+3AH14 (chap) = 8,01
	Poutre Secondaire (25x30)	Travée	21,376	0,08	S.S.A	0,985	3,75	2,31	3HA12+3HA12 (chap) = 6,78
		Appuis	26,195	0,098	S.S.A	0,948	3,75	2,88	3HA12+3HA12 (chape) = 6,78
Charpente	Poutre inclinée (30x35)	Travée	2,807	0.006	S.S.A	0,999	5,25	0,79	3HA12+3HA12 (chap)=6,78
		Appuis	6,218	0,020	S.S.A	0,990	5,25	0,814	3HA12+3HA12 (chap)=6,78
	Poutre secondaire (25x30)	Travée	2,179	0,008	S.S.A	0,996	3,75	0,228	3HA12+3HA12 (chap) = 6,78
		Appuis	3,268	0,012	S.S.A	0,994	3,75	0,343	3HA12+3HA12 (chap) = 6,78

TAB V-1 : ferrailage des poutres.

V.1.5.Vérification à l'ELU :

- La condition de non fragilité :**

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = T_u / b.d \quad T_u: \text{Effort tranchant maximum à L'ELU}$$

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{83,07 \times 1000}{300 \times 325} = 0,852 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{83,57 \times 1000}{250 \times 275} = 1,215 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
- Poutres inclinées de la toiture : $\tau_u = \frac{7,37 \times 1000}{250 \times 325} = 0,090 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires de la toiture : $\tau_u = \frac{9,06 \times 1000}{250 \times 275} = 0,132 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art :A.5.1.3) /BAEL 91 modifiées 99) :**

➤ **Sur le béton :**

$$\overline{V_u} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_b}$$

Pour les poutres principales : $\overline{V_u} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 300 \times 325}{1,5} = 585 \text{ KN}$

$V_u = 83,07 \text{ KN} < \overline{V_u} = 585 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Pour les poutres secondaires : $\overline{V_u} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 250 \times 275}{1,5} = 412,5 \text{ KN}$

$V_u = 83,57 \text{ KN} < \overline{V_u} = 412,5 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Pour les poutres inclinées de la toiture : $\overline{V_u} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 300 \times 325}{1,5} = 585 \text{ KN}$

$V_u = 7,37 \text{ KN} < \overline{V_u} = 585 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Pour les poutres secondaires de la toiture : $\overline{V_u} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 250 \times 275}{1,5} = 412,5 \text{ KN}$

$V_u = 9,06 \text{ KN} < \overline{V_u} = 412,5 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \quad \text{avec} \quad H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

▪ Pour les poutres principales : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (83,07 \times 10^3 - \frac{70,464 \times 10^6}{0,9 \times 325})$

$A_{\text{appuis}} = 6,78 \geq 4,53 \text{ cm}^2$

▪ Pour les poutres secondaires : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (83,57 \times 10^3 - \frac{26,195 \times 10^6}{0,9 \times 275})$

$$A_{\text{appuis}} = 6,78 \geq 0,18 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres inclinées de la toiture :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(7,37 \times 10^3 - \frac{6,218 \times 10^6}{0,9 \times 325} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 6,78 \geq 0,39 \text{ cm}^2$$

- Pour les poutres secondaires de la toiture :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(9,06 \times 10^3 - \frac{3,268 \times 10^6}{0,9 \times 275} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 6,78 \geq 0,11 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99) :**

$$\tau_{\text{se}} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa Avec :}$$

U_i : le périmètre des barres

$$\sum u_i = \sum n \Pi \varnothing$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérences.

Pour les poutres principales :

$$\tau_{\text{se}} = \frac{83,07 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 244,92} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\tau_{\text{se}} = \frac{83,57 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 226,08} = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres inclinées :

$$\tau_{\text{se}} = \frac{7,37 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 226,08} = 0,111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires de la toiture :

$$\tau_{\text{se}} = \frac{9,06 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 226,08} = 0,162 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .21) /BAEL 91 modifiées 99) :**

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

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{\text{se}} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

-Pour 12 : $L_s = 42,32 \text{ cm}$. On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

-Pour 14 : $L_s = 49,32 \text{ cm}$. On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectiligne terminé par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet et au moins égale à : **$L_a = 0,4 \times L_s$**

-Pour ϕ 12 : $L_a = 16,92\text{cm}$. On prend $L_a = 18\text{cm}$

-Pour ϕ 14 : $L_a = 19,75\text{cm}$. On prend $L_a = 20\text{cm}$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

$$\Phi_t \leq \min(10, 20, 30) \text{ Soit : } \Phi_t = 8\text{mm}$$

V.1.6 Vérifications du RPA99/ version 2003:

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Poutres Principales de (30×35) : **$A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$**
- Poutres Secondaires de (25×30) : **$A_{\min} = 3,75\text{cm}^2$**
- Poutres de la charpente (30×35) : **$A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$**

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

- ✓ **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq \min(8,75 ; 14,4)$ Soit : **$S_t = 8\text{cm}$**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,785\text{cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Soit : **$S_t = 17\text{cm}$**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,575\text{cm}^2$$

- ✓ **Poutres Secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \min(7,5 ; 14,4)$ Soit : **$S_t = 7\text{cm}$**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,525\text{cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Soit : **$S_t = 15\text{cm}$**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2$$

✓ **Poutres de la charpente :**

Zone nodale : $S_t \leq \min(8,75 ; 14,4)$ Soit : $S_t = 8\text{cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,785\text{cm}^2$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Soit : $S_t = 17\text{cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,575\text{cm}^2$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$.

- **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

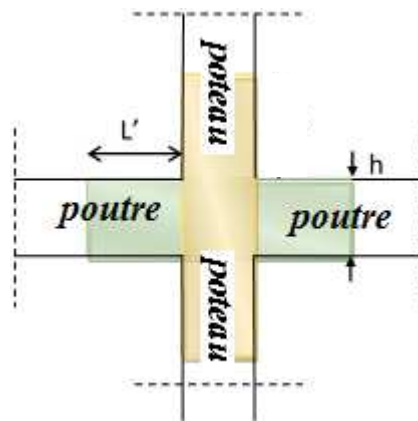


Figure V.2 : Délimitation de la zone nodale.

$$l' = 2 \times h$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$.
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$.
- Poutre de la charpente $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.6. Vérification à L'ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes :**

- ❖ **Exemple de calcul :**

- ✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 8,01 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 49,773 \text{ KN.m} ; d = 32,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 8,01}{30 \times 32,5} = \mathbf{0,821}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 23,583 \\ \beta_1 = 0,870 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{49,773 \times 10^6}{801 \times 0,870 \times 325} = \mathbf{219,76 \text{ MPa}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{219,76 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{23,583} = \mathbf{0,042}$$

$$\sigma_{bc} = 0,042 \times 219,76 = \mathbf{9,32 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9,32 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

✓ **Sur Appuis :**

Poutres	M_s (KN. m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	49,733	8,01	30	32,5	0,822	0,871	23,76	0,042	219,336	9,231	15	CV
Poutres secondaires	10,865	6,78	35	27,5	0,986	0,861	21,12	0,047	67,681	3,205	15	CV
Poutres inclinée de la toiture	4,584	6,78	30	32,5	0,472	0,896	33,08	0,030	23,218	0,702	15	CV
Poutre secondaire de la toiture	2,369	6,78	25	27,5	0,494	0,894	32,17	0,031	14,212	0,442	15	CV

TAB V-2 : Vérification des contraintes aux appuis

✓ En travée :

Poutres	M_s (KN.m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	17,372	6,78	30	32,5	0,695	0,871	23,6	0,042	90,515	3,835	15	CV
Poutres secondaires	6,913	6,78	35	27,5	0,986	0,861	21,12	0,047	43,063	2,039	15	CV
Poutres inclinée de la toiture	2,079	6,78	30	32,5	0,696	0,879	26,00	0,038	10,73	0,413	15	CV
Poutre secondaire de la toiture	1,582	6,78	25	27,5	0,986	0,861	21,12	0,047	9,851	0,466	15	CV

TAB V-3 : Vérification des contraintes en travée

❖ Etat limite de déformation :

Sens (x-x): $\bar{f} = \frac{320}{500} = \mathbf{0,64\text{ cm}}$.

Ses (y-y) : $\bar{f} = \frac{400}{500} = \mathbf{0,80\text{ cm}}$.

Dans notre cas la flèche donnée par ETABS est de **0,04 cm**, donc la condition est vérifiée.

V.2.Ferraillage des poteaux

V.2.1. Introduction :

Le ferraillage des poteaux s'effectuera à partir des logiciels automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Et à partir **d'etabs V9.6** on extrait les efforts normaux et les moments fléchissant.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.4 : caractéristique mécanique des matériaux

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales.

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

V.2.2.Recommandations du RPA : (zone IIa)

a. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de $40f$ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement

✓ **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton

(0,8% x b x h) :

- Poteaux (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

- Poteaux (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$

- Poteaux (30x30) : $A_{min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

✓ **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

• **Zone courante**

- Poteaux (40' 40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

- Poteaux (35' 35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

- Poteaux (30' 30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

• **Zone de recouvrement**

- Poteaux (40' 40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

- Poteaux (35' 35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

- Poteaux (30' 30) : $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : 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

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élancement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

I_f : Longueur de flambement du poteau $I_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone II.

Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone II

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

▪ **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en ‰ est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

V.2.3. Calcul de la section d'armature :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).
- ❖ Section entièrement tendue (SET).

a. Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

➤ Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter.}$$

1- Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c'). b. h^2. f_{bc}$

Avec :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

M : Moment fictif.

➤ Détermination des armatures

▪ Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

▪ Calcul le moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

▪ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

▪ Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

(-) si N : effort de compression.

(+) si N : effort de traction

Si $\mu_f > \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

▪ Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

M_l : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

2- Section entièrement comprimé (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right)$
- $N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } (0,337h - 0,81c').b.h.f_{bc} < N_u(d-c') - M_f < (0,5h - c').b.h.f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \Psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}} ; \quad A_2 = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (MPa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$\text{Si } N_u(d-c') - M_f \geq (0,5h - c').b.h.f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d-0,5h).b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}(d-c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

Remarque:

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u.B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

Note :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage
- **Zone II** : Du 2^{ème} étage au 3^{ème} étage.
- **Zone III** : Toiture

❖ Exemple de calcul manuel :

Poteau : 40x40 :

$$M_{\max} = 51,272 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 530,15 \text{ KN, (effort de compression).}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{51,272}{530,15} = 0,096 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,4}{2} - 0,025 = 0,175 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} - c'$$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = N \times \left(e + \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 530,15 \times \left(0,096 + \frac{0,4}{2} - 0,025 \right) \longrightarrow M_f = 143,67 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c'). b. h. f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c'). b. h. f_{bc}$$

$$d = h - c = 0,4 - 0,025 = 0,375 \text{ m}$$

$$Y = N(d - c') - M_f = 530,15 \times (0,375 - 0,025) - 143,67 = 161,45 \text{ KN.m}$$

$$X = (0,337h - 0,81c') b. h. f_{bc} = [(0,337 \times 0,4) - (0,81 \times 0,025)] \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3$$

$$= 260,25 \text{ KN.m}$$

$$X > Y \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{143,67 \times 10^6}{400 \times 378^2 \times 14,2} = 0,177$$

$$\mu = 0,178 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A (A}_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,178 \longrightarrow \beta = 0,901$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{143,67 \times 10^2}{0,901 \times 37,5 \times 34,8} = 12,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 12,22 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 12,22 - \frac{530,15}{34,8} = -3,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = -3,01 \text{ cm}^2.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 -c	Mf	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	RDC au 2 ^{eme} etage	40x40	$N_{max}-M_{corr}$	-915,22	2,884	0,0031	0,175	163	SPC	SSA	0	0	12,8	4HA16	14,2
			$N_{min}-M_{corr}$	454,51	2,051	0,0045	0,175	77,49	SET	SSA	6,3	6,76		+	
			$M_{max}-N_{corr}$	-530,15	51,272	0,097	0,175	143,67	SPC	SSA	0	0		4HA14	
II	3 ^{eme} étage au 6 ^{eme} étage	35x35	$N_{max}-M_{corr}$	-351,08	2,75	0,007	0,15	116,94	SPC	SSA	0	1,72	9,8	4HA14	10,68
			$N_{min}-M_{corr}$	177,55	0,705	0,004	0,15	25,92	SET	SSA	2,5	2,6		+	
			$M_{max}-N_{corr}$	-245,25	30,783	0,125	0,15	67,44	SPC	SSA	0	0		4HA12	
II	Toiture	30x30	$N_{max}-M_{corr}$	-429,36	1,873	0,004	0,125	55,38	SPC	SSA	0	0	7,2	8HA12	7,92
			$N_{min}-M_{corr}$	150,75	0,034	0,0002	0,125	18,81	SET	SSA	2,16	2,17			
			$M_{max}-N_{corr}$	-406,52	3,824	0,009	0,125	54,47	SPC	SSA	0	0			

Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux suivant X-X

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 -c	M _f	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	RDC au 2 ^{ème} étage	40x40	N _{max} -M _{corr}	-915,22	1,787	0,0019	0,175	161,22	SPC	SSA	0	0	12,8	4HA16	14,2
			N _{min} -M _{corr}	454,51	32,124	0,071	0,175	47,269	SET	SSA	3,88	9,18		+	
			M _{max} -N _{corr}	-460,3	55,207	0,119	0,175	135,32	SPC	SSA	0	0		4HA14	
II	3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	35x35	N _{max} -M _{corr}	-351,08	4,279	0,012	0,15	56,87	SPC	SSA	0	0	9,8	4HA14	10,68
			N _{min} -M _{corr}	177,55	5,386	0,03	0,15	16,87	SET	SSA	1,61	3,49		+	
			M _{max} -N _{corr}	-262,05	32,355	0,123	0,15	71,54	SPC	SSA	0	0		4HA12	
II	Toiture	30x30	N _{max} -M _{corr}	-429,36	5,829	0,013	0,125	66,55	SPC	SSA	0	0	7,2	8HA12	7,92
			N _{min} -M _{corr}	150,75	0,034	0,0002	0,125	18,87	SET	SSA	2,15	2,17			
			M _{max} -N _{corr}	-406,52	6,964	0,017	0,125	57,72	SPC	SSA	0	0			

Tableau V.6 : Ferraillage des poteaux suivant Y-Y

V.2.4. Vérification a L'ELU :**a. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (30 x 30) : $l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25\text{cm}$:

b. Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003):

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

- **Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Espacement des armatures transversales**

- ✓ **Dans la zone nodale** $S_t \leq \min (10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm}.$$

- ✓ **Dans la zone courante** $S_t \leq \min(15\phi)$.

$$S_t \leq \min (15 \phi) = \min (15 \times 1,2) \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ Exemple de calcul :

Poteaux 40x40 :

Avec : I_f : longueur de flambement $I_f = 0.7 L_0$

$$I_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{h} = \frac{0.7 I_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 3.06 \times \sqrt{12}}{0.40} = 18,55 > 5$$

Donc: $\rho = 2,5$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 113,16 \text{ KN}$

✓ **$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :**

$$A_t = \frac{33,54 \times 2,5}{40 \times 40} \times 10 = 0,52 \text{ cm}^2$$

✓ **$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :**

$$A_t = \frac{33,54 \times 2,5}{40 \times 40} \times 15 = 0,79 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_1 m	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_t zone nodale (cm ²)	A_t zone courante (cm ²)	A_{ad}
(40 x 40)	33,54	0,40	0,40	2,142	10	15	18,55	2,5	0,52	0,79	2,01
(35 x 35)	23,78	0,35	0,35	2,142	10	15	21,20	2,5	0,48	0,72	2,01
(30 x 30)	29,66	0,30	0,30	2,240	10	15	25,87	2,5	0,82	1,23	2,01

Tableau V.7 : Détermination des armatures transversales

c. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221).

- ✓ Pour le $\emptyset 16 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset 14 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset 12 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

d. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$	
40 x 40	$h' = \max(45,16 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
45 x 45	$h' = \max(45,16 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
30 x 30	$h' = \max(47,50 ; 30 ; 30 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau V.8 : Détermination des zones nodales.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

e. Vérification des contraintes tangentielles :

Selon **Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003** La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{b d}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{\max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
40 x 40	33,54	40	37,5	18,55	0,075	1,875	0,209	cv
35 x 35	23,78	35	32,5	21,20	0,075	1,875	0,194	cv
30 x 30	29,66	30	27,5	25,87	0,075	1,875	0,329	cv

Tableau V.9 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

f. Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.2.2 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$.

VI.1.5. Vérifications à l'ELS :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s \text{ ad}} \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

Les résultats son résumé dans les tableaux suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	es (m)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)	OBS
RDC au 2eme étage	40x40	Nmax-Mcorr	-841,67	-4,02	0,0047	4,64	14,2	CV
		Nmin-Mcorr	454,51	2,051	0,0045	4,29		
		Mmax-Ncorr	-530,15	-51,272	0,0967	-4,9		
3eme étage et 5eme étage	35x35	Nmax-Mcorr	-342,58	0,81	0,00236	3,46	10,68	CV
		Nmin-Mcorr	177,55	0,392	0,0022	3,307		
		Mmax-Ncorr	-245,25	-30,783	0,125	- 0,484		
Toiture	30x30	Nmax-Mcorr	-429,36	-1,873	0,0043	2,58	7,92	CV
		Nmin-Mcorr	142,71	0,922	0,0064	2,287		
		Mmax-Ncorr	-155,05	3,63	0,0234	3,68		

Tableau V.10 : Vérification de la condition de non fragilité (X-X)

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	es (m)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)	OBS
RDC au 2eme étage	40x40	Nmax-Mcorr	-841,67	-30,676	0,036	7,37	14,2	CV
		Nmin-Mcorr	454,51	32,124	0,0706	3,121		
		Mmax-Ncorr	-460,3	-55,207	0,119	-1,81		
3eme étage et 5eme étage	35x35	Nmax-Mcorr	-342,58	-3,545	0,0103	3,79	10,68	CV
		Nmin-Mcorr	177,55	0,81	0,0045	3,238		
		Mmax-Ncorr	-262,05	-32,355	0,123	-0,528		
Toiture	30x30	Nmax-Mcorr	-429,36	-5,829	0,0135	2,97	7,92	CV
		Nmin-Mcorr	142,71	0,869	0,0069	2,27		
		Mmax-Ncorr	-384,36	-5,988	0,0172	3,192		

Tableau V.11 : Vérification de la condition de non fragilité Y-Y

b. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa}$$

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

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions X-X et Y-Y

On a deux cas à vérifier en flexion composée à l'ELS :

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow Section entièrement comprimée.

Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A_s')$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_c \cdot c' + A'_c \cdot d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s \times (V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_2 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$. donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b2} < \bar{\sigma}_{bc}$

N_s : Effort de compression a l'ELS

M_s : Moment fléchissant a l'ELS

B_0 : Section homogènes

$$B_0 = h + 15A_s$$

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \text{ Avec } I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90 \cdot A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A_s}{b} (d - c')$$

$$q = 2^2 - \frac{90 \cdot A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 \cdot A_s}{b} (d - c')^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	$h/6$ (m)	Nature	σ_s béton	σ_i béton	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
I	RDC au 2 ^{ème} étage	40×40	$N^{\max}_{-M^{corr}}$	-841,67	-4,02	0,0047	0,066	SEC	3,92	4,39	15	CV
			$N^{\min}_{-M^{corr}}$	454,51	2,051	0,0045	0,066	SET	0	0	15	CV
			$M^{\max}_{-N^{corr}}$	-530,15	-51,272	0,0967	0,066	SPC	0	5,68	15	CV
II	3 ^{ème} étage au 5 ^{ème} étage	35×35	$N^{\max}_{-M^{corr}}$	-342,58	0,81	0,00236	0,058	SEC	2,29	2,14	15	CV
			$N^{\min}_{-M^{corr}}$	177,55	0,392	0,0022	0,058	SET	0	0	15	CV
			$M^{\max}_{-N^{corr}}$	-245,25	-30,783	0,125	0,058	SPC	0	4,59	15	CV
III	Toiture	30×30	$N^{\max}_{-M^{corr}}$	-429,36	-1,873	0,0043	0,05	SEC	3,5	4,05	15	CV
			$N^{\min}_{-M^{corr}}$	142,71	0,922	0,0064	0,05	SET	0	0	15	CV
			$M^{\max}_{-N^{corr}}$	-155,05	3,63	0,0234	0,05	SPC	1,9	0,83	15	CV

Tableau V.12: Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant X-X.

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	$h/6$ (m)	Nature	σ_s béton	σ_i béton	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
I	RDC au 2 ^{eme} étage	40×40	$N^{max}-M^{corr}$	-841,67	-30,676	0,036	0,066	SEC	2,3388	5,98	15	CV
			$N^{min}-M^{corr}$	454,51	32,124	0,0706	0,066	SET	0	0	15	CV
			$M^{max}-N^{corr}$	-460,3	-55,207	0,119	0,066	SEC	0	5,66	15	CV
II	3 ^{eme} étage au 5 ^{eme} étage	35×35	$N^{max}-M^{corr}$	-342,58	-3,545	0,0103	0,058	SEC	1,89	2,54	15	CV
			$N^{min}-M^{corr}$	177,55	0,81	0,0045	0,058	SPT	0	0	15	CV
			$M^{max}-N^{corr}$	-262,05	-32,355	0,123	0,066	SPC	0	4,85	15	CV
III	Toiture	30×30	$N^{max}-M^{corr}$	-429,36	-5,829	0,0135	0,05	SEC	2,91	4,63	15	CV
			$N^{min}-M^{corr}$	142,71	0,869	0,0069	0,05	SET	0	0	15	CV
			$M^{max}-N^{corr}$	-384,36	-5,988	0,0172	0,05	SEC	1,91	4,85	15	CV

Tableau V.13: Vérification des contraintes dans les aciers et le béton suivant Y-Y.

Conclusion :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_{smin} correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone II.

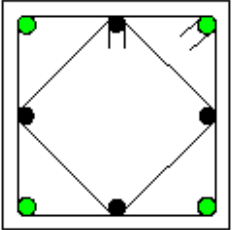
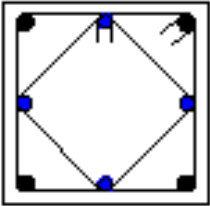
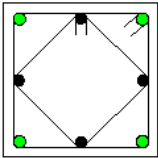
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC au 2 ^{eme} étage	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	35 × 35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	
Toiture	30×30	8HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau V.14: récapitulatif de ferraillage des poteaux

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferraillage 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**

La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferraillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferraillage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1: niveaux: RDC
- Zone2: 1^{er} et 2^{em} étage.
- Zone3: 3^{em}, 4^{em} et 5^{em} étage.

V.3.2.Exposé de la méthode :

a. calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N}$$

b. déterminer le diagramme des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec : Ω : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau

Y : bras de levier; $Y=L/2$

Met N sont déterminés à partir du logiciel.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent :

1-faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue : $l_t = L - l_c$

Avec : $l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$

Remarque :

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que toutes les sections sont partiellement comprimées et simplement armées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

c. Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

d. Ferraillage du voile :

• **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } b u = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est < 1 heure

$$A_v = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_v : section des armatures tendue du voile.

e. Armatures horizontales :**•Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

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

- $A_H > 0,15\% \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

•Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

f. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_H \geq 0,15\% B$

-Zone courante : A_V et $A_H \geq 0,10\% B$.

g. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

h. 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 $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

j. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

-40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

k) 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4 V_u$$

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.

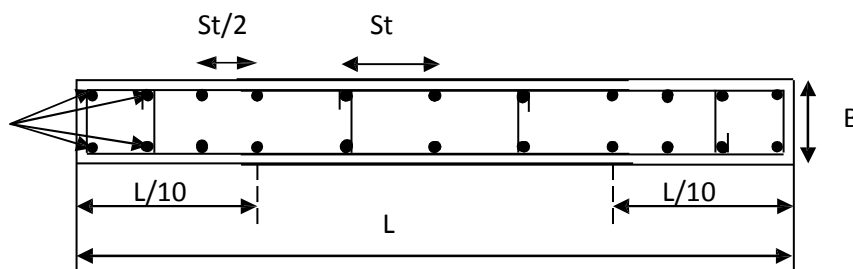


Figure V.3 : Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

V.3.3.Vérification :

a. Exigences du RPA 99 (Art 7.7.4.1 / RPA 99/2003)

$$A_{\min} \geq 0,002B$$

• **Zone tendue :**

$$A_{\text{total tendu}} \geq 0,2\% b \times l_t$$

Avec : B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue.

- **Globalement dans le voile :**

$$A_{\text{total de voile}} \geq 0.15\% B$$

- **Zone courante :**

$$A_{\text{total courante}} \geq 0.10\% L_c \times b$$

Avec $L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

- b. Exigences du BAEL :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art 4.2.1 / BAEL 91/99})$$

V.3.4. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \longrightarrow V = 1,4 \times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b \longrightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\overline{\tau_u}$: contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BEL 91 modifiées 99).

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,26 \text{ Mpa}$$

VI.3.5.Exemple de calcul :(VL1 zone1 cas accidentelle)

a. Caractéristiques géométriques :

$$L=1.25 \text{ m} ; \quad b=0.20 \text{ m}$$

b. les sollicitations :

$$N_u = 515,35 \text{ KN (effort de traction)}$$

$$M_u = 542,235 \text{ KN.m}$$

c. Calcul de la hauteur utile(d):

$$\text{Longueur de la zone d'extrémité : } L/10 = 120/10 = 12 \text{ cm}$$

$$d = L - (L/10/2) = 120 - 17.5 = 114 \text{ cm} = 1.14 \text{ m}$$

d. calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{542,235}{515,35} = 1,052 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

e. déterminer le diagramme des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = 11,657 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y = -7,726 \text{ Mpa}$$

f. calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{11,657}{11,657 + 7,726} 1,25 = 0,75 \text{ m}$$

$$l_t = L - l_c = 1,25 - 0,75 = 0,5 \text{ m}$$

g. Espacement :

$$\text{En zone courante } D \leq \min \{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } D = 20 \text{ cm en zone courante}$$

$$\text{Et en zone d'extrémité c'est } D/2 = 10 \text{ cm (espacement du potelet)}$$

$$d = L - 5 - D/2 = 120 - 5 - 10/2 = 110 \text{ cm.}$$

h. calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c = 1,052 - \frac{1,25}{2} + 0,05 = 0,377$$

$$M_f = 515,35 \times 0,377 = 194,28 \text{ KN.m}$$

i. ferraillage du voile:

❖ Armatures verticales:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,7 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{194,28 \times 10^6}{200 \times 115^2 \times 21,7} = 0,033 < 0,392 = \mu_l \text{ SSA} \rightarrow \beta = 0,982$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_v = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{542,235 \times 10^6}{0,967 \times 1150 \times 400} + \frac{515,35 \times 10^3}{400} = 1688 \text{ mm}^2 = 16,58 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA20 = 18,84 cm²**

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \frac{200 \times 1250 \times 2,1}{400} \times 10^{-2} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq 0,002B = 0,002 \times 20 \times 125 = 5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adop}} = 18,84 \geq A_{\min} = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

j. Exigences de RPA 99 (version 2003) :

• Zone tendue :

$$A_{\text{tendu min}} = b \times l_t = 0,2 \times 0,50 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$0,2\% b l_t = 2 \text{ cm}^2 \leq 18,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Globalement dans le voile :

$$A_{\min \text{ de voile}} \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 125 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total de voile}} = 2 \times 18,84 + 4,02 = 41,7 \text{ cm}^2$$

$$3,75 \text{ cm}^2 \leq 41,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Zone courante :

$$A_{\min \text{ zone c}} = 0,10\% \times B_c$$

$$B_c = 100 \times 20 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{v/\text{zone c}} = 0,001 \times 2000 = 2 \text{ cm}^2$$

$$1,92 \text{ cm}^2 \leq 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures horizontales**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15 \% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(18,84)}{4} ; \frac{0,15 \times 125 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{En adopte: } 5\text{HA}12 \text{ (e=20cm)} = 5,65 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

k. Vérification des contraintes :• **BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{229,78 \times 10^3}{200 \times 1150} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 229,78 \times 10^3}{200 \times 1150} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

l. Vérification à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{675,18 \times 10^3}{200 \times 1250 + 15 \times 497,4} = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivant :

- Sens longitudinaux :

	Zone		I	II	III
Caractéristique géométriques	L (m)		1.25	1.25	1.25
	b (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.25	0.25	0.25
	L/10(m)		0.125	0.125	0.125
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	T(KN)		229.78	147.22	113.34
	T'=1.4*T(KN)		321.692	206.108	158.676
	N(KN)		515.35	58.59	90.57
	M(KN.m)		542.242	283.161	196.628
	e(m)		1.052	4.83	2.17
	OBS		SPT	SPT	SPC
	σ_{\max} (kN/m ²)		11657	5296	6730
	σ_{\min} (kN/m ²)		-7726	-1969	-3461
	Lt(m)		0.5	0.34	0.43
	d(m)		1.15	1.15	1.15
	M _r (KN.m)		533.387	283.989	196.537
	A _{calculé}		16.58	8.47	3.26
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix	A _{v1}	4HA20	4HA16	4HA14
	choix	A _{v2}	2HA20	2HA14	2HA12
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A _{v1}	10	10	10
		A _{v2}	20	20	20
section total	A _{total} de voile (cm ²)		49.74	28.39	23.08
	A _{tendu} total (cm ²)		18.84	11.12	8.41
	A _{zone} courante (cm ²)		37.18	20.35	16.93
armatures minimales	A _{min} de voile (cm ²)		3.75	3.75	3.825
	A _{min} tendue (cm ²)		2	1.36	1.72
	A _{min} zone courante (cm ²)		2	2	2.04
Armatures horizontales	A _h /nappe /ml (cm ²)		4.66	3.75	3.825
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
	A _h adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65
	Esp st (cm)		20	20	20
Vérifications des contraintes	τ_b	5MPA	1.39	0.89	0.675
	τ_u	3.26 MPA	1	0.640	0.482
	σ_b	15MPA	1.77	2.11	1.70

Tableau V.15: ferraillage des voiles longitudinaux

- Sens transversales :

	Zone		I	II	III
Caractéristique géométriques	L (m)		1.3	1.3	1.3
	b (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.26	0.26	0.26
	L/10		0.13	0.13	0.13
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	T(KN)		279.48	184.22	140.23
	T'=1.4*T(KN)		391.272	257.908	196.322
	N(KN)		631.21	314	-27.39
	M(KN.m)		642.357	234	237.044
	e(m)		1.017	0.745	8.65
	OBS		SPT	SPT	SPC
	σ_{\max} (kN/m ²)		13173	6579	7158
	σ_{\min} (kN/m ²)		-9108	-3058	-4160
	Lt(m)		0.53	0.41	0.49
	d(m)		1.2	1.2	1.2
	M _r (KN.m)		641.94	233.93	236.92
	A _{calculé}		18.21	11.86	4.7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix	A _{v1}	4HA20	4HA16	4HA14
	choix	A _{v2}	2HA20	2HA14	2HA12
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A _{v1}	10	10	10
		A _{v2}	20	20	20
section total	A _{total} de voile (cm ²)		49.74	28.39	23.08
	A _{tendu} total (cm ²)		18.84	11.12	8.41
	A _{zone} courante (cm ²)		37.18	20.35	16.93
armatures minimales	A _{min} de voile (cm ²)		3.9	3.9	4
	A _{min} total (cm ²)		10.5	3.45	3.45
	A _{min} zone courante (cm ²)		2.08	2.08	2.
Armatures horizontales	A _h /nappe / ml (cm ²)		4.71	3.9	3.9
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
	A _h adopté (cm ²)		5.65	5.65	5.65
	Esp st (cm)		20	20	20
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b$	5MPA	1.63	1.074	0.584
	$\bar{\tau}_u$	3.26 MPA	1.16	0.767	0.584
	$\bar{\sigma}_b$	15MPA	2.24	2.15	1.715

Tableau V.17: ferrailage des voiles transversaux

VI. Fondation :

VI.1. Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres 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).
- Économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Avec: $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

VI.2.1.Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 = K \rightarrow A \neq B (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{662,95 \times 10^3}{200}} = 1,82m \rightarrow B = 1,9m.$$

VI.2.2. Semelles filantes :**a. Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec : $N = G + Q$

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

b. Surfaces des semelles filantes sous voiles :**➤ Sens longitudinal :**

Voile	N(KN)	L(m)	B(m)	S=B×L (m ²)
VL1/01	675,18	1,25	2,7	3,3759
VL1/04	644,12	1,25	2,58	3,2206
VL1/07	643,8	1,25	2,57	3,219
VL1/10	650,75	1,25	2,60	3,25375
Somme	/			13,07

Tableau VI. 1: Surfaces des semelles filantes sous voiles sens X-X

➤ **Sens transversal :**

Voile	N(KN)	L(m)	B(m)	S=B×L (m ²)
VT1/01	750,07	1,30	2,88	3,75035
VT1/04	685,71	1,30	2,64	3,42855
VT1/07	663,25	1,30	2,55	3,31625
VT1/10	604,3	1,30	2,32	3,0215
Somme	/			13,53

Tableau VI. 2: Surfaces des semelles filantes sous voiles sens Y-Y

$$S_V = \sum S_i = 26,6\text{m}^2$$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles

c. Semelles filantes sous poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_i = 2356,54 \text{ KN}$

Coordonnées de la résultante des forces:

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
5	558,44	-6	-3350,64	1,4
6	585,09	-2	-1170,18	1,942
7	579,41	2	1158,82	1,874
8	623,6	6	3741,6	0,706
Somme	2356,54	/	379,6	5,922

Tableau VI. 3: Les efforts transmits par les poteaux à la fondation à l'ELS

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{379,6 + 5,922}{2356,54} = 0,16\text{m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,16\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2356,54}{12} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,16}{12}\right) = 180,67\text{KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2356,54}{12} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,16}{12}\right) = 212,09\text{KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2356,54}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,16}{12}\right) = 204,23\text{KN/m}^2$$

d. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{204,23}{200} = 1,02\text{m}$$

On prend **B = 1,10m**

On aura donc, $S = B \times L = 1,1 \times 12,4 = 13,64\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec : $S_t = 13,64 \times 9 + 26,6 = 149,36\text{m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{Bat} = 312,48 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{149,36}{312,48} = 0,47$$

La surface totale des semelles représente 47% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale Du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation

VI.3.Dimensionnement de la semelle :

- Hauteur de la semelle:**

$$h_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{110-40}{4} + 5 = 22,5$$

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

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow 27,5 \leq d \leq 70$$

On prend **d = 35cm**

VI.4.Ferraillage de la semelle dans le sens « B » :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad N_u = 861,93 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{861,93 \times (1100 - 400) \times 10^3}{8 \times 350 \times 348} = 722,4 \text{ mm}^2 = 6,2\text{cm}^2$$

On opte pour : $6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

- **La longueur d'ancrage :**

Pour : FeE400 et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $\longrightarrow l_s = 35,5 \text{ cm}$

$$l_s = 35,5 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des encrages courbes

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,307 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

VI.5. Dimensionnement de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{3,6}{9} \leq h_p \leq \frac{3,6}{6} \quad \rightarrow \quad 0,4 \leq h_p \leq 0,6$$

On prend : $h_p = 0,6 \text{ m}$

La largeur de poutre : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$ $20 \leq b_p \leq 40$

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

VI.6. Ferrailage longitudinal à l'ELU :

Poteaux	N_u	e_i	$N_u \times e_i$	M_i
5	771	-6	-4626	-1,848
6	806,44	-2	-1612,88	-0,401
7	798,53	2	1597,06	-0,341
8	861,93	6	5171,58	-2,73
Somme	3237,9	/	529,76	-5,32

Tableau VI. 4 : Les efforts transmits par les poteaux à la fondation à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{529,76 - 5,32}{3237,9} = 0,17 \text{ m}$$

a. Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T}\right) = \frac{3237,76}{12,42} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,17}{12,4}\right) = 271,41 \text{ KN/ml}$$

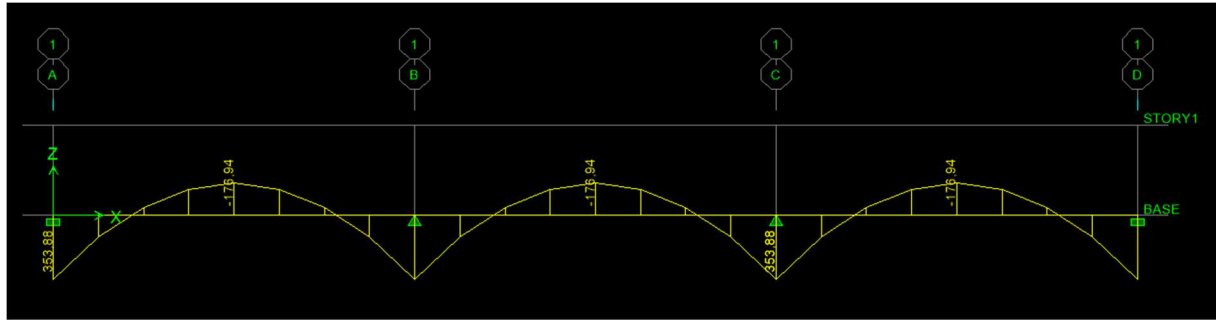


Figure VI. 1: diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.

b. Ferrailage aux appuis :

Appuis	M_a	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}(cm^2)$
A	353,88	0,206	0,883	20,54	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61
B	353,88	0,206	0,883	20,54	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61
C	353,88	0,206	0,883	20,54	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61
D	353,88	0,206	0,883	20,54	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA16=20,61

Tableau VI. 5: ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis.

Travées	M_t	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}$
A-B	176,94	0,103	0,945	9,782	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA12=12,56
B-C	176,94	0,103	0,945	9,782	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA12=12,56
C-D	176,94	0,103	0,945	9,782	2,66	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA12=12,56

Tableau VI. 6: ferrailage de la poutre de rigidité en travées.

VI.7.Vérification à l'ELU :

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 40 \times 55 \times 2,1}{400} = 2,66$$

Appuis : $A_{adopte} = 20,94cm^2 > A_{st}^{min} = 2,66cm^2$ condition vérifiée.

Travées : $A_{adopte} = 9,782cm^2 > A_{st}^{min} = 2,66cm^2$ condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9bd} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq T'_u = 0,36 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 530,82 \text{ kN} \leq T'_u = 0,36 \times \frac{25 \times 400 \times 550}{1,5} \times 10^{-3} = 1320 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq A_u = \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right)$$

Si $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

$$\left(530,82 - \frac{353,88}{0,9 \times 0,55}\right) < 0 \rightarrow \text{Donc la vérification n'est pas nécessaire}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau_u} \quad \text{Avec } T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{530,82 \times 10^3}{400 \times 550} = 2,4 < \overline{\tau_u} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99**

Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times (2 + 1,6) = 45,216 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{530,82 \times 10^3}{0,9 \times 550 \times 452,16} = 2,37 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2,37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

ϕ_l : Étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal,

$$\phi_t \leq \min(18 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 40 \text{ mm})$$

On optera pour $\phi 8$

- **Condition d'espacement des barres: (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(50; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

- **Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :**

- **Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_l = 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 + 4\text{HA}12 = 25,12 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 25,12 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 12 \text{ cm}^2$. \longrightarrow **Condition est vérifiée.**

- **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

- ✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(15; 14,4) = 14,4 \text{ cm}. \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ l' = 2 \times 60 = 1,20 \text{ m}. \end{cases}$$

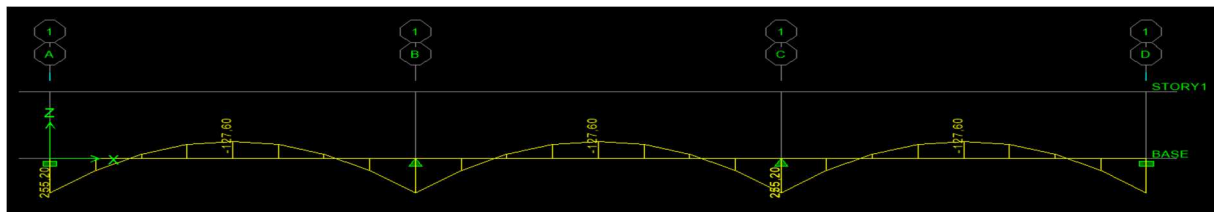
VI.8.Calcul à l'ELS :

Poteaux	N _s	e _i	N _s × e _i	M
5	558,44	-6	-3350,64	1,4
6	585,09	-2	-1170,18	1,942
7	579,41	2	1158,82	1,874
8	623,6	6	3741,6	0,706
Somme	2356,54	/	379,6	5,922

Tableau VI. 7: efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS.**a. Calcul de la charge uniforme :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{379,6 + 5,922}{2356,54} = 0,16\text{m}$$

$$q_s = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2356,54}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,16}{12}\right) = 204,23\text{KN/ml}$$

**Figure VI. 2:** diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.**b. Vérification des contraintes :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

• Aux appuis :

Appuis	M _s (KN.m)	A _{ad} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	OBS
A	255,20	20,61	0,937	0,864	21,76	260,57	11,97	15	CV
B	255,20	20,61	0,937	0,864	21,76	260,57	11,97	15	CV
C	255,20	20,61	,937	0,864	21,76	260,57	11,97	15	CV
D	255,20	20,61	0,937	0,864	21,76	260,57	11,97	15	CV

Tableau VI. 8: vérification de contrainte aux appuis.

- **En travée :**

Travées	M_s (KN. m)	A_{ad} (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
A	127,60	12,56	0,571	0 ,888	29,37	208,01	7,08	15	CV
B	127,60	12,56	0,571	0 ,888	29,37	208,01	7,08	15	CV
C	127,60	12,56	0,571	0 ,888	29,37	208,01	7,08	15	CV

Tableau VI. 9: vérification de contrainte en travée.

VI.9.Ferraillage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

Site de catégorie S_2 et S_4 : (25cm×30cm)

Site de catégorie S_4 : (30cm×30cm)

On adoptera pour notre cas une section de (25cm×30cm)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α :Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

a. Les armatures longitudinales :

$$N_s = 861,93 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \quad (\text{IIa ; site 3})$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{861,93}{12} = 71,83 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{71,83 \times 10^3}{348} = 206,4 \text{ mm}^2 = 2,064 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm^2

Le ferraillage minimum exigé par l'RPA est de 0,6% de la section total.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

b. Les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(8,5; 25; 14) = 8,5 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = \mathbf{8mm}$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(7,5; 16,8) = 7,5 \text{ cm.} \longrightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,53 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = \mathbf{3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2}$

c. L'espacement :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 7 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

VII. Calcul du mur de soutènement :

VII.1.Introduction :

Un mur de soutènement est par définition, un mur destiné à contenir les terres dans un espace réduit afin de répondre au besoin humain.

Ces besoins peuvent être la préservation des routes face aux éventuels éboulements, la structuration d'une berge en quai, la création d'obstacle de protection, l'établissement de fondation... Le mur de soutènement peut être fait d'acier, de béton armé, de brique, de pierre sèche, de pierre de taille.

Dans notre cas nous avons un mur de soutènement en béton armé qui repose sur une semelle filante à la base.

VII.2.Détermination des sollicitations :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = \varphi = 35^\circ$: obliquité de la force de poussée (Rankine non applicable)

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,271$$

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Tel que :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

$$\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

➤ A l'ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4,065 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3.00\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 23,82 \text{ KN/m}^2$$

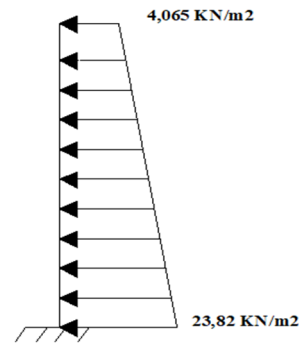


Figure VII. 1:diagramme des contraintes à l'ELU du mur de soutènement.

➤ A l'ELS:

$$\sigma_h = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 2,71 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 17,344 \text{ KN/m}^2$$

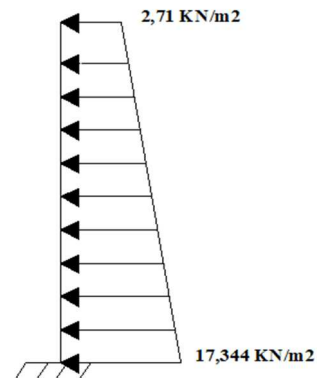


Figure VII. 2:diagramme des contraintes à l'ELS

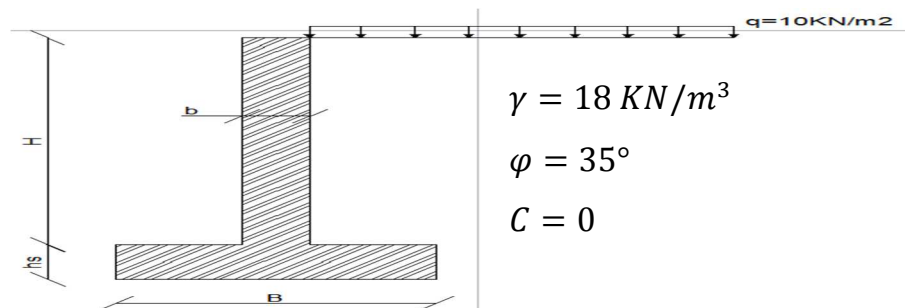


Figure VII. 3: Schéma statique du mur de soutènement.

VII.3.Dimensionnement du mur de soutènement :

a. Largeur du mur : (Art 10.1.2. RPA99/2003) :

$b \geq 15 \text{ cm}$ On prend $h = 25 \text{ cm}$

b. Largeur de la semelle sous le mur :

Soit : B : largeur de la semelle sous

$$h : \text{hauteur de la semelle} \quad h = \frac{B-b}{4} + 5$$

c. Calcul de la largeur B :

➤ La stabilité au renversement du mur :

Il faut vérifier que : $\frac{\sum M_{/O} \text{ des forces stabilisatrices}}{\sum M_{/O} \text{ des forces renversantes}} \geq 1,5$

➤ **Calcul des forces qui agissent sur le mur :**

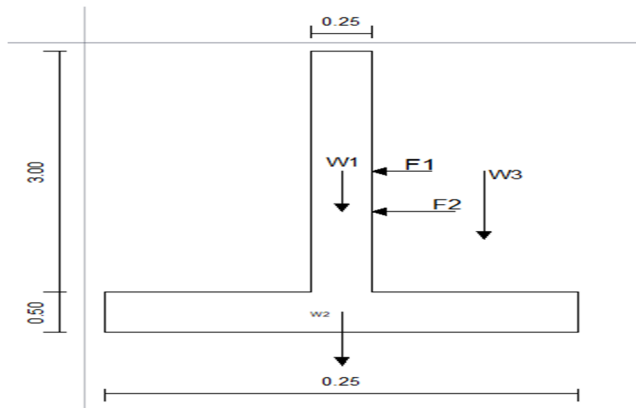


Figure VII. 4: Bilan des forces qui agissent sur le mur

$$W_1 = 0,25 \times 25 \times 3 = 18,75 \text{ KN/ml}$$

$$W_2 = B \times \left(\frac{B - 0,25}{4} + 0,05 \right) \times 25 = 6,25B^2 - 0,3125B$$

$$W_3 = [(18 \times 3) + 10] \times \left(\frac{B - 0,25}{2} \right) = 32B + 8$$

$$F_1 = 2,71 \times 3 = 8,13 \text{ KN/ml}$$

$$F_2 = \frac{(17,344 - 2,71) \times 3}{2} = 22,095 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments des forces par rapport au point O :**

	Force (KN)	Bras de levier (m)	Moment stabilisateur (KN.m)	Moments renversant (KN.m)
W ₁	18,75	B/2	9,375B	/
W ₂	6,25B ² - 0,3125B	B/2	3,125B ³ - 0,156B	/
W ₃	32B + 8	(3B - 0,25)/4	24B ² + 4B - 0,5	/
F ₁	8,13	[(B - 0,25)/2] + 2	/	2,033B + 15,75
F ₂	22,095	[(B - 0,25)/2] + 1,5	/	5,52 + 31,76
Somme	/	/	3,125B ³ + 23,844B ² + 13,375B - 0,5	7,553B + 47,51

Tableau VII. 1: résultante des moments à la base du mur.

En tenant compte de l'équation du rapport des moments on obtient :

$$\frac{3,125B^3 + 23,844B^2 + 13,375B - 0,5}{7,553B + 47,51} \geq 1,5$$

Pour trouver la valeur de B il faut résoudre l'équation suivante :

$$3,125B^3 + 23,844B^2 - 9,955B - 176,765 = 0$$

Ce qui donne : $B \geq 1,74$ on adopte: $B = 1,9 \text{ m}$

Et : $h_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{1,9-0,25}{4} + 5 = 46,25 \text{ cm}$ on prend : $h_s = 50 \text{ cm}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

✓ **Calcul de l'excentricité de la résultante des forces :**

$$e = \frac{B}{2} - X \quad \text{Avec : } X = \frac{\sum M_{/O} \text{ des forces}}{R_v}$$

R_v : La réaction verticale du sol $R_v = \sum F_v$

W_1	$3 \times 0,25 \times 25 = 18,75 \text{ KN}$
W_2	$1,9 \times 0,5 \times 25 = 23,75 \text{ KN}$
W_3	$[(18 \times 3) + 10] \times 0,825 = 52,8 \text{ KN}$
F_1	$2,71 \times 3 = 8,13 \text{ KN}$
F_2	$[(17,344 - 2,71)/2] \times 3 = 22,195 \text{ KN}$

Tableau VII. 2: Valeurs des forces exercées sur le mur de soutènement à l'ELS.

$$X = \frac{(W_1 + W_2) \times 0,95 + W_3 \times 1,49 - F_1 \times 2 + F_2 \times 1,5}{W_1 + W_2 + W_3}$$

$$= \frac{(18,75 + 23,75) \times 0,95 + (52,8 \times 1,487) - (8,13 \times 2) - (22,195 \times 1,5)}{18,75 + 23,75 + 52,8} = 0,7$$

$$e = \frac{190}{2} - 70 = 25 \text{ cm}$$

On a: $e < \frac{B}{6} = 31 \text{ cm}$

Conclusion: la résultante des forces tombe dans le tiers central de la fondation donc la répartition des forces à la base est trapézoïdale et :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{82,8}{1,9} \left(1 + \frac{6 \times 0,25}{1,9} \right) = 77,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

————→ **Condition vérifiée**

➤ **Vérification au glissement :**

$$f_{sg} = \frac{\sum F_{\text{qui s'oppose au glissement}}}{\sum F_{\text{qui favorise le glissement}}} = \frac{F_a}{R_h}$$

F_a : Force de poussée.

R_h : Réaction horizontale du sol avec $R_h = R_v \tan \varphi$

$$f_{sg} = \frac{8,13 + 22,195}{82,8 \times \tan 35^\circ} = 1,9 > 1,5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4. Ferrailage du mur à l'ELU :

	Forces (KN)
W_1	$(3 \times 0,25 \times 25) \times 1,35 = 25,31$
W_2	$(1,9 \times 0,5 \times 25) \times 1,35 = 32,06$
W_3	$[(18 \times 3 \times 1,35) + (10 \times 1,5)] \times 0,825 = 72,52$
F_1	$4,065 \times 3 = 12,195$
F_2	$(23,82 - 4,065) \times 3/2 = 29,63$

Tableau VII. 3: Valeurs des forces exercées sur le mur de soutènement à l'ELU

a. Calcul des moments :• **Surcharge :**

$$f_1 = 12,195 \text{ KN} \longrightarrow M_u^1 = 12,195 \times 1,5 = 18,29 \text{ KN.m}$$

• **Charge permanente :**

$$f_2 = 29,63 \text{ KN} \longrightarrow M_u^2 = 29,63 \times 1 = 29,63 \text{ KN.m}$$

$$M_u = M_u^1 + M_u^2 = (29,63) + (18,29)$$

$$M_u = 47,92 \text{ KN.m}$$

b. Armature principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47,92 \times 10^6}{1000 \times 200^2 \times 14,2} = 0,084 \quad \beta = 0,956$$

$$A_v = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{47,92 \times 10^6}{0,956 \times 200 \times 348} = 7,2 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA14 = 7,69 cm² $S_t = 20 \text{ cm}$

c. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_v}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 = 4,52cm²

S_t = 25cm

VII.5. Vérification à l'ELS:

✓ Calcul des moments :

- Surcharge :

$$f_1 = 8,13 \text{ KN} \longrightarrow M_s^1 = 18,13 \times 1,5 = 12,195 \text{ KN.m}$$

- Charge permanente :

$$f_2 = 22,195 \text{ KN} \longrightarrow M_s^2 = 22,195 \times 1 = 22,195 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_s^1 + M_s^2 = (12,195) + (22,195)$$

$$M_u = 34,39 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la contrainte de compression dans l'acier :

Nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Avec :

η : 1.6 coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_{st} = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

Ms(KN.m)	As (cm ²)	ρ	K1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
34,39	7,69	0,388	37,08	0,904	247,35	6,67	15	CV

Tableau VII. 4: vérification des contraintes dans le mur.

VII.6. Ferrailage de la semelle sous le mur sens B :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{129,89 \times 10^3 \times (1900 - 250)}{8 \times 450 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm² espacement 20 cm

d. Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

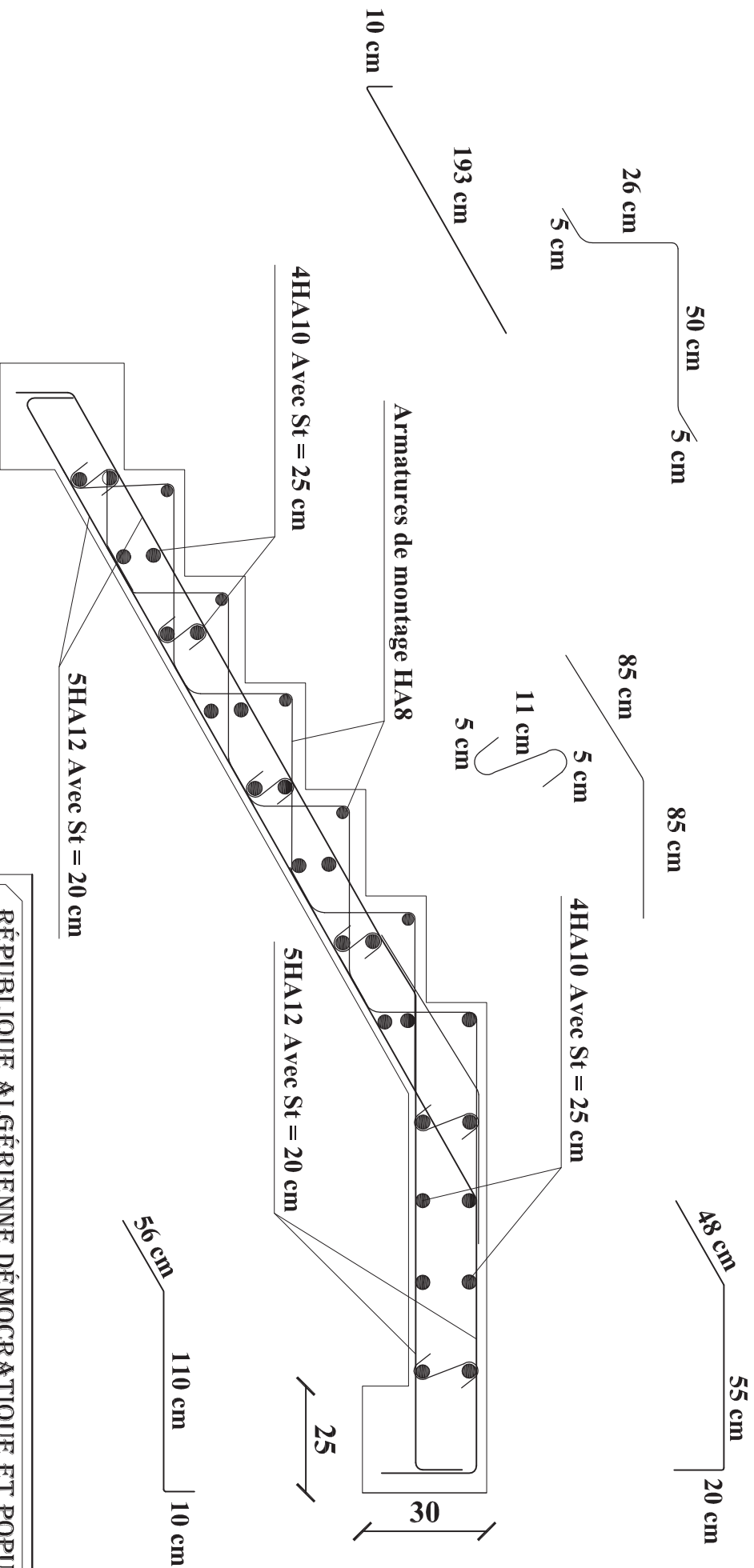
Soit : 4HA12=4,52 cm² espacement 25 cm

- **La longueur d'ancrage :**

Pour : FeE400 et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $\longrightarrow l_s = 35,5 \text{ cm}$

$$l_s = 35,5 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des ancrages courbes



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

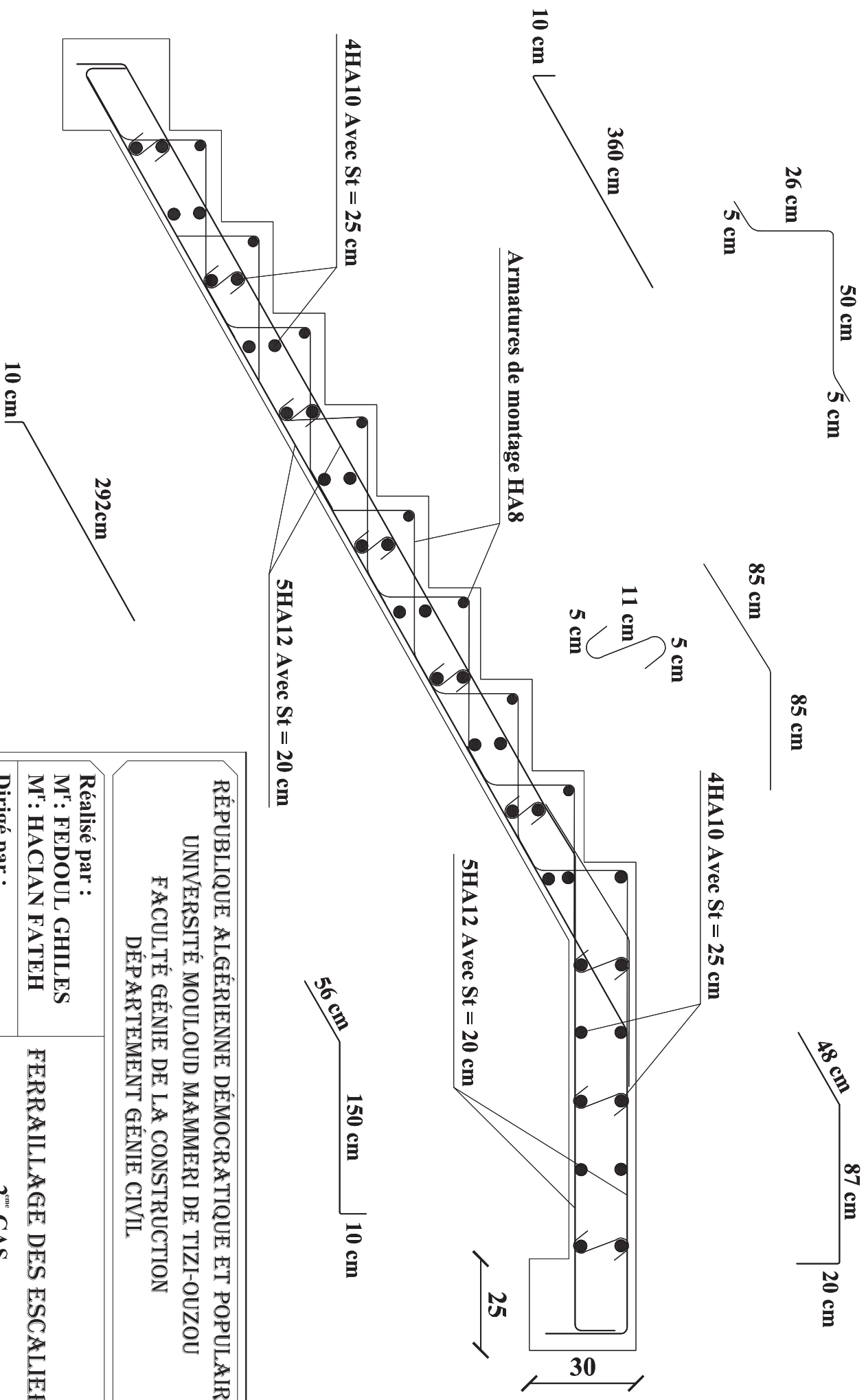
Réalisé par :
M^r: FEDOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH

Dirigé par :
M^r: DAHMOUS

FERRAILLAGE DES ESCALIERS

1 CAS

PROMOTION 2018/2019



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :

M^r: FEDOUL GHILES

M^r: HACIAN FATEH

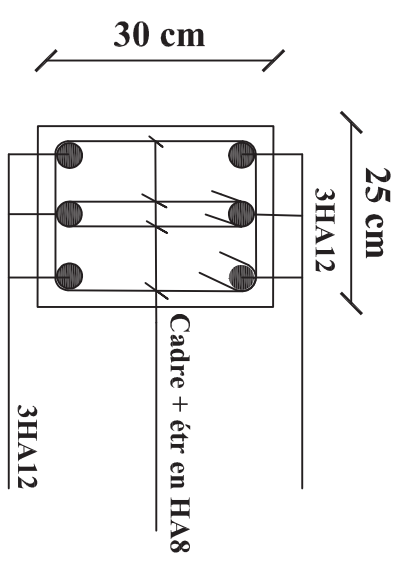
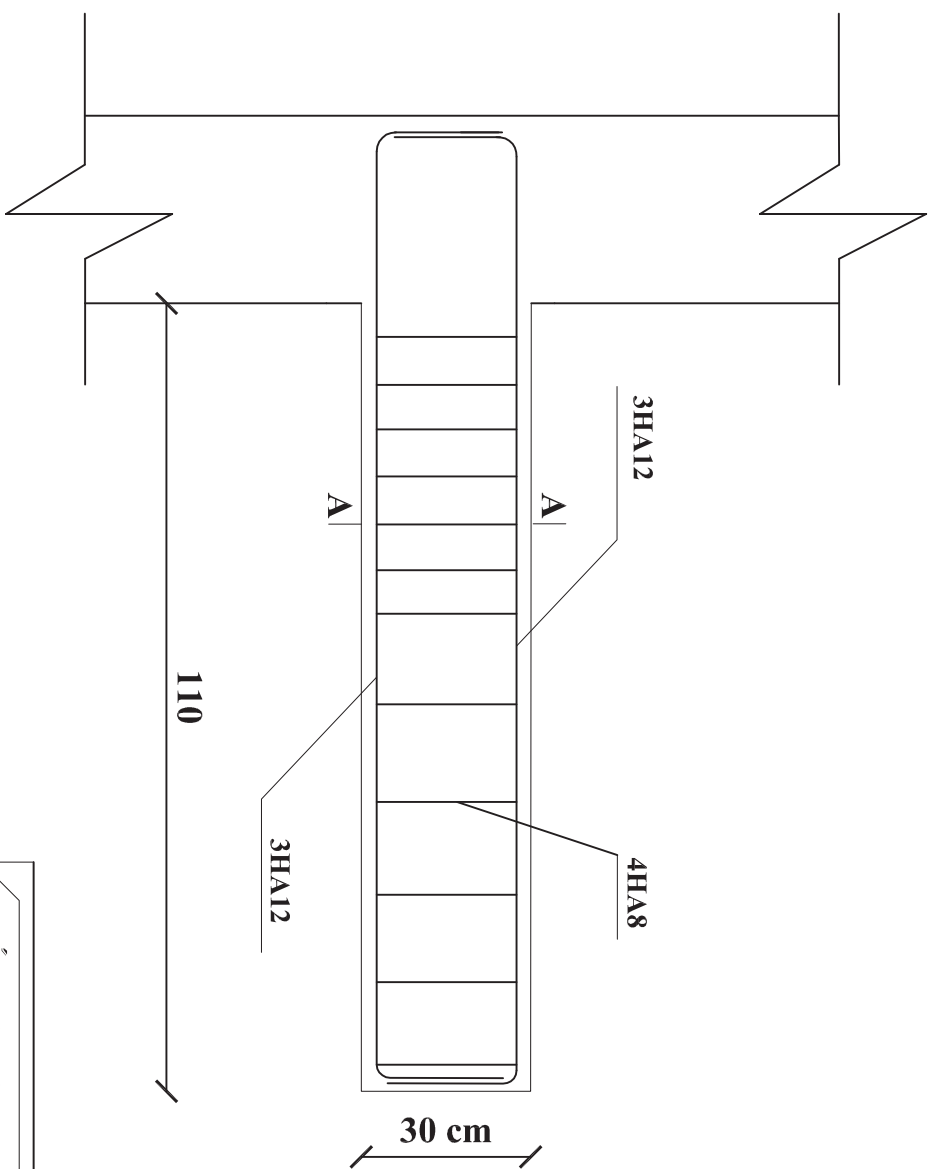
FERRAILLAGE DES ESCALIERS

Dirigé par :

2^{eme} CAS

Mr: DAHMIOUS

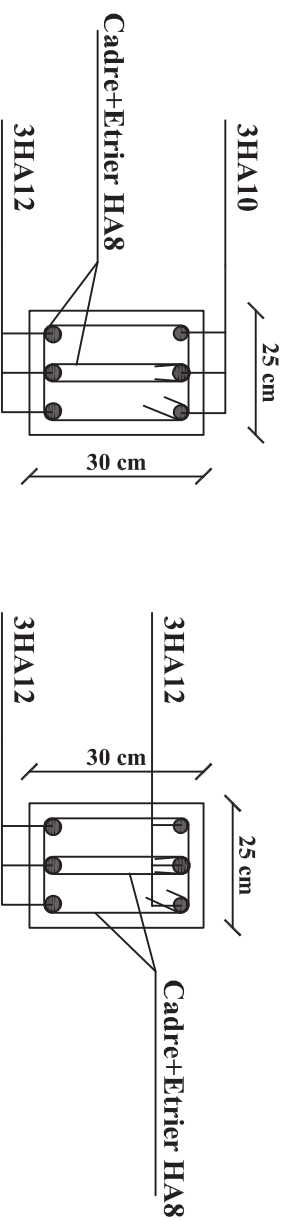
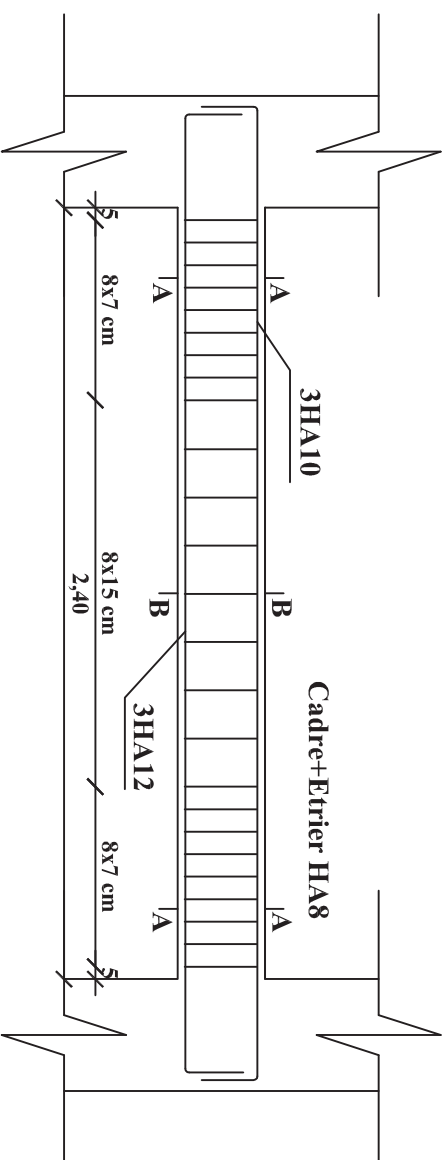
PROMOTION 2018/2019



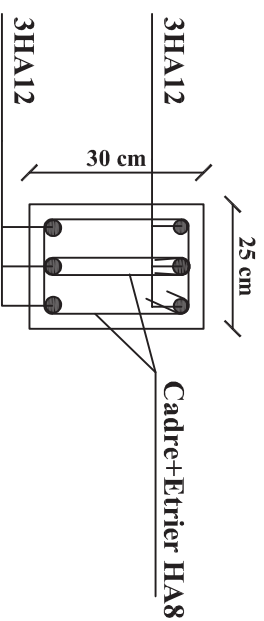
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEDOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH
Dirigé par :
M^r: DAHMOUS

PLAN DE FERRAILLAGE DE
LA POUTRE PALIER 1^{er} CAS



Coupe A - A

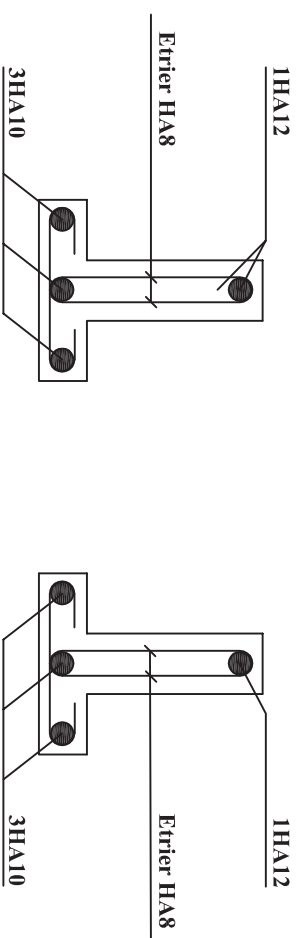
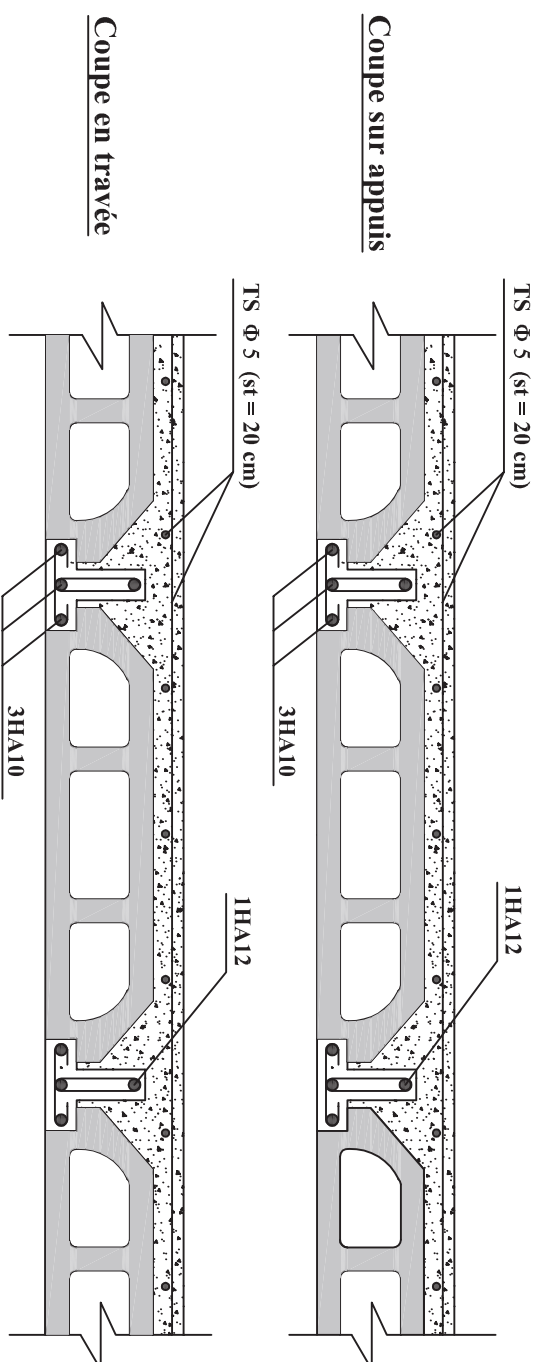


Coupe B - B

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEDOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH
Dirigé par :
M^r: DAHMOUS
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE
PALIERE 2^{em} CAS

PROMOTION 2018/2019



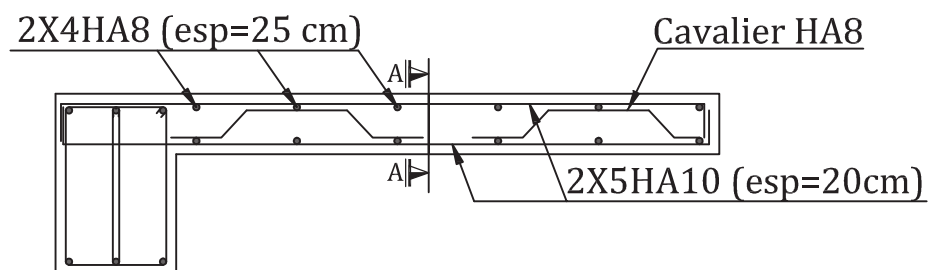
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEDOUL CHILES
M^r: HACIAN FATEH

Dirigé par :

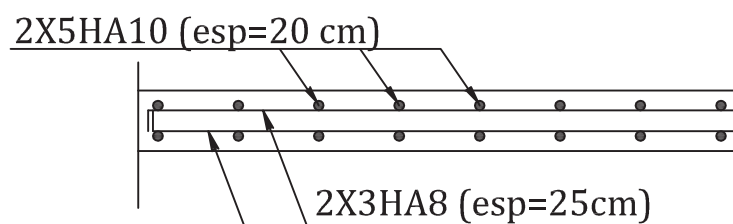
M^r: DAHMOUS

PLAN DE FERRAILLAGE DES
DES PLANCHERS



L=1,60 m

10 10



COUPE A-A

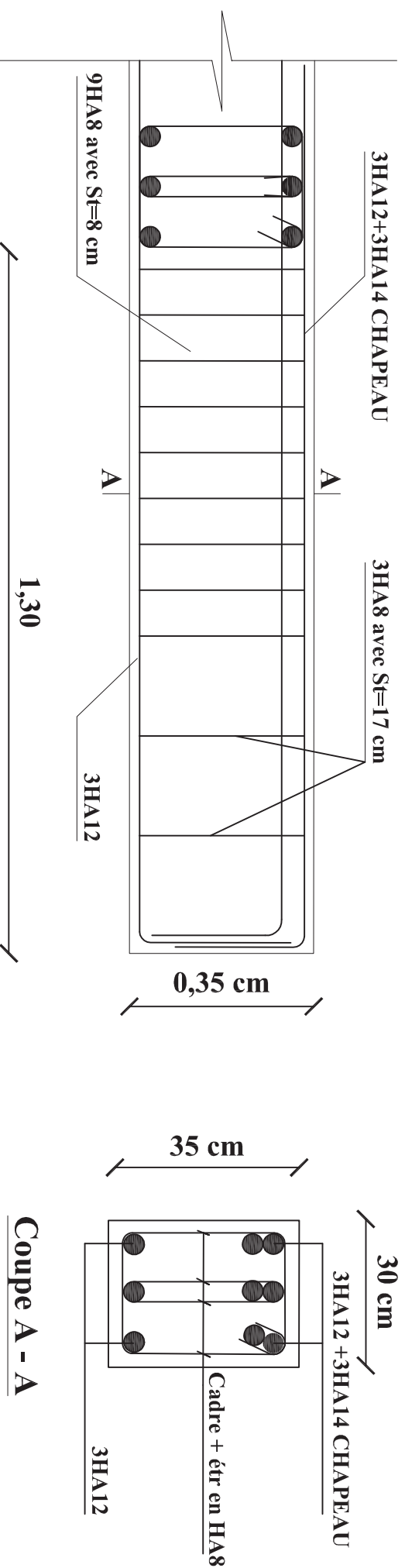
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEDOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH

Dirigé par :
M^r: DAHMOUS

PROMOTION 2018/2019

PLAN DE FERRAILLAGE DES
BALCON EN DALLE PLEINE

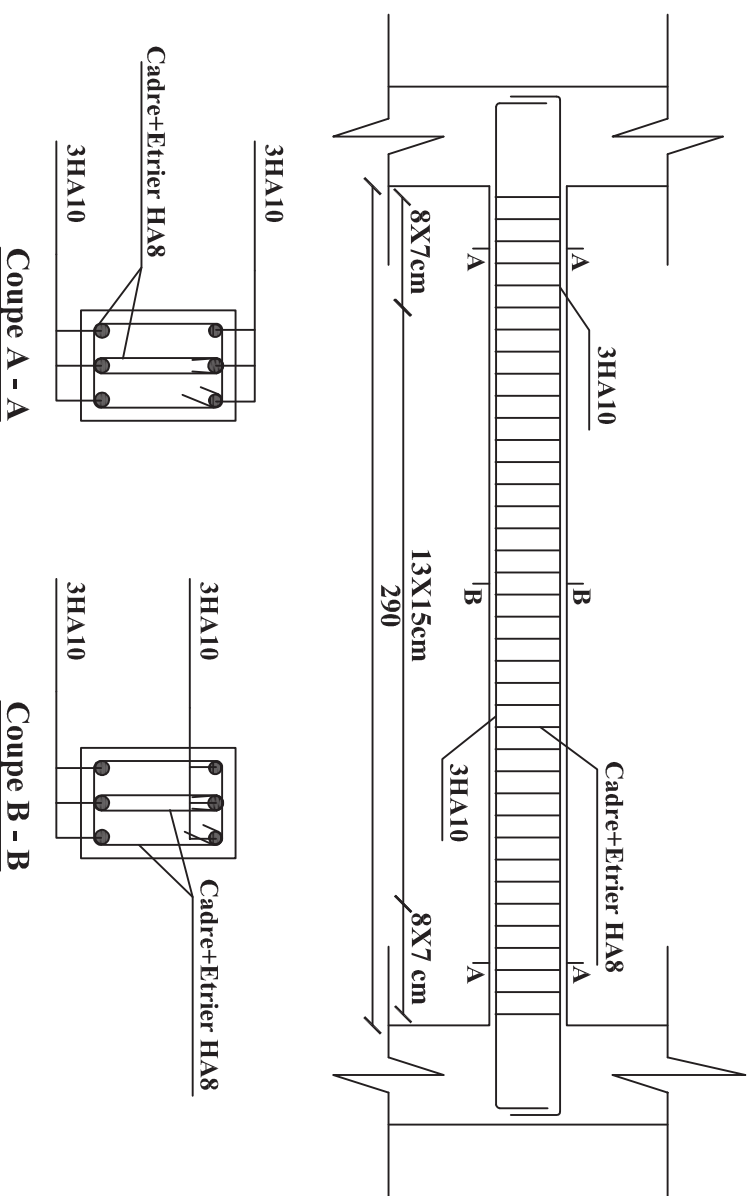


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEDOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH
Dirigé par :
M^r: DAHMOUS

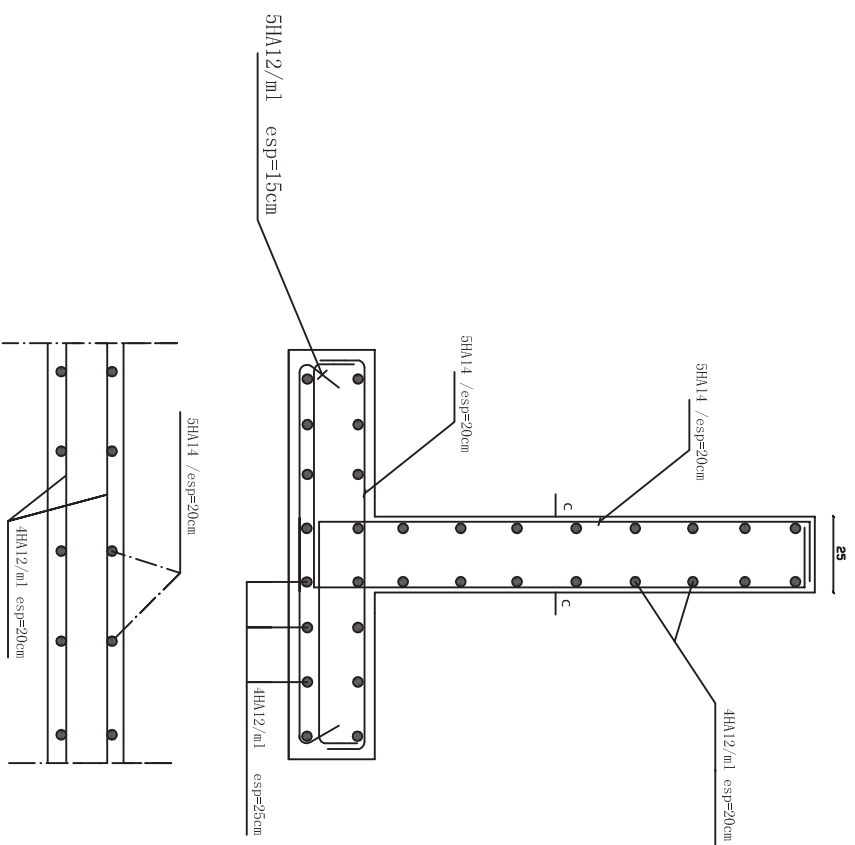
PLAN DE FERRAILLAGE DES
CONSOLE

PROMOTION 2018/2019



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :	
M ^r : FEDOUL GHILES	
M ^r : HACIAN FATEH	
Dirigé par :	PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE
M ^r : DAHMOUS	



Coupe C-C

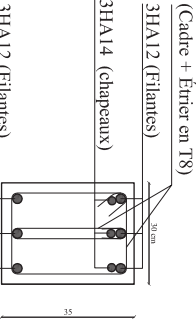
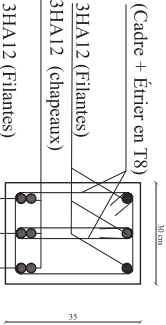
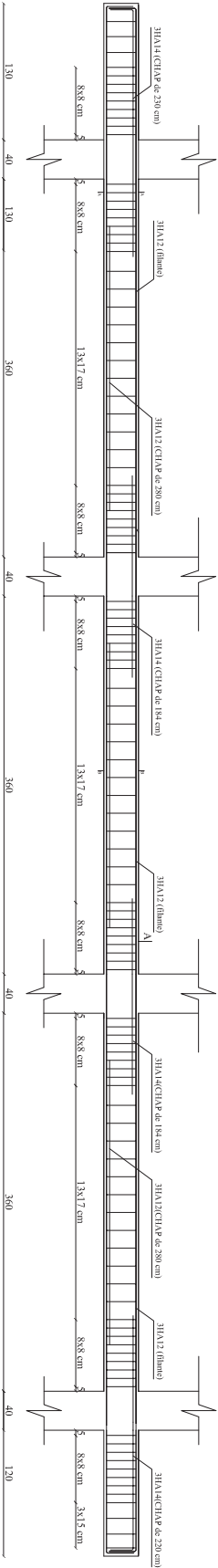
République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par :
M^r : FEDOUL GHILES
M^r : HACIAN FATEH
Dirigé par :
M^r : HACIAN FATEH

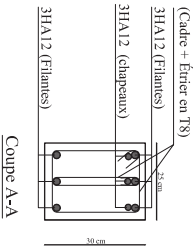
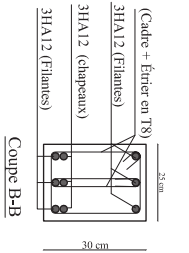
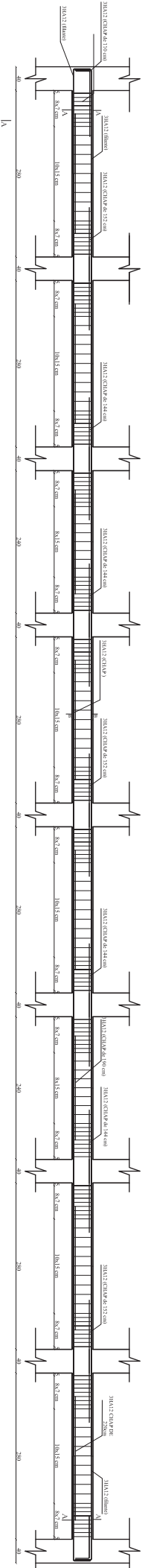
PALAN DE FERRAILLAGE DU
MUR DE SOUTÈNEMENT

Projet de construction
2018/2019

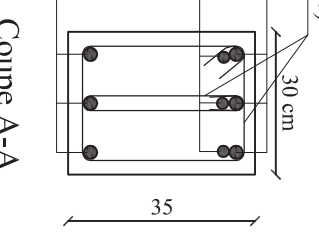
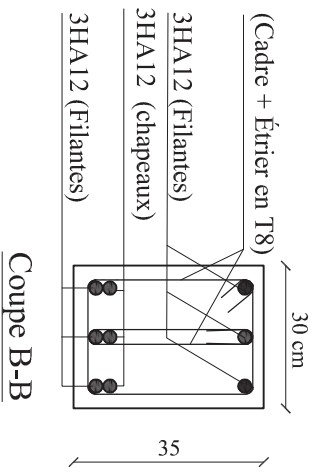
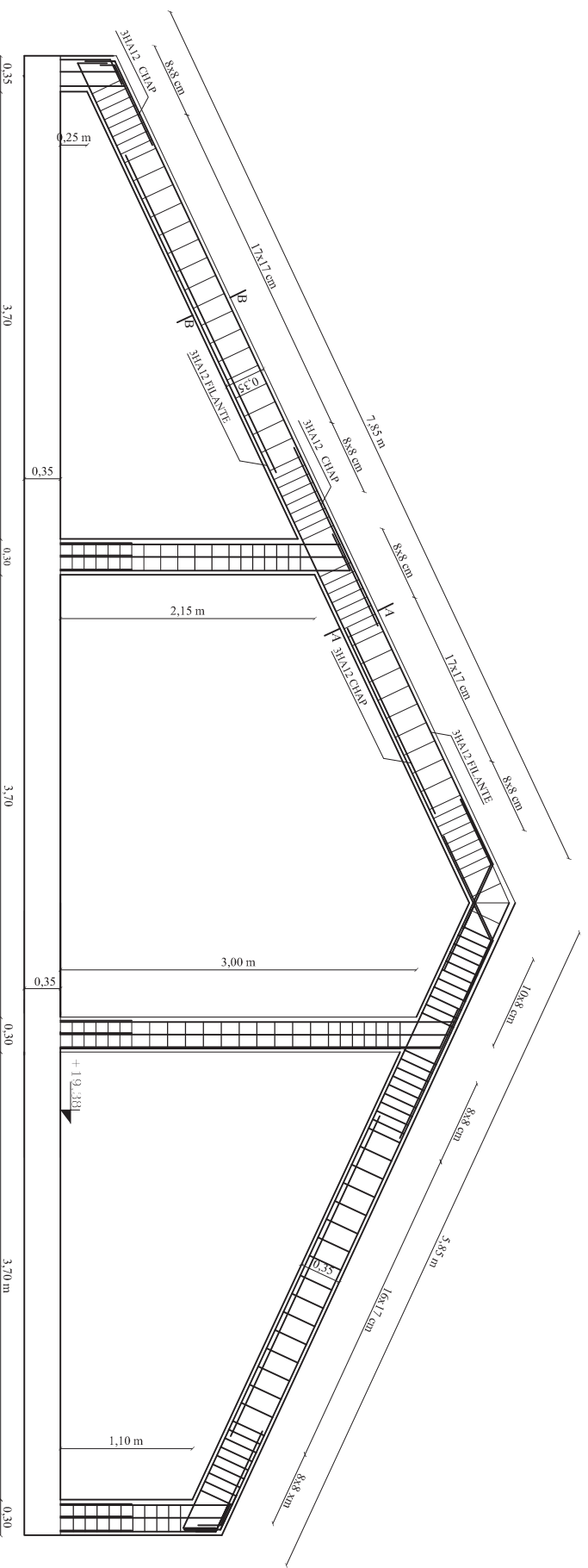
Projet de construction
2018/2019



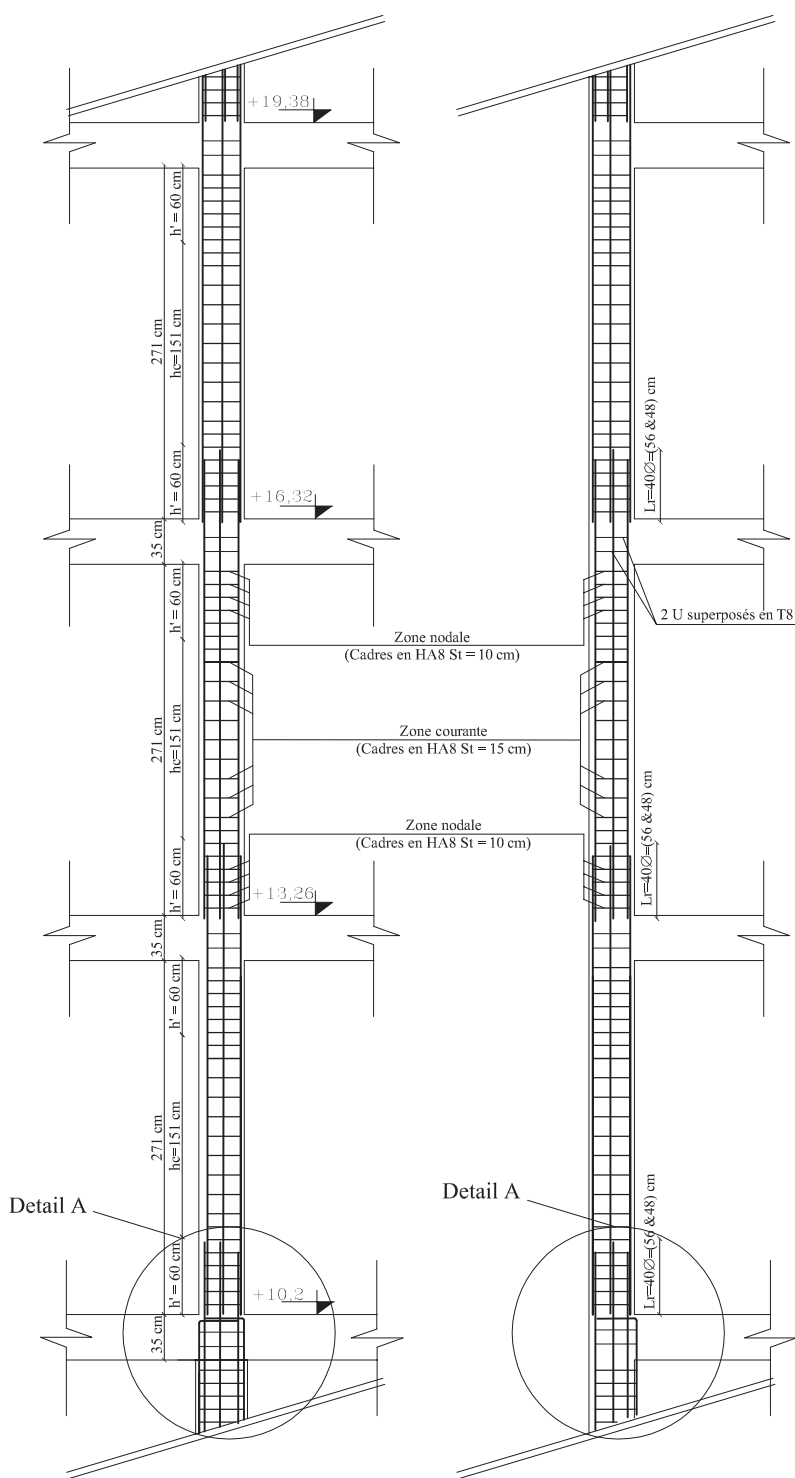
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL	
Réalisé par :	TITRE
M ^r : FEDOUL GHILES	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
M ^r : HACIANE FATEH	
Dirigé par :	
M ^r : DAHMOUS	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1 / 50



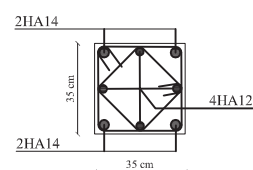
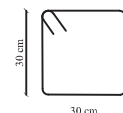
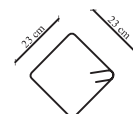
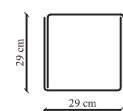
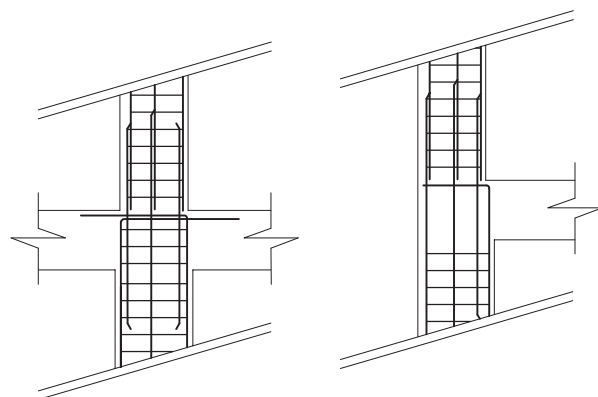
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL	
Réalisé par : M ^r : FEROUL GHILES M ^r : HACCIANE FATEH	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE
Dirigé par : M ^r : DAHMOUS	
PROMOTION 2018/2019	
Echelle : 1 / 50	



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL	
Réalisé par :	TITRE
M ^r : FEDOUL GHILES	FERRAILLAGE DE LA CHARPENTE
M ^r : HACIAN FATEH	
Dirigé par :	
M ^r : DAHMOUS	



Detail
A



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

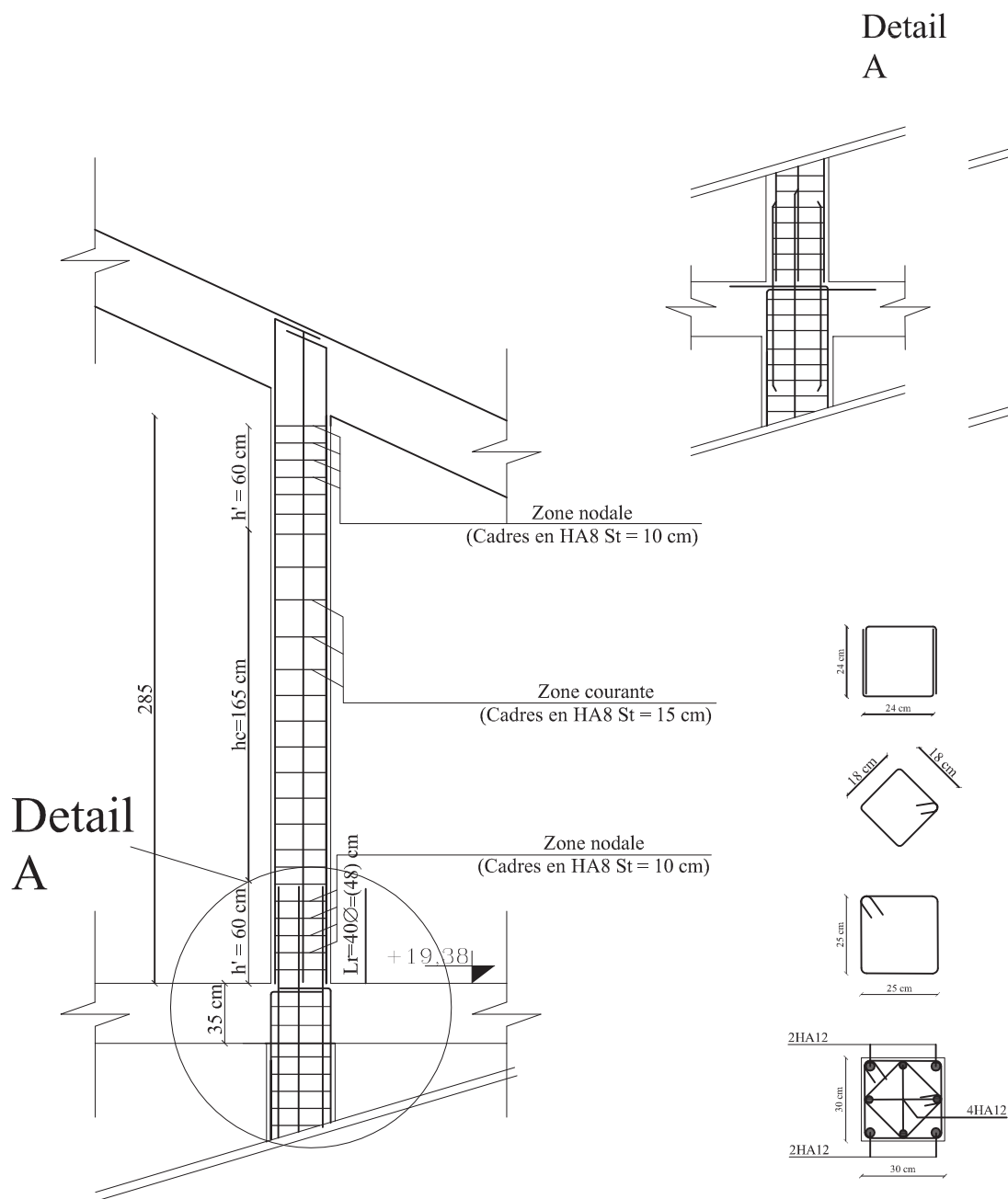
Réalisé par :
M^r : FEDOUL GHILES
M^r : HACIAN FATEH

Dirigé par :
M^r : DAHMOUS

PROMOTION 2018/2019

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX
3/5



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par :
M^r : FEDOUL GHILES
M^r : HACIAN FATEH

Dirigé par :
M^r : DAHMOUS

PROMOTION 2018/2019

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEUX
DE LA TOITURE

Zone	Voiles longitudinaux (VL)	Voiles transversaux (VT)
1		
2		
3		

République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

Réalisé par:

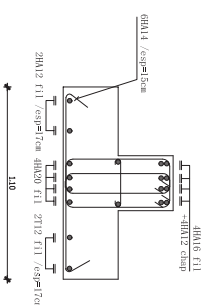
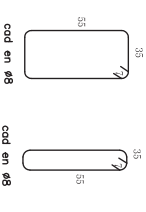
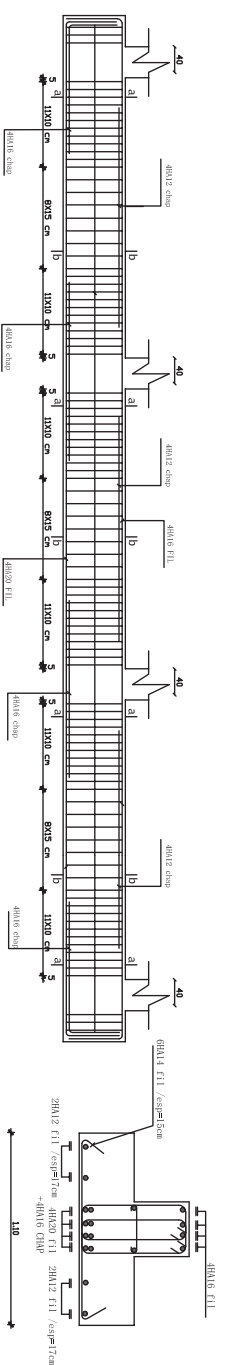
M. FEDOUL GHILES
 M. HACIANE FATEH

Dirigé par:
 M. DAHMOUS

Promotion: 2018/2019

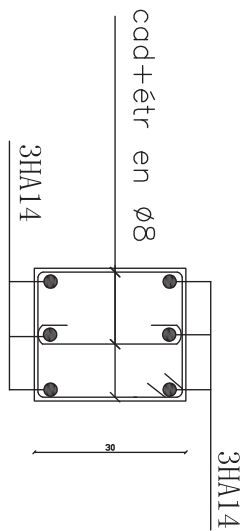
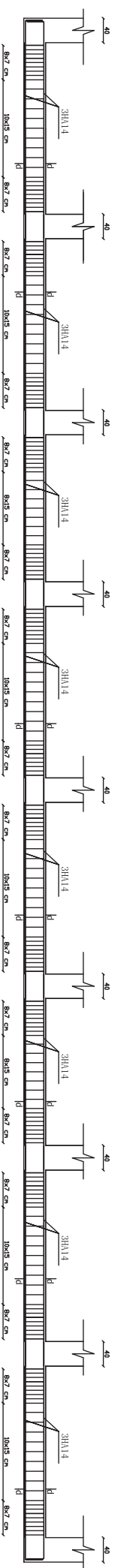
TITRE:

FERRAILLAGE DES VOILES DE
 CONTREVENTEMENT



Coupe a-a

Coupe b-b

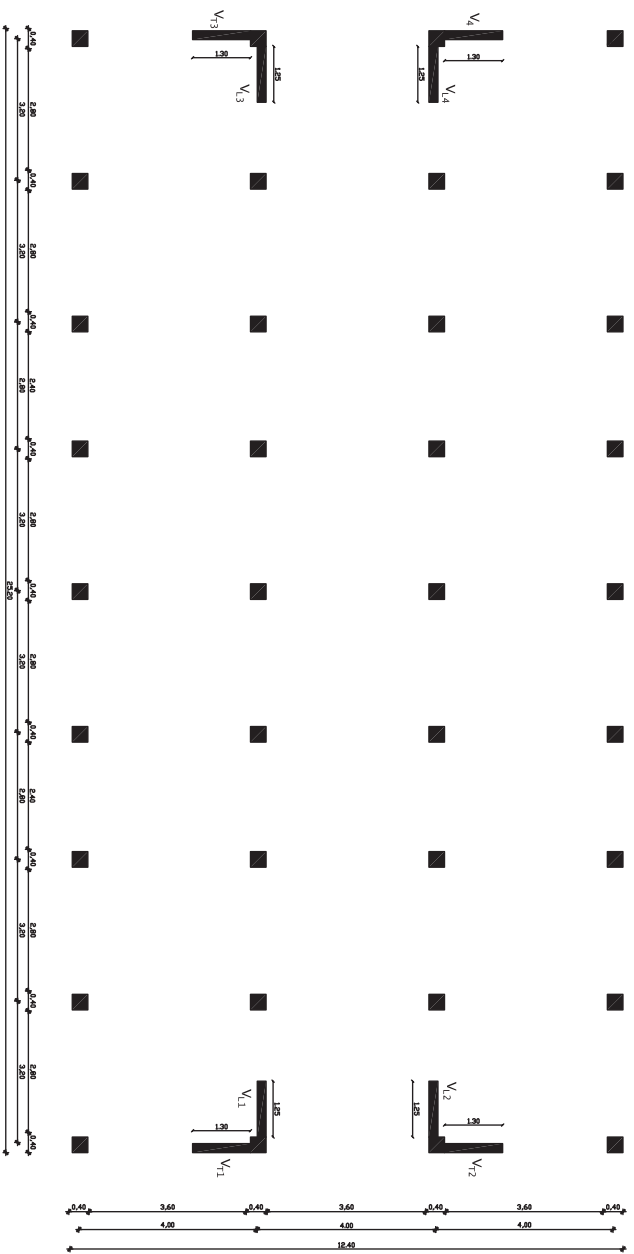


Coupe d-d

République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
 Département génie CIVIL

Réalisé par :
 M^r: FEDOUL GHILES
 M^r: HACIAN FATEH
 Dirigé par :
 M^r: DAHMOUS

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES
 DE REGIDITE ET LONGRINE



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par :

M^r: FEDOUL GHILES

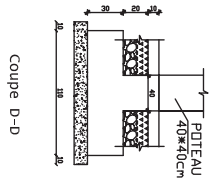
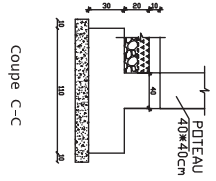
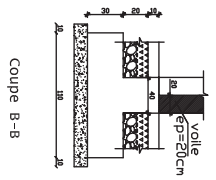
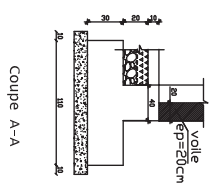
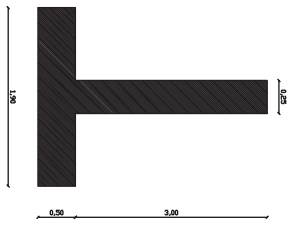
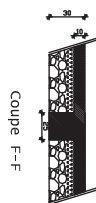
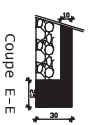
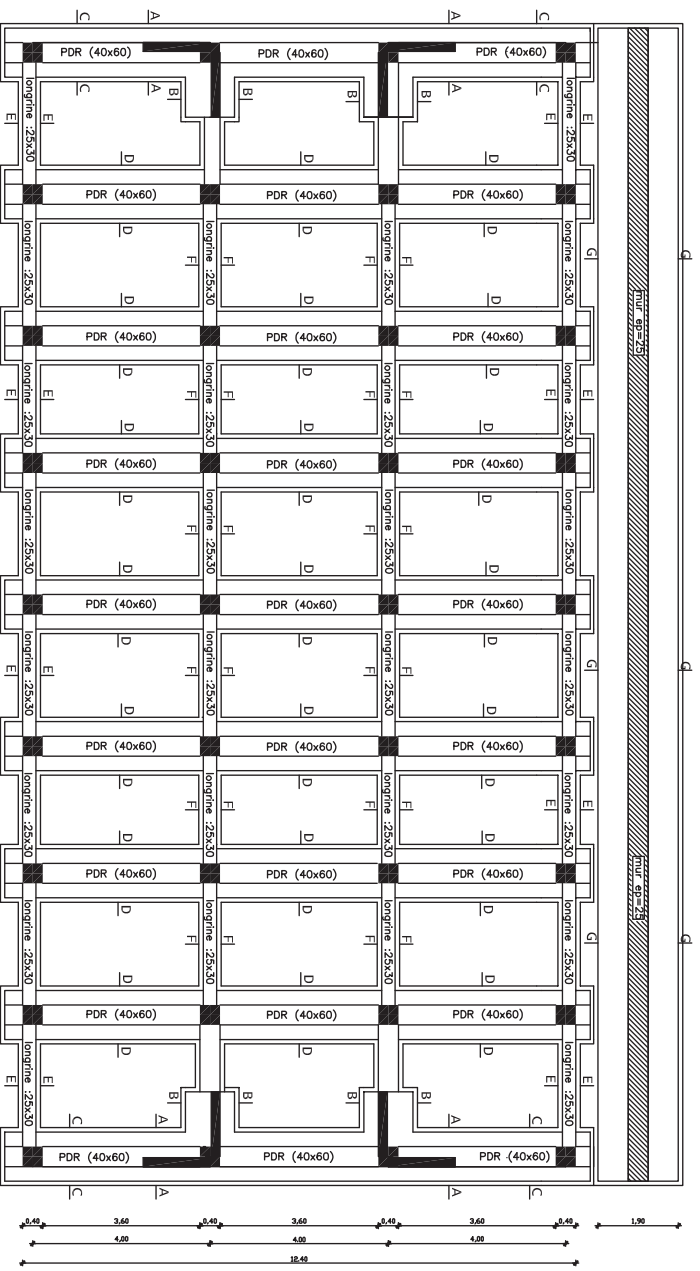
M^r: HACIAN FATEH

Dirigé par :

M^r: DAHMOUS

DISPOSITION DES VOILES

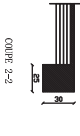
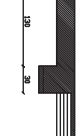
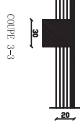
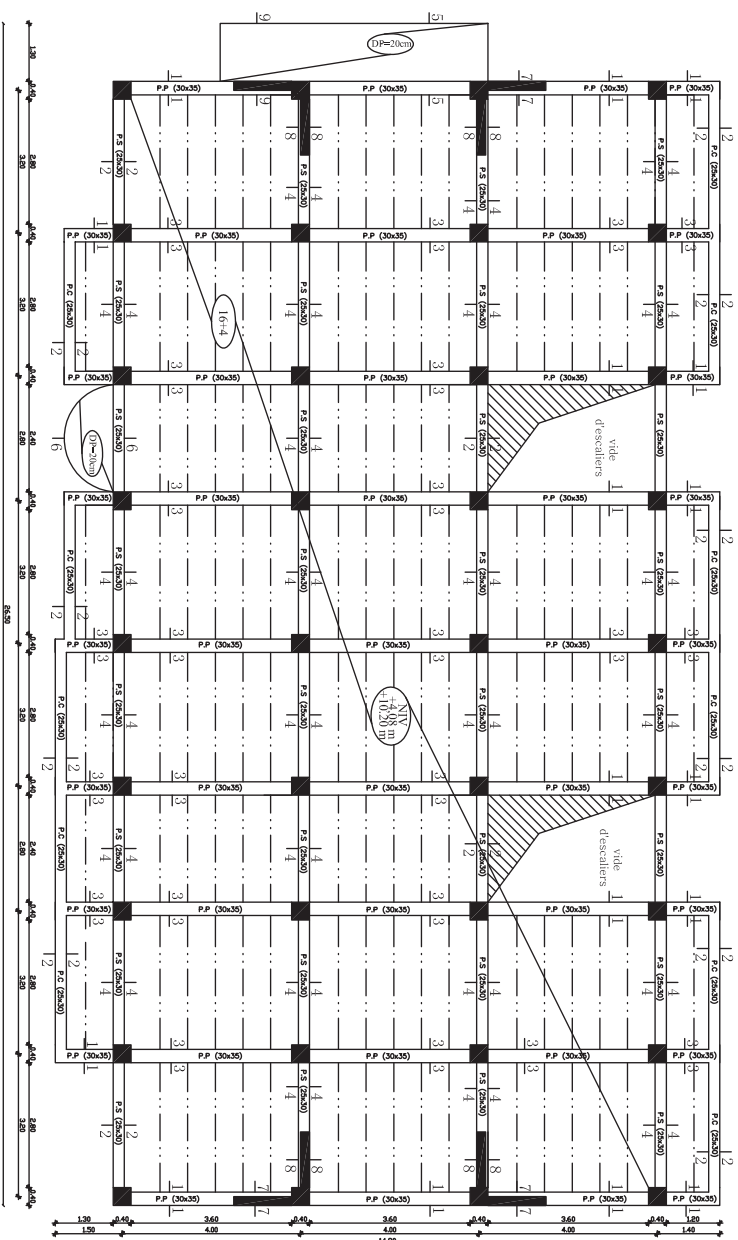
Echelle : 1/50



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEDOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH
Dirigé par :
M^r: DAHMOUS

plan de coffrage
des fondation



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par :
M^r: FEBOUL GHILES
M^r: HACIAN FATEH
Dirigé par :
M^r: DAHMOUS

PLAN DE COFFRAGE DE:
RDC , 1^{er} , 2^{ème} ETAGE

PROJET DE CONSTRUCTION
Echelle : 1 / 50

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage, mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.
- La forme de l'élément et comment travaillé.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- ❖ Logiciel ETABS version 9.6.0 (analyse des structures).
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ❖ EXCEL 2007.
- ❖ WORD 2016.
- ❖ AUTOCAD 2011.

Ouvrage:

- ❖ Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- ❖ Cours et TD des années précédentes (RDM, BETON, DDS, FONDATION...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.