

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

Thème:

**Etude d'un bâtiment (R+5+Comble+Charpente en bois) à usage d'habitation
contreventé par voile et portique, modélisé avec ETABS**



Dirigé par:
M^{me} : HADDAD .K

Etudié par : M^{lle} : ATMANE Kahina
M^r :BELKESSAM Elyes

2019/2020

remerciement

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 Promotrice M^{me} : HADDAD.K pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

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.



Elyes.Kahina

Sommaire

❖ Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....01

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.....10

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Plancher25

III.2. Escalier.....45

III.3. Poutre palière.....70

III.4. Calcul de chéneau.....77

III.5. Les Balcons88

III.6. Poutre de chainage.....95

III.7. Calcul de la charpente103

Chapitre IV : Modélisation et vérification des conditions du l'RPA.....110

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1. Ferrailage des poutres136

V.2. Ferrailage des poteaux148

V.3. Ferrailage des voiles.....156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure164

Chapitre VII : Etude du mur plaque173

❖ Conclusion Générale

❖ Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	5
Figure I.2 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.....	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte -déformation de l'acier.....	8

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.....	10
Figure II.2 : Section des poutres.....	13
Figure II.3 : Coupe d'un voile en élévation.....	13
Figure II.4: Coupe de voiles en plan.....	14
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II.6: Coupe transversale du plancher d'étage courant.....	15
Figure II.7: Coupe de la dalle pleine.....	16
Figure II.8: Coupe verticale du mur extérieur.....	16
Figure II.9: Coupe transversale du mur intérieur.....	17
Figure II.10: Détail de la charpente.....	17
Figure II.11 : Localisation du poteau le plus sollicité.....	19
Figure II.12 : Charges d'exploitation cumulées.....	21

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Treillis soudé (20x20) cm ²	26
Figure III.2 : Section de la poutrelle	26
Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle.....	27
Figure III.4 : Schéma de la table de compression.....	28
Figure III.5 : Dimension de la section en T _e	28
Figure III.6 : Schéma de calcul par la méthode des trois moments.....	30
Figure III.7 : Schéma de chargement de la poutrelle continue.....	30
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	32
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	32
Figure III.10 : Schéma de chargement de la poutrelle.....	33
Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	36
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	36
Figure III.13 : Coupe schématique de la poutrelle en travées.....	36
Figure III.14 : Coupe schématique.....	37
Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant.....	41
Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchant.....	41
Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant.....	41
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchant.....	42
Figure III.19 : Ferrailages du plancher.....	44

Figure III.21 :	Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.U.....	49
Figure III.22 :	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.S.....	52
Figure III.23:	Ferraillage de l'escalier d'étage courant.....	55
Figure III.24 :	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.U.....	57
Figure III.25 :	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.S.....	60
Figure III.26:	Ferraillage de l'escalier -1- du R.D.C.....	62
Figure III.27 :	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.U.....	64
Figure III.28 :	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'E.L.S.....	67
Figure III.29:	Ferraillage de l'escalier -2- du R.D.C.....	69
Figure III.30:	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	71
Figure III.31:	Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	74
Figure .III.32 :	Ferraillage de la poutre palier.....	76
Figure III.33:	Diagramme des moments et l'effort tranchant.	77
Figure III.34:	Schéma représentatif du centre de pression.....	80
Figure III.35 :	Schéma statique.....	82
Figure III.36 :	Section rectangulaire soumise à la flexion.....	82
Figure.III.37 :	Ferraillage du chéneau.....	87
Figure III.38 :	Coupe verticale d'un balcon.....	88
Figure III.39	Schéma statique du balcon.....	88
Figure.III.40 :	Disposition des armatures principales du balcon.....	90
Figure III.41 :	Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS.....	92
Figure.III.42 :	Ferraillage des balcons.....	94
Figure III.43 :	Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.....	95
Figure III.44 :	Diagramme des Efforts internes.....	96
Figure III.45 :	Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.....	99
Figure III.46 :	Diagramme des Efforts internes.....	100
Figure III.47 :	Ferraillage de la poutre de chinage.....	102
Figure III.48 :	Schéma statique de la panne.....	104
Figure III.49 :	Schéma statique du chevron.....	106

Chapitre IV : modélisation et vérification des exigences de l'RPA

Figure IV.1 :	Vue de la structure en 3D.....	124
Figure IV.2 :	L'effort de la charge E_x repris par portiques et voiles.....	127
Figure IV.3 :	L'effort de la charge E_x repris par les voiles.....	127
Figure IV.4 :	L'effort de la charge E_y repris par portiques et voiles.....	128
Figure IV .5 :	L'effort de la charge E_y repris par les voiles.....	128
Figure IV.6 :	L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble.....	130
Figure IV.7 :	L'effort de la charge verticale repris par des voiles.....	130

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Disposition constructive des armatures.....	137
Figure V.2 : Délimitation de la zone nodale.....	142
Figure V.3 : Les coupes transversales des poutres.....	147
Figure V.4 : Section en flexion composée.....	149
Figure V.5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.....	151
Figure V.6 : Zone nodale.....	153
Figure V.7 : Les coupes transversales des poteaux.....	155
Figure V.8 : Schéma d'une coupe horizontale d'un voile.....	157
Figure V.9 : Coupe du voile longitudinale.....	160

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Semelle isolée.....	165
Figure VII.2 : schéma statique des semelles sous poteaux.....	168
Figure VII.3 : diagramme des moments fléchissant.....	168
Figure VII.4 : schéma de ferraillage des longrines.....	171
Figure VII.5 : Schéma de ferraillage des semelles en travée.....	171
Figure VII.6 : Schéma de ferraillage des semelles en appui.....	172

Chapitre VII :

Calcul du mur plaque

Figure VII.1 : Diagrammes des contraintes.....	174
Figure VII.2 : Diagramme des répartitions des charges.....	174
Figure VII.3 : Ferraillage du mur plaque.....	184

Liste des tableaux

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers.....	7
Tableau I.2: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	8

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1: Vérifications des poutres selon RPA99vs2003.....	12
Tableau II.2: Charge permanente terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.3: Charges permanentes d'étage courant.....	16
Tableau II.4: Charges permanentes de la dalle pleine.....	16
Tableau II.5: Charges permanentes du mur extérieur.....	17
Tableau II.6: Charges permanentes du mur intérieur.....	17
Tableau II.7: Charge permanente de la toiture.....	18
Tableau II.8: Surcharges d'exploitations.....	18
Tableau II.9: Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	20
Tableau II.10: Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	22
Tableau II.11: Descente de charge.....	22
Tableau II.12: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du l'RPA99.....	23
Tableau II.13: Vérifications de flambement des poteaux.....	24

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Moments aux appuis	31
Tableau III.2: Moments aux travées	32
Tableau III.3: Efforts tranchant	32
Tableau III.4: Des moments fléchissant et des efforts tranchants	35
Tableau récapitulatif III.5: Effort interne a ELS 1 ^{ère} cas.....	40
Tableau récapitulatif III.6: Effort interne a ELS 2 ^{ème} cas.....	41
Tableau III.7: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.....	89

Chapitre IV :

modélisation et vérification des exigences de d'RPA

Tableau IV.1: Vérification des modes de vibration.....	124
Tableau IV.2: L'effort normal réduit dans les poteaux.....	125
Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant X-X.....	126
Tableau IV.4: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.....	126
Tableau IV.5: Récapitulatif de la descente de charge au niveau du voile 1(transversal).....	129
Tableau IV.6: Récapitulatif de la descente de charge au niveau du voile 2 (longitudinal).....	130
Tableau IV.7 : Efforts tranchants donnés par ETABS.....	132
Tableau IV.8 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x	133
Tableau IV.9 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y	133
Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe X-X.....	134
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe Y-Y.....	134

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: Les exigences de l’RPA 99 version 2003 par rapport à l’armature longitudinale....	137
Tableau V.2: Calcule Armature Longitudinale à l'ELU	140
Tableau V.3: Calcule Armature transversale à l'ELU	143
Tableau V.4: Vérification de la condition de non fragilité.....	144
Tableau V.5: Vérification au cisaillement.....	144
Tableau V.6: Vérification de l’adhérence des barres.....	145
Tableau V.7: Influence de l’effort tranchant sur les armatures longitudinales.....	146
Tableau V.8: Influence de l’effort tranchant sur le béton.....	146
Tableau V.9: Vérification des contraintes dans le béton et dans l’acier.....	147
Tableau V.10: Vérification de la flèche Pour les poutres.....	148
Tableau V.11: Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle...	149
Tableau V.12: Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA.....	149
Tableau V.13: Résultats de ferraillage à l’ELU suivant les deux sens.....	152
Tableau V.14: Vérification de la quantité d’armatures transversales.....	153
Tableau V.15: Détermination de la zone nodale.....	154
Tableau V.16: Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	155
Tableau V.17: Vérifications des contraintes à l’ELS.....	156
Tableau V.18: Ferraillage adopté pour le voile longitudinal V_{L1}	162
Tableau V.19: Ferraillage de voiles de 2 m.....	164
Tableau V.20: Ferraillage de voiles de 4,3 m.....	164

Chapitre VI :

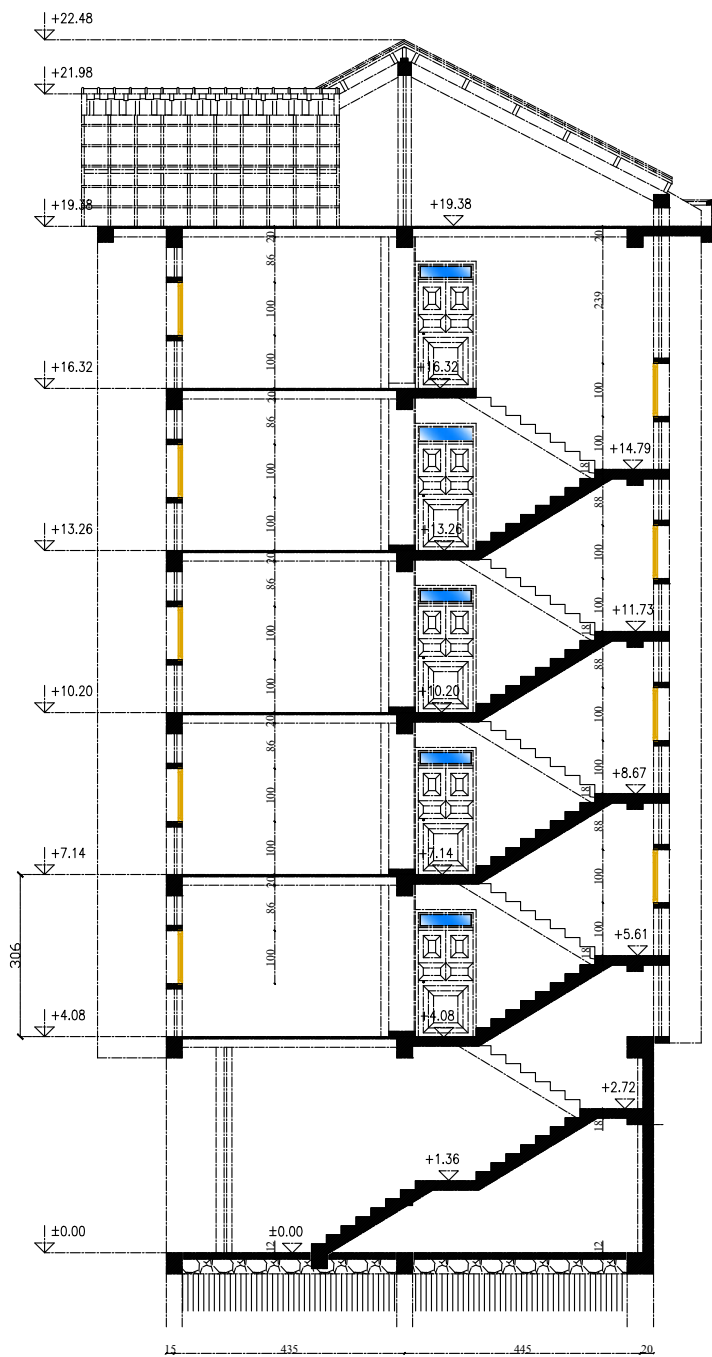
Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Moment isostatique.....	170
---	------------

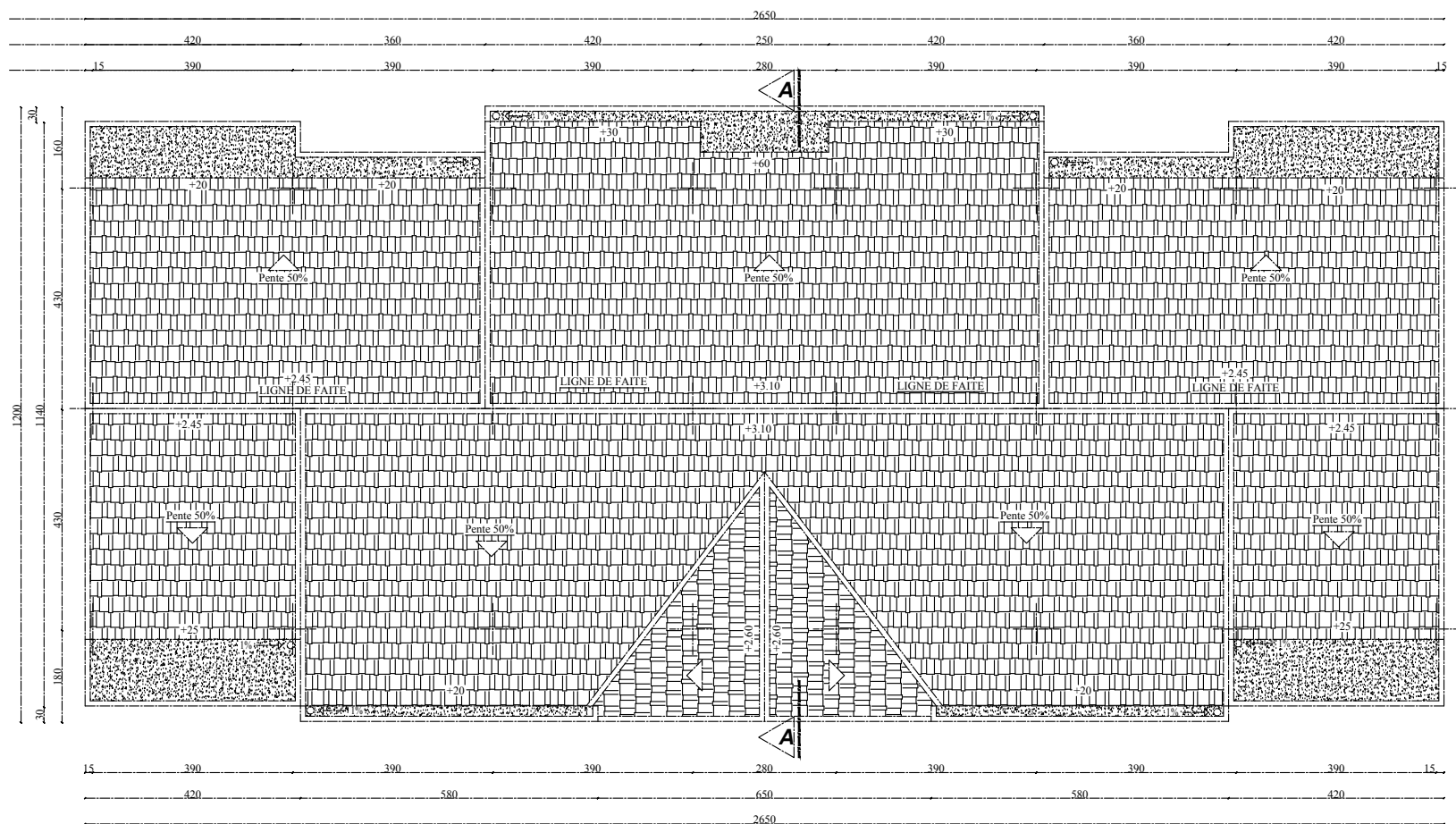
Chapitre VII:

Calcul du mur plaque

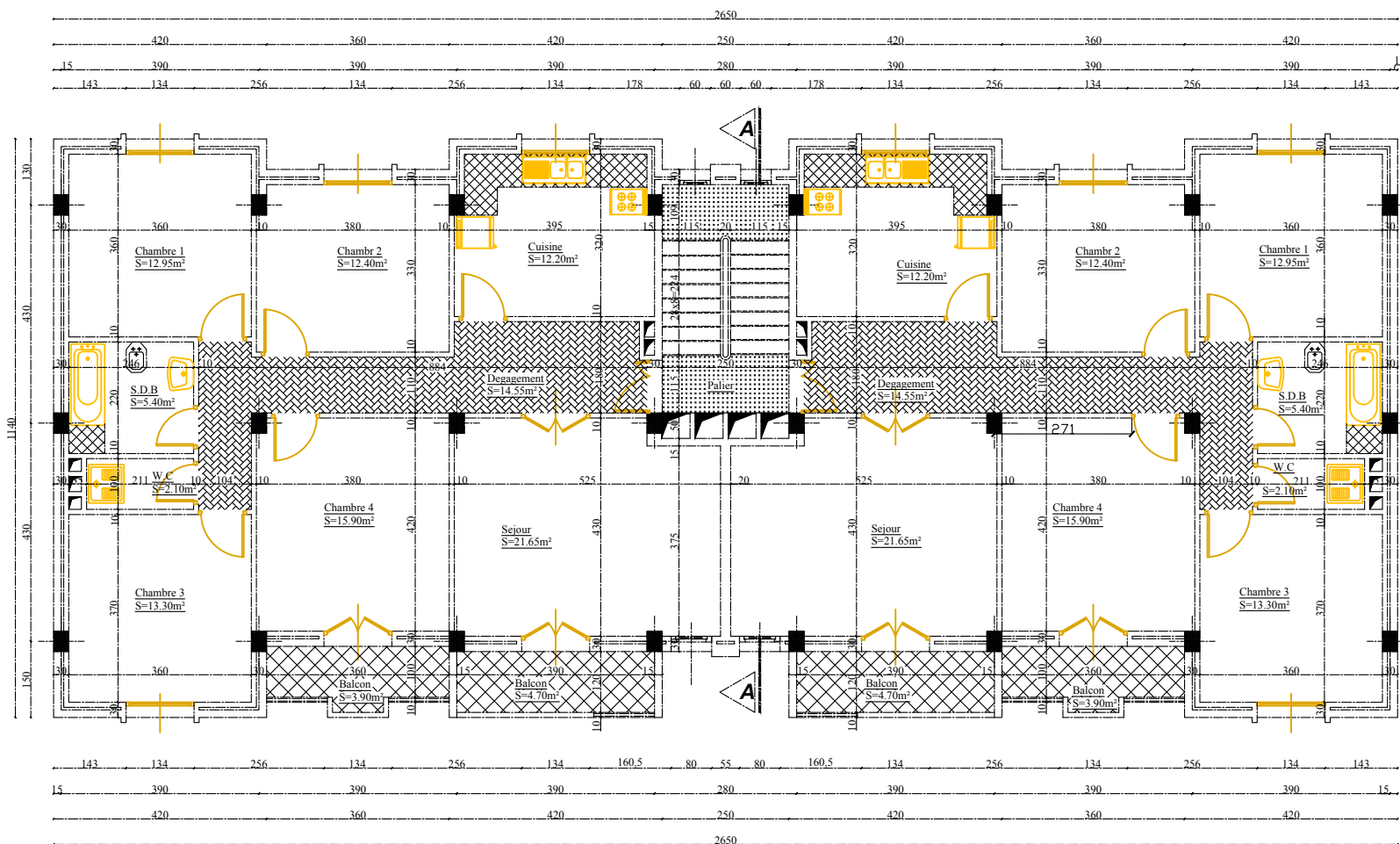
Tableau VII.1: ferraillage de mur plaque.....	177
Tableau VII.2: Vérification des contraintes dans le béton.....	178



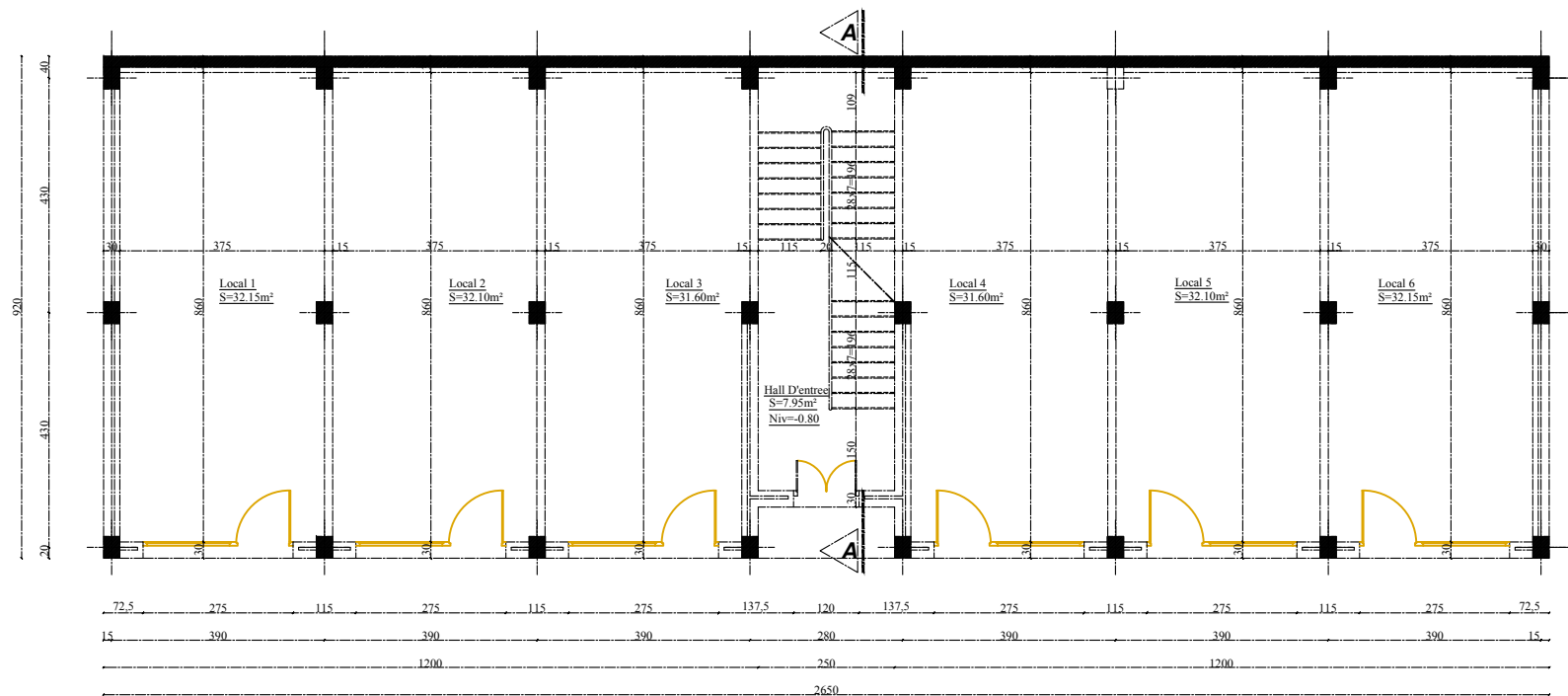
COUPE -AA-



PLAN DETOITURE



PLAN 1-2-3-4 ET 5eme ETAGE



PLAN DE REZ-DE CHAUSSEE



FACADE PRINCIPALE

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. Le règlement parasismique Algérien définit 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 (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants dans la structure.

I.1. Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'objectif de ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir avec ses différentes caractéristiques, ainsi que son élément constitutif.

I.2. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé (R+5+comble +charpente) à ossature mixte, à usage multiple, qui sera implantée à Tizi-Ouzou classer selon RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone II a) et de groupe d'usage 2.

Le bâtiment est composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Cinq étages courant plus un comble à usage d'habitation.
- Une toiture en tuile.

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- ✓ Longueur totale du bâtiment : 26,50 m
- ✓ Largeur totale du bâtiment : 11,40 m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 22,48 m
- ✓ Hauteur des étages courant : 3,06 m
- ✓ Hauteur de RDC : 4,08 m
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0,55 m

I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

1) L'ossature

Le bâtiment est à ossature mixte, composé des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et d'un ensemble de voiles de contreventement disposés dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

2) Les planchers

Le plancher est une paroi horizontale de la structure, il a pour but de séparer deux niveaux successifs du bâtiment.

Il est capable de supporter son poids propre et les charges d'exploitations, et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

Il assure l'isolation thermique et phonique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Planchers en corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalle pleine coulée sur place.

3) L'escalier

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (paillasse et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Cet ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier à deux paillasses adjacentes et un palier de repos en béton armé coulés sur place.

4) La toiture

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevreaux, de liteaux et de tuiles à emboitements.

5) Acrotère

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 55 cm.

6) Maçonnerie

a) Mur extérieur

Sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10) afin d'assurer une isolation thermique.

b) Mur intérieur

Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

7) Les revêtements

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs de la façade et cage d'escalier.
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine

8) Les fondations

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondation : superficielles, profondes et semi profondes.

9) Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

10) Système de coffrage

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I.4.Réglementation utilisée

Les règlements utilisés sont :

- ✓ les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91modifiées 99)
- ✓ les règles parasismiques algériennes (RPA 99version 2003).
- ✓ les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- ✓ Construction en béton armé (CBA 93).

I.5. Les caractéristiques du sol

Vu qu'on n'a pas eu le rapport du sol nous avons choisis une contrainte moyenne qui est de 2 bars pour l'étude de ce projet. ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$)

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

A) Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulat et d'eau. 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.

La composition du béton sera élaborée par un laboratoire en tenant compte des Caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Le poids volumique du béton est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland (CPJ 425), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

- ✓ 350 kg/m^3 de ciment CPJ CEM-II A 425
- ✓ 400 L de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$
- ✓ 800L de gravillon $D_g \leq 25 \text{ mm}$
- ✓ 175 L d'eau.

A.1. Résistance du béton

✓ Résistance à la compression

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 28$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.11/BAEL91 modifié 99})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Art A.2.1.11/BAEL91 modifié 99})$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25 MPa car elle est facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

✓ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini Par la relation :

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

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

A.2. Contraintes limites du béton

A.2.1. Contraintes limites de compression

✓ L'Etat limite ultime [ELU]

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (courante).

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.

- ✓ $\theta = 1$ lorsque $j > 24$ heures
- ✓ $\theta = 0,9$ lorsque $1 < j < 24$ heures
- ✓ $\theta = 0,85$ lorsque $j < 1$ heure.
- ✓ Pour $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.
- ✓ Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

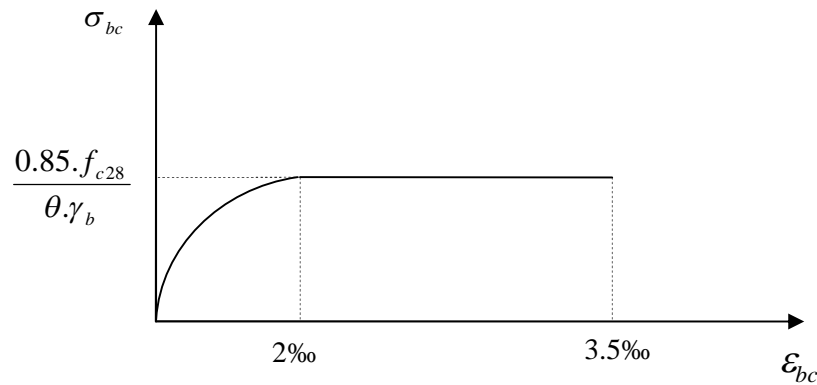


Figure. I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

✓ L'Etat limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \dots \dots \dots (\text{Art A.4.5.2 /BAEL91 modifié 99})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

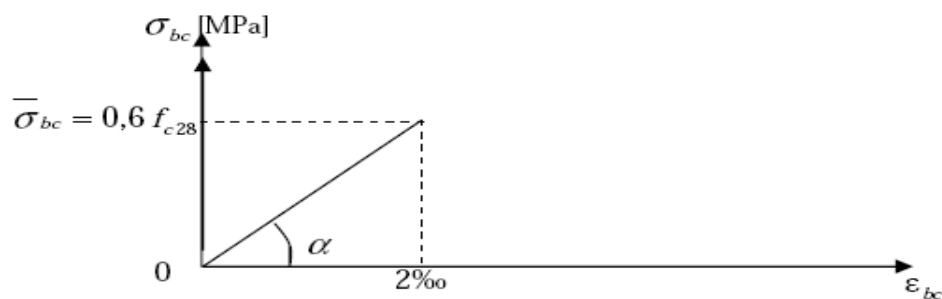


Figure I.3 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

A.2.2. La Contrainte limite de cisaillement

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d \quad (\text{Art 5.1.1 /BAEL91 modifié 99})$$

Avec : V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section.

b_0 : largeur de l'âme.

$d \approx 0,9h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (FPP)**

$$\bar{\sigma}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right]$$

- ✓ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (FP et FTP)**

$$\bar{\sigma}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa} \right]$$

A.3. Module d'élasticité

- ✓ **Module de déformation instantané: (Art A.2.1. 21 / BAEL 91 modifié 99)**

Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h :

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

Avec :

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à j jours (Exprimée en MPa)

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- ✓ **Module de déformation différé : (Art A.2.1 22 / BAEL 91 modifié 99)**

Pour les charges de longue durée d'application :

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

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à j jours (Exprimée en MPa)

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

- ✓ **Module d'élasticité transversal : (Art A.2.1. 3 / BAEL 91 modifié 99)**

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

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

ν : Coefficient de poisson.

- ✓ **Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3/BAEL 91 modifié 99)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

$\Delta d / d$: Déformation relative transversale

$\Delta l / l$: Déformation relative longitudinale

La valeur de ν égale a :

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

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

B. Les Aciers

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

Dans notre projet, nous aurons utilisé deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

B.1. Module d'élasticité :(Art A.2.2.1 / BAEL91 modifié 99)

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

B.2.Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.3. Les contraintes dans les aciers :

✓ Limite élasticité de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :(Art A 4.3.2/ BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

Tableau I.2: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st}=348$ MPa	$\sigma_{st}=400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st}=452$ MPa	$\sigma_{st}=500$ MPa

✓ **Limite élastique de l'acier à l'ELS :**

➤ **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.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ En (MPa)} \dots\dots (\text{Art A.4.5.33 /BAEL91modifié 99})$$

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \text{ En (MPa)} \dots\dots (\text{Art A.4.5.34 /BAEL91modifié 99})$$

Avec : η : Coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,3$:pour les hautes adhérences (HA) $\Phi < 6\text{mm}$

$\eta= 1,6$: pour les hautes adhérences (HA) $\Phi \geq 6\text{mm}$

B.4. Diagramme contrainte-déformation de l'acier : (Art A.2.2.2/BAEL 91 modifié 99)

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effet de traction jusqu'à la rupture .Le diagramme contrainte –déformations est conventionnellement défini ci-après :

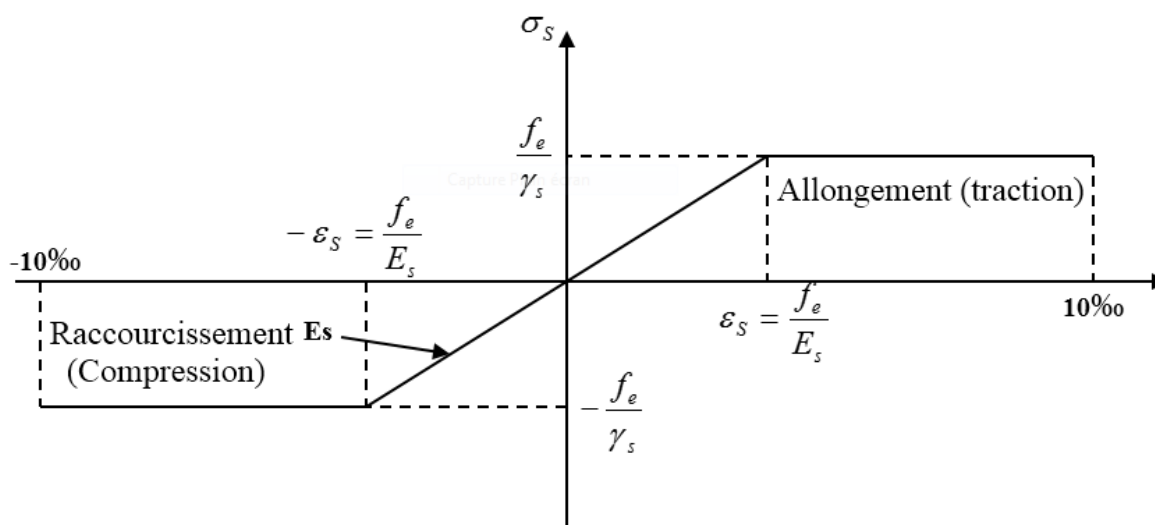


Figure I.4 : Diagramme contrainte -déformation de l'acier

B.5. Protection d'armatures : (Art A.7.2.4 /BAEL 91 modifié 99)

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

- **$C \geq 5\text{cm}$** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 2\text{cm}$** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **$C \geq 3\text{ cm}$** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **$C \geq 1\text{cm}$** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.7. Conclusion

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, ça dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments résistants du bâtiment, conformément aux règlements et normes : **CBA93** et le **RPA99 version 2003**.

Cette étape permettra de déterminer les sections minimales les plus résistantes des éléments structuraux.

II.2 Pré dimensionnement du plancher en corps creux

Le plancher est constitué de (figure II.1)

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance. Il se repose sur les poutrelles.
- Poutrelles : sont des éléments résistants du plancher, et sont disposées selon les petites portées.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4cm à 6cm.

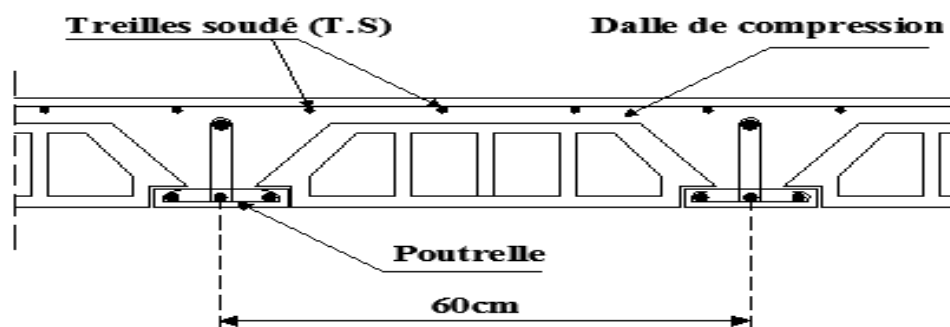


Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

Afin de limiter la flèche, la hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ (Article B.6.8, 4 2.4/BAEL 91)}$$

Avec : h_t : hauteur totale du plancher.

L : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Selon **RPA99vs2003** on prend une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ pour les poteaux.

$$L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 365 / 22,5 = 16,22 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20$ cm avec : $\begin{cases} 16\text{cm: Corps creux} \\ 4\text{cm: Table de compression} \end{cases}$

II.3 Pré-dimensionnement de la dalle pleine

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

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

$$e \geq L_0/10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

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

$$e \geq 1.30/10 = 0.130\text{m} = 13\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. ($e = 15$ cm)

II.4 Pré dimensionnement des poutres

Sont en béton armé de section rectangulaire, leurs rôles est de transmettre les charges aux poteaux.

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales(**PP**) : sont perpendiculaires aux poutrelles.
- Poutres secondaires(**PS**) : sont parallèles aux poutrelles.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

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

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

Avec :

L_{\max} : longueur de la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Ainsi que les trois conditions de **RPA99 vs 2003**

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ B \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\} \quad \text{Art (7.5.1)}$$

Tableau II.1 : Vérifications des poutres selon RPA99vs2003.

	$L_{max}(cm)$	Dimensions	Condition BAEL99	Résultats
P. Principale	430	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$28.66 \leq h_{pp} \leq 43$ $h_{pp}=35cm$
		Largeur : b	$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$	$14 \leq b_{pp} \leq 24.5$ $b_{pp}=25cm$
P. Secondaire	390	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$26 \leq h_{ps} \leq 39$ $h_{ps}=35cm$
		Largeur : b	$0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.7h_{ps}$	$14 \leq b_{ps} \leq 24.5$ $b_{ps}=25cm$
P.de chaînage	390	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$26 \leq h \leq 39$ $h=30cm$
		Largeur : b	$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$	$12 \leq b \leq 21$ $b=20cm$
P. Palière	280	Hauteur : h	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	$18.66 \leq h \leq 28$ $h=30cm$
		Largeur : b	$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$	$12 \leq b \leq 21$ $b=20cm$

- Vérifications des conditions exigées par RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre de chaînage	Poutre palière	Vérifications
$h \geq 30cm$	35cm	35cm	30cm	30cm	OK
$b \geq 20cm$	25cm	25cm	20cm	20cm	OK
$h/b \leq 4$	1.40	1.40	1.50	1.50	OK

Après vérification des conditions du **RPA**, les sections des poutres adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : $(35 \times 25) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $(35 \times 25) \text{ cm}^2$



Dimensions de la poutre principale

dimensions de la poutre secondaire

Figure II.2 : Section des poutres

II.5 Pré Dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article (7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($l_{min} \geq 4a$).

Avec : L_{min} : longueur min des voiles

a : épaisseur des voiles

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA99 version 2003 qui doivent satisfaire la condition

$$L \geq 4a$$

Dans notre cas $a \geq \frac{h_e}{20}$

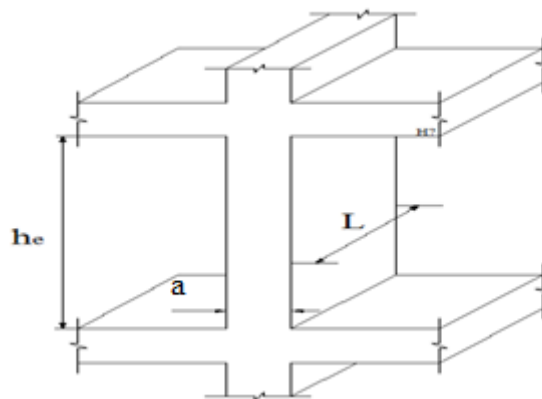


Figure II.3 : Coupe d'un voile en élévation

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

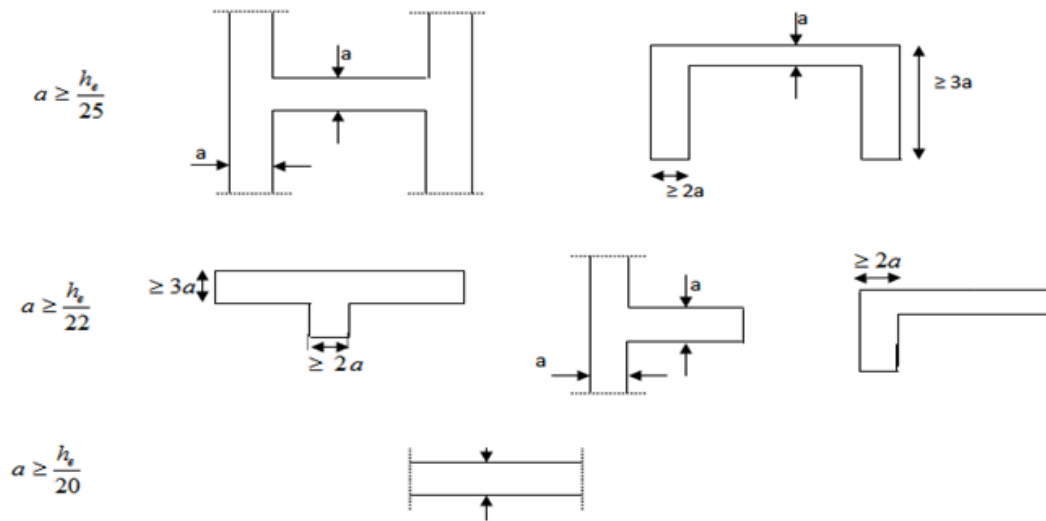


Figure II.4: Coupe de voiles en plan

$$a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

- Etage courant :

$$h_e = 306 - 35 = 271\text{cm} \rightarrow a \geq \frac{271}{20} = 13.55\text{cm}$$

- RDC :

$$h_e = 408 - 35 = 373\text{cm} \rightarrow a \geq \frac{373}{20} = 18.65\text{cm}$$

Alors on adopte : $a=20\text{ cm}$

- ✓ Vérification des exigences du RPA: (Art 7.7.1/ RPA 99 V 2003)

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

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

Avec : L_{\min} : portée (Largeur) minimale des voiles.

On a : $L_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

$a_{\min}=20\text{cm} > 15\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

II.6 Détermination des charges (DTR B.C.2-2)

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les Surcharges d'exploitation sont donnés par le DTR B.C.2.2.

II.6.1 Charges permanentes (G)

a) Plancher

1- plancher terrasse inaccessible

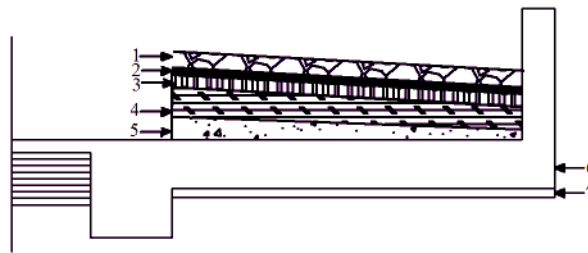


Figure. II.5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-2 : Charge permanente terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1/ Couche de gravier	0.05	20	1
2/ Etanchéité multicouche	0.02	0.6	0.12
3/ Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4/Feuille de polyane (par vapeur)	/	0.01	0.01
5/ Isolation thermique	0.04	04	0.16
6/ Plancher en dalle plein	0.15	/	3.75
7/ Enduit plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G(kN/m ²)			6.63

2-Plancher d'étage courant

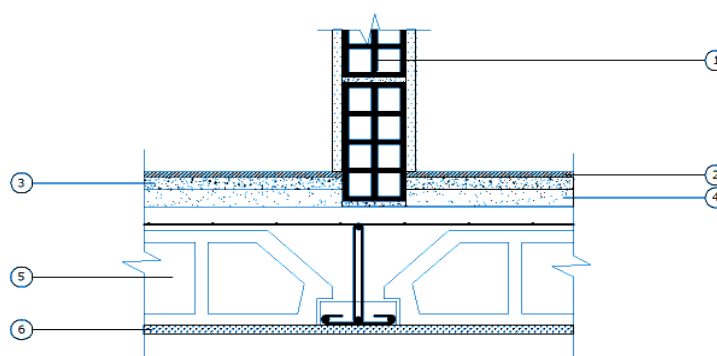


Figure II.6: Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Tableau II-3 : Charge permanente étage courant.

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1/Cloisons intérieurs	0.10	10	1.00
2/Carrelage	0.02	20	0.40
3/Mortier de pose	0.02	20	0.40
4/Lit de sable	0.02	18	0.36
5/Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
6/Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G(kN/m ²)			5.16

b) balcon

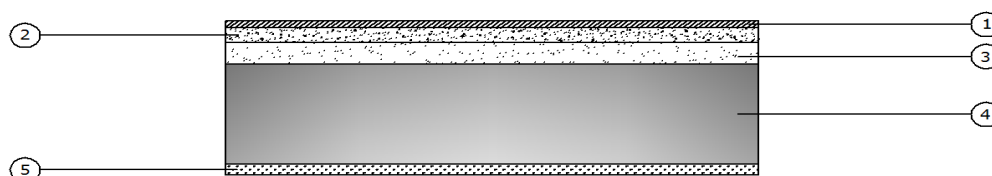


Figure II.7: Coupe de la dalle pleine

Tableau II-4 : Charge permanente dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1/ Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2/ Mortier de pose	0.02	22	0.44
3/ Couche de sable	0.02	18	0.36
4/ Dalle pleine en béton armé	0.15	/	3.75
5/ Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente (GkN/m ²)			5.19

c)Mur extérieur

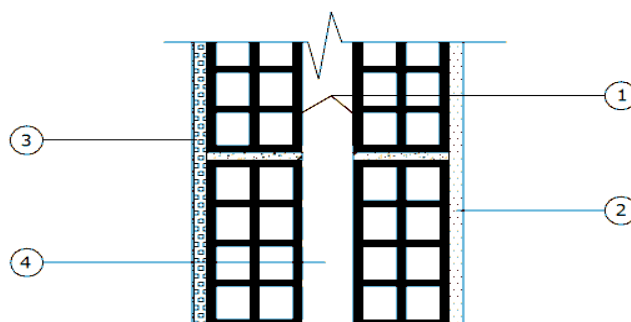


Figure II.8: Coupe verticale du mur extérieur

Tableau II-5: Charge permanente du mur extérieur

Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1) Briques creuses	(0.10X2)	18	1.8
2) Mortier de ciment	0.02	18	0.36
3) Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
4) lame d'air	0.05	00	00
Charge permanente G (kN/m ²)			2.36

d) Mur intérieur

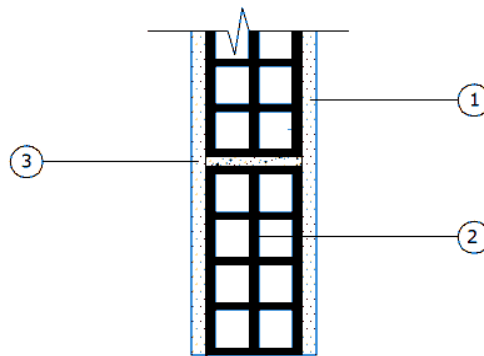


Figure II.9: Coupe transversale du mur intérieur.

Tableau II-6 : Charge permanente du mur intérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(kN/m ²)
1) Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2) Briques creuses	0.10	09	0.9
3) Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G(kN/m ²)			1.30

e) toiture

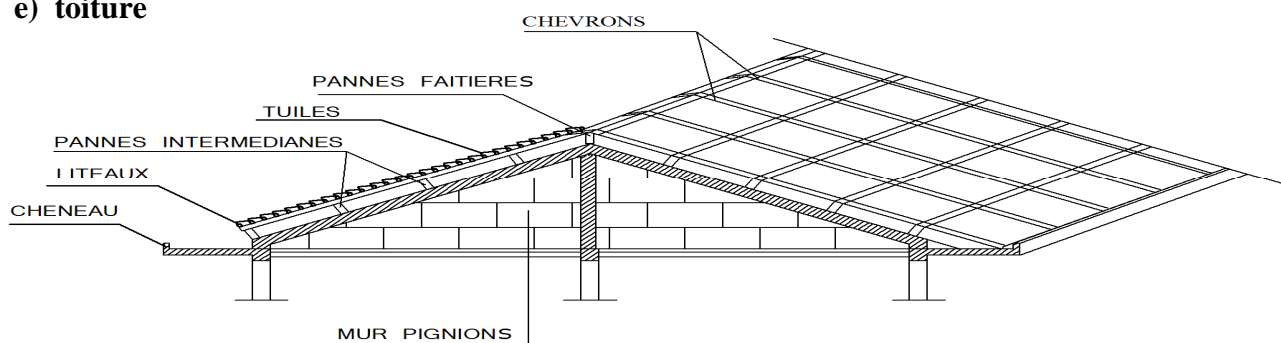


Figure II.10: Détail de la charpente

Tableau II-7 : Charge permanente de la toiture.

Eléments constituant la toiture	Poids surfacique G (kN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement	0.4
Chevrons et pannes	0.2
La charge permanente G (kN/m ²)	$G_{T1}=0.6\text{kN/m}^2$
Murs pignons (cloisons)	0.9
La charge permanente G (kN/m ²)	$G_{T2}=1.5\text{kN/m}^2$

II.6.2 Les surcharges d'exploitations (Q)

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitations.

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Toiture	1.0
Plancher étage courant (habitation)	1.5
Plancher RDC (service)	3.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Acrotère	1.0

II.7 Calcul de la section des 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 normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le **RPA 99 vs 2003**.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec : S : section transversale du poteau

N : effort normal de compression repris par le poteau.

σ_b : Contrainte limite de service du béton en compression.

D'où : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

II.7.1 Localisation du poteau le plus sollicité

a) Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

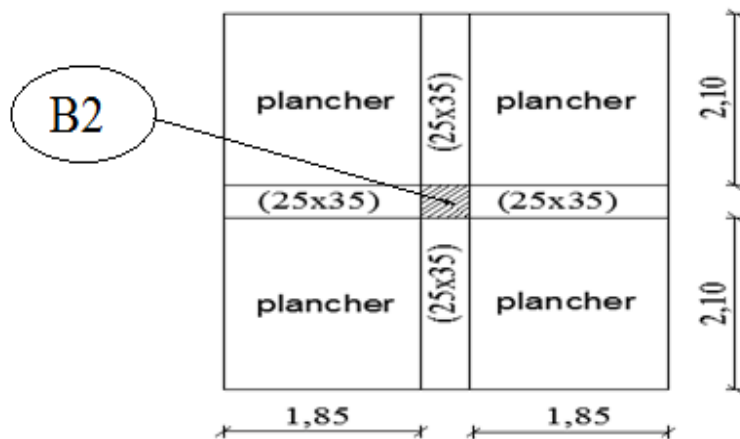


Figure II.11 : Localisation du poteau le plus sollicité.

$$S_1=S_2=S_3=S_4= 1,85 \times 2,10 = 3,885\text{m}^2$$

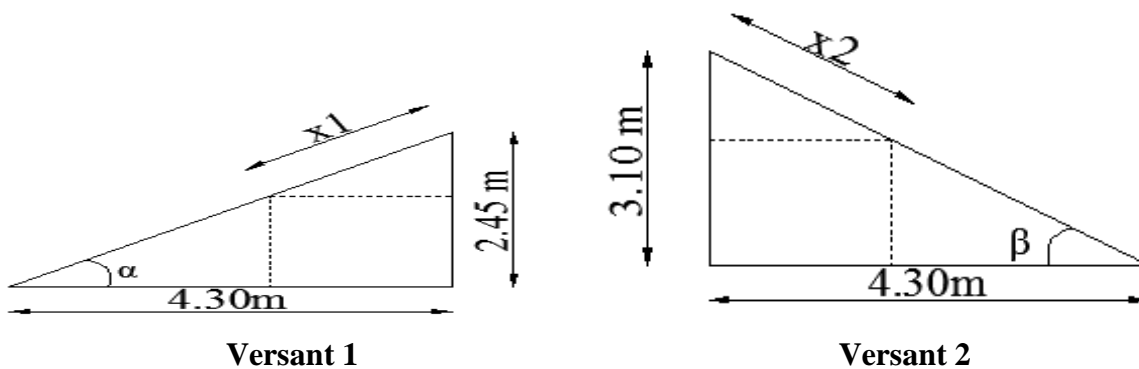
$$S_t=S_1+S_2+S_3+S_4=15.54\text{m}^2$$

$$S_t=15.54\text{m}^2$$

b) Surface du la toiture revenant au poteau le plus sollicité

Elle se compose de deux versants inclinés :

Le calcul des angles de ces versants se fait comme suit :



$$\tan \alpha = \frac{245}{430} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.67^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{430}{x_1} \Rightarrow x_1 = \frac{430}{\cos \alpha} \Rightarrow x_1 = 2.47\text{m}$$

Le premier versant est incliné d'un angle $\alpha = 29.67^\circ$

$$\tan \beta = \frac{310}{430} = 0.72 \Rightarrow \beta = 35.78^\circ$$

$$\cos \beta = \frac{430}{x_2} \Rightarrow x_2 = \frac{430}{\cos \beta} \Rightarrow x_2 = 2.65\text{m}$$

Le deuxième versant est incliné d'un angle $\beta = 35.78^\circ$

Le calcul de la surface inclinée de la toiture St se fait comme suit :

$$S_t = \left(\frac{390}{2} \times X1 \right) \times 2 + \left(\frac{390}{2} \times X1 \right) + \left(\frac{390}{2} \times X2 \right)$$

$$S_t = \left(\frac{390}{2} \times 247 \right) \times 2 + \left(\frac{390}{2} \times 247 \right) + \left(\frac{390}{2} \times 265 \right) = 19.61 \text{ m}^2$$

$$S_t = 19.61 \text{ m}^2$$

c) Les poutres inclinées :

$$\tan \alpha = \frac{3.10}{4.30} \Rightarrow \tan \alpha = 0.73 \Rightarrow \alpha = 36.43^\circ$$

$$L'_{\max} = \frac{L_{\max}}{\cos \alpha}$$

$$L'_{\max} = \frac{420}{\cos 36.43^\circ} = 525 \text{ cm}$$

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

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10}$$

Soit:

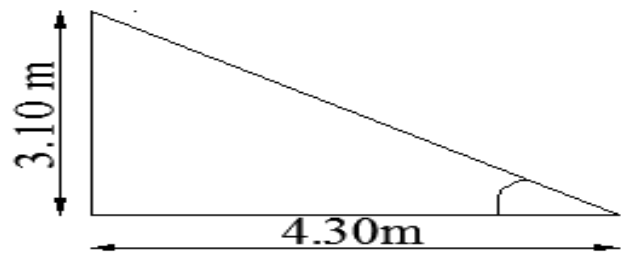
$$h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$$

Soit :

$$b = 30 \text{ cm}$$

On adopte pour les poutres inclinées une section de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$



II.7.2 Calcul des charges et surcharges

Tableau II-9 : Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

Elément	Dimensions M	Poids propre (kN/m ³)	Résultats (kN)	Charge D'exploitation (kN)
Poutre principale	(0.35x0.25)	0.35x0.25x25x4.2	9,19	
Poutre secondaire	(0.35X0.25)	0.35x0.25x25x3.7	8,09	
Poutre inclinée	(0.40x0.25)	0.40x0.25x25x5.25cos29.67°	11.40	
Poteau RDC	H=4.08	0.25x0.25x4.08x25	6.375	
Poteau E-courant	H=3.06	0.25x0.25x3.06x25	4.781	
Poteau sous toiture	H=3.1m	0.25x0.25x3.1x25	4.843	
Plancher courant	S _t =15,54	15,54x5.16	80,18	15,54x1.5=23,31
Toiture	S _t =19.61	19.61x0.6xcos29.67°	10.23	19.61x1=19.61
RDC	S _t =15,54	15,54x5.16	80,18	15,54x3.5=54,39

Loi de dégression des charges d'exploitation

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

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

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

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

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

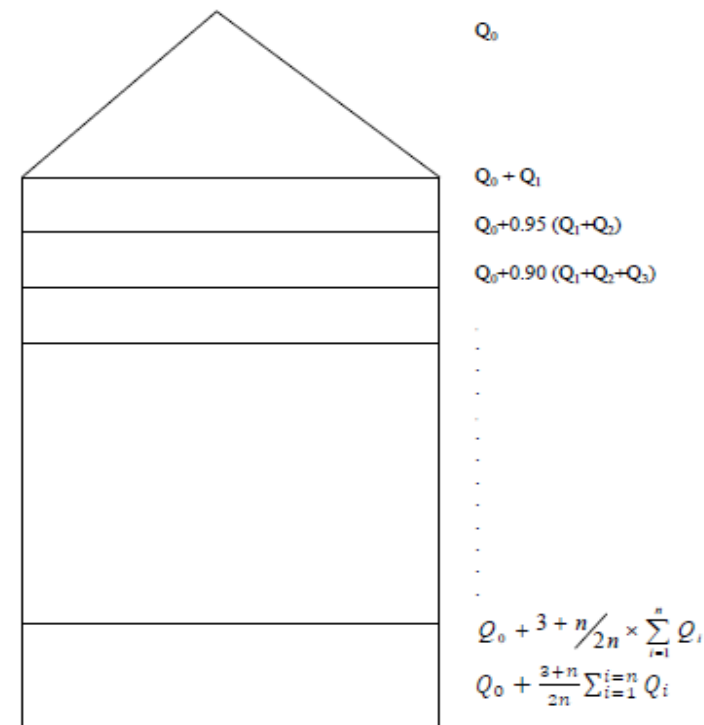


Figure II.12 : Charges d'exploitation cumulées

Tableau II.10 : Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

Niveau	Toiture	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

D'après la loi de dégression des surcharges cumulées on obtient :

➤ **Les surcharges cumulées**

Toiture : $Q_0=19,61\text{kN}$

Etage 5 : $Q_0 + Q_1 = 42,92\text{KN}$

Etage 4 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 63,89\text{ KN}$

Etage 3 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 82,54\text{ KN}$

Etage 2 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 98,85\text{ KN}$

Etage 1 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 112.85\text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 174,81\text{KN}$

Tableau II.11 : Descente de charge.

	Charges permanentes					Charges D'exploitation	Effort normale	Section du poteau en cm^2	
Niv	Poids planchers (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	G_{tot} (kN)	$G_{\text{cumulée}}$ (kN)	$Q_{\text{Cumulée}}$ (kN)	$N_s = G_c + Q_c$ (kN)	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée (cm^2)
T	10,23	4,843	19,49	34,56	34,56	19,61	54,17	36,11	30x30
5	80 ,18	4.781	17,28	102,24	136,80	42,92	179,72	119,81	35x35
4	80 ,18	4.781	17,28	102,24	239,04	63,89	302,93	201,95	35x35
3	80 ,18	4.781	17,28	102,24	341,28	82,54	423,82	282,54	35x35
2	80 ,18	6,375	17,28	103,83	445,11	98,85	543,96	362,64	40x40
1	80 ,18	6,375	17,28	103,83	548,94	112,85	661,79	441,19	40x40
RDC	80 ,18	6,375	17,28	103,83	652,77	174,81	827,58	581,72	40x40

II.8 Vérification des poteaux selon RPA99 vs2003 (Art 7.4.1) :

Selon **Art 7.4.1** du **R.P.A** /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en **zone II_a** doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$

b) $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c) $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Tableau II-12: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du l'RPA99.

Poteaux (cm ²)	Conditions du RPA	Valeurs calculées	Observation
30x30	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=30	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	h _e /20=14,3	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée
35 x 35	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=35	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	h _e /20=14,3	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée
45x45	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	Min (b ₁ , h ₁)=45	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	h _e /20=19,4	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	b ₁ /h ₁ =1	Condition vérifiée

II.8.1 Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

- . λ : Élancement du poteau.
- . l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_o$, donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**).
- . l_o : Longueur libre du poteau.
- . i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).
- . I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).
- . S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_o}{\sqrt{\frac{I}{S}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_o}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_o}{b}$$

Tableau II.13 : vérifications de flambement des poteaux

ETAGE	Poteaux (cm)	L_0 (m)	$L_f=0.7 L_0(m)$	λ	Observation
Toiture	30x30	3.10	2.17	25,05	Condition vérifiée
3, 4, 5	35x35	3.06	2.142	21,20	Condition vérifiée
RDC, 1, 2	40x40	4.08	2.856	24,73	Condition vérifiée

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

II.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la détermination des charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

III.1 Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers, les balcons et le calcul des planchers. L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III.2. calcul des planchers en corps creux

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux ont une épaisseur de (16+4) cm avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520), on fait l'étude du plancher le plus sollicité.

Les planchers à corps creux sont constitués de:

Nervures appelées poutrelles de section en "Té", elles assurent la fonction de portance.

Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant acoustique et thermique, sa dimension est de 16 cm.

Une dalle de compression de 04 cm.

III.2.1.ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91 (Art B.6.8.423/BAEL 91modifié99)**

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.
- ✓ L_a : longueur de l'ourdis.
- ✓ L : entre axe des poutrelles; $50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$, $L = 60\text{ cm}$.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{520} \geq 0,46\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5\phi 5 / \text{ml} = 0,98\text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $St = 20\text{ cm}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5\phi 5 / \text{ml} = 0,98\text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $St = 20\text{ cm}$.

Conclusion

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200×200) mm² et de diamètre 5mm.

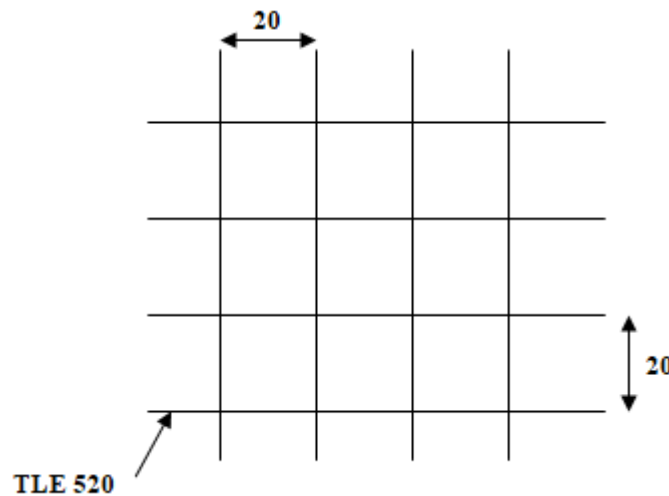


Figure III.1 : Treillis soudé (20x20) cm²

III.2.2.Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes.

Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression

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

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$ KN/ml

Poids du corps creux : $G_2 = 0,60 \times 0,95 = 0,57$ KN/ml

$$G = 0,69 \text{ KN/ml}$$

La main d'œuvre : $Q = 1$ KN/ml

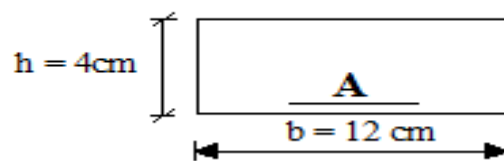


Figure III.2 : Section de la poutrelle

➤ Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 1 = 2,43 \text{ KN/ml}$$

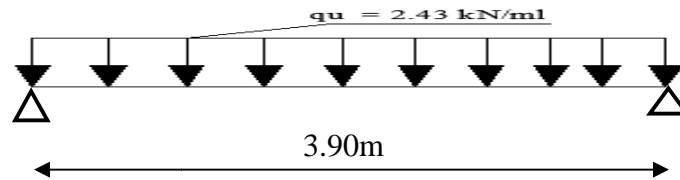


Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle

➤ **Moment maximal en travée**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,43 \times \frac{3,90^2}{8} = 4,62 \text{ KN / ml}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,43 \times 3,90}{2} = 4,738 \text{ KN}$$

➤ **Calcul d'armatures**

La hauteur utile $d=h-c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,62 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1,42} = 6,778$$

$$\mu = 6,96 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement Armée (S D A)}$$

Conclusion

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures .par conséquent il faudra prévoir des étai intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

Etape 2 : après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en **Té** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

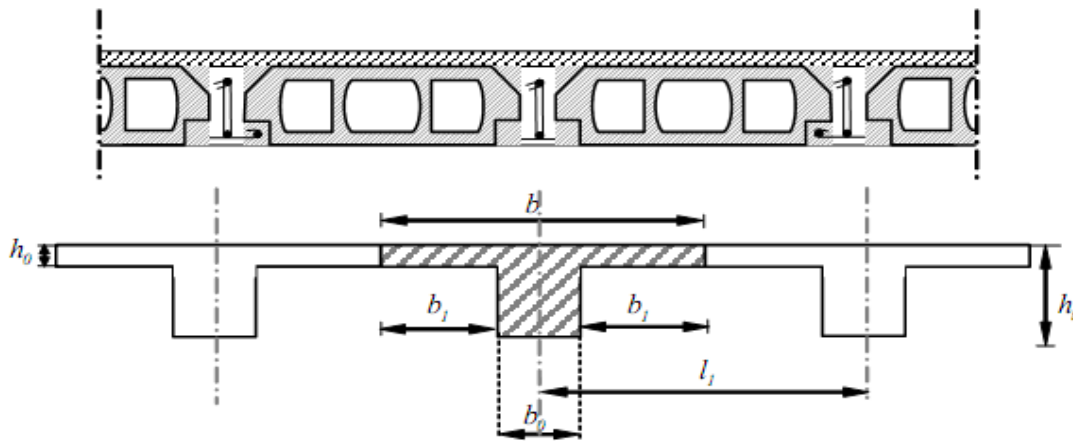
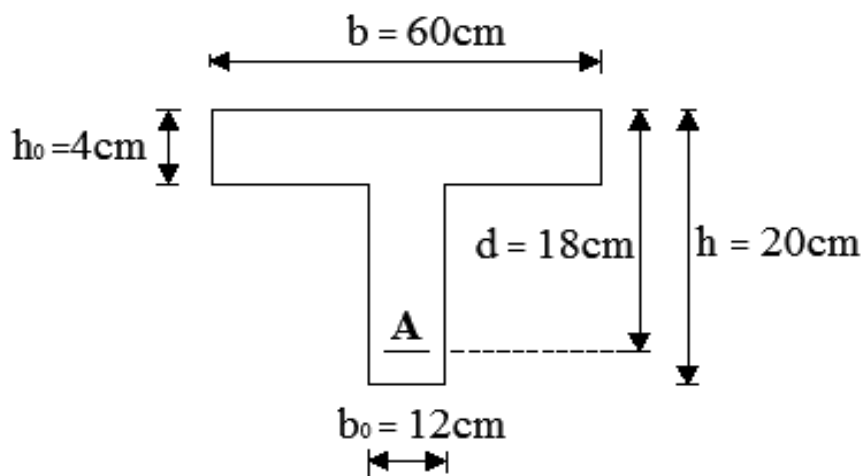


Figure III.4 : schéma de la table de compression

Figure III.5 : Dimension de la section en T_e

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

➤ Charge et surcharge

Poids de plancher : $G = 5,16 \times 0,60 = 3,096$ KN /ml

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,60 = 0,9$ KN/ml

➤ Combinaison de charges

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,096) + 1,5(0,9) = 5,530$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 3,096 + 0,9 = 4,00$ KN/ml

➤ Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

Domain d'application de la méthode forfaitaire

Condition d'application de la méthode forfaitaire (**ArtB.6.2.2.10/BAEL91révisées 99**) :

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m^2 .

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

$$Q = 1,5 \leq \max \{6,192 ; 5\} = 6,192 \text{ KN / ml} \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées $\Rightarrow \Rightarrow$ Condition vérifiée

- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

$$0.8 \leq \frac{3,90}{3,90} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3,90}{2,80} = 1,39 \geq 1.25 \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\Rightarrow \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est inapplicable.

❖ Méthode des trois moments

✓ Exposition de la méthode des trois moments

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de Longueurs respectives et chaque travée est étudiée indépendamment. L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

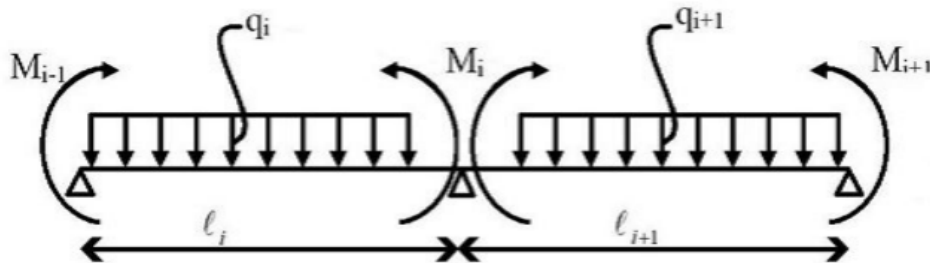


Figure III.6 : Schéma de calcul par la méthode des trois moments

➤ Aux appuis

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -6EI(W_i^d + W_i^g)$$

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -q\left(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4}\right)$$

➤ En travée

Le moment fléchissant : $M(x) = \mu(x) + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\left(\frac{x}{l_i}\right)$

$$\mu(x) = q_i \frac{l_i}{2}x - \frac{q_i x^2}{2}$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l}$$

L'effort tranchant : $T(x) = \frac{q \times l}{2} - q \times x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

Différents types des poutrelles

- Poutrelles à sept travées

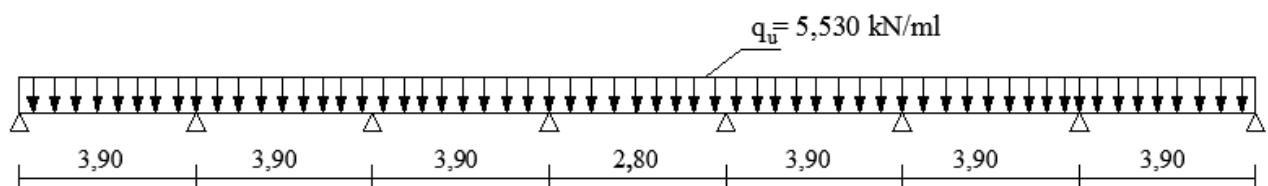


Figure III.7 : Schéma de chargement de la poutrelle continue

A. Calcul des moments fléchissant**➤ Moments aux appuis****Tableau III.1 : Moments aux appuis**

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_u (kN/m)	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -q(\frac{L_i^3}{4} + \frac{L_{i+1}^3}{4})$	M_i (kN.m)
1	0	3.90	5.530	$7.8M_1 + 3.90M_2 = -82.00$	-7.0803
2	3.90	3.90	5.530	$3.90M_1 + 15.6M_2 + 3.90M_3 = -164.02$	-6.8649
3	3.90	3.90	5.530	$3.90M_2 + 15.6M_3 + 3.90M_4 = -164.02$	-7.5163
4	3.90	2.80	5.530	$3.90M_3 + 13.4M_4 + 2.80M_5 = -112.36$	-5.1263
5	2.80	3.90	5.530	$2.80M_4 + 13.4M_5 + 3.90M_6 = -112.36$	-5.1263
6	3.90	3.90	5.530	$3.90M_5 + 15.6M_6 + 3.90M_7 = -164.02$	-7.5163
7	3.90	3.90	5.530	$3.90M_6 + 15.6M_7 + 3.90M_8 = -164.02$	-6.8649
8	3.90	0	5.530	$3.90M_7 + 7.8M_8 = -82.00$	-7.0803

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **MATLAB**.

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

- Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_1 = M_1 - \frac{1}{3}M_1 = -7.0803 - \frac{1}{3}(-7.0803) = -4.720\text{kN.m}$$

$$M_2 = M_2 - \frac{1}{3}M_2 = -6.8649 - \frac{1}{3}(-6.8649) = -4.576\text{kN.m}$$

$$M_3 = M_3 - \frac{1}{3}M_3 = -7.5163 - \frac{1}{3}(-7.5163) = -5.011\text{kN.m}$$

$$M_4 = M_4 - \frac{1}{3}M_4 = -5.1263 - \frac{1}{3}(-5.1263) = -3.417\text{kN.m}$$

$$M_5 = M_5 - \frac{1}{3}M_5 = -5.1263 - \frac{1}{3}(-5.1263) = -3.417\text{kN.m}$$

$$M_6 = M_6 - \frac{1}{3}M_6 = -7.5163 - \frac{1}{3}(-7.5163) = -5.011\text{kN.m}$$

$$M_7 = M_7 - \frac{1}{3}M_7 = -6.8649 - \frac{1}{3}(-6.8649) = -4.576\text{kN.m}$$

$$M_8 = M_8 - \frac{1}{3}M_8 = -7.0803 - \frac{1}{3}(-7.0803) = -4.720\text{kN.m}$$

➤ Moments en travées

Tableau III.2 : Moments aux travées

La travée	L (m)	q _u (kN/ml)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X(m)	M _{MAX} (kN.m)
A	3,90	5.530	-4.720	-4.576	1.96	5.866
B	3.90	5.530	-4.576	-5.011	1.93	5.721
C	3.90	5.530	-5.011	-3.417	2.02	6.315
D	2.80	5.530	-3.417	-3.417	1.40	2.00
E	3.90	5.530	-3.417	-5.011	1.88	6.315
F	3.90	5.530	-5.011	-4.576	1.97	5.721
G	3.90	5.530	-4.576	-4.720	1.94	5.866

B. Calcul des efforts tranchant

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

Tableau III.3: Efforts tranchant

Travées	L (m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					X=0	X=l
A	3.90	5.530	-4.720	-4.576	10.820	-10.746
B	3.90	5.530	-4.576	-5.011	10.672	-10.895
C	3.90	5.530	-5.011	-3.417	11.192	-10.375
D	2.80	5.530	-3.417	-3.417	10.783	-10.783
E	3.90	5.530	-3.417	-5.011	10.375	-11.192
F	3.90	5.530	-5.011	-4.576	10.895	-10.672
G	3.90	5.530	-4.576	-4.720	10.746	-10.820

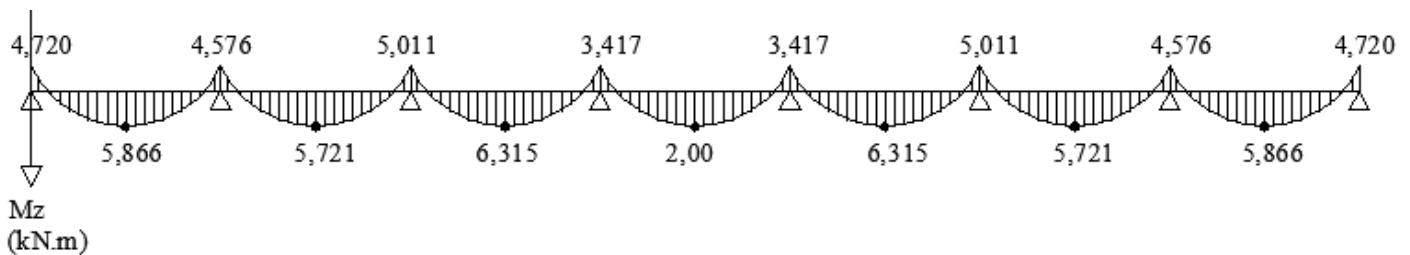


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

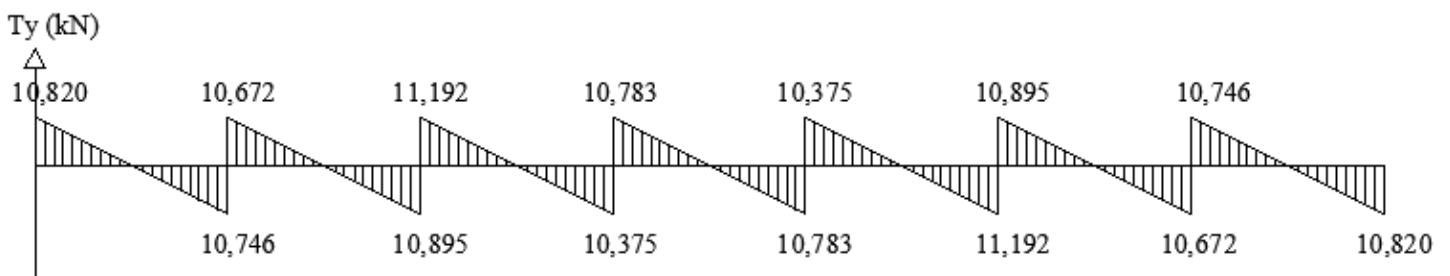


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

- Poutrelles à trois travées

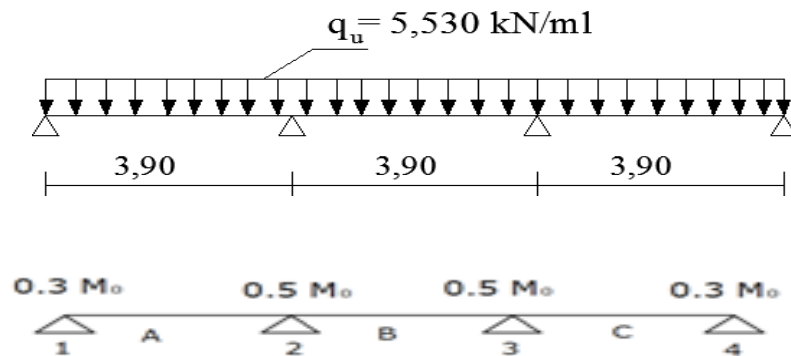


Figure III.10 : Schéma de chargement de la poutrelle

✓ **Domain d'application de la méthode forfaitaire**

Condition d'application de la méthode forfaitaire (ArtB.6.2.2.10/BAEL91révisées 99) :

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m^2 .

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

$$Q = 1,5 \leq \max \{6,192 ; 5\} = 6,192 \text{ KN / ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées \Rightarrow Condition vérifiée

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

$$0.8 \leq \frac{3,90}{3,90} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

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

✓ **Exposé de la méthode**

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

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

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante. $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui gauche

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui droite

M_t : La valeur maximale du moment dans la travée considérée, où :

Les valeurs de M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max [1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad , \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad , \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

• **Calcul de rapport de charge α**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,16} = 0,225$$

$$\alpha = 0,225 \Rightarrow (1 + 0,3 \alpha) = 1,067 \Rightarrow \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,534 ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

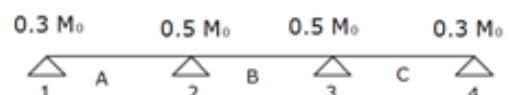
• **Calcul des moments isostatiques**

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{0A} = 10.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = 10.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = 10.51 \text{ KN.m}$$



- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_{1A} = 0.3 M_{0A} = 3.153 \text{ KN.m} ; M_{2A} = 0.5 M_{0A} = 5.255 \text{ KN.m}$$

$$M_{2B} = 0.5 M_{0B} = 5.255 \text{ KN.m} ; M_{3B} = 0.5 M_{0B} = 5.255 \text{ KN.m}$$

$$M_{3C} = 0.5 M_{0C} = 5.255 \text{ KN.m} ; M_{4C} = 0.3 M_{0C} = 3.153 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (A) travée de rive**

$$\left. \begin{aligned} Mt &\geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0A} ; 1,05 M_{0A} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha) M_{0A}}{2} \end{aligned} \right\} Mt = 7,011 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (B) travée intermédiaire**

$$\left. \begin{aligned} Mt &\geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0B} ; 1,05 M_{0B} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{(1 + 0,3\alpha) M_{0B}}{2} \end{aligned} \right\} Mt = 5,960 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (C) travée de rive**

$$\left. \begin{aligned} Mt &\geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0C} ; 1,05 M_{0C} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t &\geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha) M_{0C}}{2} \end{aligned} \right\} Mt = 7,011 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants**

T_e et T_w : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$\left\{ \begin{aligned} T(x) &= \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ \text{avec: } \theta(x=0) &= \frac{q_u L}{2} \\ \text{et } \theta(x=L) &= -\frac{q_u L}{2} \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e &= \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{aligned} \right.$$

Tableau récapitulatif III.4 des moments fléchissant et des efforts tranchants

Travée	A	B	C
$M_w \text{ (KN.m)}$	3,153	5,255	5,255
$M_e \text{ (KN.m)}$	5,255	5,255	3,153
$T_w \text{ (KN)}$	10,244	10,783	11,322
$T_e \text{ (KN)}$	-11,322	-10,783	10,244
$M_t \text{ (KN.m)}$	7,011	5,960	7,011

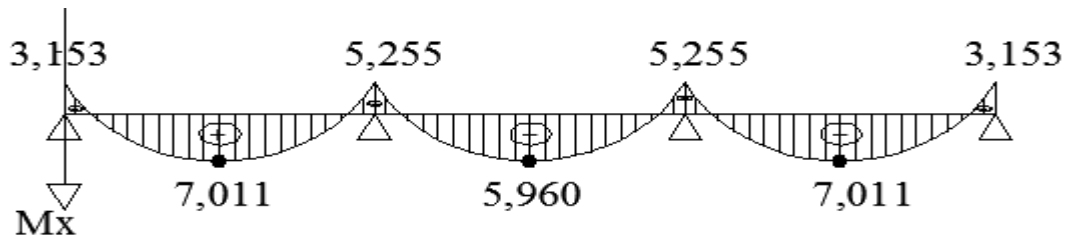


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

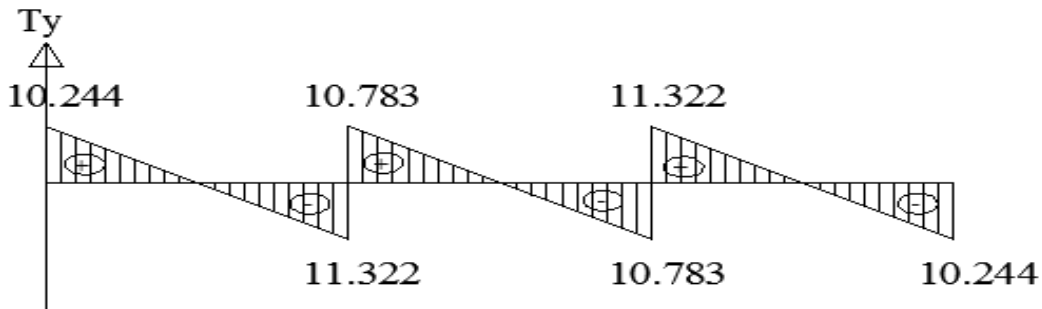


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

III.1.3. Ferraillage de la poutrelle à l'ELU

La poutrelle sera ferraillée à l'ELU et se vérifie à l'ELS sous le moment max, en travées et sur appuis.

➤ **En travée :** ($M_{t \max} = 7,011 \text{ KN.m}$)

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,60 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 54,528 \text{ KN.m}$$

$M_t > M_t^{\max} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

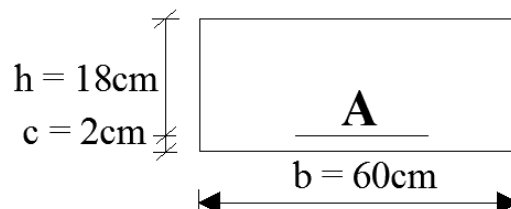


Figure III.13 : Coupe schématique de la poutrelle en travées

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,011 \times 10^2}{60 \times 18^2 \times 1,42} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,597 \times 10^2}{0,988 \times 18 \times 34,8} = 1,133 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis :** ($M_{a \max} = 5,255 \text{ KN.m}$)

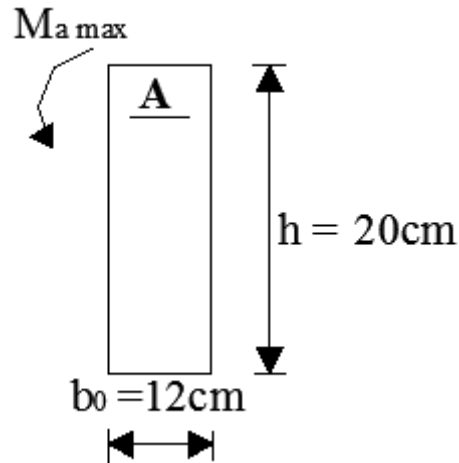


Figure III.14 : Coupe schématique

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,255 \times 10^2}{60 \times 18^2 \times 1,42} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,255 \times 10^2}{0,990 \times 18 \times 34,8} = 0,848 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons $A_a = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)**

$$\phi \leq \min \{ h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_{\max} \}$$

$$\phi \leq \min \{ 200 / 35 ; 120 / 10 ; 12 \} = 5,71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 0,54 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0,54^2}{4} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons un

Cadre de $\emptyset 6$ avec $A_t = 2 HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales : (Art A.4.2.5/BAEL 91)**

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18 ; 40\text{cm}) = \min(16,2 ; 40)$$

soit $S_t = 16\text{ cm}$ entre cadre

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4\text{ MPa} ; \frac{0,56 \times 235}{12 \times 16} = 0,685 > 0,4\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : $S_t = 16\text{ cm}$.

III.1.4. Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL 91 révisées 99)**

➤ **En travée :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,304\text{ cm}^2.$$

$A_{st} = 1,57 > 1,304\text{ cm}^2$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26\text{ cm}^2.$$

$A_a = 1,13 > 0,26\text{ cm}^2$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

✓ **Vérification de cisaillement : (Art A5.1.1/BAEL 91 révisées 99)**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u} \quad \text{Avec : } T_{\max} = 11,322\text{KN}.$$

❖ **Calcul de 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 de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{11,322 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,524\text{ MPa}.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ \Rightarrow Condition vérifiée

Donc y'a pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art.A.6.1.3/BAEL 91 révisées 99)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

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

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

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,322 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,11 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Ancrage des barres (Art.A.6.1.221/BAEL 91 révisées 99)**

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

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

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour hautes adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$$

On opte $L_c = 15 \text{ cm.}$

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_{\max} \leq 0,4 \times 0,9 d \times b_0 \times (f_c 28 / \gamma_b)$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times (2,5/1,5) = 129,6 \text{ KN}$$

Appuis de rives : $T_{\max} = 10,820 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Appuis intermédiaires : $T_{\max} = 11,322 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.1.5. Vérifications à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,530 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,00 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,00}{5,530} = 0,722 \Rightarrow M_s = 0,722 M_u$$

✓ 1^{ère} cas : Poutrelles à sept travéesTableau récapitulatif III.5: Effort interne à ELS 1^{ère} cas

Travée	A	B	C	D	E	F	G
longueur (m)	3,90	3,90	3,90	2,80	3,90	3,90	3,90
M_w (KN.m)	-3,407	-3,303	-3,618	-2,467	-2,467	-3,618	-3,303
M_e (KN.m)	-3,303	-3,618	-2,467	-2,467	-3,618	-3,303	-3,407
T_w (KN)	7,812	7,705	8,081	7,785	7,490	7,866	7,758
T_e (KN)	-7,758	-7,866	-7,490	-7,785	-8,081	-7,705	-7,812
$M_{t \max}$ (KN.m)	4,235	4,130	4,559	1,444	4,559	4,130	4,235

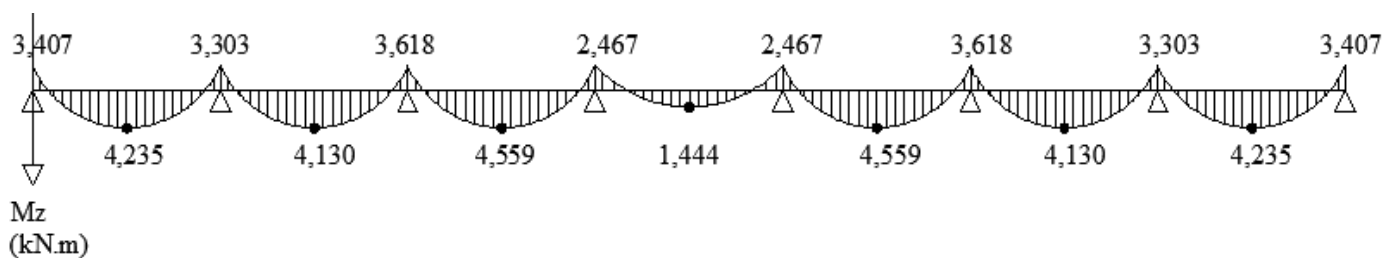


Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant

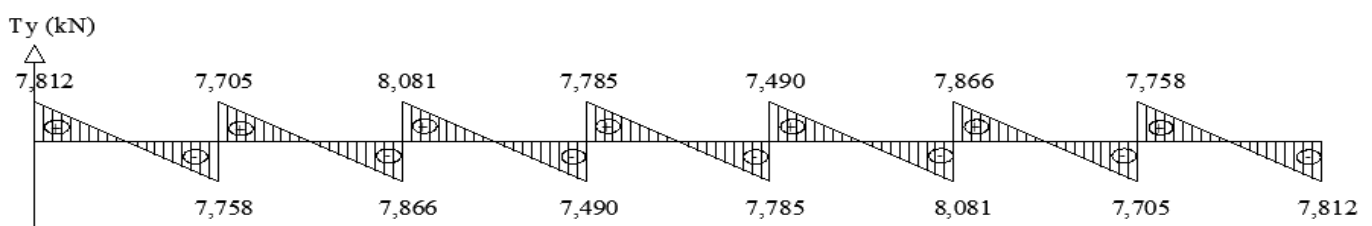


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchant

✓ 2^{ème} cas : Poutrelles à trois travéesTableau récapitulatif III.6 : Effort interne a ELS 2^{ème} cas

Travée	A	B	C
longueur (m)	3,90	3,90	3,90
M_w (KN.m)	2,276	3,794	3,794
M_e (KN.m)	3,794	3,794	2,276
T_w (KN)	7,396	7,785	8,174
T_e (KN)	-8,174	-7,785	-7,396
$M_{t\max}$ (KN.m)	5,061	4,303	5,061

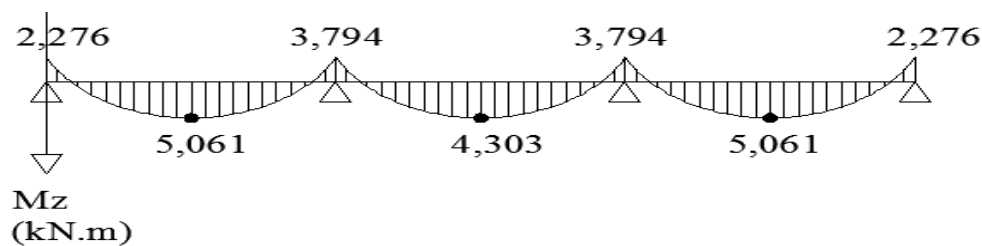


Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant

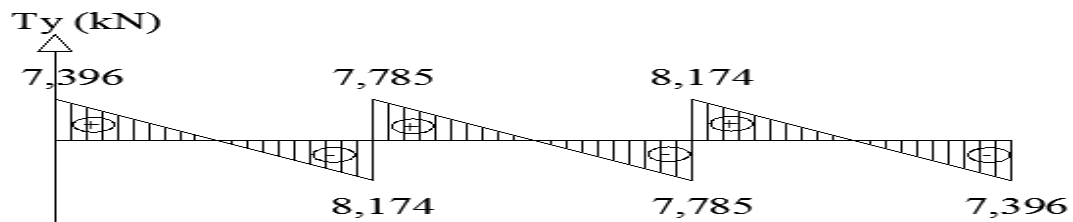


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchant

Moments fléchissant max:En travée : $M_t^{\max} = 5,061 \text{ KN.m}$ Sur appuis : $M_a^{\max} = 3,794 \text{ KN.m}$ **Efforts tranchants max :** $T_{\max} = 8,174 \text{ KN}$ **III.1.4. Vérification à l' ELU**

- Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées)

99) On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

✓ **En travée**

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$K_1 = 25,65 ; \beta_1 = 0,877$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5,061 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 204,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204,20}{25,65} = 7,961 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis**

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$K_1 = 31,30 ; \beta_1 = 0,892$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3,794 \times 10^3}{0,892 \times 18 \times 1,13} = 209,113 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209,113}{31,30} = 6,680 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32 / BAEL 91 révisées 99)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

➤ **Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/ BAEL 91 révisées 99)**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_S}{15M_0} \quad \frac{A_S}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0,051 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0,051 \geq \frac{M_S}{15M_0} = \frac{5,485}{15 \times 8,23} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1,13}{12 \times 18} = 0,005 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

h : la hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_s : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Comme les trois conditions sont remplies on peut se dispenser de calculer la flèche

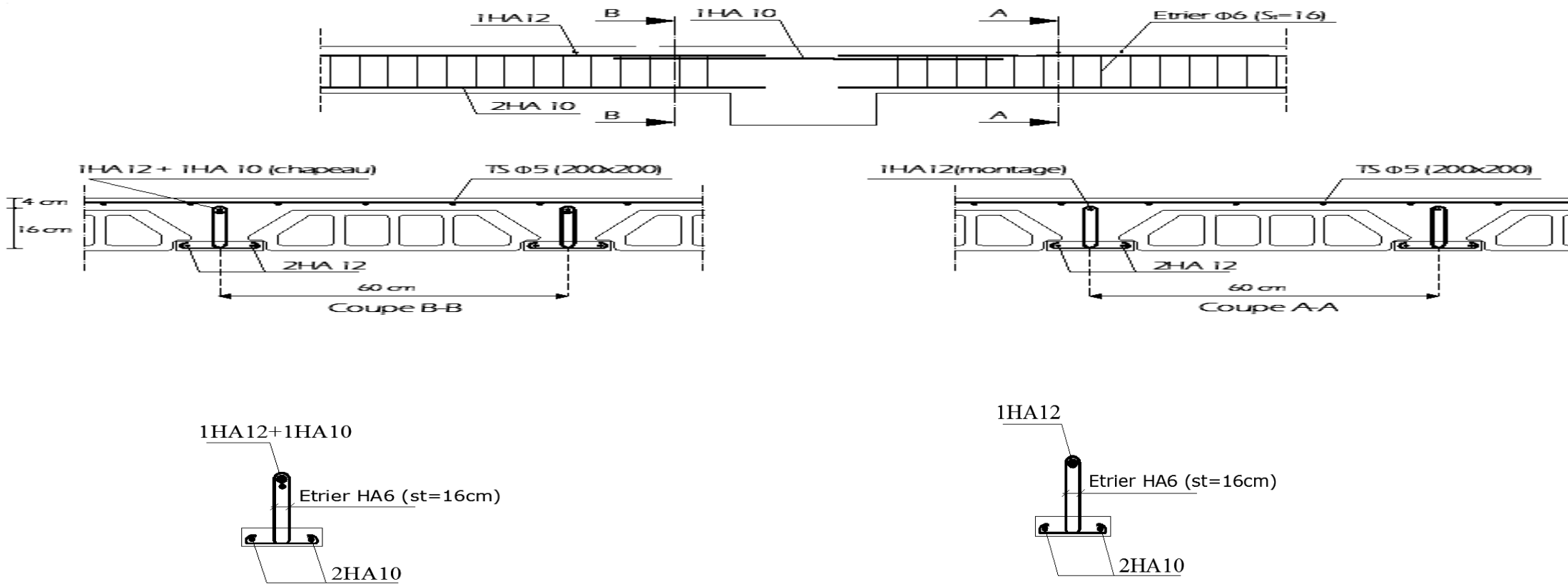


Figure III.19 : Ferrailages du plancher

III.2. L'escalier

III.2.1. Définition

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

On distingue deux types :

- Escaliers à deux volées de l'étage courant.
- Escaliers du RDC.

➤ **Escaliers à deux volées (étages) :**

Il suffit de calculer une seule volée et adopter le même ferrailage pour les autres volées.

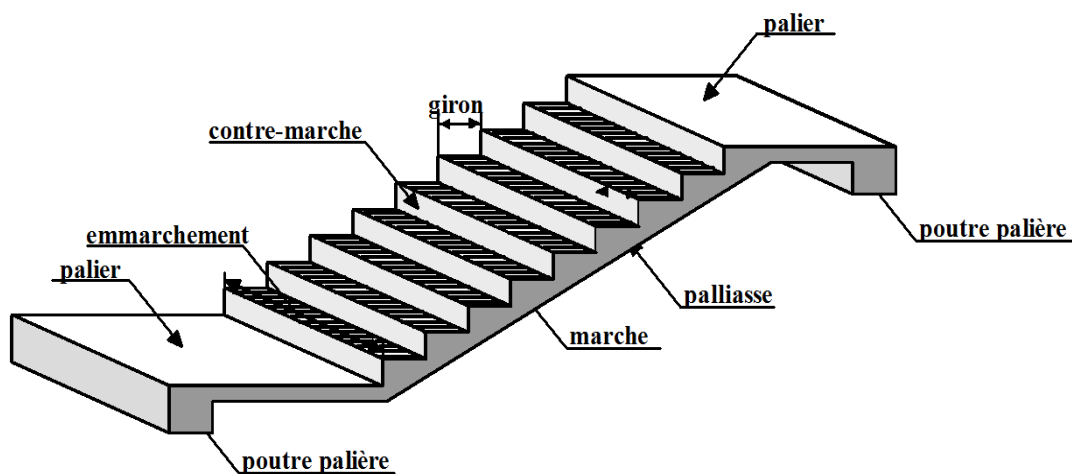


Figure.III.20. Principaux termes relatifs à un escalier.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

Longueur de la paillasse projetée.

Largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

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.2.2. Dimensionnement : (l'étage courant)

L'escalier se compose de palier, volée, palier.

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

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

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Nombre de contre marches : } n \times h = H \longrightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Le nombre de contre marches est égale à 18 contre marches.

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacun porte 8 marches

Le nombre de marches : $(n-1) = (9-1) = 8$ marches.

✓ **Calcul de giron :**

✓ **La hauteur de la marche h :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend $h=17\text{cm}$.

$$g = l / (n-1) = 224 / 8 = 28 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h+g \leq 64 \text{ [cm]} \longrightarrow g \times 2h = 2 \times 17 + 28 = 62$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés.

L'épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par :

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.607 \Rightarrow \alpha = 31,25^\circ.$$

Avec : L0 : longueur de la paillasse.

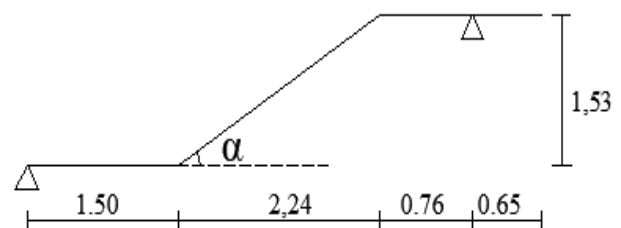
$$\text{Or } L_0 = 8 \times 0,28 = 2,24\text{m}$$

$$\cos \alpha = \frac{2,24}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{2,24}{\cos \alpha} = 2.62\text{m}.$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1,5 + 2,62 + 0,76 = 4,88\text{m}.$$

$$\frac{488}{30} \leq ep \leq \frac{488}{20} \Rightarrow 16,26 \leq ep \leq 24,4\text{cm}.$$

On prend : $ep = 18\text{cm}$.



Conclusion

Nous prenons une épaisseur de 18cm pour tous les escaliers des étages courants.

III.2.2.1. Détermination des charges et surcharges**1. la volée**

- poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0,18}{\cos 31,25} = 5,26 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} = 2,1250 \text{ KN/m}^2$
- poids des revêtements : - carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,015 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
 - lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
 - poids du garde corps : $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G = 8,97 \text{ KN/m}^2$$

2. le palier

- carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé : $25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- enduit plâtre : $10 \times 0,015 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,89 \text{ KN/m}^2$$

3. les surcharges d'exploitation

Selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation :

- Palier : $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons de charges :**➤ ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \text{Emmarchement.}$$

$$\text{Le palier : } q_u = (1,35 \times 5,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,70 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_u = (1,35 \times 8,97 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,77 \text{ KN/ml}$$

- Poids de murs : $p_m = 2,39 \times (2,88 \times 1,5) \times 1 = 9,65 \text{ KN.}$

➤ ELS :

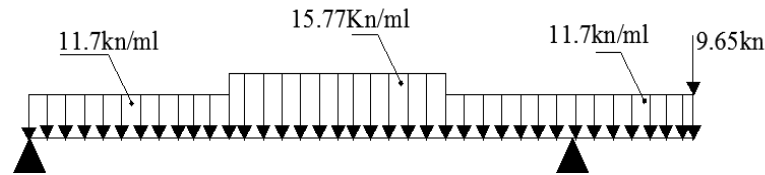
$$q_s = (G + Q) \times \text{Emmarchement.}$$

$$\text{Le palier : } q_s = (5,89 + 2,5) \times 1 = 8,39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_s = (8,97 + 2,5) \times 1 = 11,41 \text{ KN/ml}$$

- Poids de murs : $p_m = 2,39 \times (2,88 \times 1) = 6,43 \text{ KN.}$

III.2.2.2. Calcul à l'ELU



- calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1,5 \cdot q_{up} + 2,24 \cdot q_{uv} + 1,41 \cdot q_{up} + 9,65 = 79,02 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = 28,19 \text{ KN.}$$

$$R_B = 50,82 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 28,19 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,5 \rightarrow T_y = 10,64 \text{ KN} & ; M_z(x) = 29,12 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1,5 \leq x \leq 3,74m$

$$\begin{cases} x = 1,5 \rightarrow T_y = 10,64 \text{ KN} & ; M_z(x) = 29,12 \text{ KN.M} \\ x = 3,74 \rightarrow T_y = -24,68 \text{ KN} & ; M_z(x) = 13,39 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 2,17m$

$M_{max} = \text{KN.M.}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 0,65m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 9,65 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 0,65 \rightarrow T_y = 17,22 \text{ KN} & ; M_z(x) = -8,74 \text{ KN.M} \end{cases}$$

4^{ème} tronçon : $0,65 \leq x \leq 1,41m$

$$\begin{cases} x = 0,65 \rightarrow T_y = -33,55 \text{ KN} & ; M_z(x) = -8,74 \text{ KN.M} \\ x = 1,41 \rightarrow T_y = -24,68 \text{ KN} & ; M_z(x) = 13,39 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Remarque

Fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = - M_u^{\max} \times 0,3 = - 32,71 \times 0,3 = 9,81 \text{ KN.M}$

- En travées : $M_{ut} = M_u^{\max} \times 0,85 = 32,71 \times 0,85 = 27,80 \text{ KN.M}$

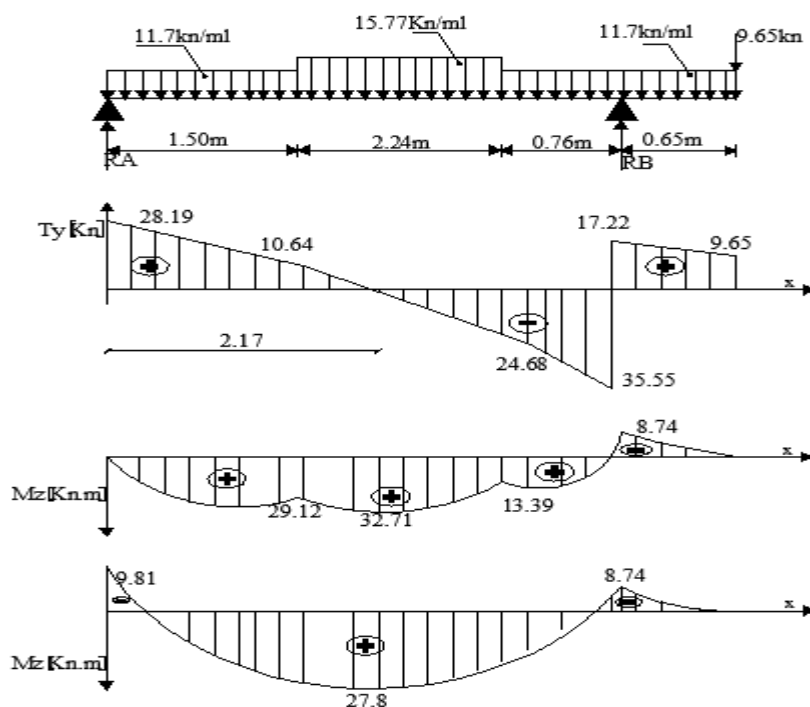


Figure III.21. Diagrammes des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

III.2.2.3. Le ferrailage

Le calcul se fera pour une bonde de 1,1m, soumise à la flexion simple.

➤ **En travée :**

$$M_t = 27,8 \text{ KN.m}$$

a) Armatures principale

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,80 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,076 (\mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,8 \times 10^2}{0,960 \times 16 \times 34,8} = 5,20 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Aux appuis**

1) Appui "A" :

$$M_a = 9,81 \text{ KN.m}$$

a) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,81 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,81 \times 10^2}{0,987 \times 16 \times 34,8} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Soit : $Aa = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition

$$Ar = \frac{Aa}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $Ar = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

2) Appui "B":

$$Ma = 8,74 \text{ KN.m}$$

a) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,74 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,74 \times 10^2}{0,988 \times 16 \times 34,8} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit : $Aa = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition

$$Ar = \frac{Aa}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $Ar = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.2.2.4. Les vérifications à l'E.L.U**a) condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 110 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < (At, Aa) \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

- Armatures principales : $St_{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Armatures de répartition : $St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{33,55 \times 10}{0,9 \times 16 \times 18,84} = 1,23 MPa$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 cm.$$

$$\tau_{se} = 1,23 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

$$\text{On doit avoir : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{33,55 \times 10}{100 \times 16} = 0,20 MPa.$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3,33 cm$$

$$\tau_u = 0,20 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

e) Encreage des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa.$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 cm$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 cm$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 16 \times 10^{-1}}{1,5} = 960 KN$$

$$T_u^{\max} = 33,55 KN < \bar{T}_u = 960 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis :

$$\text{Il faut avoir : } Aa \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_u + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \times \left[33,55 + \frac{-9,81 \times 10^2}{0,9 \times 16} \right] = -0,44 cm^2.$$

$$Aa = 5,65 cm^2 > -0,44 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.2.5. Les vérifications à l'E.L.S

a) Calcul des efforts internes à l'E.L.S

Calcul des réactions d'appuis : après le calcul on obtient les valeurs suivantes :

$$R_A = 20,36 \text{ KN}$$

$$R_B = 36,02 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts internes :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 20,36 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,5 \rightarrow T_y = 7,77 \text{ KN} & ; M_z(x) = 21,10 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1,5 \leq x \leq 3,74m$

$$\begin{cases} x = 1,5 \rightarrow T_y = 7,77 \text{ KN} & ; M_z(x) = 21,10 \text{ KN.M} \\ x = 3,74 \rightarrow T_y = -17,78 \text{ KN} & ; M_z(x) = 9,89 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 2,18m$

$$M_{\max} = 23,74 \text{ KN.M.}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 0,65m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 6,43 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 0,65 \rightarrow T_y = 11,88 \text{ KN} & ; M_z(x) = -2,40 \text{ KN.M} \end{cases}$$

4^{ème} tronçon : $0,65 \leq x \leq 1,41m$

$$\begin{cases} x = 0,65 \rightarrow T_y = -24,13 \text{ KN} & ; M_z(x) = -2,40 \text{ KN.M} \\ x = 1,41 \rightarrow T_y = -17,78 \text{ KN} & ; M_z(x) = 9,89 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Remarque

Fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = - M_u^{\max} \times 0,3 = - 23,47 \times 0,3 = -7,12 \text{ KN.M}$$

$$\text{- En travées : } M_{ut} = M_u^{\max} \times 0,85 = 23,47 \times 0,85 = 19,94 \text{ KN.M}$$

-

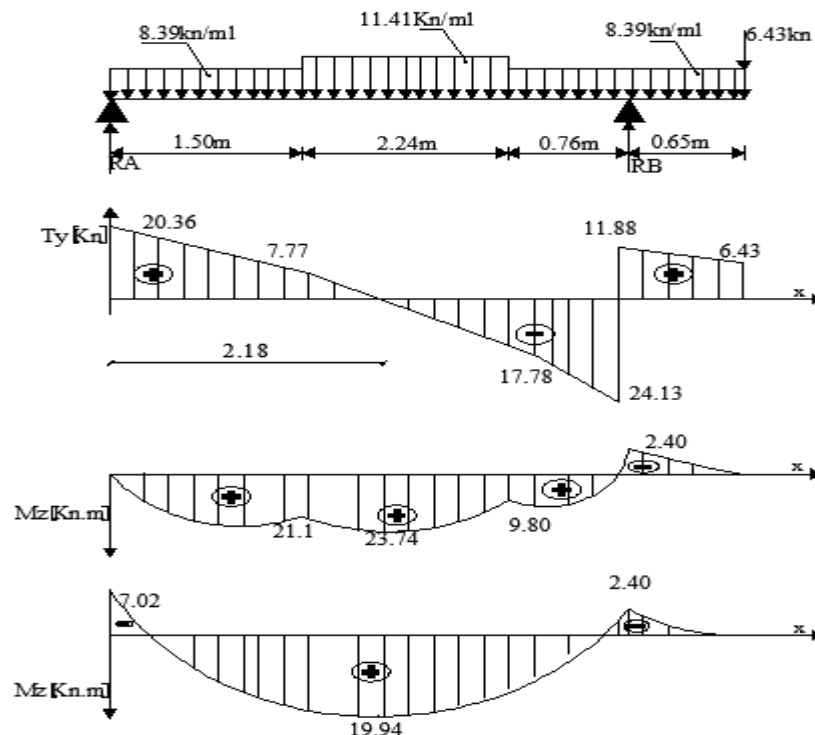


Figure III.22. Diagramme des moments fléchissant et des

Efforts tranchants à l'E.L.S.

b) Etat limite d'ouverture des fissures

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

c) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

- En travée : $M_t^{\text{ser}} = 19,94 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353.$$

$$\rho_1 = 0,353 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 ; K_1 = 39,35.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{19,94 \times 10^3}{5,65 \times 0,908 \times 16} = 242,92 \text{ MPa}. \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{242,92}{39,35} = 6,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Condition vérifiée

- Aux appuis :

1- Appui A : $M_a^{\text{ser}} = 7,12 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245.$$

$$\rho_1 = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{7,12 \times 10^3}{3,92 \times 0,921 \times 16} = 123,25 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{123,25}{48,29} = 2,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- Appui B : $M_a^{\text{ser}} = 2,40 \text{ MPa}.$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245.$$

$$\rho_1 = 0,245 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{2,40 \times 10^3}{3,92 \times 0,921 \times 16} = 41,54 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{41,54}{48,29} = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{515}{500} = 1,03 \text{ cm}.$$

$$q_{\max} = \max (q_{vs}, q_{ps}) = 11,41 \text{ KN /ml}.$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

I_0 : le moment d'inertie de la section homogène.

-Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 18^2 + 15 \times 5,65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5,65} = 9,31 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 52566,05 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,41 \times 515^2 \times 10^3}{10819 \times 52566,05} = 0,069 \text{ cm} \quad \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'E.L.U sont suffi

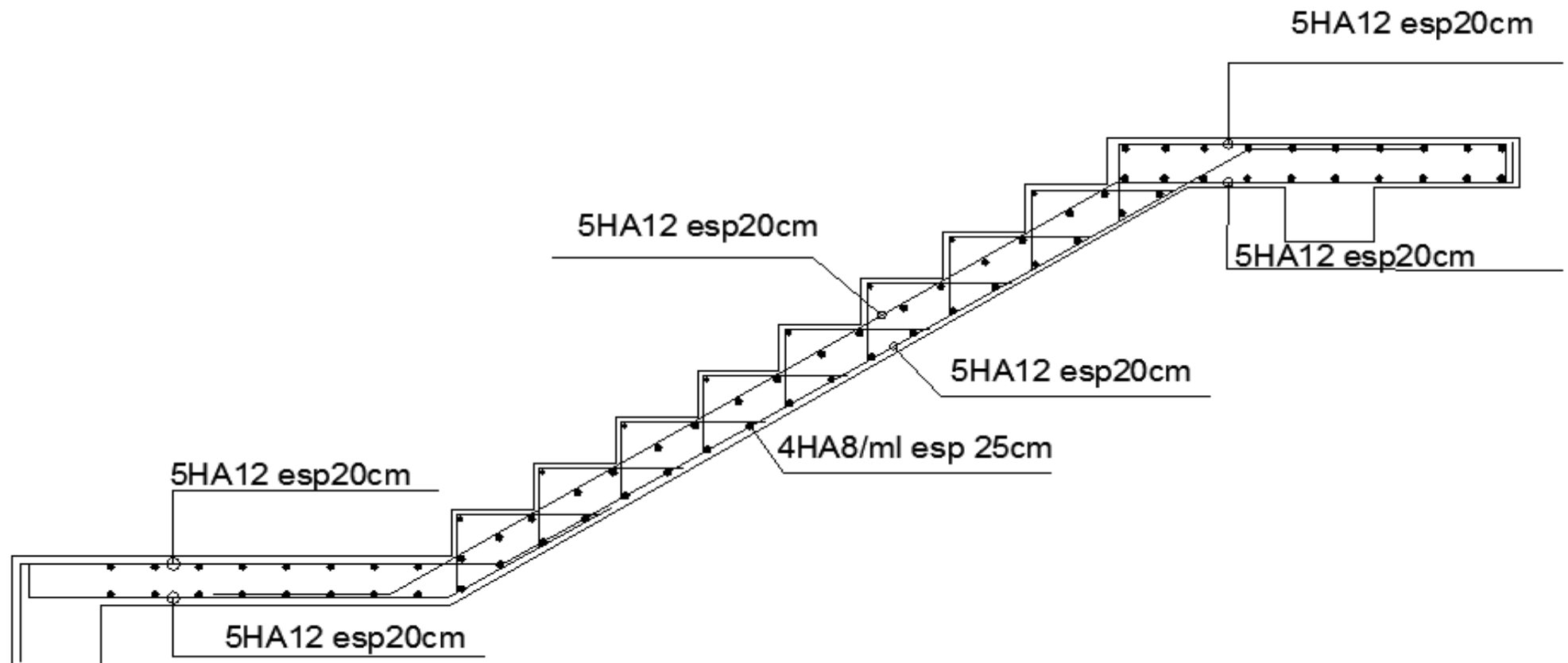


Figure III.23: Ferrailage de l'escalier d'étage courant.

III.2.2. 1^{er} type d'escalier (R.D.C)

• Dimensionnement de l'escalier

On adoptera pour l'escalier huit (8) contres marches est sept (7) marches avec :

$h = 17 \text{ cm}$.

$g = 28 \text{ cm}$.

$$\tan \alpha = \frac{17}{28} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,25^\circ.$$

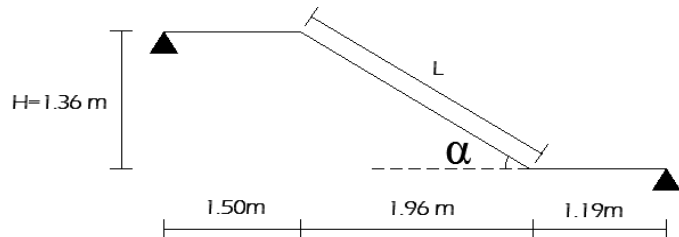
a) Epaisseur du palier et paillasse

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Rightarrow L_2 = \frac{1,96}{\cos \alpha} = 2,30 \text{ m}$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 5,02 \text{ m} \Rightarrow$$

$$16,73 \leq ep \leq 25,15 \text{ cm}.$$

On prend : $ep = 18 \text{ cm}$.



b) Détermination de charges

1. la volée :

- poids propre de la paillasse : $5,35 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la marche : $2,125 \text{ KN/m}^2$
- poids des revêtements : $1,59 \text{ KN/m}^2$

$$G = 9,06 \text{ KN/m}^2$$

2. palier :

- poids propre du palier : $4,5 \text{ KN/m}^2$
- poids des revêtements : $1,59 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,89 \text{ KN/m}^2$$

3. les surcharges d'exploitation

Selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation :

- Palier : $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaisons des charges

➤ ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \text{Emmarchement}.$$

$$\text{Le palier : } q_u = (1,35 \times 5,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,70 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_u = (1,35 \times 9,06 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,98 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q) \times \text{Emmarchement}.$$

$$\text{Le palier : } q_s = (5,89 + 2,5) \times 1 = 8,39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_s = (9,06 + 2,5) \times 1 = 11,56 \text{ KN/ml}.$$

• calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 62,79 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = 31,12 \text{ KN}.$$

$$R_B = 31,67 \text{ KN}.$$

- **Calcul des efforts internes**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 31,12 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,5 \rightarrow T_y = 13,57 \text{ KN} & ; M_z(x) = 33,52 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1,5 \leq x \leq 3,46m$

$$\begin{cases} x = 1,5 \rightarrow T_y = 13,57 \text{ KN} & ; M_z(x) = 33,52 \text{ KN.M} \\ x = 3,46 \rightarrow T_y = -17,75 \text{ KN} & ; M_z(x) = 29,42 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 2,34m$

Mmax = 39,18 KN.M.

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,19m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = -31,67 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,19 \rightarrow T_y = -17,75 \text{ KN} & ; M_z(x) = 29,42 \text{ KN.M} \end{cases}$$

On tient compte du semi encastrement :

Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \times M_0^{\max} = -0,3 \times 39,18 = -11,75 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0,85 \times M_0^{\max} = 0,85 \times 39,18 = 33,30 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

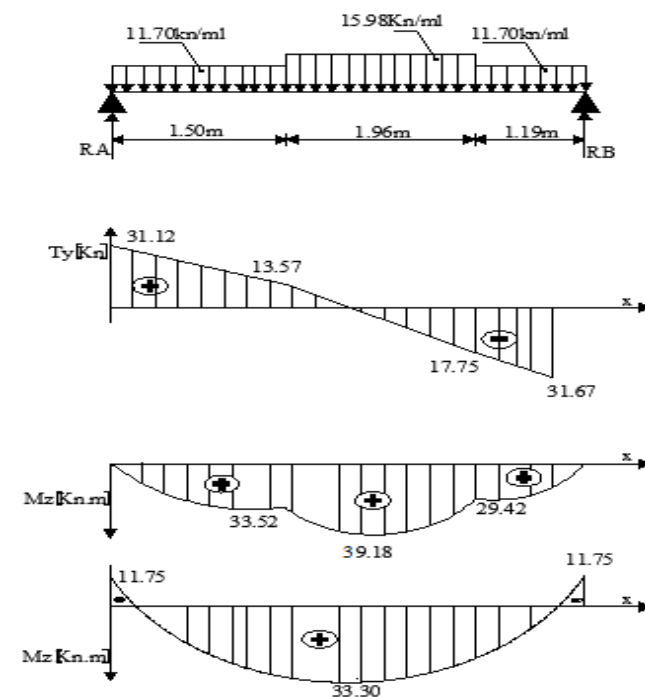


Figure III.24. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

III.2.2.1. Le ferrailage

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, soumise à la flexion simple.

➤ **En travée :**

$$M_t = 33,30 \text{ KN.m}$$

a) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,30 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,092 \langle \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$At = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33,30 \times 10^2}{0,952 \times 16 \times 34,8} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Soit : $At = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$. Avec $St = 16 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition

$$Ar = \frac{At}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $Ar = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

➤ Aux appuis

$$Ma = 11,75 \text{ KN.m}$$

a) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,75 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1,42} = 0,032 \langle \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,75 \times 10^2}{0,984 \times 16 \times 34,8} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Soit : $Aa = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$. Avec $St = 16 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition

$$Ar = \frac{Aa}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $Ar = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.2.2.2. Les vérifications à l'E.L.U**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} \langle (At, Aa) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

- Armatures principales : $St_{\max} = 16 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- Armature de répartition : $St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{31,67 \times 10}{0,9 \times 16 \times 24,86} = 0,88 MPa$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 24,86 cm.$$

$$\tau_{se} = 0,88 MPa \quad \langle \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{31,67 \times 10}{100 \times 16} = 0,19 MPa.$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3,33 cm$$

$$\tau_u = 0,19 MPa \quad \langle \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

e) Encrenage des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa.$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 cm.$$

Les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 cm$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 16 \times 10^{-1}}{1,5} = 960 KN$$

$$T_u^{\max} = 31,67 KN \quad \langle \bar{T}_u = 960 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis

$$\text{Il faut avoir : } Aa \geq \frac{1,15}{f_e} \left[VU + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \times \left[31,67 + \frac{-11,75 \times 10^2}{0,9 \times 16} \right] = -1,43 cm^2.$$

$$Aa = 6,78 cm^2 > -1,43 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.3.3. Les vérifications à l'E.L.S

a) Calcul des efforts internes à l'E.L.S

Calcul des réactions d'appuis : après le calcul on obtient les valeurs suivantes :

$$R_A = 22,40 KN$$

$$R_B = 22,82 KN$$

- **Calcul des efforts internes**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 22,4 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,5 \rightarrow T_y = 9,81 \text{ KN} & ; M_z(x) = 24,16 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1,5 \leq x \leq 3,46m$

$$\begin{cases} x = 1,5 \rightarrow T_y = 9,81 \text{ KN} & ; M_z(x) = 24,16 \text{ KN.M} \\ x = 3,46 \rightarrow T_y = -12,84 \text{ KN} & ; M_z(x) = 21,17 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 2,34m$

Mmax = 28,31 KN.M.

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,19m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = -22,8 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,19 \rightarrow T_y = -12,84 \text{ KN} & ; M_z(x) = 21,17 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Remarque

Pour tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 28,31 = -8,49 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 28,31 = 24,06 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

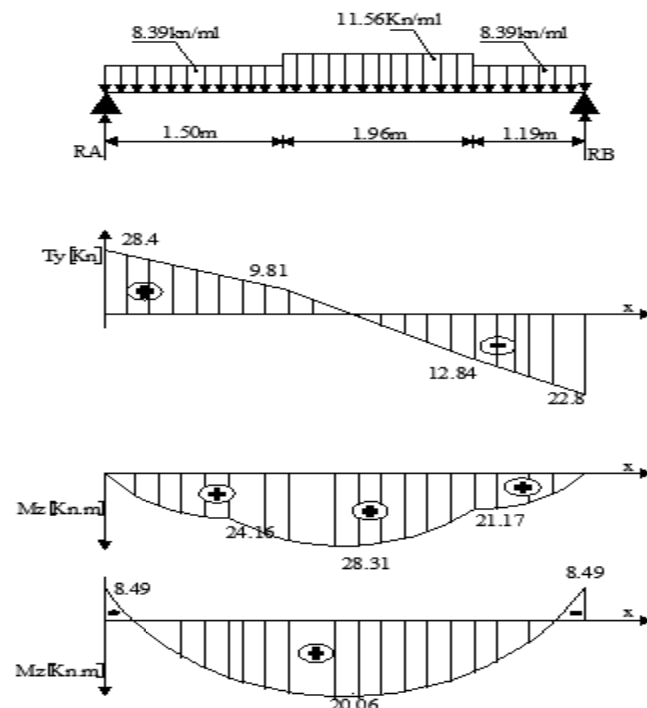


Figure III.25. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.S.

b) Etat limite d'ouverture des fissures

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

c) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- **En travée :** $M_t^{\text{ser}} = 24,06 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,423$$

$$\rho_1 = 0,423 \Rightarrow \beta_1 = 0,900 ; K_1 = 35.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{24,06 \times 10^3}{6,78 \times 0,900 \times 16} = 246,43 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{246,43}{35} = 7,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :** $M_a^{\text{ser}} = 8,49 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 16} = 0,294.$$

$$\rho_1 = 0,294 \Rightarrow \beta_1 = 0,914 ; K_1 = 43,14.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{8,49 \times 10^3}{4,71 \times 0,914 \times 16} = 123,25 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{123,25}{43,14} = 2,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{465}{500} = 0,93 \text{ cm}.$$

$$q_{\max} = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 11,56 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

I_0 : le moment d'inertie de la section homogène.

-Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 18^2 + 15 \times 6,78 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 6,78} = 9,37 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,37 = 8,63 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 53316,83 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,56 \times 4,65^2 \times 10^3}{10819 \times 53316,83} = 0,056 \text{ cm} < \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

Conclusion : les armatures calculées à l'E.L.U convient.

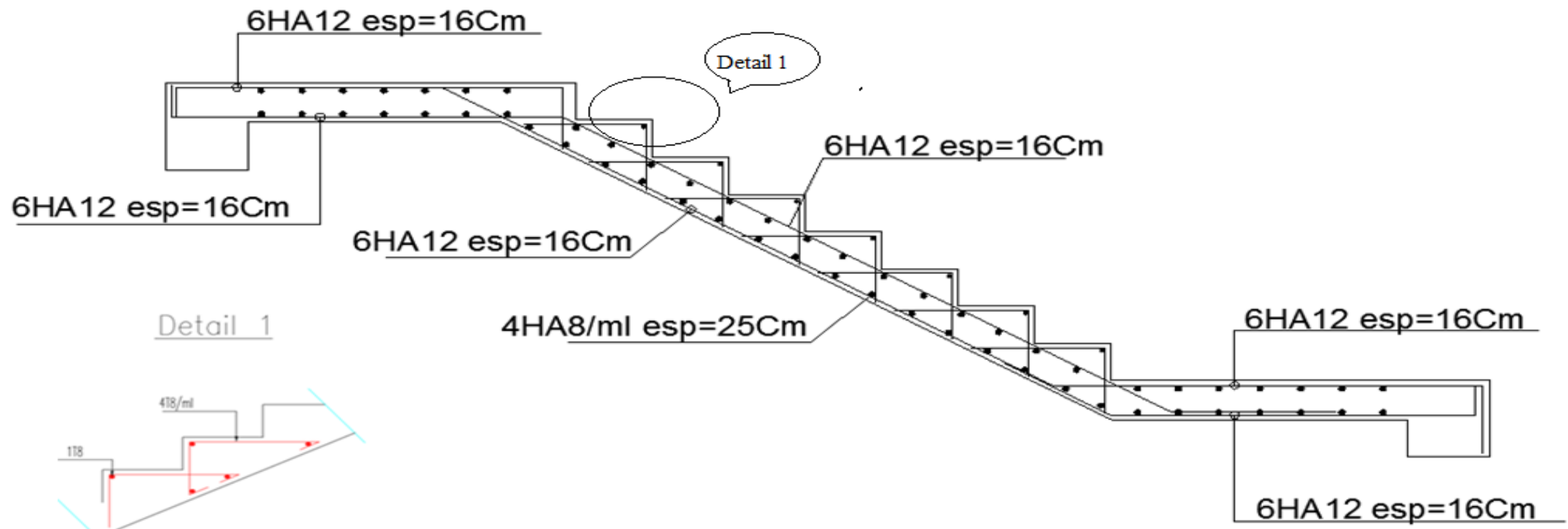


Figure III.26: Ferrailage de l'escalier -1- du R.D.C.

III.2.3. 2^{ème} type d'escalier (R.D.C)

a) Dimensionnement de l'escalier

On adoptera pour l'escalier du R.D.C : On a deux volées pour chaque de volée : 8 contres marches et 7 marches avec :

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$g = 28 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{17}{28} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,25^\circ.$$

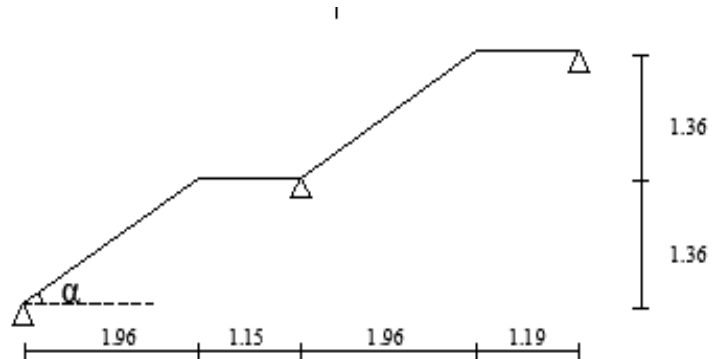
a) Epaisseur du palier et paillasse

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Rightarrow$$

$$L = L_1 + L_2 = 2,29 + 1,15 = 3,44 \text{ m.}$$

$$\frac{344}{30} \leq ep \leq \frac{344}{20} \Rightarrow 11,46 \leq ep \leq 17,2$$

On prend : $ep = 15 \text{ cm.}$



b) Détermination des charges

1. la volée :

- poids propre de la paillasse : $4,38 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la marche : $2,125 \text{ KN/m}^2$
- poids des revêtements : $1,59 \text{ KN/m}^2$

$$G = 8,1 \text{ KN/m}^2$$

2. palier :

- poids propre du palier : $3,75 \text{ KN/m}^2$
- poids des revêtements : $1,59 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,34 \text{ KN/m}^2$$

3. les surcharges d'exploitation :

Selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation :

- Palier : $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaison de charges :

➤ ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \text{Emmarchement.}$$

$$\text{Le palier : } q_u = (1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_u = (1,35 \times 8,1 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,68 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q) \times \text{Emmarchement.}$$

$$\text{Le palier : } q_s = (5,34 + 2,5) \times 1 = 7,84 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La paillasse : } q_s = (8,1 + 2,5) \times 1 = 10,6 \text{ KN/ml.}$$

➤ Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \times M_0^{\max} = -0,3 \times 12,41 = -3,72 \text{ KN.m}$

➤ En travée : $M_{ut} = 0,85 \times M_0^{\max} = 0,85 \times 12,41 = 10,54 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

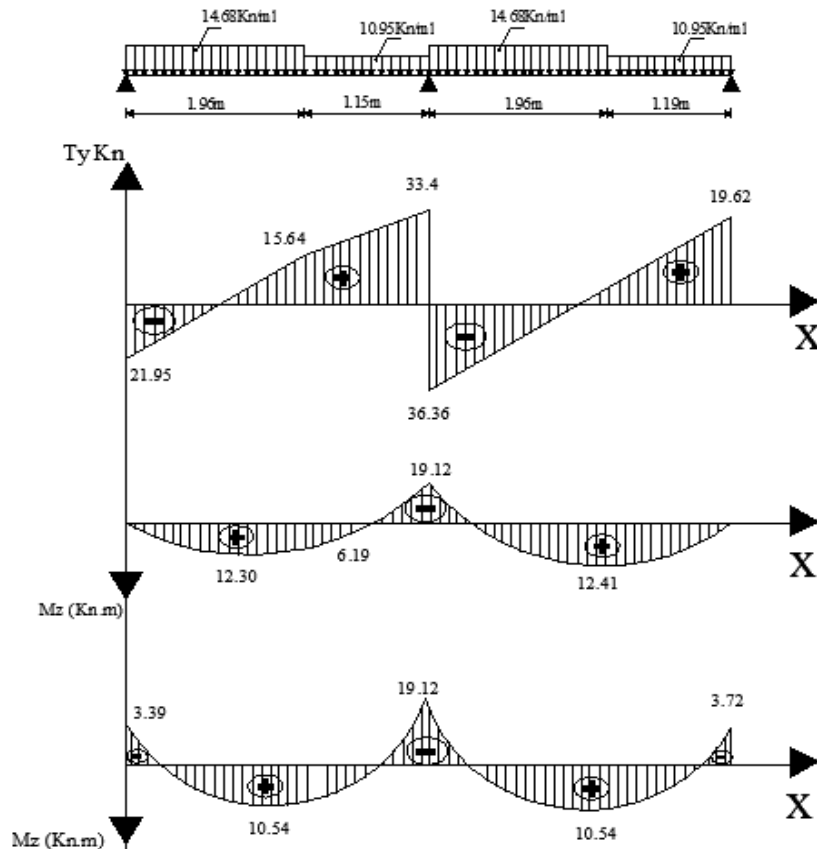


Figure III.27. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

III.2.3.1. Le ferrailage

Le calcul se fera pour une bonde de 1 m, soumise à la flexion simple.

➤ **En travée :**

$$M_t = 10,54 \text{ KN.m.}$$

a) Armature principale

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,54 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A ; } A' = 0$$

$$\mu_u = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,54 \times 10^2}{0,978 \times 13 \times 34,8} = 2,38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Aux appuis**

- **Appui "A" : $M_a = 3,72 \text{ KN.m}$**

a) Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,72 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A ; } A' = 0$$

$$\mu_U = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,72 \times 10^2}{0,992 \times 13 \times 34,8} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

- **Appui "B" : $M_b = 19,12 \text{ KN.m}$**

a) Armature principale

$$\mu_u = \frac{M_b}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,12 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0,080 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A ; } A' = 0$$

$$\mu_U = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,12 \times 10^2}{0,958 \times 13 \times 34,8} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_b = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.2.3.2. Les vérifications à l'E.L.U**a) condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < (A_t, A_a, A_b) \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

- Armatures principale : $St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Armature de répartition : $St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{22,62 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,07} = 1,28 MPa$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 cm.$$

$$\tau_{se} = 1,28 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{22,62 \times 10}{100 \times 13} = 0,174 MPa.$$

La fissuration est peut nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3,33 cm$$

$$\tau_u = 0,174 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

e) Enclassement des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa.$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 cm.$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 13 \times 10^{-1}}{1,5} = 780 KN$$

$$T_u^{\max} = 22,62 KN < \bar{T}_u = 780 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis :

$$\text{Il faut avoir : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[VU + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \times \left[22,62 + \frac{-3,69 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right] = -0,256 cm^2.$$

$$A_a = 3,01 cm^2 > -0,256 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_b \geq \frac{1,15}{f_e} \left[VU + \frac{Mb}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \times \left[22,62 + \frac{-19,12 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right] = -4,04 cm^2.$$

$$A_b = 4,52 cm^2 > -4,04 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3.3. Les vérifications à l'E.L.S

a) Calcul des efforts internes à l'E.L.S

Pour tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

➤ **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 9,82 = -2,94 \text{ KN.m}$

➤ **En travée :** $M_{ut} = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 9,82 = 8,34 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

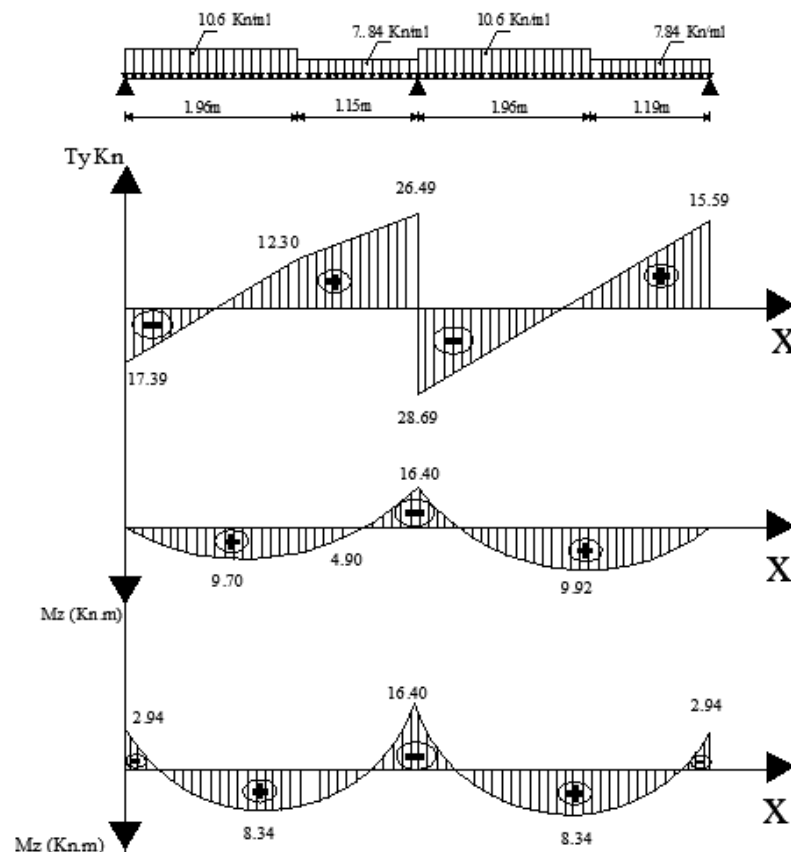


Figure III.28. Diagramme des moments fléchissant et des

Efforts tranchants à l'E.L.S.

b) Etat limite d'ouverture des fissures

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

c) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

▪ **En travée :** $M_t^{\text{ser}} = 8,34 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347.$$

$$\rho_1 = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 ; K_1 = 39,35.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{8,34 \times 10^3}{4,52 \times 0,908 \times 13} = 156,31 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{156,31}{39,35} = 3,97 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis**

- **Appui "A" $Ma^{ser} = 2,94 MPa$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241.$$

$$\rho_1 = 0,241 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48,29.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma^{ser}}{Aa \times \beta_1 \times d} = \frac{2,94 \times 10^3}{3,14 \times 0,921 \times 13} = 78,20 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{78,20}{48,29} = 1,61 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Appui "B" $Ma^{ser} = 19.12 MPa$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347.$$

$$\rho_1 = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 ; K_1 = 39,35.$$

$$\sigma_s = \frac{Mb^{ser}}{Ab \times \beta_1 \times d} = \frac{19.12 \times 10^3}{4,52 \times 0,908 \times 13} = 358,36 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{358,36}{39,35} = 9,10 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{688}{500} = 1,37 cm.$$

$$q_{\max} = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 10,60 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10819 MPa.$$

Io : le moment d'inertie de la section homogène.

- Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 15^2 + 15 \times 4,52 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4,52} = 7,73 cm.$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,73 = 7,27 cm.$$

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 29974,87 cm^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,60 \times 688^2 \times 10^3}{10819 \times 29974,87} = 0,20 cm < \bar{f} = 0,72 cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la section d'armature calculée à l'E.L.U est vérifiée.

.

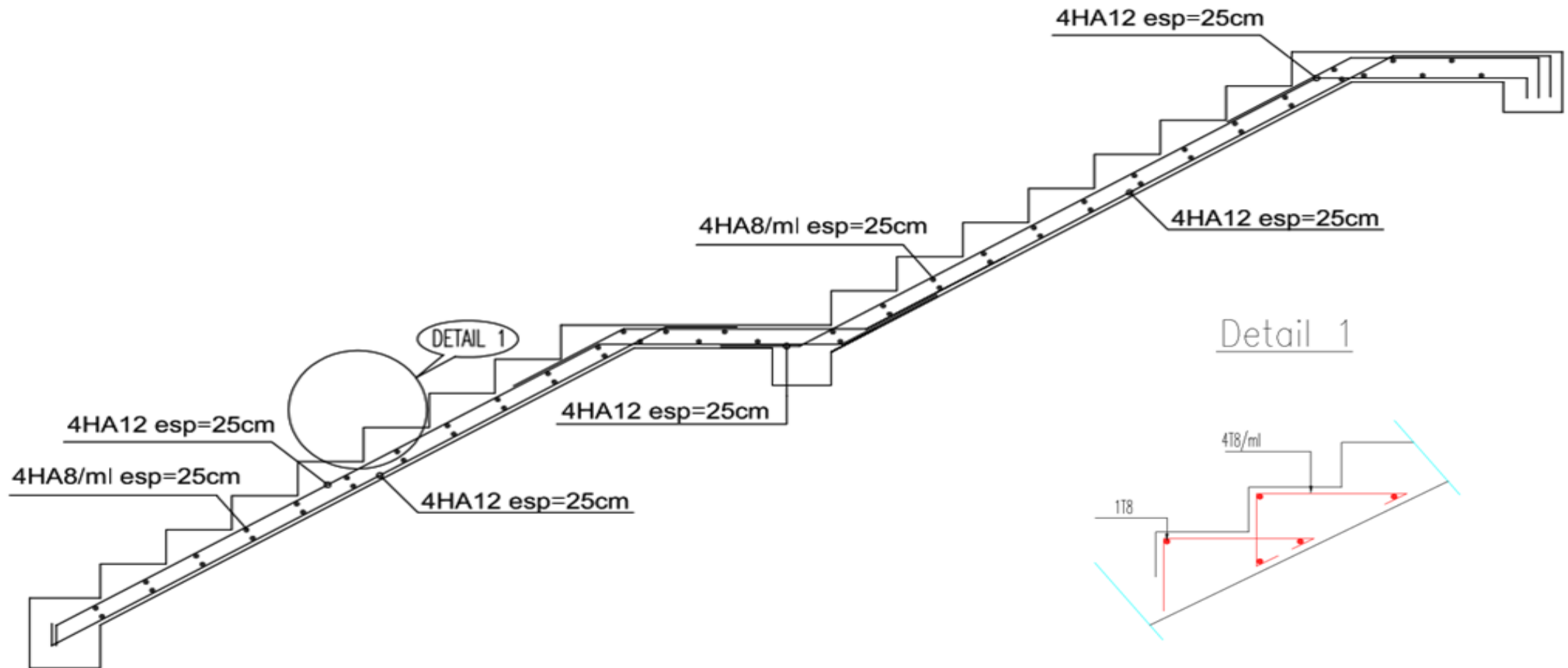


Figure III.29: Ferrailage de l'escalier -2- du R.D.C.

III.3. La poutre palière

III.3.1. Introduction

La poutre palière est une poutre rectangulaire de dimension ($b \times h$) et de longueur L (entre nus d'appuis). Elle est partiellement encastrée dans les poteaux (semi encastré), et soumise à l'effet de son poids propre, poids du mur extérieur double cloison et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (paillasse et palier).

III.3.2. Pré-dimensionnement

➤ **Hauteur h :**

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

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \implies 18,66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm} \implies \text{On prend } h = 30 \text{ cm.}$$

➤ **La largeur b :**

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

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \implies \text{On prend } b = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des exigences du RPA :** (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

$$\checkmark \quad b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad h/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 < 4 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.3.3. Détermination des charges et surcharges

$$\checkmark \quad \text{Poids propre de la poutre palière : } G_p = b \times h \times \rho = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \quad \begin{array}{ll} \text{Effort tranchant à l'appui : à l'ELU} & T_u = 50,82 \text{ KN.} \\ & \text{à l'ELS} \quad T_s = 36,02 \text{ KN.} \end{array}$$

III.3.4. Combinaisons de charges

✓ **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 1,5 + \frac{2 \times 50,82}{2,80} = 38,32 \text{ KN / ml.}$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_u = 1,35G + \frac{2T_s}{L} = 1,35 \times 1,5 + \frac{2 \times 36,02}{2,80} = 27,75 \text{ KN / ml.}$$

III.3.5. Calcul à l'ELU

- **Le moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{38,325 \times 2,8^2}{8} = 37,55 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38,325 \times 2,8}{2} = 53,65 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 37,55 = -11,26 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 37,55 = 31,91 \text{ KN.}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

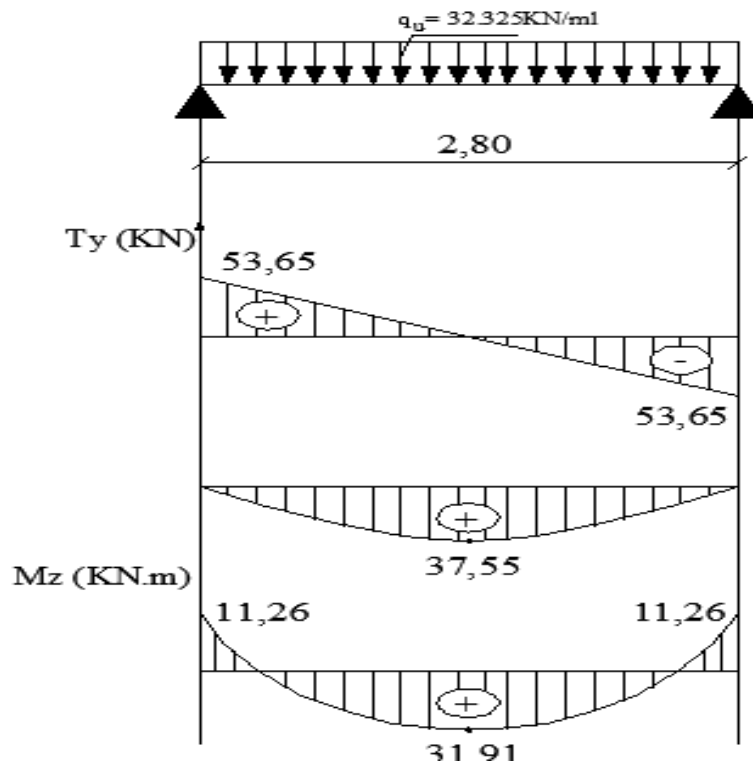


Figure III.30: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ Calcul des armatures

- ✓ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,91 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,144 \quad (\mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,144 \Rightarrow \beta = 0,922$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31,91 \times 10^2}{0,922 \times 28 \times 34,8} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$.

✓ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,26 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1,42} = 0,050 (\mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,26 \times 10^2}{0,974 \times 28 \times 34,8} = 1,18 \text{ cm}^2.$$

Soit : $Aa = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

III.3.6. Vérifications à l'ELU**1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL 91révisées 99)**

$$A_{\min} \geq 0,23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

✓ En travée : $A_{st} = 5,65 > 0,67 \text{ cm}^2$. \Rightarrow Condition vérifiée.

✓ Aux appuis : $A_a = 3,39 > 0,67 \text{ cm}^2$. \Rightarrow Condition vérifiée.

2) Vérification au cisaillement (Art .5.1.211/BAEL 91révisées 99)

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{53,65 \times 10}{20 \times 28} = 0,95 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{53,65 \times 10}{0,9 \times 28 \times 18,84} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

4) Ancrage des barres :(Art. A.6.1.2/CBA93)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

La longueur de scellement droit : (Art. A.6.1,23/ BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Vu que l_s est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}.$$

5) Influence de l'effort tranchant

➤ **Au niveau des appuis : (Art. 5.1.312/BAEL 91révisées 99)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 53,65 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,54 \text{ cm}^2. \quad \square \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Sur le béton (Art. A.5.1.313/BAEL 91révisées 99)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 53,65 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 280} = 1,06 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

6) Calcul des armatures transversales (Art. A.7.2.2/BAEL 91révisées 99)

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (0,85 ; 2 ; 1,2) = 0,85 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$

$$\text{Donc on adopte} \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \text{ de } 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

7) Espacement maximal des armatures transversales : (Art. A.5.1.22/BAEL 91révisées 99)

$$L' \text{ espacement des barres doit être : } S_t \leq \min \{15\phi_p ; 40 \text{ cm} ; b + 10\} = \min \{18 ; 40 ; 30\} = 18 \text{ cm.}$$

III.3.7. Exigences du RPA 99 :

A) Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1/ RPA 99 révisées 2003)

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

$$\checkmark A_l = 3HA 12 + 5HA 12 = 3,39 + 5,65 = 9,04 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 9,04 \text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 3 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

B) Armatures transversales (Art. 7.5.2.2/ RPA 99 révisées 2003)**➤ Armatures transversales minimales**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_{t\text{adoptée}} = 1,01 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée.

✓ Zone nodale

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(7,5; 12) = 7,5 \text{ cm.} \implies S_t = 7,5 \text{ cm.}$$

✓ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \implies S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.3.8. Calcul à l'ELS

$$q_s = 27,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{27,75 \times 2,8^2}{8} = 27,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = T_s^{\max} = \frac{27,75 \times 2,8}{2} = 38,85 \text{ KN.}$$

Considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 27,19 = -8,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 27,19 = 23,11 \text{ KN.}$$

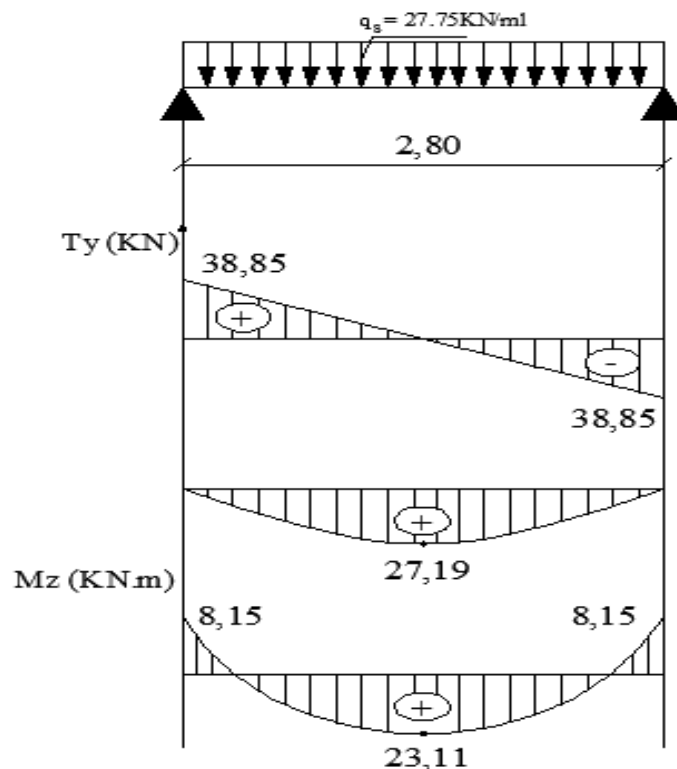


Figure III.31: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.9.Vérification a l'ELS**1) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/BAEL 91révisées 99)**✓ **En travée :** $M_t^{ser} = 23,11 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{20 \times 28} = 1,010.$$

$$\rho_1 = 1,010 \Rightarrow \beta_1 = 0,860 ; K_1 = 20,71.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{23,11 \times 10^3}{5,65 \times 0,860 \times 28} = 169,86 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169,86}{20,71} = 8,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :** $M_a^{ser} = 8,15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605.$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 ; K_1 = 28,48.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{8,15 \times 10^3}{3,39 \times 0,885 \times 28} = 97,01 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97,01}{28,48} = 3,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99)

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 91révisées 99)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0,107 > \frac{23,11}{10 \times 27,19} = 0,084 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{20 \times 28} = 0,010 < \frac{4,2}{400} = 0,0105. \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0,107 > 0,0625. \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Note : pour le ferrailage des poutres palières des escaliers du R.D.C, on adopte le même ferrailage avec la poutre palière des escaliers des étages courants

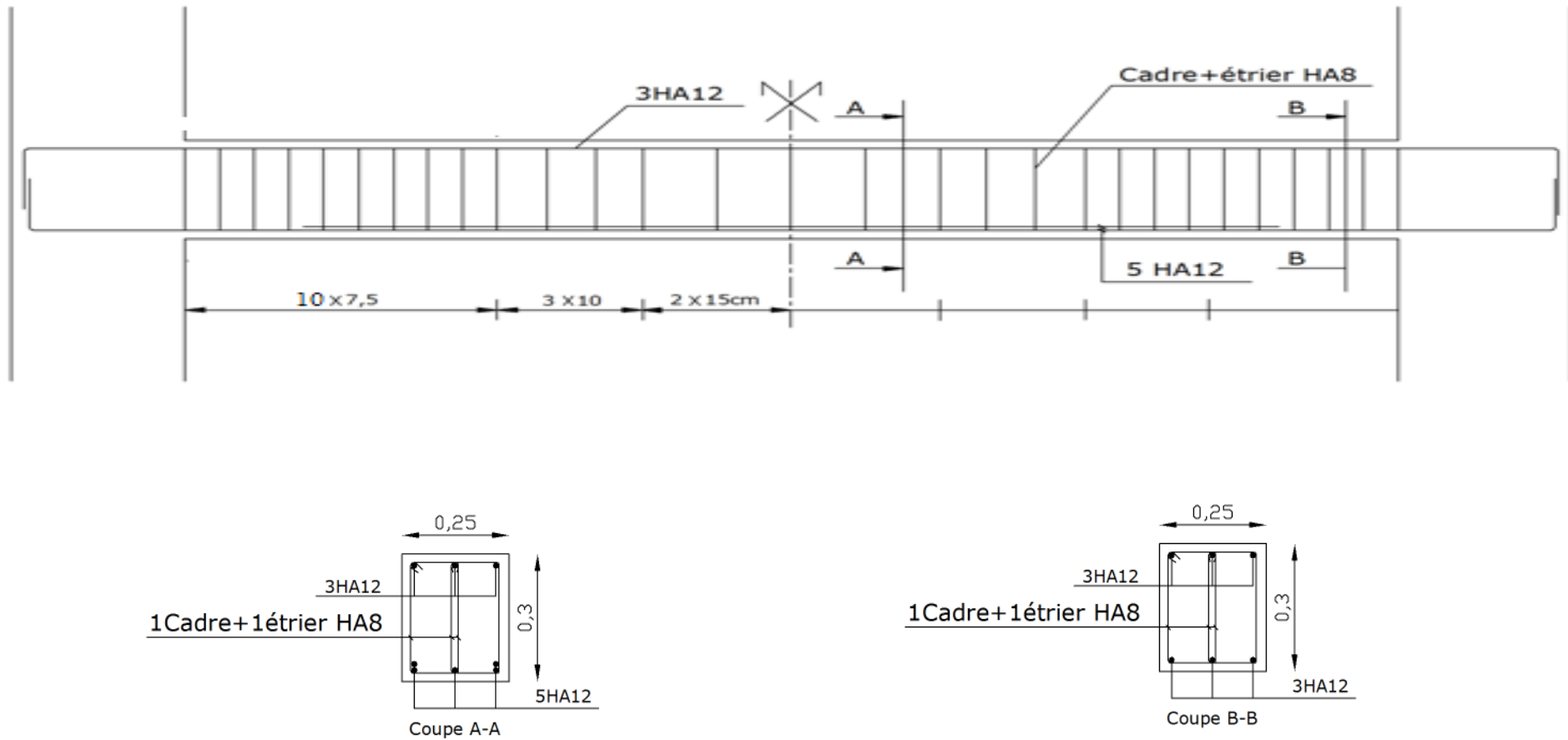


Figure .III.32 : Ferrailage de la poutre palier

III.4. Calcul de chéneau

Le chéneau est composé à la fois de l'acrotère et d'un port à faux encastré dans la poutre.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le port à faux et est soumis à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le port à faux est aussi assimilé à une console encastrée dans le port à faux et soumis à son poids propre G et à une charge concentrée due au poids propre de l'acrotère.

III.4.1. Etude de l'acrotère

III.4.1.1. Calcul des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times l = 25 \times 0,4 \times 0,1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml}$$

- Poussée latérale :

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

- Moment de renversement :

$$M_r = Q \times H = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ KN.m}$$

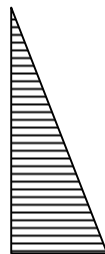
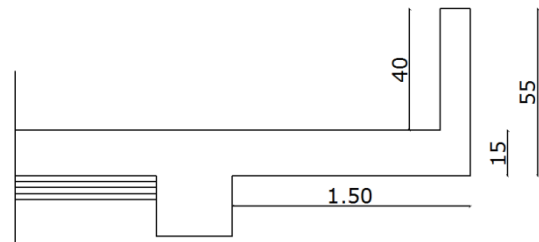


Diagramme des moments



Diagramme de l'effort tranchant

$$M_r = Q.H$$

Figure III.33: Diagramme des moments et l'effort tranchant.

III.4.1.2. Combinaison de charges

1) A L'ELU:

$$N_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,35 \times M_r = 1,35 \times 0,4 = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$T_Q = 1 \times 1,35 = 1,35 \text{ KN}$$

2) A L'ELS:

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

$$M_s = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$T_Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

III.4.1.3. Calcul des armatures

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de $(10 \times 100) \text{ cm}^2$, soumise à un moment fléchissant et un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée.

$$H = 10 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}, d = 8 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}$$

1) Calcul à L'ELU

$$N_u = 1.35 \text{ KN/ml} ; M_u = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.6}{1.35} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{g} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m}$$

$$\text{Donc } 0.44 > 0.03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée. (SPC)

$$\text{Moment fictif : } M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.44 + 0.03 = 0.47 \text{ m}$$

$$M_f = 1.35 \times 0.47 = 0.643 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.643 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1.42} = 0.0069 \text{ } \mu l \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.634 \times 10^2}{0.997 \times 8 \times 34.8} = 0.228 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.0069 \Rightarrow \beta = 0.997$$

Calcul des armatures réelles :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.23 - \frac{1.35}{34.8} = 0.19 \text{ cm}^2$$

III.4.2. Les vérifications à L'ELU

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_u - 0.455 \times d}{e_u - 0.185 \times d} \right] = 0.92 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité

$$A_u = 0.19 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on adopte la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = 2.51 cm^2 avec $s_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit $3\varnothing 6 = 0,85 \text{ cm}^2$; avec $s_t = 18 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$0,0168 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = 480 \text{ KN}.$$

$T_u^{\max} = 1,5 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 4 \times 3,14 \times 8} = 0,20 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

e) Encrage des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_u} = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}} = 28,21 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

f) Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91)

- Armatures principales : $S_{t_{\max}} = 25 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armature de répartition : $S_{t_{\max}} = 18 \text{ cm} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Calcul à L'ELS

$$M_s = 0,4 \text{ KN}, \quad N_s = 1 \text{ KN/ml.}$$

Les armatures adoptées à L'ELU sont $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,4}{1} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0,30 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 - q = 0$$

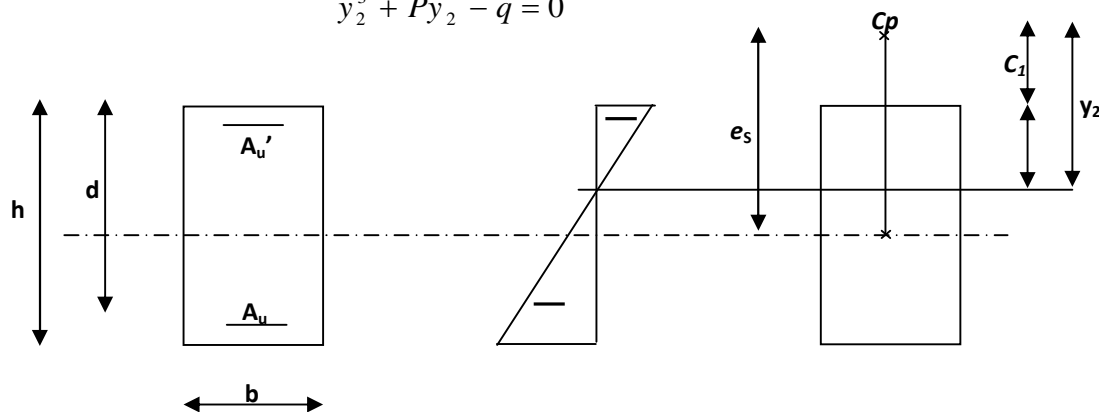


Figure III.34: Schéma représentatif du centre de pression

y_2 : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

P, q : Coefficient données par les différentes sections.

y_1 : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 40 = -35 \text{ cm}$$

Pour notre cas $C_1 < 0$.

Calcul des coefficients P et q

$$p = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times A_u'}{b}(C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b}(d - C_1)$$

$$P = -3(-35)^2 + \frac{90 \times 2,01}{100}(8 + 35) = -3597,213 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times A_u'}{b}(C_1 - C')^2 + \frac{90 \times A_u}{b}(d - C_1)^2$$

$$q = -2(-35)^3 + \frac{90 \times 2,01}{100} (8 + 35)^2 = 82405,159 \text{ cm}^3.$$

$$y_2^3 - 3597,213y_2 + 82405,159 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^2}{27} = (82405,159)^2 + \frac{(-359,213)^3 \times 4}{27} = -9,67.10^8$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines.

$$\cos \alpha = \frac{3 \times q}{2 \times P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 82405,159}{2 \times 3597,213} \times \sqrt{\frac{-3}{3597,213}} = -0,992 \Rightarrow \alpha = 172,90^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{3597,213}{3}} = 69,255$$

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 69,255 \cos\left(\frac{172,90}{3}\right) = 37,075$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 69,255 \cos\left(\frac{172,90}{3} + 120\right) = -69,20$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 69,255 \cos\left(\frac{172,90}{3} + 240\right) = 32,12$$

$$0 < y_1 = y_2 - c_1 < h$$

$$y_2 = 37,075 \text{ cm}$$

Soit $0 < y_1 < h$

$$y_1 = y_2 + C_1 = 37,075 - 35 = 2,075 \text{ cm}.$$

III.4.3 : Les Vérifications

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton

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

$$S = \frac{by_1^2}{2} + 15 \times [A'_u \times (y_1 - C') + A_u (d - y_1)] = \frac{100 \times (2,075)^2}{2} + 15[-2,01 \times (8 - 2,075)] = 36,64 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{Ns}{S} = \frac{1}{36,64} = 0,0273 \text{ KN} / \text{cm}^3$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,0273 \times 2,075 \times 10 = 0,566 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,566 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 15 \times 0,0273 (8 - 2,075) \times 10 = 24,26 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Leftrightarrow 24,26 < 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

b) Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone IIa, groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$
(RPA 99, tableau 4 -1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

WP : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1 KN.

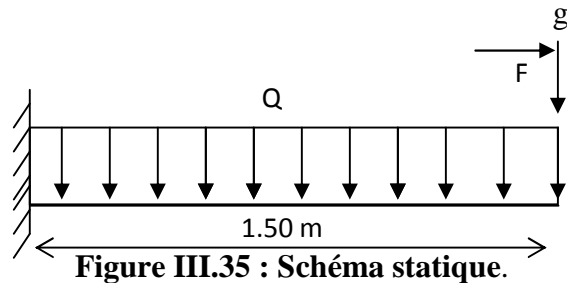
D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1 = 0,48 \text{ KN} < 1 \text{ KN} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.4.4. Etude du port à faux

III.4.4.1. Calcul des sollicitations

• Charges et surcharge du port à faux

- Charge permanente
 $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation



$$Q = 2,83 \text{ KN/m}^2$$

- Charge horizontale due à la main courante
 $q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charge concentrée due au poids propre de l'acrotère.
 $F = 25 \times 0,4 \times 1 \times 0,1 = 1 \text{ KN}$

• Combinaison de charges

a) À L'ELU

- La dalle : $q_u = (1,35 (3,75) + 1,5 (2,83)) \times 1 = 9,31 \text{ KN/ml}$
- Main courante : $g_u = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$
- L'acrotère : $F_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$

b) À L'ELS

- La dalle : $q_s = (3,75 + 2,83) \times 1 = 6,58 \text{ KN/ml}$
- Main courante : $g_s = 1 \text{ KN/ml}$
- L'acrotère : $F_s = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$

III.4.4.2. Ferrailages

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée :

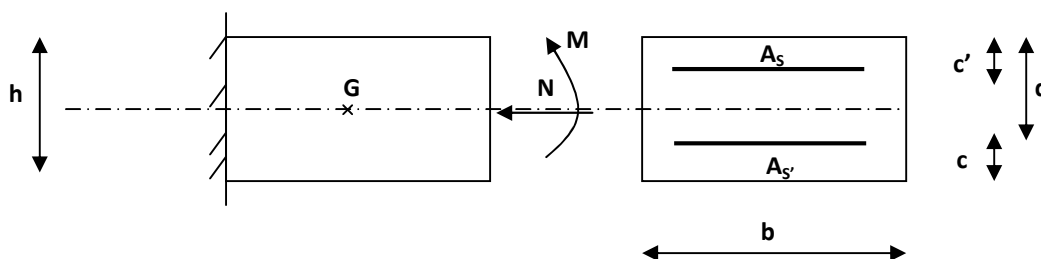


Figure III.36 : Section rectangulaire soumise à la flexion

III.4.3 Calcul à l'ELU

$$Mu = -\frac{qu \times l^2}{2} - F \times l - g \times 0,4 = -\frac{9,31 \times 1,5^2}{2} - 1,35 \times 1,5 - 1,5 \times 0,4 = 13,1 \text{ KN.m}$$

$$Nu = N = 1 \times 1,5 = -1,5 \text{ KN (effort de traction)}$$

$$T_0 = 1,35 \text{ KN}$$

$$T_{1,5} = 15,31 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage**✓ Les armatures principales**

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{13,1}{1,5} = 8,73 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 0,45 \text{ m}$$

Donc : $8,73 > 0,45 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par des armatures et l'effort étant un effort de traction, alors la section partiellement comprimée (SPC).

Moment fictif $M_f = Nu \times g$, avec :

$$g = eu - \frac{h}{2} + c = 865,5 + 3 = 868,5 \text{ cm}$$

$$M_f = 1,5 \times 8,685 = 13,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,03 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 1,42} = 0,063 \langle \mu_l \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,063 \Leftrightarrow \beta = 0,967$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,03 \times 10^2}{0,967 \times 12 \times 34,8} = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 3,22 - \frac{15}{348} = 3,18 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10/ml = $3,93 \text{ cm}^2$ avec ST = 20 cm

✓ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{Au}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA8 = $3,02 \text{ cm}^2$ avec st = 29 cm

III.4.3.1 : Vérification à L'ELU**a) La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{eu - 0,455 \times d}{eu - 0,185 \times d} \right] = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,66$$

b) Espacement des barres

Armatures principales $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures principales $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 29 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

c) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 Art a.5.1.24)

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,1275 < 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis**- Vérification de la compression du béton**

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 15,31 \text{ KN} < 720 \text{ KN}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = 0,9 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Encre des barres (Art- 6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_u} = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1} = 35,27 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$

III.4.4 : Vérification à L'ELS

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{qu \times l^2}{2} + F \times l + g \times 0,4 = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{9,30}{1} = 9,30 \text{ m} = 930 \text{ cm}$$

Les armatures adoptées à L'ELU : 5HA10 = 3,93 cm²

$$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4,5 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement tendue, on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

$$p = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times A'_u}{b} (C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1) = -2,9885 \times 10^6 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times A'_u}{b} (C_1 - C')^2 + \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1)^2 = -1,9885 \times 10^9 \text{ cm}^3$$

$$y_2^3 - 2,9885 \times 10^6 y_2 - 1,9885 \times 10^9 = 0$$

Après la résolution on aura : $y_2 = -996,16$

Soit $0 < y_1 < h$

$$y_1 = y_2 + C_1 = -996,16 + 997,5 = 1,43 \text{ cm}$$

Vérifications**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

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

$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 \times [A'_u \times (y_1 - C') + A_u (d - y_1)] = -520,85 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{S} = \frac{1}{-520,85} = 0,00192 \text{ KN / cm}^3$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,00192 \times 1,43 \times 10 = 0,027 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,027 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 15 \times 0,00192 \times (12 - 1,34) \times 10 = 3,07 \text{ Mpa}$$

La fissuration est pré judiciable $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Leftrightarrow 3,07 < 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

b) Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6m$$

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

Avec : E_v : module de déformation différée. $E_v = 10819 \text{ Mpa}$

I_{fv} : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$y_1 = \frac{S / xx}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A = 100 \times 15 + 15 \times 3,93 = 1558,95 \text{ cm}^2$$

$$S / xx = b \times h \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d = 100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3,93 \times 12 = 11957,4 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{11957,4}{1558,95} = 7,67 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,67 = 7,33 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 29273,59 \text{ cm}^4$$

$$\rho_1 = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,0033$$

c) Calcul des coefficients λ et μ

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0033 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2,55$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 201,63 + 2,1} = 0,77$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 29273,59}{1 + 0,4 \times 0,77 \times 2,55} = 18035,70 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{9,30 \times (1,5)^2 \times 10^7}{10 \times 10819 \times 18035,7} = 0,107 \text{ m} < \bar{f} = 0,60 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

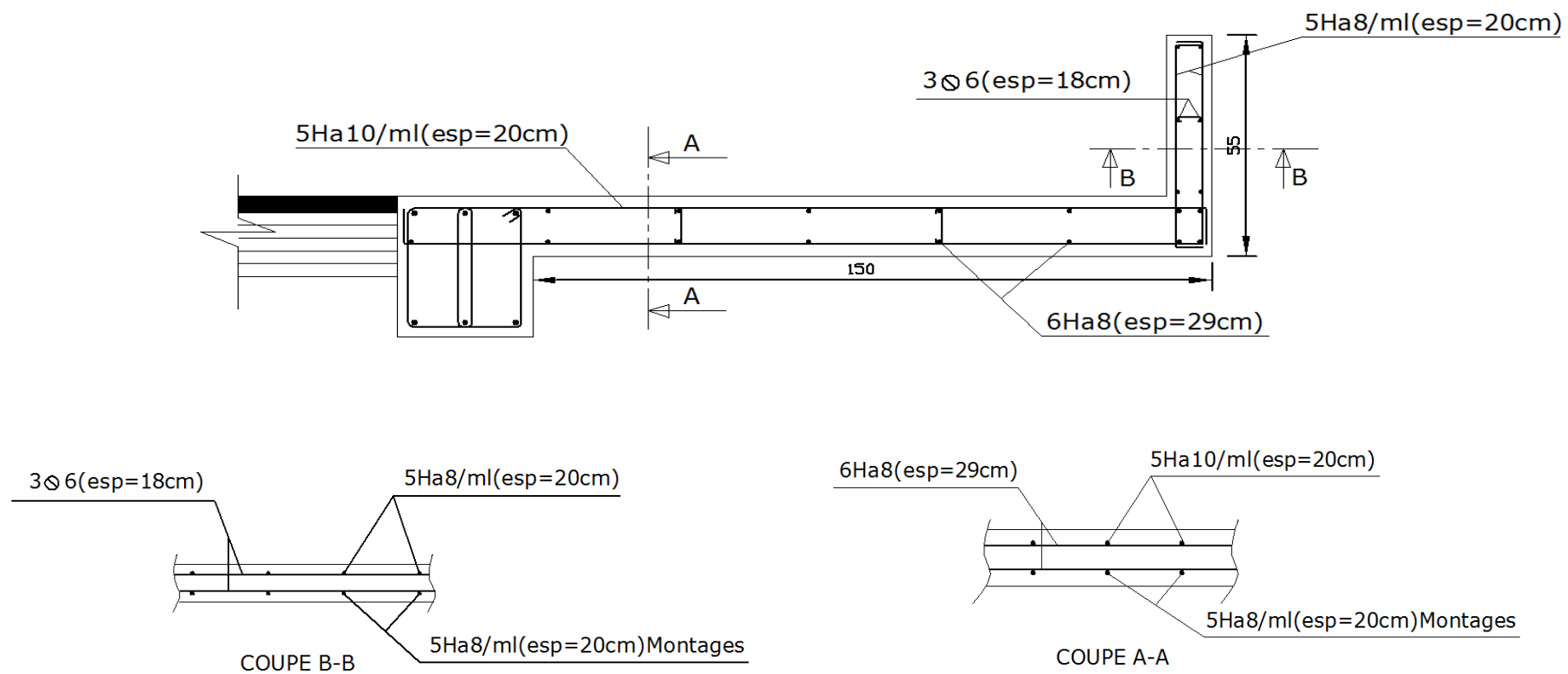


Figure.III.37. Ferrailage du chéneau.

III.5. Les Balcons

III.5.1. Introduction

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur du balcon ($L_{\text{max}} = 150\text{cm}$).

$$e_p \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm}$$

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

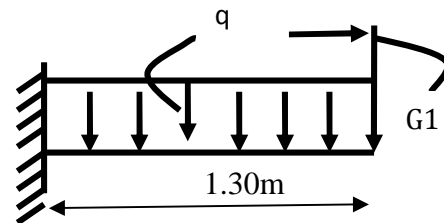
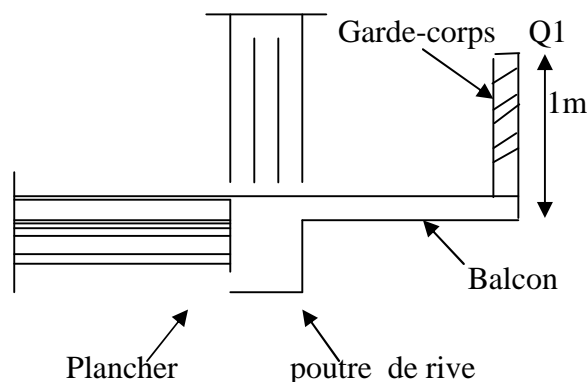


Figure III.39 : Schéma statique du balcon

Figure III.38 : Coupe verticale d'un balcon

q : charge pondérée de la dalle.

$Q1$: charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

$G1$: poids propre du garde-corps.

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III.5.2. Détermination des charges et surcharges

1. Charges permanentes :

La charge permanente du balcon est $G=5.19\text{KN/ml}$ (calculé déjà dans le chapitre 2)

2. Charge concentrée (Poids propre du garde-corps)

p_{mur} = poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ($e_p = 2\text{cm}$)).

Tableau III.7: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Eléments	Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique ($e_p=0.2m$)	9×0.2	1.8
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
La charge totale G		2.52

3. Surcharge d'exploitation

Charge due à la main courante $Q_1 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon..... $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$ (donnée par le DTR **BC2.2**)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$$G = 5.19 \text{ kN/ml}$$

$$G_1 = 2.52 \text{ kN/ml}$$

$$Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 3.5 \text{ kN/ml}$$

III.5.3. Combinaisons de charges

➤ l'ELU

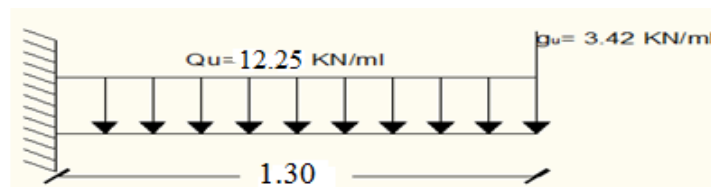
- **Dalle:** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5 = 12.25 \text{ kN/ml}$.
- **Garde corps:** $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 2.52 = 3.42 \text{ kN/ml}$.

➤ l'ELS

- **Dalle:** $q_s = G + Q = 5.19 + 3.5 = 8.69 \text{ kN/ml}$.
- **Garde corps :** $q_{s1} = G_1 = 2.52 \text{ kN/ml}$.

III.5.4. Ferrailage du balcon

1. Calcul du moment sollicitant



A l'ELU

$$\text{Moment dû à la charge } q_u : M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$$

$$\text{Moment dû à poids du garde-corps : } M_2 = q_{u1} \times L$$

Le moment total est :

$$M_u = M_1 + M_2$$

$$M_u = 12.25 \frac{1.30^2}{2} + 3.42 \times 1.3 = 14.8 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_u = 14.8 \text{ KN.m}}$$

2. Effort tranchant

$$T_{qu1} = 12.25 \times 1.3 = 15.92 \text{ KN}$$

$$T_{qu2} = 2.52 \text{ KN}$$

$$T_q = 18.44 \text{ KN}$$

3. Calcul des armatures à l'ELU

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

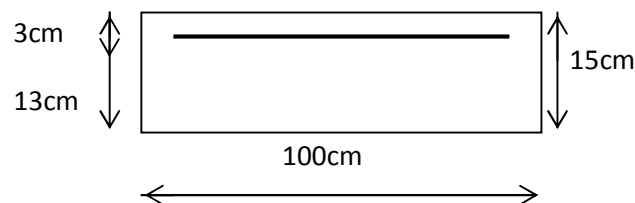


Figure.III.40 : Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{14.8 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.06$$

$$\mu_u = 0.08 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.08 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.969$$

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

$$A_{st} = \frac{14.8 \times 10^3}{0.969 \times 348 \times 13} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 3.38 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **5HA12 = 5.65 cm²** avec **S_t = 20cm.**

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{5} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_r = 1.13 \text{ cm}^2}$$

Soit une section de **5HA10= 3.92 cm²** avec **S_t= 25 cm.**

III.5.5. Vérifications à l'ELU

1. Conditions de non fragilité BAEL91/ Art A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

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

2. Vérification de l'entraînement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

On doit vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

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

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \Psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \Psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

Avec :

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{18.44 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.836 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.836 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ MPa}$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{18.44 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right\} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33; 5 \} \text{ MPa} \Longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

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

Alors :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 48 \text{ cm}$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet « L_c » est : $0.4L_s = 19.2 \text{ cm}$

Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$.

5. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{ 3h; 25 \} = 25 \text{ cm} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{ 4h; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.6. calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 8.69 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 2.52 \text{ kN/ml}$$

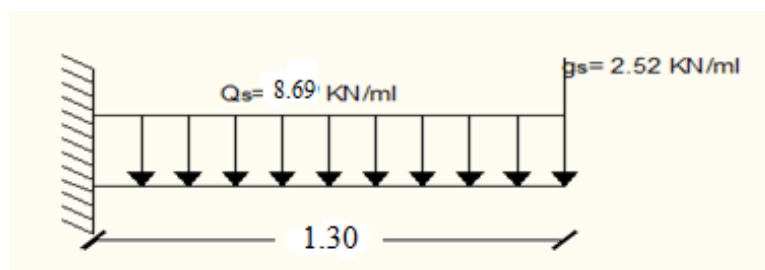


Figure III.41 : Schéma statique de calcul de balcon à l'ELS

➤ Calcul des efforts internes

• Le moment

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{8.69 \times 1.30^2}{2} + 2.52 \times 1.30 \right) = 10.62 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.62 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8.69 \times 1.3 + 2.52 = 13.82 \text{ kN}$$

$$V_s = 13.82 \text{ KN}$$

III.5.7. Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5, 2/ BAEL 91) [1]

• Contrainte dans l'acier

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \rightarrow \beta = 0.8995 \rightarrow K_1 = 34.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.62 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 160.74 \text{ MPa}$$

$$160.74 \text{ MPa} < \sigma_{s\lim} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{160.74}{34.75} = 4.62 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st\lim} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te}; \max(0.5 f_{te}; 110 \sqrt{\tau_{ft} 28}) \right\} = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 160.74 \text{ MPa (D'après le calcul précédent).}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st\lim} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,1 < \frac{10.62}{10 \times 10.62} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_{te}} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

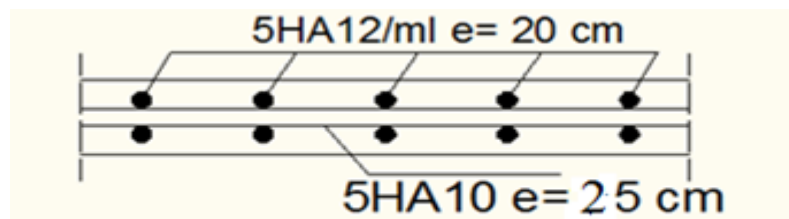
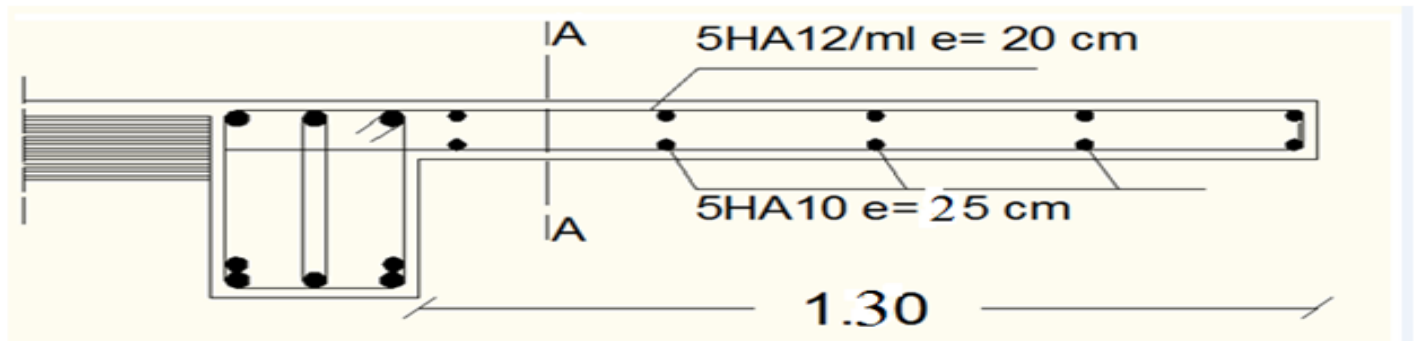
Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage se fera comme suit :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Armature principales : 5HA12

Armature de répartition : 5HA10



COUPE A-A

Figure.III.42 : ferrailage des balcons

III.6.Poutre de chaînage

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi- encastrée à ses extrémités

III.6.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

Le poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du garde-corps $(2+0,28) = 2,28 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du plancher..... $5,19 \times (0,60/2) = 1,557 \text{ KN/ml}$.

$$G = 5,33 \text{ KN/ml}$$

b) La surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5 \times (0,60/2) = 1,05 \text{ KN/ml}.$$

c) Combinaisons de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 q = 1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,05 = 8,77 \text{ KN/ml}.$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,33 + 1,05 = 6,38 \text{ KN/ml}.$$

III.6.2. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

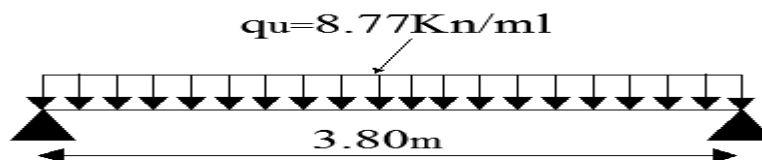


Figure III.43 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

III.6.2.1. Calcul des efforts internes

a) Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,77 \cdot 3,8^2}{8} = 15,82 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

$0,85 M_{\max}$ en travées

$0,30 M_{\max}$ aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 15,82 = 13,44 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 15,82 = -4,74 \text{ kN.m}$

b) Les efforts tranchant

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{8,77 \times 3,8}{2} = 16,66 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-8,77 \times 3,8}{2} = -16,66 \text{ kN}$$

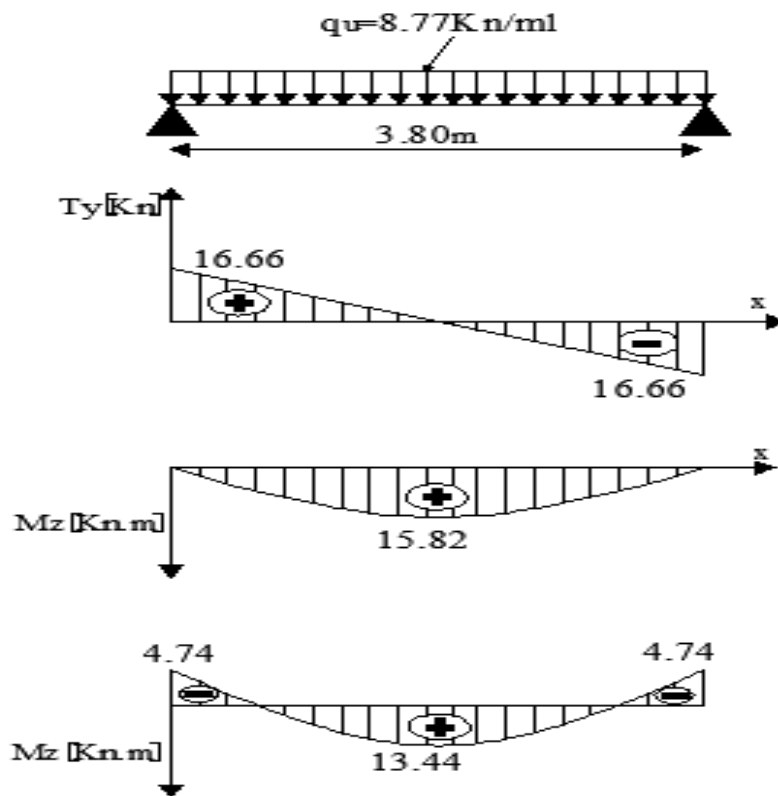


Figure III.44 : Diagramme des Efforts internes

III.6.2.2. Calcul des armatures

a) En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d f_{bc}} = \frac{13,33 \cdot 10^3}{20 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,060$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,44 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 28 \cdot 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **3HA12 = 3,39 cm²**

b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b d f_{bc}} = \frac{4,74 \cdot 10^3}{20 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,020$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,74 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 28 \cdot 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **3HA12 = 3,39 cm²**

III.6.2.3. Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,6762 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,6762 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travée

$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,6762 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 16,66 \text{ KN.}$$

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 la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{16,66 \times 10^3}{200 \times 300} = 0,27 \text{ MPa}$$

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

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

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

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.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,66 \times 10^4}{0,9 \times 2800 \times 113,04} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,70 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

d) Influence de l'effort tranchant**➤ Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312).**

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{16,66 \times 10^3 + 13,44 \times 10^3}{0,9 \times 280} \times \frac{1,15}{400} \geq 0,343 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,19 > A_u = 0,343 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 200 \times 280}{1,5} = 336 \times 10^3 \text{ N} = 336 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 16,66 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).

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

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

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

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,57; 12; 20\} = 8 \text{ mm}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \text{ on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

➤ En zone courante

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

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

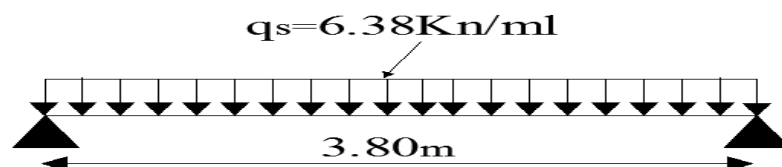
III.6.3. Vérifications à l'ELS

Figure III.45 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

III.6.3.1. Les moments fléchissant

$$M_{max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,80^2}{8} = 11,51 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

$0,85 M_{max}$ en travées

$0,30 M_{max}$ aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 11,51 = 9,78 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 11,51 = -3,45 \text{ KN.m}$

III.6.3.2. Les efforts tranchant :

$$T_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{6,38 \times 3,8}{2} = 12,12 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q_s \cdot L}{2} = \frac{-6,38 \times 3,8}{2} = -12,12 \text{ kN}$$

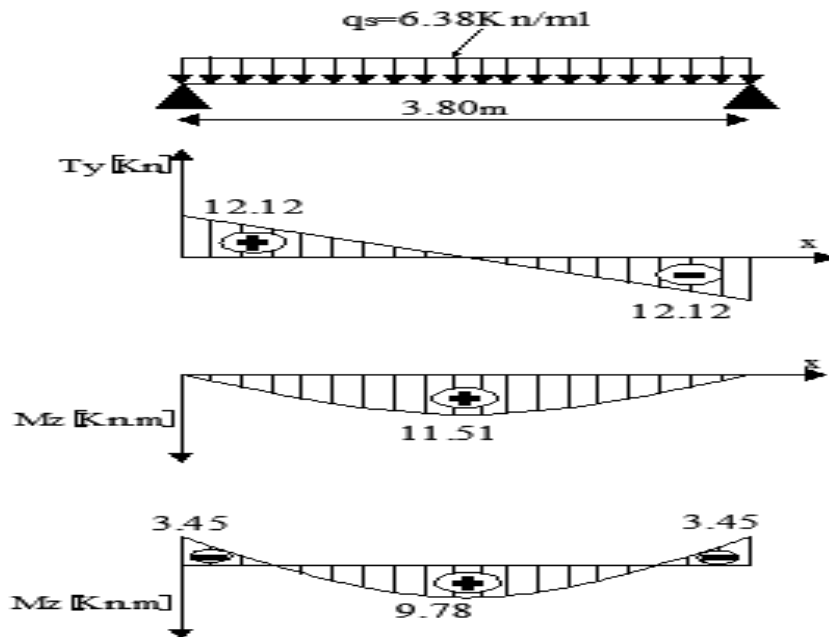


Figure III.46 Diagramme des Efforts internes

III.6.3.3. Vérification des contraintes

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

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

1) Aux appuis

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{SA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_{SA} = -3,45 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,419$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 35,05 \\ \beta_1 = 0,9005 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,45 \times 10^3}{0,9005 \times 28 \times 2,35} = 58,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 58,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

b) Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35,05} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 58,22 = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

2) En travée :**a) Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t = 9,78 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,419$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 35,05 \\ \beta_1 = 0,9005 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,78 \times 10^3}{0,9005 \times 28 \times 2,35} = 165,05 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35,05} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 165,05 = 4,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.6.3.4. Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 30 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 3,8 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

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

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Avec : } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{3,80} = 0,078 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{9,78}{10 \times 11,51} = 0,084 > \frac{h}{l} = 0,082 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2,35}{20 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

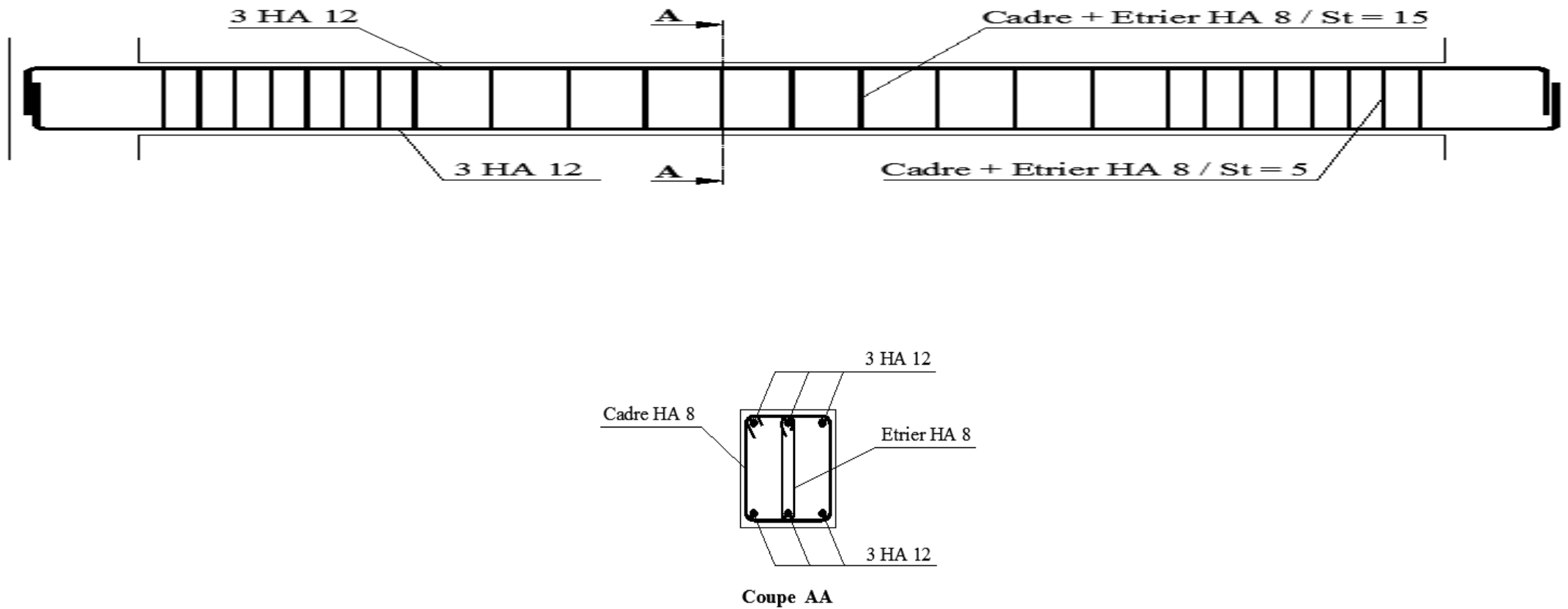


Figure III.47 : Ferrailage de la poutre de chinage

III.7 : Calcul de la charpente

Notre bâtiment comporte deux charpentes en bois, composée de deux versants inclinés d'un angle de $27,47^\circ$ pour chacune. L'étude de la charpente revient à déterminer les efforts pour chaque éléments (pannes, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III.7.1 : Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

$$G_p = G_c = \frac{0.10}{\cos 27,47^\circ} = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

$$G_t = \frac{0.40}{\cos 27,47^\circ} = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

$$G_T = 0.11 + 0.45 = 0.56 \text{ kN/m}^2$$

➤ Charge d'exploitation

$$Q = \frac{1}{\cos 27,47^\circ} = 1.12 \text{ kN/m}^2$$

➤ Combinaisons de charge

ELU :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 1.35 \times 0.56 + 1.50 \times 1.12 = 2.43 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 0.56 + 1.12 = 1.68 \text{ kN/m}^2$$

III.7.2 : Dimensionnement des différents éléments

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie **I** et d'après les règles **CB71**, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est $\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$.

a) Les pannes

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

La portée des pannes est $L_p = 4.3 \text{ m}$

Espacement des pannes est $e_p = 1 \text{ m}$

$$q_{up} = P_u \times e_p = 2.43 \times 1 = 2.43 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sp} = P_s \times e_p = 1.68 \times 1 = 1.68 \text{ kN/ml}$$

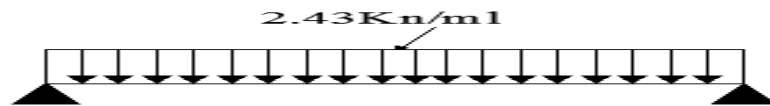


Figure III.48 : Schéma statique de la panne

▪ La projection

$$\text{ELU} : q_{upx} = q_{up} \times \sin \alpha = 2.43 \times \sin 27,47^\circ = 1,12 \text{ kN/ml}$$

$$q_{upy} = q_{up} \times \cos \alpha = 2.43 \times \cos 27,47^\circ = 2,15 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{spx} = q_{sp} \times \sin \alpha = 1,68 \times \sin 27,47^\circ = 0,77 \text{ kN/ml}$$

$$q_{spx} = q_{sp} \times \cos \alpha = 1,68 \times \cos 27,47^\circ = 1,49 \text{ kN/ml}$$

Les pannes sont d'une section de $(12 \times 25) \text{ cm}^2$

➤ Vérification de contrainte admissible de bois

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie **I**, et d'après les règles CB71. [5] la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est

$$\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y} \leq \overline{\sigma_f}$$

σ_f : Contrainte dans le bois.

M_{fx} : Moment fléchissant dans le sens (x-x).

M_{fy} : Moment fléchissant dans le sens (y-y).

W_x : Module de résistance.

W_y : Module de résistance.

$\overline{\sigma_f}$: Contrainte limites admissible dans le bois.

a) Moments fléchissant

$$M_{fx} = q_{upy} \times \frac{L_p^2}{8} = 2.15 \times \frac{4.3^2}{8} = 4,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{fy} = q_{upx} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.12 \times \frac{4.3^2}{8} = 2,58 \text{ kN.m}$$

b) Modules de résistance

$$W_x = \frac{I_{xx}}{\frac{h}{2}} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{\frac{h}{2}} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{25 \times 12^2}{6} = 600 \text{ cm}^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{4,96 \times 10^4}{1250} + \frac{2,58 \times 10^4}{600} = 82,68 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 82,68 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} \quad [\text{Art: 4.962/CB71}]$$

$$\bar{f} = \frac{430}{300} = 1,43 \text{ cm.}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

E_f : Module de déformation du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

a) Moment fléchissant

$$M_{sx} = q_{spx} \times \frac{L_p^2}{8} = 1.49 \times \frac{4.3^2}{8} = 3,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = q_{spx} \times \frac{L_p^2}{8} = 0.77 \times \frac{4.3^2}{8} = 1,77 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sx}}{W_x} + \frac{M_{sy}}{W_y}$$

$$\sigma_s = \frac{3,44 \times 10^4}{1250} + \frac{1,77 \times 10^4}{600} = 57,02 \text{ daN/cm}^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 57,02 \times 430^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{25}{2}} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = 0,67 \text{ cm} < \bar{f} = 1.43 \text{ Condition vérifiée.}$$

La section des pannes admise est (12 x25) cm².

b) Chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis. La section des chevrons est (5.5x7.5) cm².

La portée des chevrons est $L_c = 1 \text{ m}$

L'espacement des chevrons est $e_c = 0.50 \text{ m}$

$$q_{cu} = 2.43 \times 0.5 = 1,21 \text{ kN/ml}$$

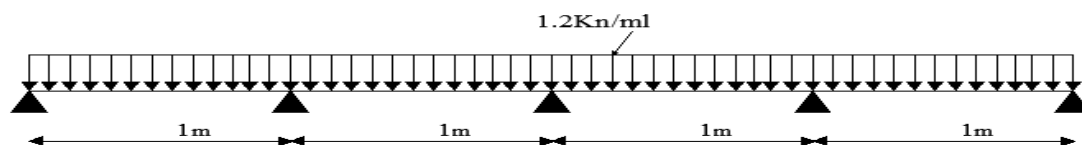


Figure III.49 : Schéma statique du chevron

➤ Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_f = \frac{M_f \times \vartheta}{W_c}$$

a) Moment de flexion

$$M_0 = \frac{q_{uc} \times Lc^2}{8} = \frac{1.21 \times 1^2}{8} = 0.15 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0.8 \times M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.66 \times M_0$$

$$M_a = 0.8 \times 0.15 = 0.12 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.15 = 0.099 \text{ kN.m}$$

b) Module de résistance

$$W_c = \frac{I_c}{\vartheta} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.56 \text{ cm}^3$$

Don on aura :

– En travée

$$\sigma_{ft} = \frac{0.099 \times 10^4}{51.56} = 19.2 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} \text{ Condition vérifiée}$$

– Aux appuis

$$\sigma_{fa} = \frac{0.12 \times 10^4}{51.56} = 23.27 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche se fait à l'**ELS**

$$q_{sc} = P_s \times e_c = 1.68 \times 0.5 = 0.84 \text{ kN/ml}$$

a) Moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q_{sc} \times L_c^2}{8} = \frac{0.84 \times 1^2}{8} = 0.105 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.8 \times 0.105 = 0.084 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.105 = 0.069 \text{ kN.m}$$

On aura donc :

– **En travée**

$$\sigma_{st} = \frac{0.069 \times 10^4}{51.56} = 13.38 \text{ daN/cm}^2$$

– **Aux appuis**

$$\sigma_{sa} = \frac{0.084 \times 10^4}{51.56} = 16.29 \text{ daN/cm}^2$$

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$\text{Avec : } E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{En travée : } f = \frac{5 \times 19.2 \times 100^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{7.5}{2}} = 0.040 \text{ cm} < \bar{f} = 0.6 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } f = \frac{5 \times 23.25 \times 100^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{7.5}{2}} = 0.049 \text{ cm} < \bar{f} = 0.6 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section des chevrons (5.5x7.5) cm² est admise

c) Les linteaux

Le calcul des linteaux se fait comme celui des pannes.

On prend une section de (3x4) cm².

La portée des chevrons : $L_l = 0.50 \text{ m}$

L'espacement des linteaux : $e_l = 0.30 \text{ m}$

$$\text{ELU : } q_{ul} = p_u \times e_l = 2.43 \times 0.30 = 0.72 \text{ kN/ml}$$

ELS: $q_{sl} = P_s \times e_l = 1.68 \times 0.30 = 0.50 \text{ kN/ml}$

- Projection :

ELU

$$q_{ulx} = q_{ul} \times \sin 27.47^\circ = 0.33 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uly} = q_{ul} \times \cos 27.47^\circ = 0.63 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_{slx} = q_{sl} \times \sin 27.47^\circ = 0.23 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sly} = q_{sl} \times \cos 27.47^\circ = 0.44 \text{ kN/ml}$$

➤ Vérification de la contrainte admissible

On doit vérifier :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y} \leq \overline{\sigma_f}$$

a) Moments fléchissant

$$M_{fx} = q_{uly} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.63 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.019 \text{ kN.m}$$

$$M_{fy} = q_{ulx} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.33 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.01 \text{ kN.m}$$

b) Modules de résistance

$$W_x = \frac{I_{xx}}{\frac{h}{2}} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{\frac{h}{2}} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0.019 \times 10^4}{8} + \frac{0.01 \times 10^4}{6} = 40.41 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 40.41 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait à l'**ELS**.

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$\text{Avec : } E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.13 \text{ daN/cm}^2$$

- **Moments fléchissant**

$$M_{sx} = q_{slx} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.23 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.007 kN.m$$

$$M_{sy} = q_{sly} \times \frac{L_l^2}{8} = 0.44 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.013 kN.m$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sx}}{W_x} + \frac{M_{sy}}{W_y} = \frac{0.007 \times 10^4}{8} + \frac{0.013 \times 10^4}{6} = 30.41 daN/cm^2$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times \sigma_s \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 30.41 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 2} = 0.03 cm < \bar{f} = 0.25 cm \text{ Condition vérifiée}$$

La section (3x4) cm² est admise.

III.7.3 : Assemblage de la charpente

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue , qui est un assemblage pratique et facile à réaliser, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionne par : (*Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84*)

- 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	Diamètre
Bois frais et tendu Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 mm$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 mm$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois sec et dur Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 mm$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 mm$	$d \leq \frac{e}{11}$

Sachant que la pièce la plus mince (litesaux) à une épaisseur de 4 cm est le bois mise en œuvre est un bois sec et durs alors :

$$d \leq \frac{e}{11} = \frac{40}{11} = 3.63 mm$$

$$d \leq 3.36 mm$$

IV.1.Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.7.4**

IV.2. Description du logiciel ETABS

ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

IV.3.Etapes de Modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 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 9.7.4).

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 forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

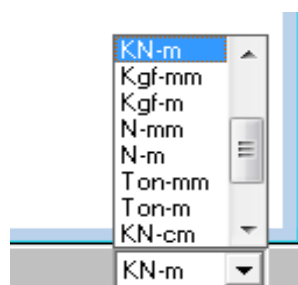
IV.4. La modélisation

IV.4.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

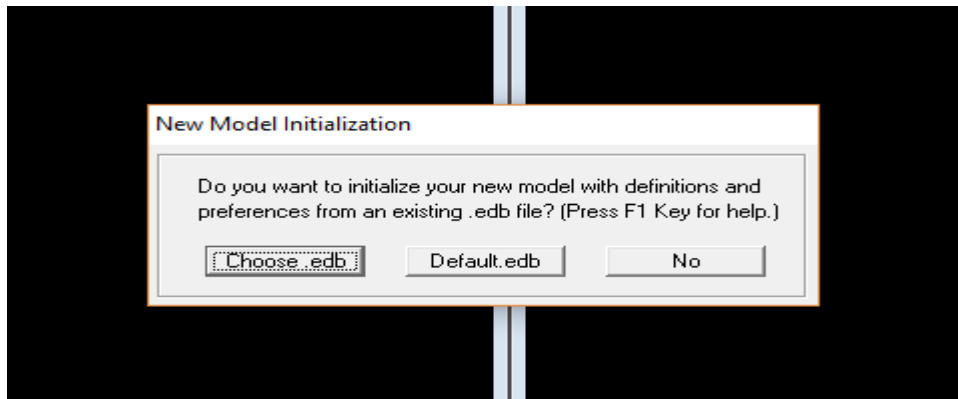
a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unité de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base

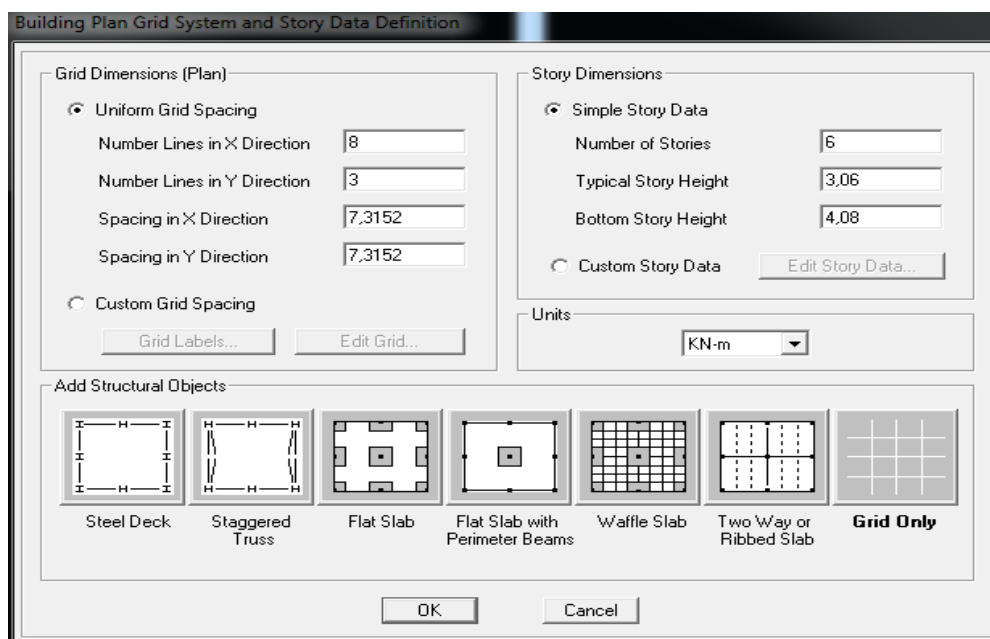
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File ➡ New model

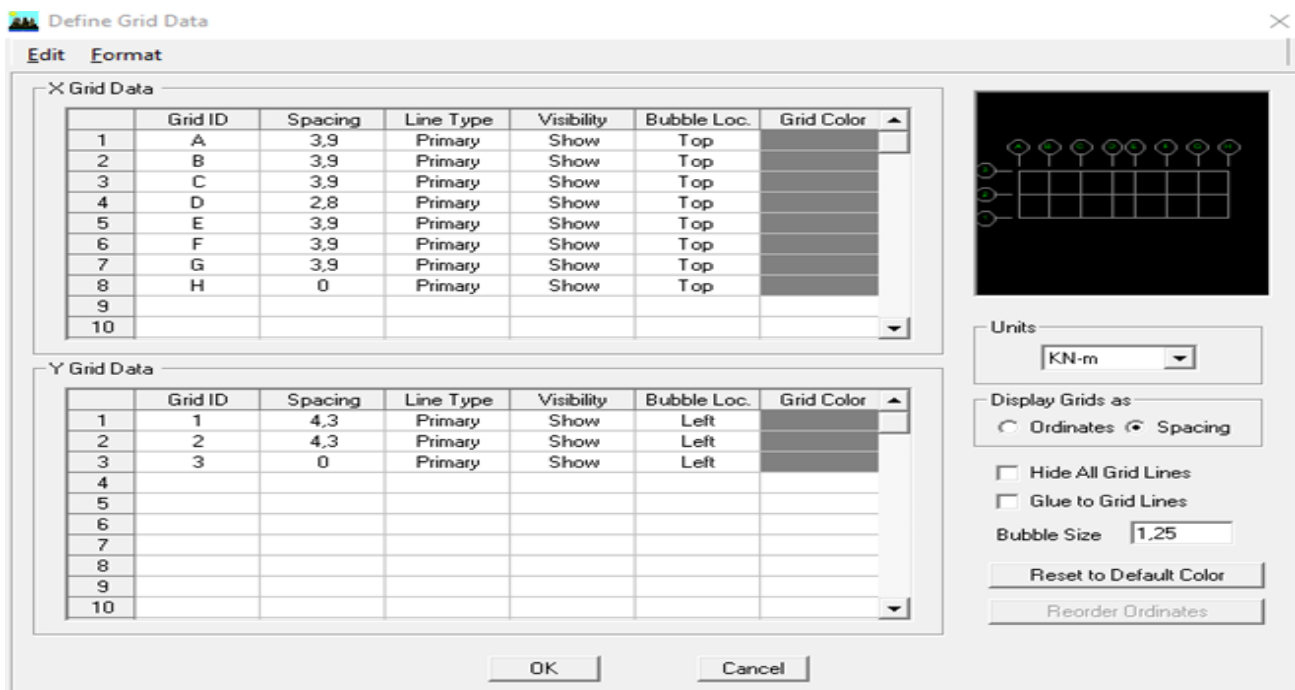


- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées





On Clique sur la case **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ;

Pour modifier les hauteurs des niveaux on clique sur le bouton droit puis **Edit story data**

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
7	STORY6	3,06	19,38	No	NONE	No	0,
6	STORY5	3,06	16,32	No	NONE	No	0,
5	STORY4	3,06	13,26	No	NONE	No	0,
4	STORY3	3,06	10,2	No	NONE	No	0,
3	STORY2	3,06	7,14	No	NONE	No	0,
2	STORY1	4,08	4,08	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height	<input type="text" value="3,06"/>	<button>Reset</button>
Master Story	<input type="text" value="No"/>	<button>Reset</button>
Similar To	<input type="text" value="NONE"/> ▼	<button>Reset</button>
Splice Point	<input type="text" value="No"/> ▼	<button>Reset</button>
Splice Height	<input type="text" value="0"/>	<button>Reset</button>

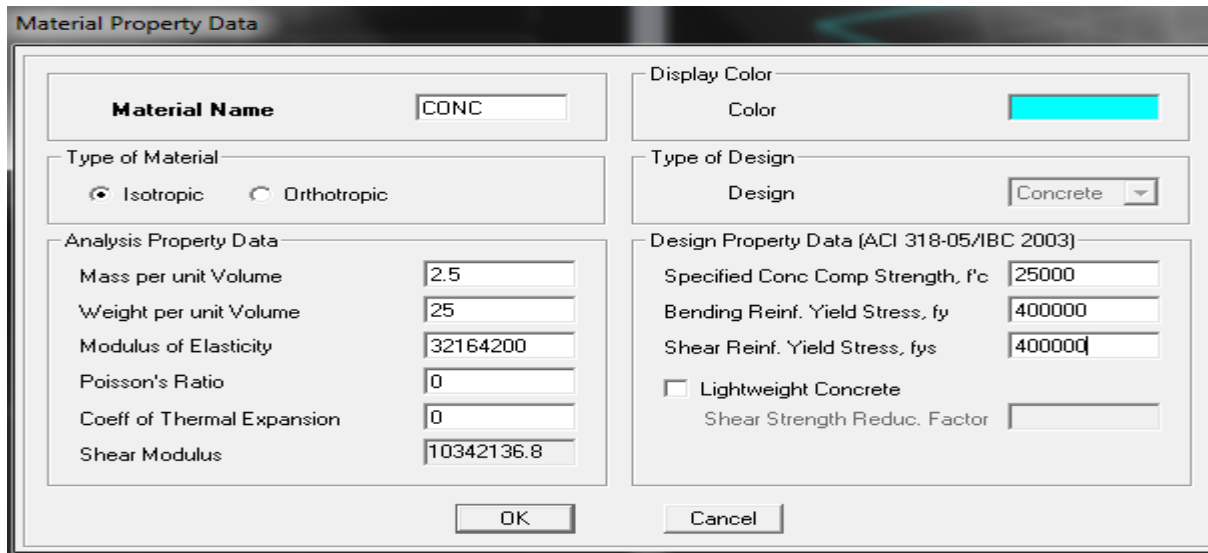
Units

Change Units ▼

IV.4.2 Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la

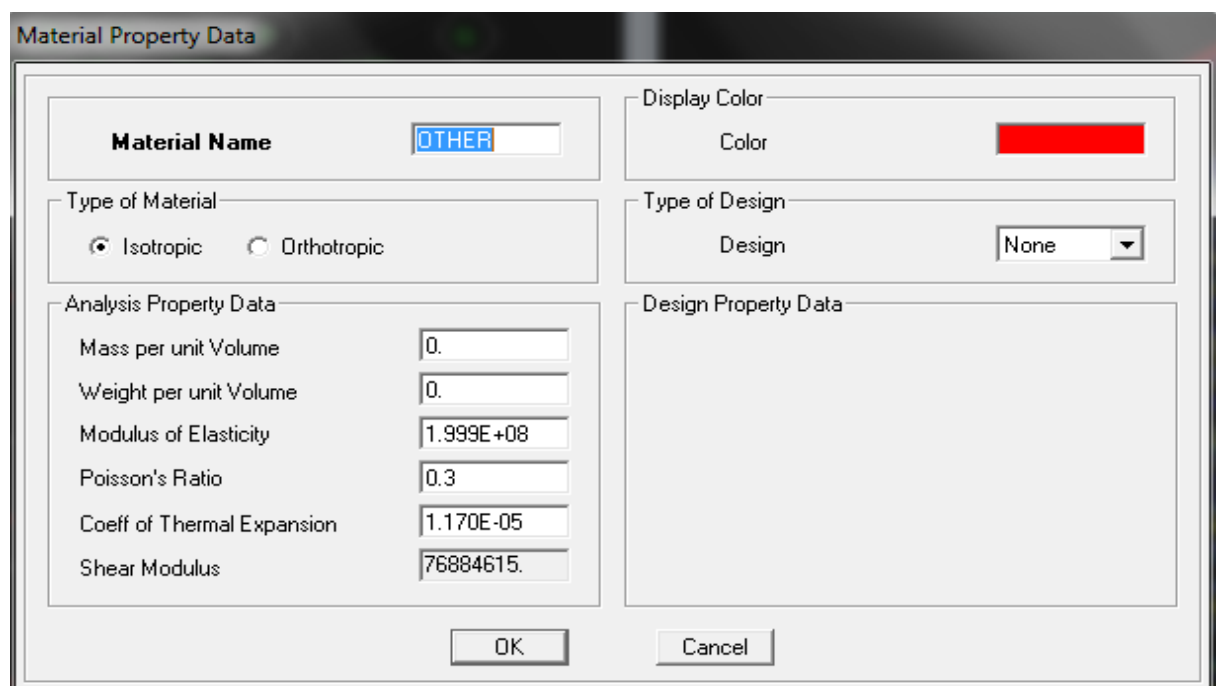


The dialog box 'Material Property Data' is shown for material 'CONC'. It contains the following fields and values:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** Color (Cyan)
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25
 - Modulus of Elasticity: 32164200
 - Poisson's Ratio: 0
 - Coeff of Thermal Expansion: 0
 - Shear Modulus: 10342136.8
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons: OK, Cancel

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».



The dialog box 'Material Property Data' is shown for material 'OTHER'. It contains the following fields and values:

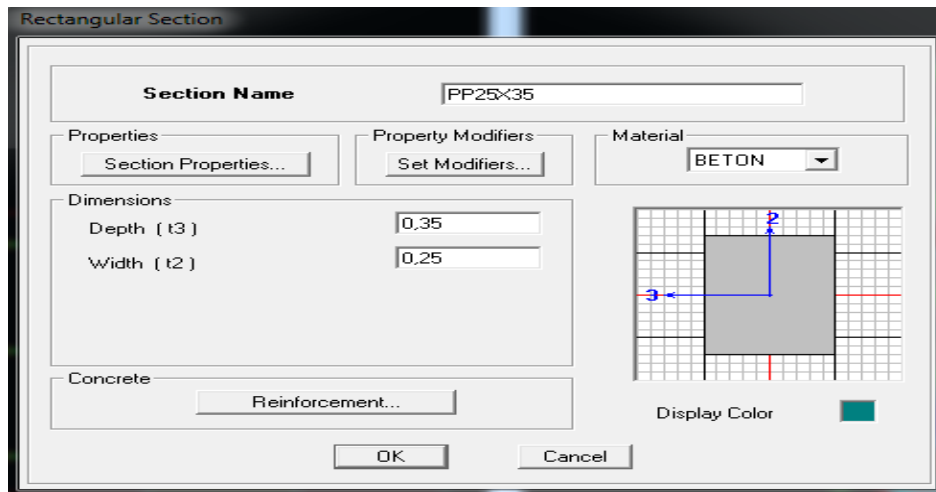
- Material Name:** OTHER
- Display Color:** Color (Red)
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Type of Design:** Design (None)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0.
 - Weight per unit Volume: 0.
 - Modulus of Elasticity: 1.999E+08
 - Poisson's Ratio: 0.3
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 76884615.
- Design Property Data:** (empty)

Buttons: OK, Cancel

IV.4.3.Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

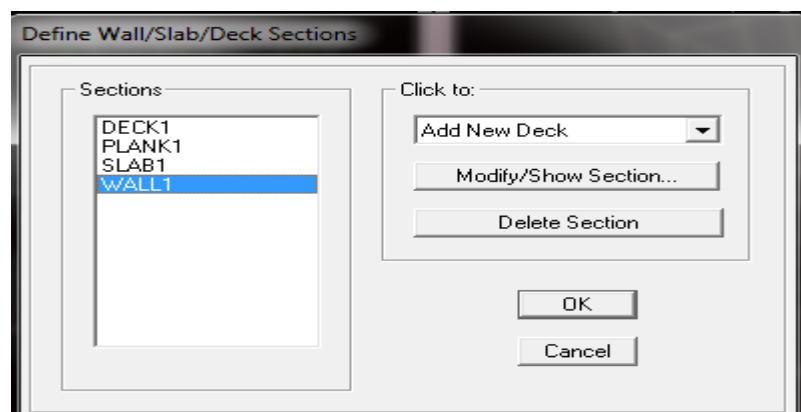


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**



Corps creux

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending


Type

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color 

OK Cancel

dalle pleine

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending


Type

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color 

OK Cancel

Toiture

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending


Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color 

OK Cancel

Les voiles

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending


Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution


Set Modifiers... Display Color 

OK Cancel

❖ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:


✓ **Pour les poteaux :**

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) **None** on choisit le nom de la section


(pot45×45 par exemple) on valide

✓ **poutres et les voiles:**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les

poutres, et sur le bouton  pour les voiles.

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la

base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera :

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

**IV.4.4. Quatrième étape**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) 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 de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du (**RPA99VS 2003**))
- ✓ **Groupe d'usage : 2**(bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du (**RPA99 VS 2003**))
- ✓ **Coef comportement** : mixte portique /voile avec interaction
- ✓ **Amortissement** : 8.5%
- ✓ **Site : S3**.
- ✓ **Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,
- la redondance en plan,
- la régularité en plan,
- la régularité et en élévation,
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

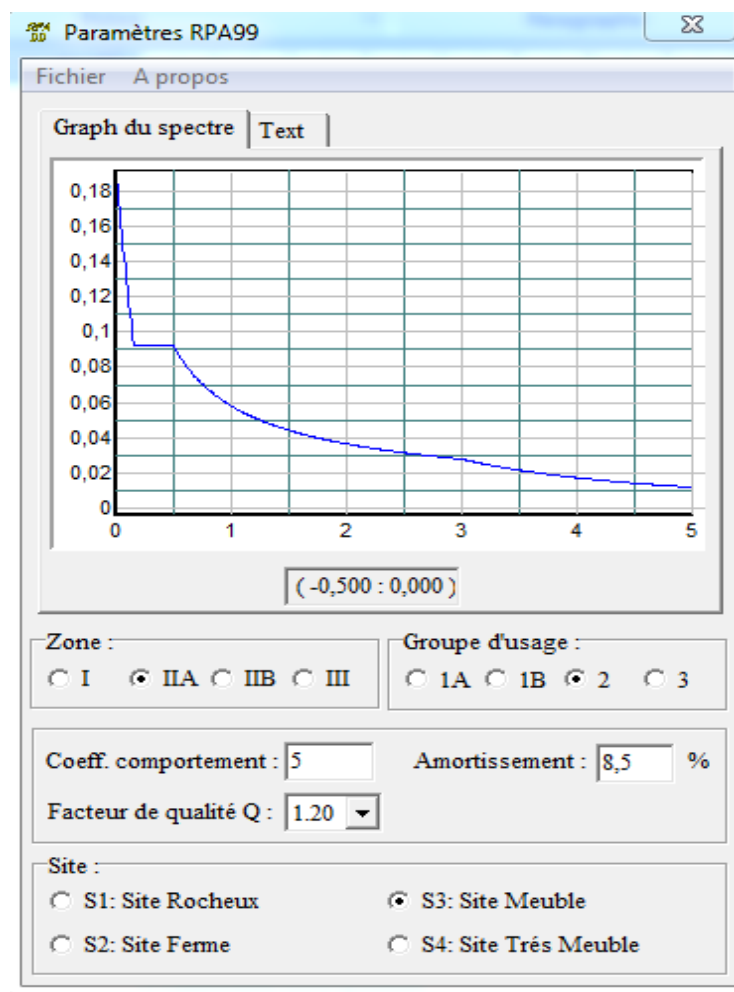
La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité $Q=1,15$

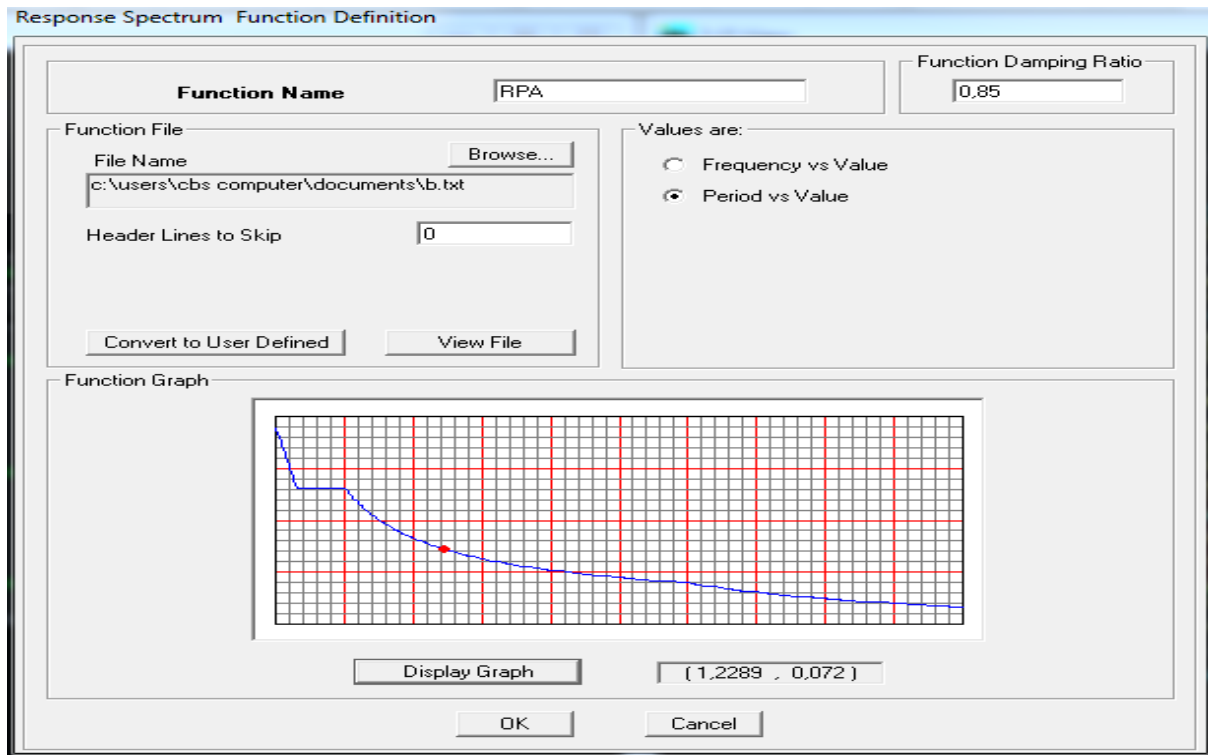
En introduit dans le logiciel  les données dans leurs cases respectives, on

Clique sur **Texte** pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

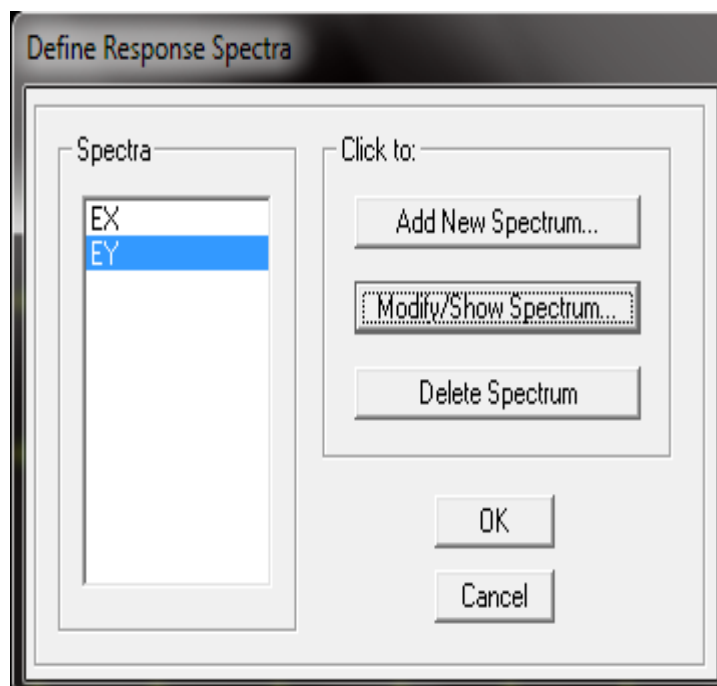
Define → **Response Spectrum Functions** → **Add new function**



Function Name (nom du spectre): **SPECTRE**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponse spectrum cases** → **Add new spectrum**



IV.4.5 Cinquième étape

Introduction des charges et surcharges (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée. La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

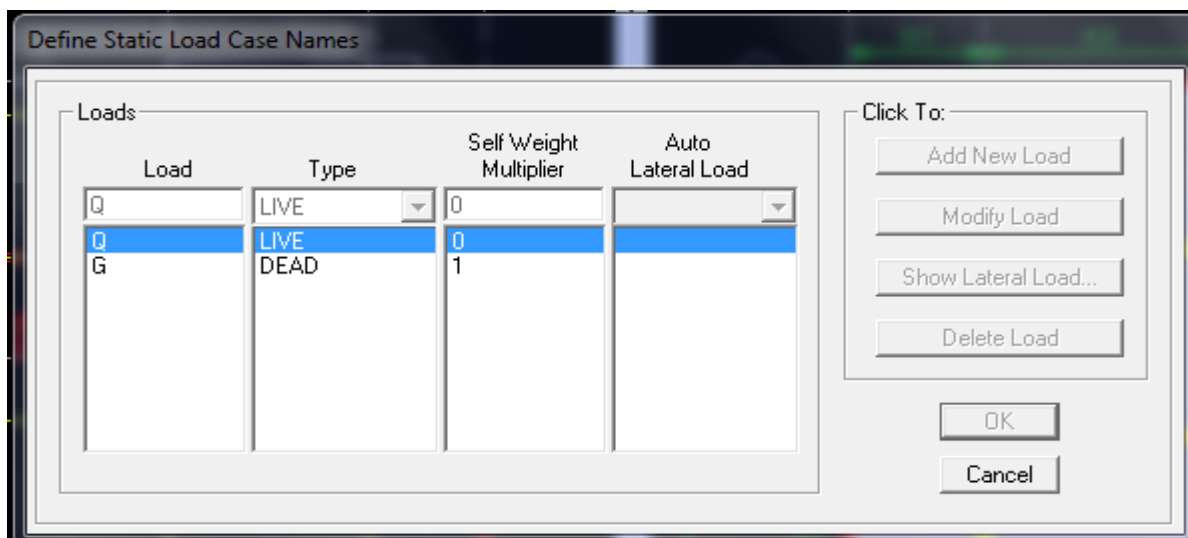
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**



IV.4.6. Sixième étape : définition du séisme

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)
 Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="RPAX"/>	<input type="text" value="9.81"/>
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)
 Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	<input type="text" value="RPAY"/>	<input type="text" value="9.81"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

IV.4.7. Septième étape

Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

 **Combinaisons aux états limites :**

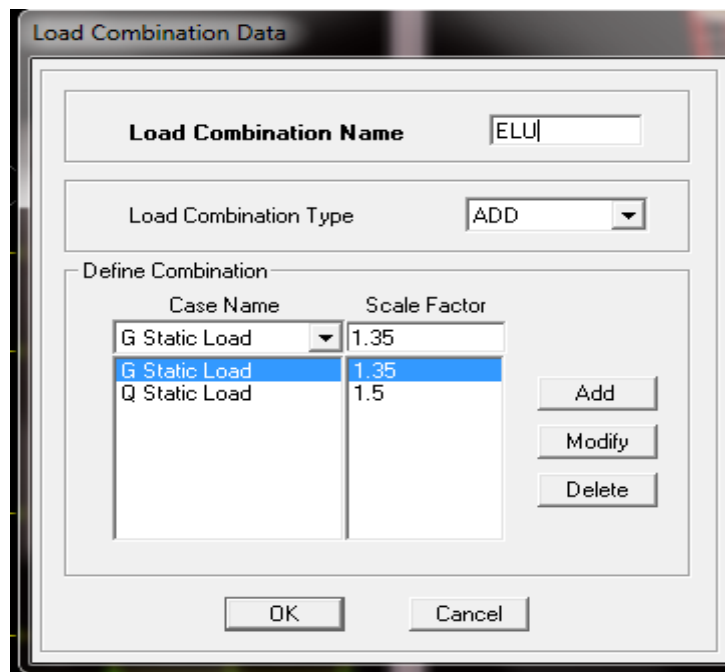
$$\text{BAEL91} \quad \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

 **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

Define \longrightarrow **load Combinations** \longrightarrow **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.8. Huitième étape

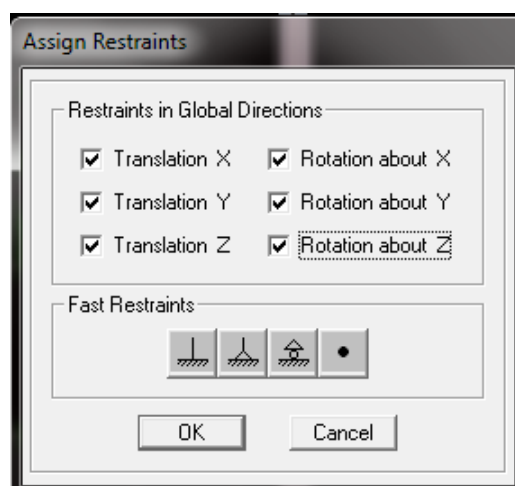
Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** →  **Restraints**



❖ **Diaphragme :**

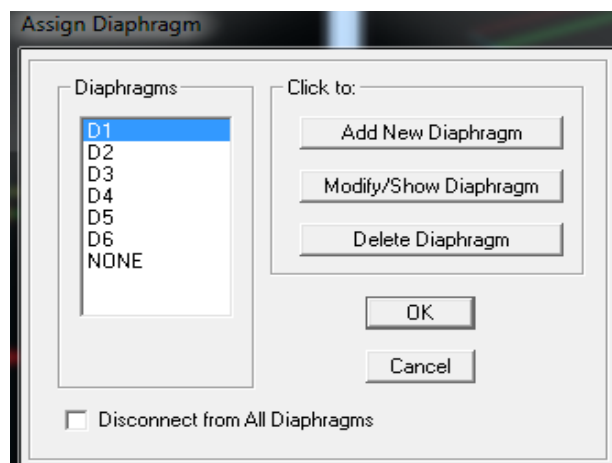
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

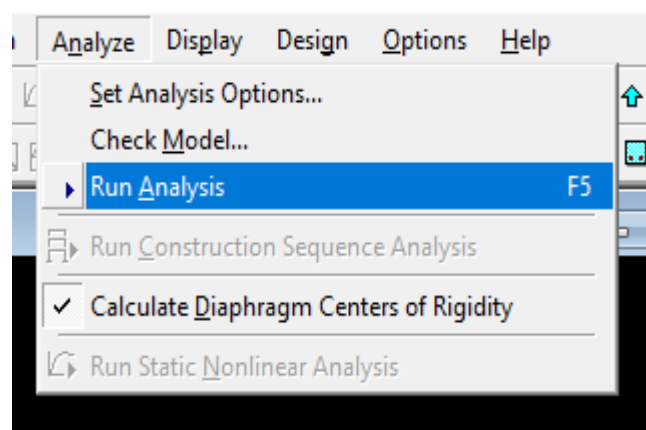
Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**IV.4.9. Neuvième étape : Analyse de la structure**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.



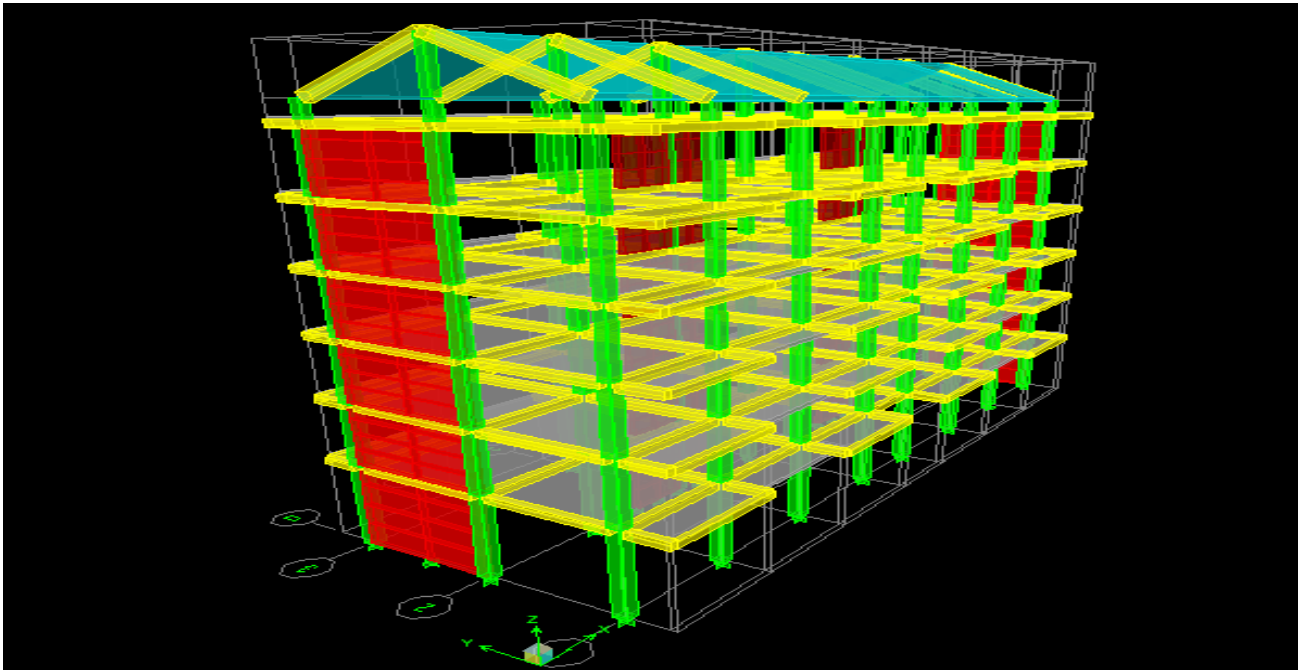


Figure IV.1 : Vue de la structure en 3D.

IV.4.10. Dixième étape : vérification des exigences du RPA

1) Vérification des modes de vibration

Tableau IV.1 : vérification des modes de vibration

Modal Participating Mass Ratios							
Edit View							
Modal Participating Mass Ratios							
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,552537	75,3783	0,0051	75,3783	0,0051	0,0021
	2	0,451735	0,0059	75,5382	75,3843	75,5433	0,0044
	3	0,321882	0,0016	0,0054	75,3859	75,5487	76,7694
	4	0,135541	17,3009	0,0003	92,6867	75,5491	0,0002
	5	0,102582	0,0001	17,4267	92,6868	92,9758	0,0006
	6	0,072904	0,0002	0,0001	92,6870	92,9759	15,8730
	7	0,059433	5,1931	0,0001	97,8801	92,9760	0,0001
	8	0,048968	0,0001	4,8673	97,8802	97,8433	0,0000
	9	0,038389	0,0007	0,0001	97,8809	97,8434	3,9274
	10	0,036044	1,5707	0,0008	99,4516	97,8442	0,0014
	11	0,033051	0,0011	1,3370	99,4527	99,1812	0,0014
	12	0,027769	0,0023	0,0035	99,4550	99,1848	2,1770

1^{er} mode est une translation suivant xx' : $U_x = 75,37\% > 50\%$ Condition vérifiée

2^{ème} mode est une translation suivant yy' : $U_y = 75,53\% > 50\%$ Condition vérifiée

3^{ème} mode est une rotation suivant zz' : $R_z = 76,76\% > 50\%$ Condition vérifiée

2) vérification de la période :(Art 4.2.4. / RPA99 version 2003)**a) Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \text{ formule (4 - 6) RPA99 version 2003}$$

$$T = 0,05 \times (22,48)^{3/4} = 0,516s$$

b) Calcul de la période empirique majorée

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,516 + 0.155 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,671s$$

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS

$$T_{analytique} 0,552s$$

Période	T_{RPA}	T_{maj}	$T_{analytique}$
Valeur	0,516	0,671	0,552

La période est vérifiée.

3) Vérification du la participation massique

$$\text{mode 5} \begin{cases} \sum U_x = 92,68 > 90\% \\ \sum U_y = 92,97 > 90\% \end{cases}$$

4) vérification de l'effort normale réduit

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.2 :L'effort normal réduit dans les poteaux

Poteaux	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	$F_{c28}(kN/cm^2)$	V	Observation
40 X 40	846,33	1600	2,5	0,212	$v < 0.3$ condition vérifiée
35 X 35	396,9	1225	2,5	0,130	$v < 0.3$ condition vérifiée
30 X 30	465,24	900	2,5	0,207	$v < 0.3$ condition vérifiée

5) Vérification de l'excentricité :(Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.
- ✓ **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

- ✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$E_{xaccid} = 5\% L_{max}$$

$$E_{yaccid} = 5\% L_{max}$$

- **Suivant le sens x-x :**

Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant X-X

Story	Diaphragme	XCCM	XCR	5% L	XCCM-XCR	OBSERVATION
RDC	D1	15,9	15,896	1,325	0,004	Condition vérifiée
ETAGE 1	D2	15,9	15,873	1,325	0,027	Condition vérifiée
ETAGE2	D3	15,9	15,886	1,325	0,014	Condition vérifiée
ETAGE3	D4	15,9	15,856	1,325	0,044	Condition vérifiée
ETAGE4	D5	15,9	15,831	1,325	0,069	Condition vérifiée
ETAGE5	D6	15,9	15,796	1,325	0,104	Condition vérifiée
CHARPENTE	D7	15,9	15,805	1,325	0,095	Condition vérifiée

- **Suivant le sens y-y :**

Tableau IV.4: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y

Story	Diaphragme	YCCM	YCR	5% L	YCCM-YCR	OBSERVATION
RDC	D1	4,195	4,3	0,46	-0,105	Condition vérifiée
ETAGE 1	D2	4,19	4,298	0,46	-0,108	Condition vérifiée
ETAGE2	D3	4,19	4,299	0,46	-0,109	Condition vérifiée
ETAGE3	D4	4,188	4,296	0,46	-0,108	Condition vérifiée
ETAGE4	D5	4,188	4,294	0,46	-0,106	Condition vérifiée
ETAGE5	D6	4,171	4,291	0,46	-0,12	Condition vérifiée
CHARPENTE	D7	4,271	4,292	0,46	-0,021	Condition vérifiée

6) Justification du système de contreventement

On doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R à considérer.

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats donnés sur les figures suivantes :

A- Sous charges horizontales:

- **Suivant X-X :**

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	2,0489	0	
End Point	31,7485	0	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	16,8987	2,4473	0	359,4137

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	1272,4007	12,2581	2,454E-11
Moment	0	0	0	163,6449	16700,8402	3068,3812

Close Refresh

Figure IV.2 : L'effort de la charge E_x repris par portiques et voiles.

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	2,0489	0	
End Point	31,7485	0	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	16,8987	2,4473	0	359,4137

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	1115,1024	10,886	10,7671
Moment	0	0	0	331,1902	10856,5938	2718,461

Close Refresh

Figure IV.3 : L'effort de la charge E_x repris par les voiles.

Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble : 1272,40 kN

Effort repris par les voiles : 1115,10 kN

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 12,36 %

Les voiles : 87,63 %

- Suivant Y-Y :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,0921	0
End Point	13,4653	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,1866	2,1463	0,	0,2969

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	6,2353	1374,4067	1,348E-10
Moment	0,	0,	0,	17795,8616	81,8413	16921,9668

Close Refresh

Figure IV.4 : L'effort de la charge E_y repris par portiques et voiles.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,0921	0
End Point	13,4653	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,1866	2,1463	0,	0,2969

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	5,7549	1232,0045	16,7291
Moment	0,	0,	0,	6566,5068	2076,3641	15211,7038

Close Refresh

Figure IV .5 : L'effort de la charge E_y repris par les voiles.

Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble : 1374,40kN

Effort repris par les voiles : 1232,00kN

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 10,36 %

Les voiles : 89,64 %

B- Sous charges verticales :

Les charges verticales reprises par les voiles (descente de charges)

- **Sens transversal**

- Poids propre des éléments:**

- **Les planchers :**

Plancher d'étage courant et RDC: $G_{EC} = (4.3 \times 1.95) \times 5.19 = 43.50 \text{ kN}$

- **Poutres :**

Poutre principale $G_{PP} = (0.35 \times 0.25) \times 4.3 \times 25 = 9.40 \text{ kN}$

- **Voile V1 :**

Voile RDC : $G_{VRDC} = (4.3 \times 0.20) \times 3.73 \times 25 = 80.19 \text{ kN}$

Voile étage courant : $G_{VEC} = (4.3 \times 0.20) \times 2.71 \times 25 = 28.25 \text{ kN}$

- Surcharge:**

Plancher étage courant : $Q_{XS} = (4.3 \times 1.95) \times 1.5 = 12.57 \text{ kN}$

Plancher RDC : $Q_{XS} = (4.3 \times 1.95) \times 3.5 = 29.34 \text{ kN}$

- **Sens longitudinale**

- Poids propre des éléments:**

- **Les planchers :**

Plancher d'étage courant et RDC: $G_{EC} = (2 \times 1.2) \times 5.19 = 12.45 \text{ kN}$

- **Poutres :**

Poutre secondaire $G_{Ps} = (0.35 \times 0.25) \times 2.0 \times 25 = 4.37 \text{ kN}$

- **Voile V2 :**

Voile RDC : $G_{VRDC} = (2.0 \times 0.20) \times 3.73 \times 25 = 37.30 \text{ kN}$

Voile étage courant : $G_{VEC} = (2.0 \times 0.20) \times 2.71 \times 25 = 27.10 \text{ kN}$

- Surcharge:**

Plancher étage courant : $Q_{XS} = (2.0 \times 1.2) \times 1.5 = 3.60 \text{ kN}$

Plancher RDC : $Q_{XS} = (2 \times 1.2) \times 3.5 = 8.40 \text{ kN}$

Tableau IV.5 : Récapitulatif de la descente de charge au niveau du voile1 (transversal)

	Charges permanentes (kN)					Surcharges (kN)		Efforts Normaux (kN)
	poids des planchers	Poids des voiles	Poids des poutres	G	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N=Gc+0.2Qc
5	43.50	28.25	9.40	81.15	81.15	12.57	12.57	83.664
4	43.50	28.25	9.40	81.15	162.30	12.57	25.14	167.328
3	43.50	28.25	9.40	81.15	243.45	12.57	37.71	250.992
2	43.50	28.25	9.40	81.15	324.60	12.57	50.28	334.656
1	43.50	28.25	9.40	81.15	405.75	12.57	62.85	418.320
RDC	43.50	80.19	9.40	133.09	538.84	29.34	92.19	557.278

Tableau IV.6 : Récapitulatif de la descente de charge au niveau du voile2 (longitudinal)

	Charges permanentes (kN)					Surcharges (kN)		Efforts Normaux (kN)
	poids des planchers	Poids des voiles	Poids des poutres	G	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N=Gc+0.2Qc
5	12.45	27.10	4.37	43.92	43.92	3.60	3.60	44.64
4	12.45	27.10	4.37	43.92	87.84	3.60	7.20	89.28
3	12.45	27.10	4.37	43.92	131.76	3.60	10.80	133.92
2	12.45	27.10	4.37	43.92	175.68	3.60	14.40	178.56
1	12.45	27.10	4.37	43.92	219.60	3.60	18.00	223.20
RDC	12.45	37.30	4.37	54.12	273.72	8.40	26.4	279.00

Après avoir fait les calculs pour chaque voile, on cumule la charge calculée afin d'avoir la charge totale reprise par les voiles (N total%) :

- Voile 1 (2 voiles de 4.3m) : $N_{V1} \times 2 = 557.278 \times 2 = 1114.556 \text{ kN}$
- Voile 2 (4 voiles de 2m) : $N_{V2} \times 2 = 279.00 \times 4 = 1116.00 \text{ kN}$

$$N_{\text{total}} = 1114.556 + 1116.00 = 2230.556 \text{ kN}$$

$$N_{\text{total}} \% = \frac{N_{\text{total}}}{w} \times 100 = \frac{2230.556}{17218.93} \times 100 = 12.95\%$$

Charges verticales reprises par les voiles: (12.95%)

Charges verticales reprises par les portiques : (87.05%)

On conclut que le système de contreventement est **mixte** assuré par des **voiles et des portiques**, avec justification d'interaction, étant donné, les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et plus de 25% de l'effort tranchant d'étage donc on maintient **R=5**.

7) Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :

Selon le RPA 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 $V_t \leq 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.1/ RPA 99 version 2003}).$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa. . Groupe d'usage 2	A= 0,15
Calcul de la période T : RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_t = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 22,48$ m	T=0,516s.
Facteur d'amplification dynamique moyen : RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur T_2 : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$. Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 8,5$ Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,81$	D=1,96
Coefficient de comportement global de la structure R : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	Mixte portiques/voiles avec interaction	R=5
Poids total W_t :		17218,93KN

a) Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

b) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

c) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

d) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

e) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$		
	Observé (oui/non)	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0,05
2. Redondance en plan	Oui	0
3. Régularité en plan	Oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	Non	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,20	

D'après l'article du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{\text{Etabs}} > 0,8 V_{\text{MSE}}.$$

Tableau IV.7 Efforts tranchants donnés par ETABS

Response Spectrum Base Reactions									
Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
►	EX	1	U1	1057,85	8,71	0,00	-138,547	16296,923	-4300,342
	EX	2	U1	0,09	-9,98	0,00	153,674	1,321	-159,062
	EX	3	U1	0,02	0,04	0,00	-0,640	0,411	0,597
	EX	4	U1	286,60	1,26	0,00	-7,700	695,059	-1177,963
	EX	5	U1	0,00	-0,73	0,00	1,656	-0,010	-11,634
	EX	6	U1	0,00	0,00	0,00	0,021	0,009	0,033
	EX	7	U1	130,65	0,46	0,00	-1,318	401,707	-543,970
	EX	8	U1	0,00	-0,57	0,00	1,980	0,012	-9,097
	EX	9	U1	0,02	0,01	0,00	-0,007	0,028	0,037
	EX	10	U1	43,63	1,00	0,00	-0,651	17,215	-164,731
	EX	11	U1	0,03	-1,07	0,00	0,188	0,059	-17,158
	EX	12	U1	0,07	0,08	0,00	-0,190	0,321	1,014
	EX	All	All	1272,46	1,74	0,00	27,717	16701,621	5350,450
	EY	1	U2	8,71	0,07	0,00	-1,141	134,251	-35,425
	EY	2	U2	-9,98	1127,41	0,00	-17358,933	-149,265	17967,636
	EY	3	U2	0,04	0,08	0,00	-1,173	0,754	1,095
	EY	4	U2	1,26	0,01	0,00	-0,034	3,049	-5,167
	EY	5	U2	-0,73	353,05	0,00	-799,290	4,820	5616,556
	EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,016	0,006	0,024
	EY	7	U2	0,46	0,00	0,00	-0,005	1,405	-1,902
	EY	8	U2	-0,57	127,72	0,00	-442,634	-2,637	2033,159
	EY	9	U2	0,01	0,00	0,00	-0,003	0,011	0,014
	EY	10	U2	1,00	0,02	0,00	-0,015	0,395	-3,776
	EY	11	U2	-1,07	37,61	0,00	-6,604	-2,077	602,629
	EY	12	U2	0,08	0,10	0,00	-0,236	0,398	1,258
	EY	All	All	1,74	1374,42	0,00	17796,030	27,016	21857,685

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x\text{-etabs}} = F1 = 1272,46\text{KN}$$

$$V_{y\text{-etabs}} = F2 = 1374,42\text{KN}$$

	L'effort tranchant (MSE)		$0,8 \cdot V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} \geq 0,8 \cdot V_{MSE}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	1214,96	971,96	1272,46	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	1214,96	971,96	1374,42	Condition vérifiée

8) Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) (Art 5.1 / 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 :

$$\Delta K = \delta K - \delta K_{-1} \text{ (Art 4.4.3/99 version 2003)}$$

Avec : $\delta K = R \times \delta$ (Art 4.4.3 /99 version 2003)

δeK : Déplacement dû aux forces sismiques.

R: Coefficient de comportement ($R = 5$).

Les valeurs de δeK seront tirées du logiciel ETABS.

Tableau IV.8 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x

Plancher	Diaphragme	UX	$\delta k - \delta k_{-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TOIT	D8	0,0086	0	306	3,06	Condition vérifiée
ET05-1	D7	0,0086	1E-04	306	3,06	Condition vérifiée
ET05	D6	0,0085	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
ET04	D5	0,007	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
ET03	D4	0,0055	0,0016	306	3,06	Condition vérifiée
ET02	D3	0,0039	0,0016	306	3,06	Condition vérifiée
ET01	D2	0,0023	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	D1	0,001	0,001	408	4,08	Condition vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y .

Plancher	Diaphragme	UX	$\delta k - \delta k_{-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TOIT	D8	0,0063	0,0002	306	3,06	Condition vérifiée
ET05-1	D7	0,0061	0,0002	306	3,06	Condition vérifiée
ET05	D6	0,0059	0,0009	306	3,06	Condition vérifiée
ET04	D5	0,005	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
ET03	D4	0,0039	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
ET02	D3	0,0028	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
ET01	D2	0,0016	0,0009	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	D1	0,0007	0,0007	408	4,08	Condition vérifiée

✓ Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{22,48}{500} = 0.04496 \text{ m}$$

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $\delta_{\max-x} = 0,0083\text{m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $\delta_{\max-y} = 0,0063\text{m}$

On admet que

$\delta_{\max-x} = 0,0086\text{m} \leq f_{adm} = 0.04496\text{m}$Condition vérifiée

$\delta_{\max-y} = 0,0063\text{m} \leq f_{adm} = 0.04496\text{m}$Condition vérifiée

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

9) Vérification de l'effet P-Δ (Art 5.9 / RPA99version 2003) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10$$

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 PΔ 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.

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_k	h_k	V_k (m)	$\theta(x)$	Condition
TOIT	1095,86	0	3,06	55,44	0	Condition Vérifiée
ET05-1	1141,76	1E-04	3,06	113,1	0,00032991	Condition Vérifiée
ET05	3809,94	0,0015	3,06	354,73	0,0052649	Condition Vérifiée
ET04	6413,91	0,0015	3,06	584,16	0,00538221	Condition Vérifiée
ET03	9017,88	0,0016	3,06	786,75	0,0059933	Condition Vérifiée
ET02	11690,7	0,0016	3,06	967,78	0,0063163	Condition Vérifiée
ET01	14363,52	0,0013	3,06	1130,44	0,00539803	Condition Vérifiée
RDC	17218,93	0,001	4,08	1272,46	0,00331667	Condition Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant l'axe Y-Y.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k	h_k	V_k (m)	$\theta(x)$	Condition
TOIT	61,78	0,0002	3,06	55,44	7,2834E-05	Condition Vérifiée
ET05-1	123,62	0,0002	3,06	113,1	7,1439E-05	Condition Vérifiée
ET05	377,99	0,0009	3,06	354,73	0,0003134	Condition Vérifiée
ET04	621,24	0,0011	3,06	584,16	0,0003823	Condition Vérifiée
ET03	837,56	0,0011	3,06	786,75	0,00038269	Condition Vérifiée
ET02	1031,4	0,0012	3,06	967,78	0,00041794	Condition Vérifiée
ET01	1215,44	0,0009	3,06	1130,44	0,00031623	Condition Vérifiée
RDC	1374,42	0,0007	4,08	1272,46	0,00018532	Condition Vérifiée

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.5.Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

V. Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

V.1. Les poutres

V.1.1.Introduction

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux ou incliné non exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul fait donc, en flexion simple ou flexion composé en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

1,35 G + 1,5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q + Ex, y	(5.1 RPA 99 version 2003)
0,8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99 version 2003)

V.1.2. Recommandation du RPA 99 version 2003

1) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA99 version 2003)

Tableau V.1 : Les exigences de l'RPA 99 version 2003 par rapport à l'armature longitudinale

	% Minimal d'armatures $A_{min} = 0,5\% bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ [cm ²]
Poutre principale 25×35	4,375	35	52,5
Poutre secondaire 25×35	4,375	35	52,5
Poutre incliné 30×45	6,75	54	81

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2/ RPA version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \implies \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies \text{Zone courante}$$

ϕ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

❖ Dispositions constructives

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓ À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

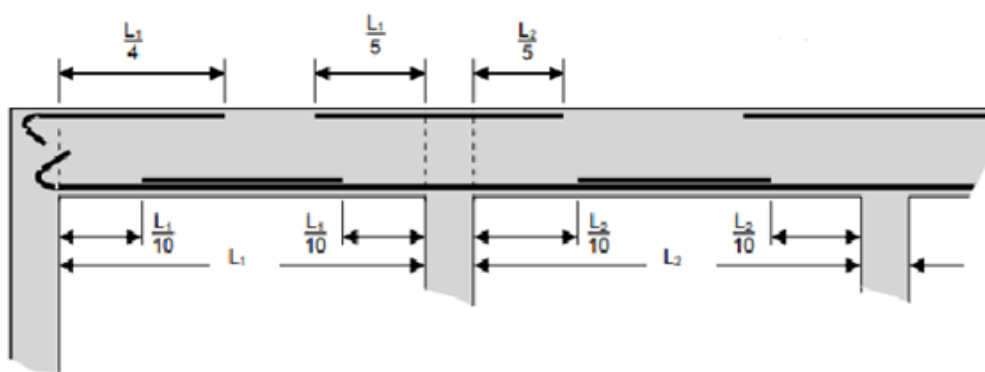


Figure V.1 : disposition constructive des armatures

➤ Etapes de calcul des armatures longitudinales

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \end{cases}$$

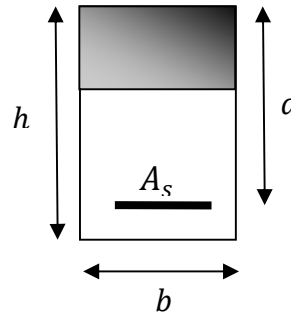
Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

- **1^{er} cas** : $\mu \leq \mu_l = 0,392$

La section est simplement armée (**S.S.A**), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

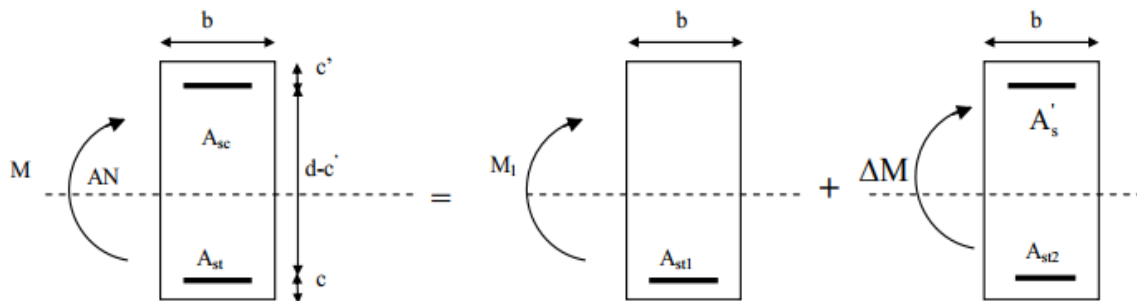
$$\begin{cases} A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$



- **2^{er} cas** : $\mu > \mu_l = 0,392$

La section est doublement armée (**S.D.A**)

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\begin{cases} M_u = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Armature tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Avec:
$$\begin{cases} A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} \\ A_{st2} = A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

V.1.3. Calcul du ferrailage a ELU**1) Armatures longitudinales****❖ Poutre principale : (25×35)****➤ En travée :**

$$M_t = 29,574 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,574 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,574 \times 10^2}{0,960 \times 33 \times 34,8} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opt: } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$M_A = 57,561 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57,561 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 18,48} = 0,114 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{57,561 \times 10^2}{0,939 \times 33 \times 40} = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

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 secondaire 1 \implies poutre non adhéree au voiles

Poutre secondaire 2 \implies poutre adhéree au voiles

Tableau V.2 : Calcule Armature Longitudinale à l'ELU

Poutre	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	A_{min} (cm ²)	A Cal [cm ²]	A_{adpt} [cm ²]
Poutre Principale (25×35)	Travée	29,574	0,076	S.S.A	2,185	2,68	3HA12 + 3HA12 = 6,78cm²
	Appuis	57,561	0,12	S.S.A	2,185	4,64	3HA12 + 3HA12 = 6,78cm²
Poutre Secondaire (25×35)	Travée	22,899	0,060	S.S.A	2,185	2,05	3HA12 + 3HA12 = 6,78cm²
	Appuis	30,872	0,060	S.S.A	2,185	2,41	3HA12 + 3HA12 = 6,78cm²

❖ **Les poutres inclinées : sont ferrillées en flexion composé**

✓ **Aux appuis**

$$M_{\text{appuis}} = 11,912 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 23,68 \text{ KN (effort de traction)}$$

$$\left. \begin{aligned} e = \frac{M}{N} &= \frac{11,912}{23,68} = 0,50 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,50}{2} - 0,02 = 0,23 \text{ m} \end{aligned} \right\} e > \frac{h}{2} - c' \implies \text{S.P.C}$$

➤ **Calcul de moment fictif**

$$M_f = N \times g$$

$$g = e - \frac{h}{2} + c = 0,50 - \frac{0,45}{2} + 0,02 = 0,295 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 23,68 \times 0,295 = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,98 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,996$$

✓ **Calcul des armatures fictif**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,98 \times 10^2}{0,996 \times 43 \times 34,8} = 0,468 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,468 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f + \frac{N}{\sigma_{ST}} = 0,468 + \frac{23,68}{34,8} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte : } 3 \text{ HA } 12 \text{ (fil)} + 3 \text{ HA } 12 \text{ (chap)} = 6,78 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$M_{\text{travée}} = 11,912 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 7,33 \text{ KN (effort de traction)}$$

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{11,912}{7,33} = 1,62 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,45}{2} - 0,02 = 0,205 \text{ m} \end{aligned} \right\} e > \frac{h}{2} - c' \implies \text{S.P.C}$$

✓ **Calcul de moment fictif**

$$M_f = N \times g$$

$$g = e + \frac{h}{2} - c = 1,62 + \frac{0,45}{2} - 0,02 = 1,82 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 7,33 \times 1,82 = 13,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,37 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,992$$

✓ **Calcul des armatures fictif**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,37 \times 10^2}{0,992 \times 43 \times 34,8} = 0,90 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,90 \text{ cm}^2$$

✓ **Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 0,90 - \frac{7,33}{34,8} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 0,68 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte : } 3\text{HA } 12 \text{ (fil)} + 3 \text{ HA } 12 \text{ (chap)} = 6,78 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2/ RPA99 version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \implies \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \implies \text{Zone courante}$$

Tableau V.3. : Calcule Armature transversale à l'ELU.

Poutre	S_t (cm)			A_t (cm ²)	Ferrailage
Poutre Principale (25×35)	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12\phi)$	$St \leq \min(8,75; 16,8)$	8	0,60	4 HA 8 2,01
	Zone courante $St \leq (h/2)$	$St \leq 17,5$	15	1,125	
Poutre Secondaire (25×35)	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12\phi)$	$St \leq \min(8,75; 16,8)$	8	0,60	4 HA 8 2,01
	Zone courante $St \leq (h/2)$	$St \leq 17,5$	15	1,125	
Poutre inclinée (30×45)	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12\phi)$	$St \leq \min(11,25; 14,4)$	10	0,9	4 HA 8 2,01
	Zone courante $St \leq (h/2)$	$St \leq 22,5$	15	1,35	

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus de l'appui ou de l'encastrement.

3) Délimitation de la zone nodale

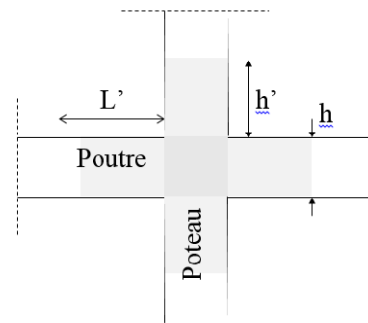
$$L' = 2 \times h$$

Avec : h : hauteur de la poutre

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. Poutres principales de (25} \times \text{35)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. Poutres secondaires de (25} \times \text{35)}$$

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm. Poutres inclinés de (30} \times \text{45)}$$

**Figure V.2 : délimitation de la zone nodale**

V.1.4. Vérifications à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 version 99)

Pour les poutres principales (25×35)

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 2 \text{ cm}^2.$$

✓ En travée : $A_{st} = 6,78 > 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ Aux appuis : $A_a = 6,78 > 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de la condition de non fragilité

Poutre	zone	$A_{adoptée} (cm^2)$	$A_{min}^{CNF} (cm^2)$	Observation
Poutre principale (25×35)	Travée	6,78	2	Condition vérifiée
	Appuis	6,78		
Poutre secondaire (25×35)	Travée	6,78	2	Condition vérifiée
	Appuis	6,78		
Poutre incliné (30×45)	Travée	6,78	1,63	Condition vérifiée
	Appuis	6,78		

2) Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1/BAEL 91 version 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutre principale (25×35) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{81,9 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,99 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Tableau V.5 : Vérification au cisaillement

Poutre	$V_{u \max} (KN)$	$\bar{\tau}_u (MPa)$	$\tau_u (MPa)$	Observation
Poutre principale (25×35)	81,9	3,33	0,99	Condition vérifiée
Poutre secondaire (25×35)	33,72	3,33	0,40	Condition vérifiée
Poutre incliné (30×45)	12,09	3,33	0,09	Condition vérifiée

2) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 .3/BAEL 91 version 99)

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

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

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{81,9 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,08} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

Tableau V.6 : Vérification de l'adhérence des barres

Poutre	$V_{u \max}$ (KN)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	τ_{se} (MPa)	Observation
Poutre principale (25×35)	81,9	3,15	1,21	Condition vérifiée
Poutre secondaire (25×35)	33,72	3,15	0,50	Condition vérifiée
Poutre incliné (30×45)	12,09	3,15	0,13	Condition vérifiée

4) Ancrage des barres (Art. A.6.1.2 / CBA93)

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

$$l_s = 35\varphi$$

$$\checkmark \text{ Pour les HA 12 : } l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm}$$

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

$$\checkmark \text{ Pour les HA 12 : } L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

Donc $L_c = 20 \text{ cm}$

5) Influence de l'effort tranchant

➤ **Au niveau des appuis (Art A.5.1.312/BAEL 91 version 99)**

$$\text{Lorsqu'au droit d'un appui } T_u + \frac{M^a}{0,9d} < 0$$

✓ **Poutre principale (25×35)**

$$T_u + \frac{M^a}{0,9d} = 81,84 - \frac{57,561}{0,9 \times 0,33} = -111,96 \text{ KN} < 0$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Tableau V.7 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Poutre	$V_{u \max}$ (KN)	M^a (KN.m)	$T_u + \frac{M^a}{0,9d}$	Observation
Poutre principale (35×45)	81,84	57,561	-111,96	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30×40)	33,72	30,872	-70,22	Condition vérifiée
Poutre incliné (35×45)	12,09	11,912	-28,01	Condition vérifiée

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313 /BAEL 91 version 99)**

$$\frac{2T_u}{0,9db} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Poutre Principale (25×35) :**

$$T_u = 59,3 \text{ KN} < \bar{T}_u = \frac{0,8 \times 25 \times 0,9 \times 330 \times 250 \times 10^{-3}}{2 \times 1,5} = 495 \text{ KN}$$

Tableau V.8:Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	T_u (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Principale (25×35)	81,84	495	Condition vérifiée
Secondaire (255×35)	33,72	495	Condition vérifiée
Inclinée (30×45)	12,09	774	Condition vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS**1) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99)**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Poutre Principale (25×35)

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{25 \times 33} = 0,822$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21,429 \times 10^6}{0,871 \times 330 \times 678} = 109,96 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{109,96}{23,76} = 4,62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.

Tableau V.9: vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Poutre	Zone	$A_h \text{ Adpt}$ [cm ²]	M_s (KN.m)	ρ	β_1	K_1	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	
							σ_{bc} (Mpa)	obs	σ_s (Mpa)	obs
Poutre Principale (25×35)	Travée	6,78	21,429	0,822	0,871	23,76	4,62	C.V	109,96	C.V
	Appuis	6,78	41,642	0,822	0,871	23,76	8,99	C.V	213,68	C.V
Poutre Secondaire (30×40)	Travée	6,78	16,538	0,822	0,871	23,76	3,57	C.V	84,86	C.V
	Appuis	6,78	22,33	0,525	0,871	23,76	4,82	C.V	114,58	C.V
Poutre inclinée (35×45)	Travée	6,78	4,21	0,525	0,892	31,30	0,52	C.V	16,57	C.V
	Appuis	6,78	8,82	0,525	0,892	31,30	1,08	C.V	33,91	C.V

3) Etat limite de déformation (la flèche) (Art B.6.5/ BAEL 91 révisées 99)

Les valeurs de la flèche seront extraire à partir du logiciel ETABS

$$\text{Pour } L > 5 \text{ m } \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } L < 5 \text{ m } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : \bar{f} : la flèche admissible.

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutre Principale (25×35)

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} = \frac{430}{1000} + 0,5 = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_{RSA} = 0,093 \text{ cm} < \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de la flèche sont dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification de la flèche Pour les poutres

Poutre	\bar{f}		Observation
	L [cm]	\bar{f}	
Poutre Principale (25×35)	430	0,93	Condition vérifiée
Poutre Secondaire (25×35)	390	0,89	Condition vérifiée
Poutre inclinée (30×45)	525	1,02	Condition vérifiée

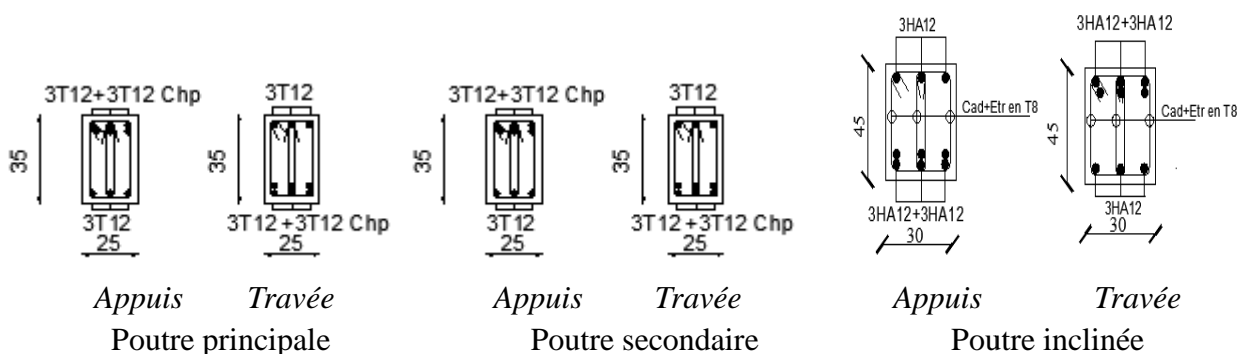


Figure V.3 : les coupes transversales des poutres

V.II. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS. Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Tableau V.11: Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28} [MPa]$	$f_{bu} [MPa]$	γ_s	$F_e [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

V.II.1. Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Tableau VI.12 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0,8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
40X40	12,8	64	96
35X35	9,8	49	73,5
30X30	7,2	36	54

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V .II.2.Calcul des Armatures

Armatures longitudinales

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 deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M/N$.

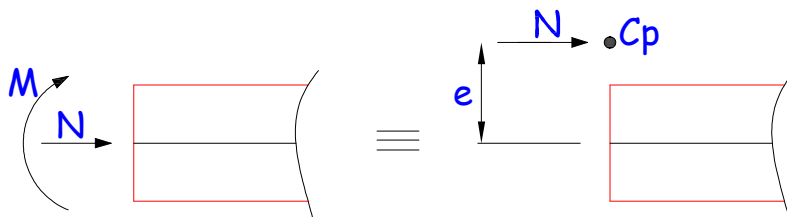


Figure V.4 : Section en flexion composée

➤ Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

1) Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C)

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d-c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T)

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

V .II.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « **Socotec** ».

Figure V.5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau V.13 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{Inf} cm ²	A_{Sup} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	A_{ad} cm ²
2 ^{ème} RDC	40 x 40	N_{max}	-1173,32	M_{corr}	5,496	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		N_{min}	-119,91	M_{corr}	-0,112	0,8GE _Y	SEC	0	0			
		M_{max}	-959,9	N_{corr}	20,068	ELU	SEC	0	0			
5 ^{ème} 3	35 x 35	N_{max}	-550,16	M_{corr}	15,733	ELU	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N_{min}	56,99	M_{corr}	-11,358	GQE _X	SEC	0	0			
		M_{max}	-151,71	N_{corr}	19,91	ELU	SEC	0	0			
TOITURE	30 x 30	N_{max}	-643,61	M_{corr}	14,277	ELU	SEC	0	0	7,2	4HA14+4HA12	10,67
		N_{min}	262,94	M_{corr}	-8,172	ELU	SEC	0	0			
		M_{max}	53,2	N_{corr}	20,749	ELU	SEC	0	0			

V.II.4.Vérifications à l'ELU

1) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 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.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en

$$\phi = 8 \text{ mm} . \text{ Soit } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

b. Espacement des armatures transversales

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a: C'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1,2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpoler entre les deux valeurs présidentes.}$$

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

$$\lambda_g : \text{Elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$I_f : \text{Longueur de flambement du poteau } L_f = 0,7L_0$$

Tableau V.14 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$		$A_{adoptée} [\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courante $S_t=15 \text{ cm}$	Zone nodale $S_t=10 \text{ cm}$		
40x40	408	285,6	7,14	1,8	1,2	2,01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2,01	Condition vérifiée
30x30	306	214,2	7,14	1,35	0,9	2,01	Condition vérifiée

2) 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. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

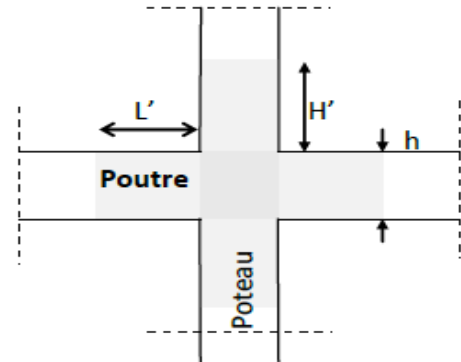


Figure V.6 : Zone nodale

Tableau V.15 : Détermination de la zone nodale.

	H	h'
Poteau (40x40)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 62\text{cm}$
Poteau (35x35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau (30x30)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60\text{cm}$

3) Longueur minimale de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II_a.

- ✓ 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) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

4) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

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

- 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 égale 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} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$.

5) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.16 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

<i>Poteau (cm²)</i>	<i>h_e (m)</i>	<i>b=h (mm)</i>	<i>λ_g≥5</i>	<i>d (mm)</i>	<i>T_u X10³N</i>	<i>τ_{bu} (MPa)</i>	<i>τ̄_{bu} (MPa)</i>	<i>Observation</i>
40x40	4,08	400	7,14	380	25,12	0,16	1,87	Condition vérifiée
35x35	3,06	350	6,12	330	27,29	0,23	1,87	Condition vérifiée
30x30	3,06	300	7,14	280	33,11	0,39	1,87	Condition vérifiée

V .II.5.Vérifications à l'ELS

1) 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 $\bar{\sigma}_{st}$.

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

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

Tableau V.17 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Etat des contrainte								Observation
RDC \Rightarrow 2 ^{eme}	40 x 40	N	846,33	M _{corr}	3,834	SEC	5,01	4,44	15	74,5	67,2	348	Condition vérifiée	
		N	173 ,02	M _{corr}	0,161	SEC	0,98	0,95	15	14,6	14,3	348	Condition vérifiée	
		N _{corr}	692,35	M _{max}	14,019	SEC	4,91	2,82	15	71,3	44,7	348	Condition vérifiée	
3 \Rightarrow 5 ^{eme}	35 x 35	N	396,9	M _{corr}	11,031	SEC	2,88	1,24	15	41,4	20,5	348	Condition vérifiée	
		N	39,96	M _{corr}	7,955	SEC	1,35	0	15	16,7	17,6	348	Condition vérifiée	
		N _{corr}	109,74	M _{max}	14,004	SEC	2,45	0	15	32	14,4	348	Condition vérifiée	
TOITURE	30 x 30	N	465,24	M _{corr}	10,222	SEC	6,08	2,7	15	86,1	45,5	348	Condition vérifiée	
		N	188,29	M _{corr}	5,85	SEC	2,74	0,81	15	38,3	15	348	Condition vérifiée	
		N _{corr}	38,05	M _{max}	14,642	SPC	3,68	0	15	40	81,6	348	Condition vérifiée	

V .II.6.Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

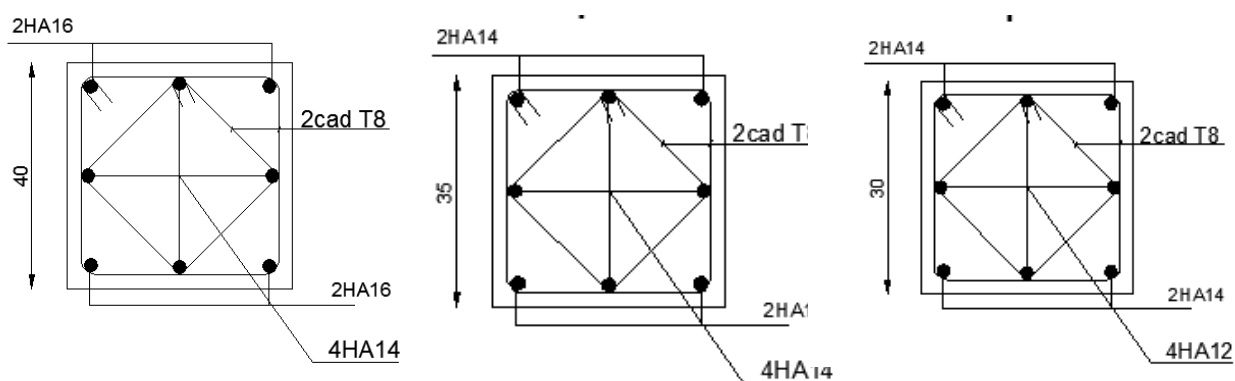


Figure V.7 : les coupes transversales des poteaux

V.3. Les voile

V.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

Zone I: RDC, 1^{er} étage, 2^{ème}

Zone II: 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage.

V.3.2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- ✓ **BAEL 91 modifié 99 :**
ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
ELS : $G + Q$
- ✓ **RPA 99 modifié 2003 :**
 $0,8 G \pm E$
 $G + Q \pm E$

V.3.3. Recommandation du RPA 99 version 2003

1) Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ✓ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2) Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

3) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum 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 $A_h \geq 0,10\% B$.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement 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.

4) 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.

5) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec: } T = 1,4 \times V_u$$

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.

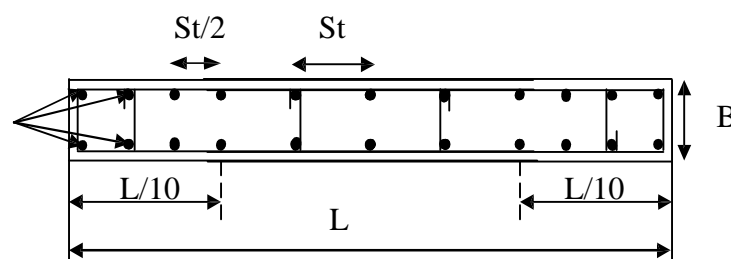


Figure V.8 : Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

V.3.4. Exposé de la méthode de calcul**1) calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{M}{N}$$

2) 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; $Y=L/2$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

3) Calcul de la longueur tendue

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$l_t = L - l_c$$

4) Calcul le moment fictif

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c \quad \text{si } N_u \text{ est un effort de compression}$$

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c \quad \text{si } N_u \text{ est un effort de traction}$$

5) Ferrailage du voile**✓ Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

$$A_V = \frac{N}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

V.3.5. Vérification a ELU**➤ Section minimal d'armature**

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} = \max \\ A_{\min} \geq 0,002B \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ \\ \text{(Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{array}$$

V.3.6 Les vérifications**V.3.6.1. Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.6.2 Vérification de la contrainte de cisaillement**✓ D'après l'RPA (Art 7.7.2 / RPA99 version 2003)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 / BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\max, \text{ELU}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

V.3.7 Exemple de calcul de voile**1) Caractéristiques géométriques****Zone I: VL₁**

$$L = 2,00 \text{ m} , \quad e = 0,20 \text{ m} , \quad B = 0,4 \text{ m}^2 , \quad I = 0,133 \text{ m}^4$$

$$V = \dot{V} = \frac{L}{2} = 1 \text{ m.}$$

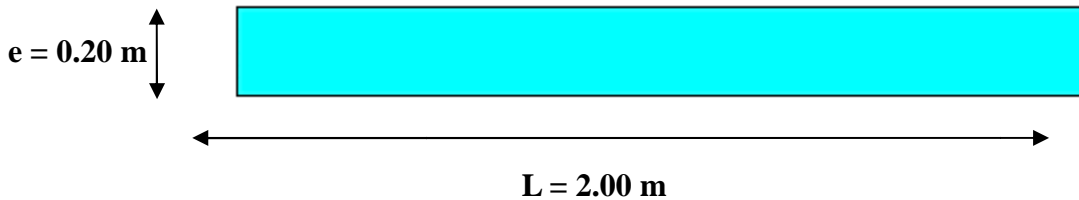


Figure V.9 : Coupe du voile longitudinale.

2) Sollicitation de calcul

$$N_{\max} = -2115,23 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 596,581 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 236,05 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 889,15 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 607,961 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 250,78 \text{ KN}$$

$$N_{\text{corr}} = 618,14 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{\max} = 656,206 \text{ KN} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 317,85 \text{ KN.m}$$

- 1^{er} cas : $N = N_{\min} = 2115,23 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-2115,23}{0.5} + \frac{596,581 \times 1}{0.133} = -813,706 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-2115,23}{0.5} - \frac{596,581 \times 1}{0.133} = -9762,44 \text{ KN/m}^2$$

- 2^{eme} cas : $N = N_{\max} = 889,15 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{889,15}{0.5} + \frac{607,976 \times 1}{0.133} = 6782,594 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{889,15}{0.5} - \frac{607,976 \times 1}{0.133} = -2336,84 \text{ KN/m}^2$$

- 3^{eme} cas : $M = M_{\max} = 656,206 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{618,14}{0.5} + \frac{656,206 \times 1}{0.133} = 6466,907 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{618,14}{0.5} - \frac{656,206 \times 1}{0.133} = -3376,20 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \times / \sigma_{\max} /}{/ \sigma_{\min} / + / \sigma_{\max} /} = \frac{2 \times / 6466,907 /}{/ -3376,20 / + / 6466,907 /} = 0,69 \text{ m}$$

b) Détermination des efforts normaux

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{0.69 \times 6466,907 \times 0.20}{2} = 443,63 \text{ KN}$$

3) Calcul des armatures verticales

$$A_{v/LT} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{443,63}{34,8} = 12,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj/LT} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} * \frac{LT}{L} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 317,85}{34,8} * \frac{0,69}{2} = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{T/LT} = A_{v/LT} + A_{vj/LT} = 12,75 + 4,82 = 17,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{T/nappe/LT} = \frac{A_{T/LT}}{2} = 17,57/2 = 8,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{T/nappe/ml} = \frac{A_{T/nappe/LT}}{LT/ml} = 8,79/0,69 = 12,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min_{nappe}/ml} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)/2/L_{voile}$$

$$= \max\left(\frac{2,1 \times 200 \times 20}{400}; 0,002 \times 200 \times 20\right) / 2/2$$

$$A_{\min_{nappe}/ml} \geq \max(6,5625; 2,5) = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\left(A_{T/nappe/ml}; A_{\min_{nappe}/ml}\right) = 12,81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Tableau VI.18: Ferrailage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} .

	Ferrailage adoptée	Section total	Espacement	
			Zon nodale	Zon courant
Avadp /ml	7HA16	14,07	10	15

4) Calcul des armatures horizontales

Selon le **BAEL** : $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{14,07}{4} = 3,52 \text{ cm}^2$

→ $A_h = 3,52 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm²/ml avec : St = 20 cm

5) 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 [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m²**.

6) Vérification à l'ELS

a) Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1,5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15 \times A_{v\text{adp}}} = \mathbf{0,01\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,01\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement :**➤ D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 317,85}{2 \times 0.20 \times 0.9 \times 10^3} = \mathbf{1,24\text{MPa}}$$

$$\tau_b = 1,24\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{317,85}{2 \times 0.20 \times 0.9 \times 10^3} = \mathbf{0,88\ MPa}$$

$$\text{Pour la fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4\text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,88\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

Tableau V.19 Ferraillage de voiles de 2 m

	Solicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp			At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-2115,23	596,581	236,05	GQEX	-813,706	-9762,44	0,00	0,00	0,00	10,45	10,45	5,22	10,5	3,50	12,81	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	1,24	Condition vérifiée	0,88	Condition vérifiée	0,01	Condition vérifiée
	889,15	607,961	250,78	08GMEX	6782,594	-2336,84	0,51	347,61	9,99	2,47	12,46	6,23	10,5	12,16														
	618,14	656,206	317,85	GQEX	6466,907	-3376,20	0,69	443,63	12,75	4,82	17,57	8,79	10,5	12,81														
Zone II	-639,84	8,758	36,51	ELU	-1533,915	-1665,25	0,00	0,00	0,00	1,62	1,62	0,81	10,5	3,50	5,25	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10,00	15,00	0,66	Condition vérifiée	0,47	Condition vérifiée	0,00	Condition vérifiée
	-7,65	28,999	42,8	08GMEX	198,368	-236,618	1,09	21,58	0,62	1,89	2,51	1,26	10,5	5,25														
	-589,72	156,005	170,96	GQEX	-304,260	-2644,34	0,00	0,00	0,00	7,57	7,57	3,78	10,5	3,50														

Tableaux V.20 Ferraillage de voiles de 4,3 m

	Solicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp			At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-2407,83	202,544	1,08	ELU	-2469,90	-3129,70	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,02	22,575	5,25	8,84	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,141	Condition vérifiée	0,815	Condition vérifiée	0,015	Condition vérifiée
	-779,97	1107,52	473,76	08GEY	896,99	-2710,87	3,23	289,81	8,33	15,75	24,08	12,04	22,575	5,25														
	-1838,42	3573,97	689,75	GQMEY	3683,54	-7958,94	2,94	1082,79	31,11	20,87	51,98	25,99	22,575	8,84														
Zone II	-1754,55	127,077	4,6	ELU	-1833,19	-2247,16	0,00	0,00	0,00	0,20	0,20	0,10	22,575	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,282	Condition vérifiée	0,201	Condition vérifiée	0,015	Condition vérifiée
	-449,35	799,659	158,69	08GEY	779,97	-1824,97	3,01	234,97	6,75	4,92	11,67	5,84	22,575	5,25														
	-951,9	802,098	170,2	GQMEY	199,59	-2413,31	3,97	79,27	2,28	6,96	9,23	4,62	22,575	5,25														

VI.1. Introduction

La fondation est de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportées par la structure.

Dans le cas le plus générale, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal : charge verticale centrée
- ✓ Une force horizontale résultante : action de vent ou de séisme
- ✓ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents

On peut classer les fondations, selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures, en :

1) Fondations superficielles

- Semelle continue sous mur
- Semelle sous points d'appui isolés
- Radier général

2) Fondations profondes

- Semelles sur pieux
- Système spéciaux de fondations

3) Fondation massives

- Semelle sous puits
- Fondation pour réservoirs, château d'eau

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous murs ou voiles
- ✓ Les semelles continues sous poteaux
- ✓ Les semelles isolées
- ✓ Les radiers.

VI.2. Choix du type de fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- ✓ La stabilité de l'ouvrage
- ✓ L'importance de la superstructure,
- ✓ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \quad (\text{ELU}) \\ \text{(BAEL 91 version 99)} \\ G + Q \quad (\text{ELS}) \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ \text{(Art10.1.4.1 du RPA 99 version 2003)} \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\}$$

VI.2.1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

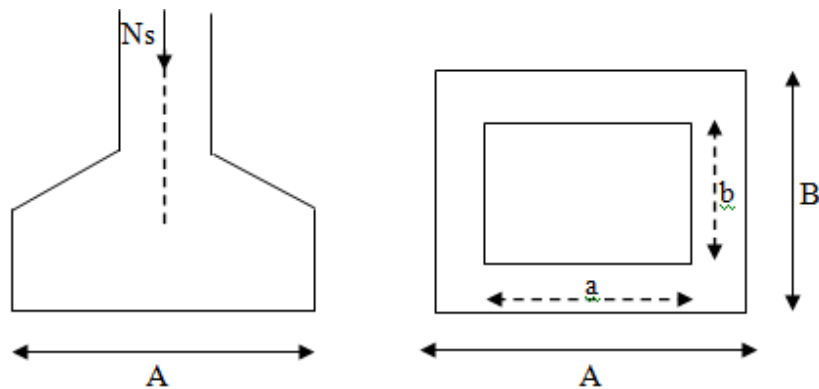


Figure VI.1 : Semelle isolée

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = K = 1 \Rightarrow A = B$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

D'où

Exemple : $N_{ser} = 846.33 \text{ kN}$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

$$A = \frac{846.33}{200} = 4,23 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.2.2. Semelles filantes

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

VOILE	Ns	L (m)	B (m)	S=L.B	N	S totale (m²)
VL1	362,11	2	0,91	1,81	4	7,24
VT2	843,61	4,3	0,98	4,22	2	8,44
						Σ = 15,68

2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

• Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• Etape de calcul

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases} \cdot B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$$

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ni	Mi(m)	ei (m)	Ni x ei
A	544,59	-2,429	4,3	2341,737
B	710,95	7,334	0	0
C	849,9	-8,973	-4,3	-3654,57
Somme	2105,44	-4,068	/	-1312,833

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1312,833 - 4,068}{2105,44} = -0,63 \text{ m.}$$

$$e = 0,63 \text{ m} > \frac{l}{6} = \frac{8,6}{6} = 1,43 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{2105,44}{8,6} \left(1 - \frac{6 \times (0,63)}{8,6} \right) = 137,21 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{2105,44}{8,6} \left(1 + \frac{6 \times (0,63)}{8,6} \right) = 352,42 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{2105,44}{8,6} \left(1 + \frac{3 \times (-0,63)}{8,6} \right) = 191,02 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{191,02}{200} = 0,955 \text{ m} \cong 1,10 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1,1 \times 8,6 = 9,46 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{t \text{ Pot}} = 9,46 \times 8 = 75,68 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_{v \text{ tot}} + S_{t \text{ Pot}} = 75,68 + 15,68 = 91,36 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{t \text{ structure}} = 249,4 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t \text{ semelles}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{91,36}{249,4} = 0,3663 \rightarrow \text{La surface des semelles représente 36,63 \% de la surface total.}$$

Conclusion : Nous allons opter pour des semelles filantes.

VI.3 dimensionnement de la semelle filante

a) Semelle.

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s = \frac{110-40}{4} + 5 = 22.5\text{cm} \quad \text{on prend } h_s = 40\text{cm. et } d = 35\text{cm.}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 4,30\text{m} \quad A = 1.10\text{m}; \quad h_s = 40\text{cm}; \quad c = c' = 5\text{cm}; \quad d_a = 35\text{cm}$$

b) poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.47 \leq h_p \leq 0.72 \text{ m soit } h_p = 70\text{cm}$$

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 20 \leq b_p \leq 40\text{cm} \quad \text{soit } b_p = 50\text{cm.}$$

VI.4 Ferrailage

VI.4.1 poutre de rigidité

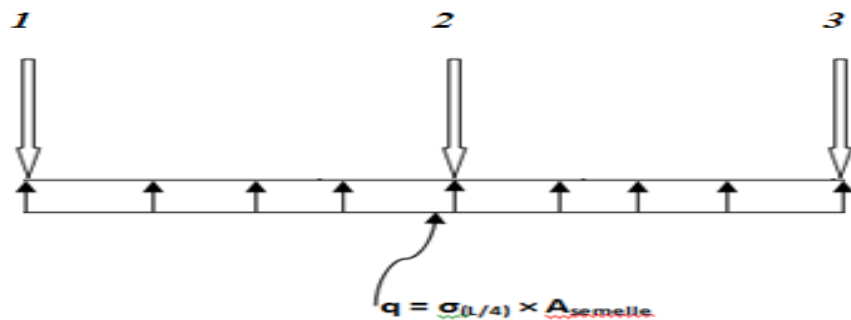


Figure VI.2 : schéma statique des semelles sous poteaux.



Figure VI.3 diagramme des moments fléchissant.

- Calculer des moments isostatiques $M_{0s} = \frac{qul^2}{8}$

$$\text{Avec } q = q \left(\frac{l}{4} \right) \times B = 191,02 \times 1, \quad l = 210,122\text{kn/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}; \quad A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}; \quad A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$$

Tableau VI.1 : moment isostatique

travée	L	qu	M0		M	μ	β	A_s	A_{st}^{min}	A choisis (cm ²)	A adoptées (cm ²)
A-B	4,3	210,12	485,64	Appuis	242,82	0,037	0,981	9,52	3,92	5 HA 16	10,05
				Travée	412,80	0,063	0,967	16,41	3,92	5 HA 16 + 5 HA 16	20,10
B-C	4,3	210,12	485,64	Appuis	242,82	0,037	0,981	9,52	3,92	5 HA 16	10,05
				Travée	412,80	0,063	0,967	16,41	3,92	5 HA 16 + 5 HA 16	20,10

Armatures transversales :

$$\Phi = \min \left\{ \frac{h_p}{35} ; \frac{b_p}{10} ; \Phi_l \right\}$$

Soit $A_t = 2$ cadres + un étrier de T8 $\Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

VI.4.2 semelle :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{1172,37 \times 1000 \times (110-40)}{8 \times 35 \times 34800} = 8,42 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 $\Rightarrow A_s = 9,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec espacement $e = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}14 (A_r = 9,23 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{avec espacement } e = 15 \text{ cm}$$

VI.4.3 longrine

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$ (articler 10.1.b RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S_2 et S_3

En opte pour une section transversal de : (30×35)

$$F = \frac{1172,37}{12} = 97,70 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{97,70 \times 10^3}{348 \times 100} = 2,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 6.78 \text{ cm}^2.$$

Armatures transversales

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_l ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

$$\text{Soit un cadre T8} \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\Phi_t\}$; soit $e = 15$

VI.5 Vérification à l'ELS

$$\text{A l'ELS : } q_s = q \left(\frac{L}{4} \right) \times A = 191,02 \times 1,1 = 210,122 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{210 \times 4.30^2}{8} = 485,36 \text{ KNm}$$

a) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 20,1 \text{ cm}^2 ; M_t = 412,80 \text{ KN.m} ; d = 65 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 20,1}{65 \times 50} = 0.618$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,10 \\ \beta_1 = 0.884 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{412,8 \times 10^3}{0.8884 \times 65 \times 20,10} = 361.049 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} = 357,419 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Remarque : vu que la condition n'est pas vérifiée en augmentant la hauteur de la poutre de rigidité de 70 cm à 75 cm

D'où

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 20,1 \text{ cm}^2 ; M_t = 412,80 \text{ KN.m} ; d = 65 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 21,10}{70 \times 40} = 0.574$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 29,49 \\ \beta_1 = 0.8885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{412,8 \times 10^3}{0.8885 \times 65 \times 21,10} = 330,20 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ mpa}$$

$$\sigma_{st} = 330,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29,49} = 0.0340$$

$$\sigma_{bc} = 0,034 \times 330,2 = 11,23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 11,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement

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

$$V_u = \frac{q_s \left(\frac{L}{4} \right) L}{2} = \frac{191.02 \times 4.3}{2} = 410.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{410.69 \times 1000}{500 \times 700} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

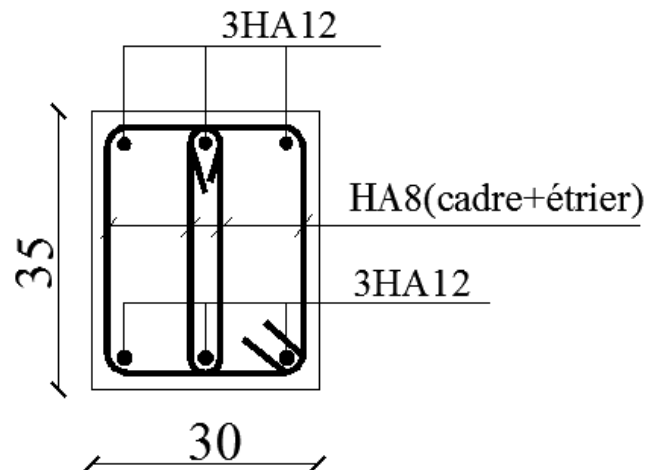


Figure VII.4 : schéma de ferrailage des longrines.

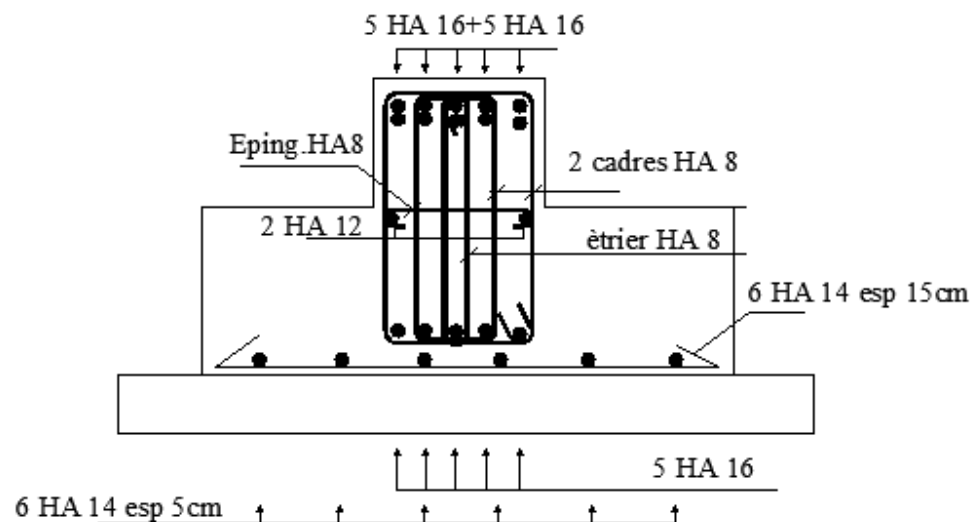


Figure VII.5 : schéma de ferrailage des semelles en travées.

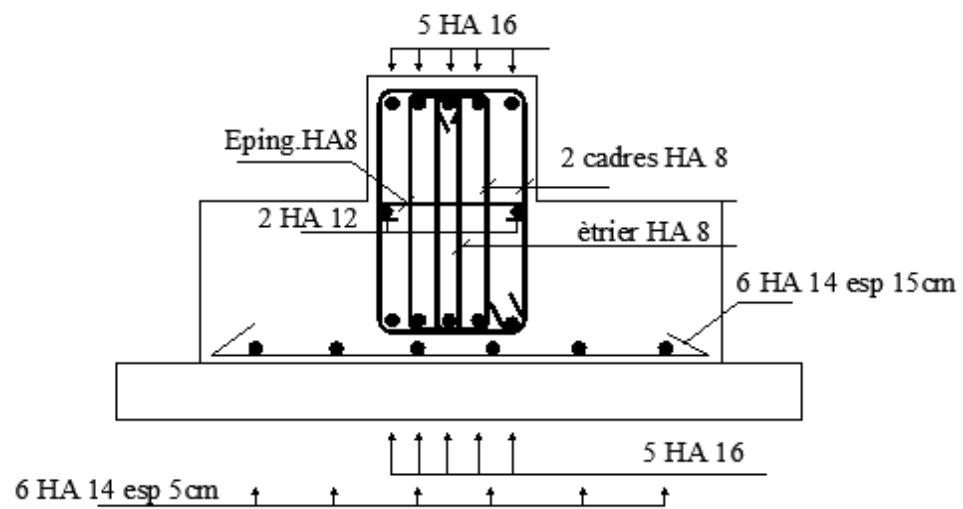
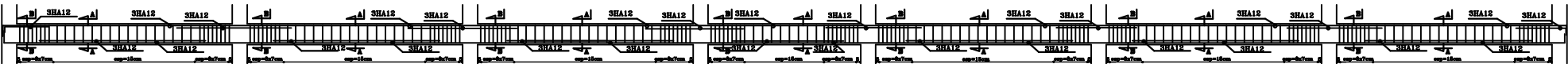
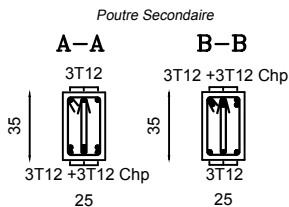
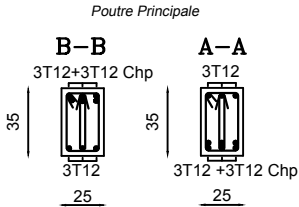
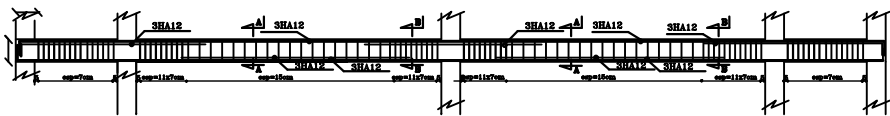


Figure VII.6 : schéma de ferrailage de semelle aux appuis.

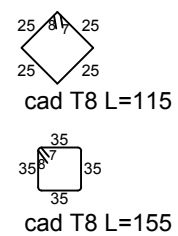
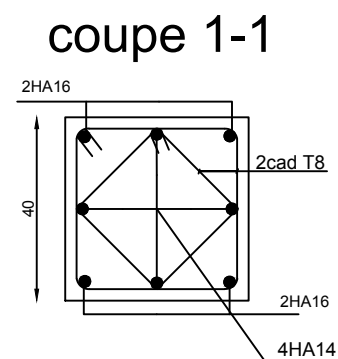
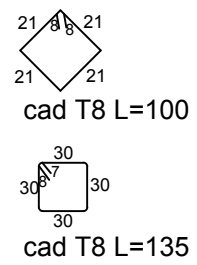
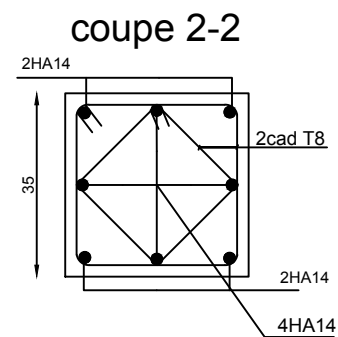
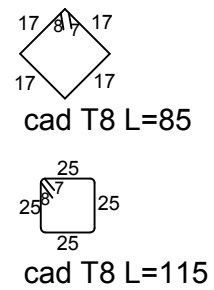
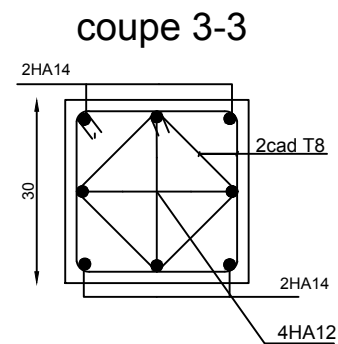
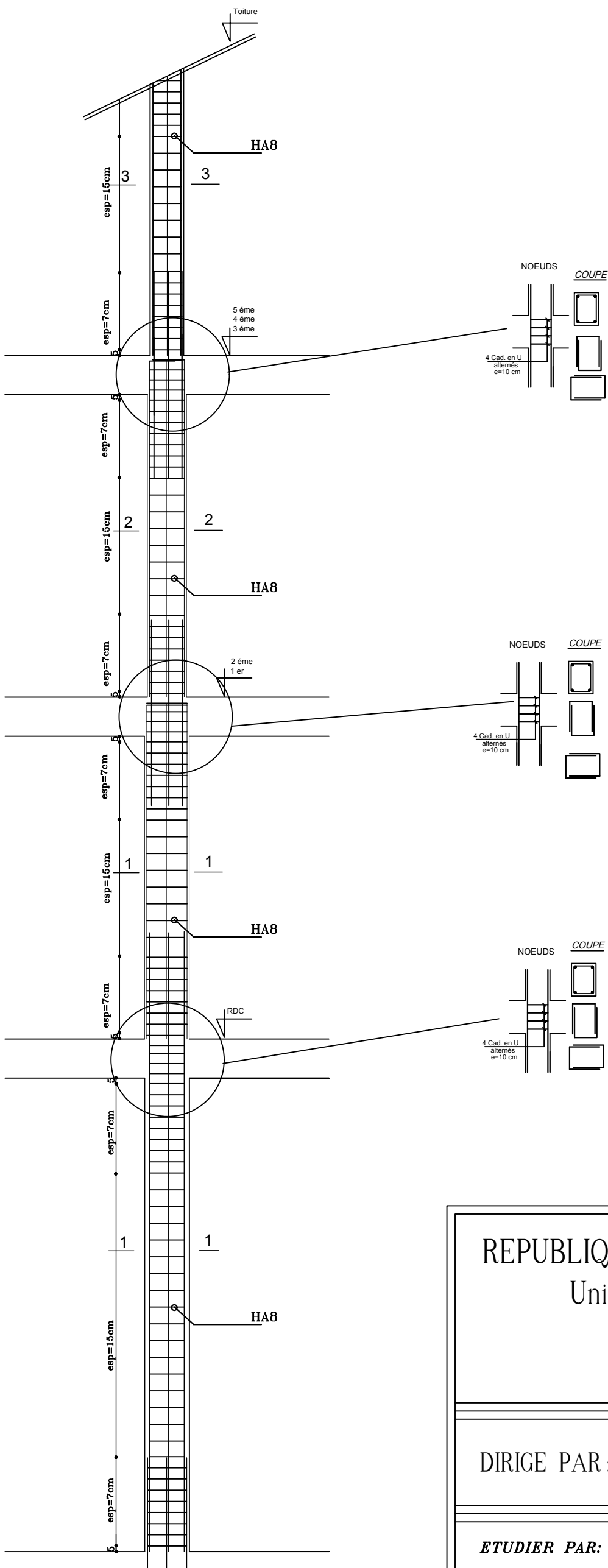
Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 35 Axe B



Exemple de ferrailage des Poutres Principales 25 x 35 Axe 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : <i>Mme: HADDAD.K</i>	Ferrailages des poutres
ETUDIER PAR : <i>BELESSAM ELYES ATMANE KARINA</i>	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

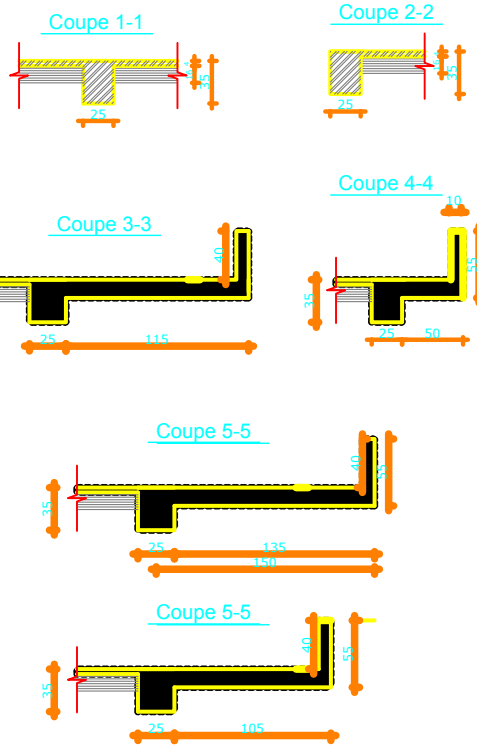
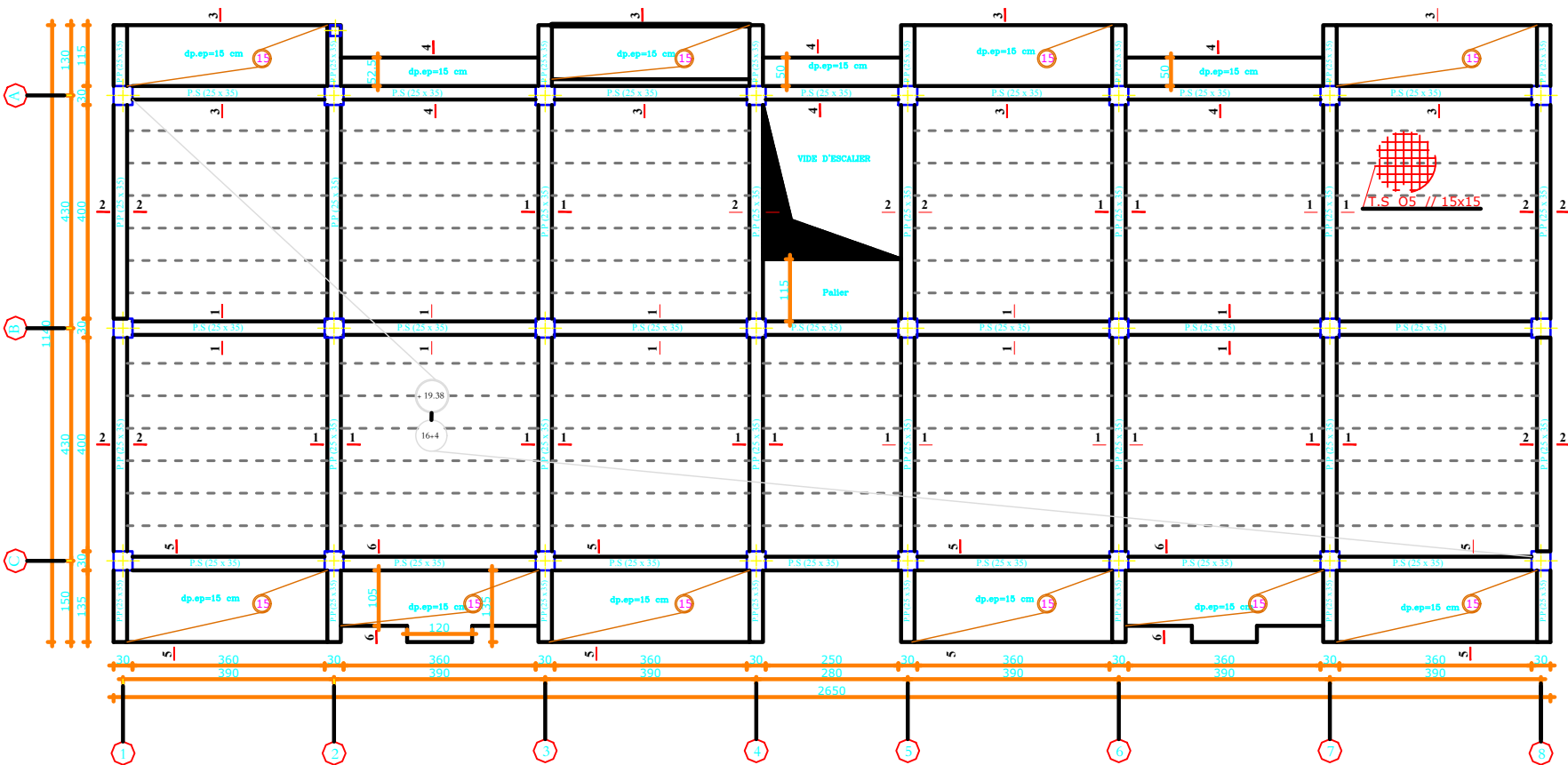
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : *Mme: HADDAD.K*

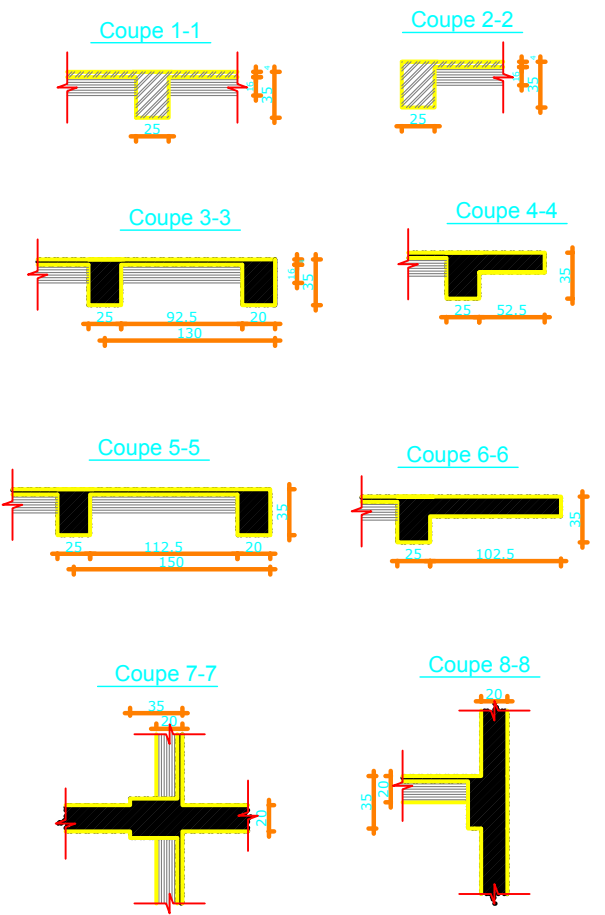
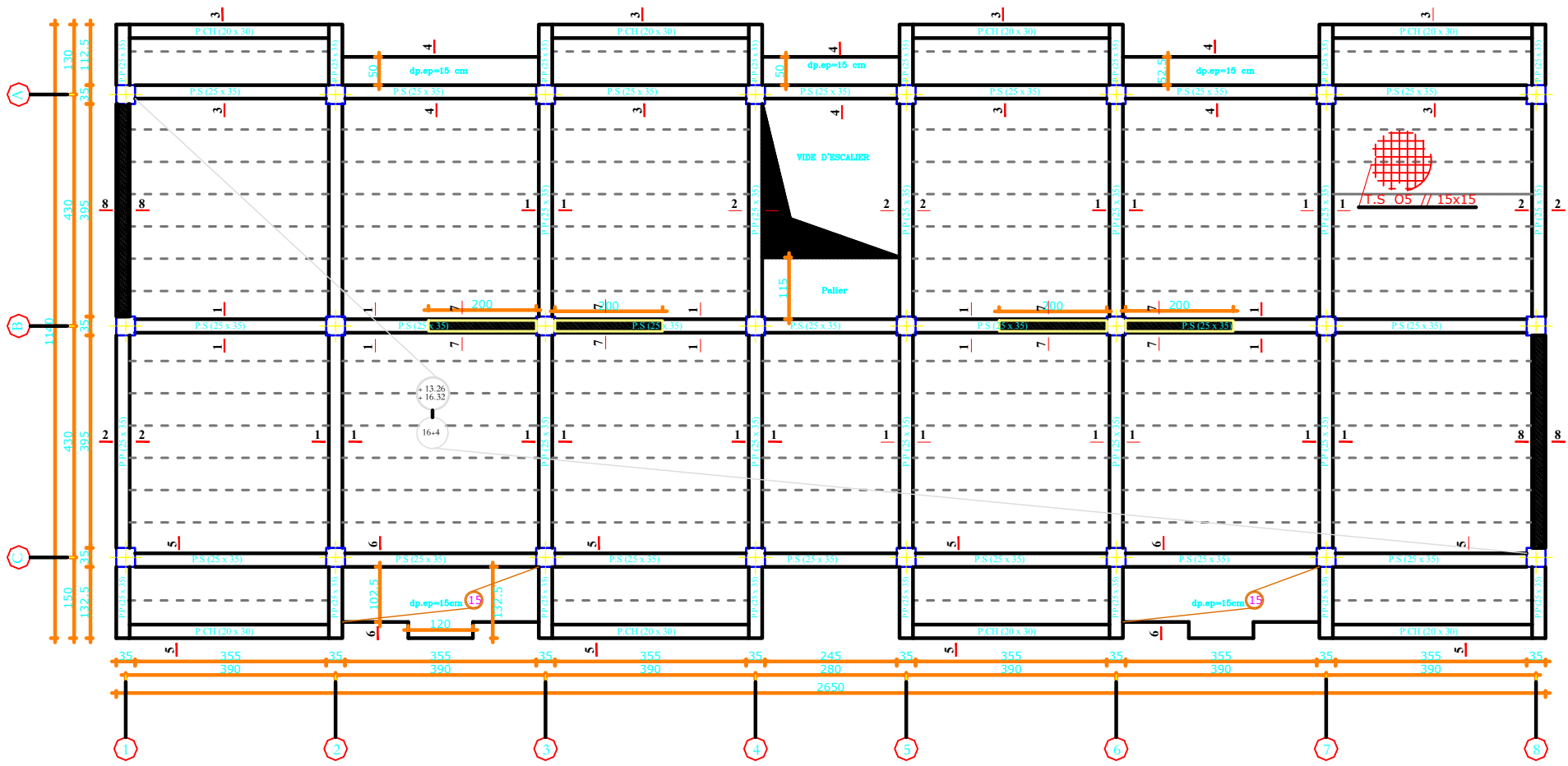
ETUDIER PAR: *BELKESSAM ELYES*

Ferrailages
des poteaux

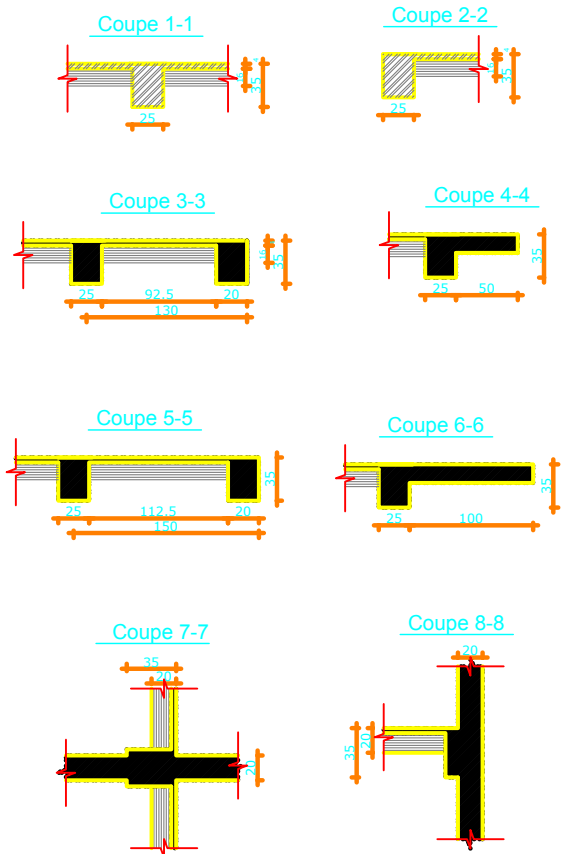
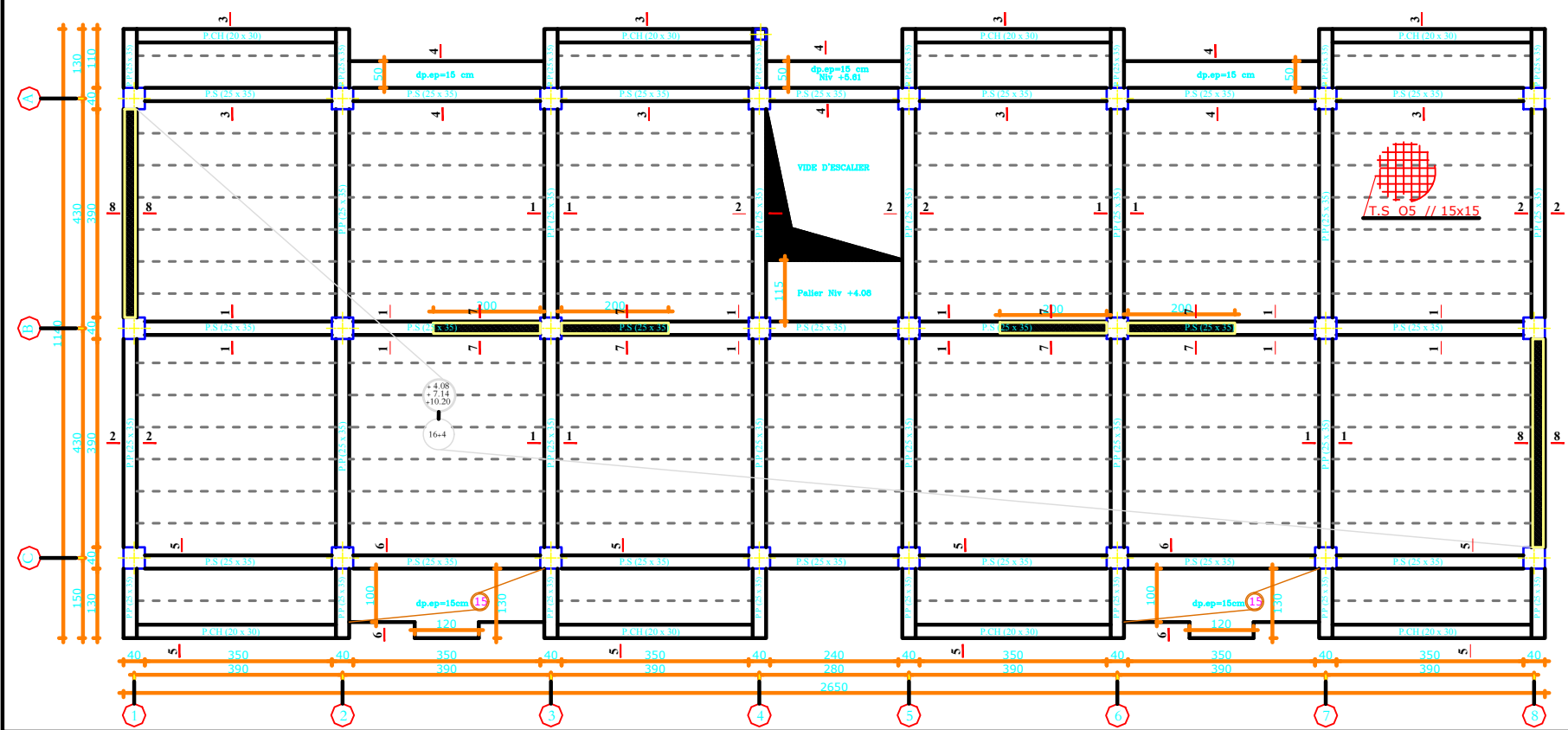
COFFRAGE PLANCHER NIV +19.38



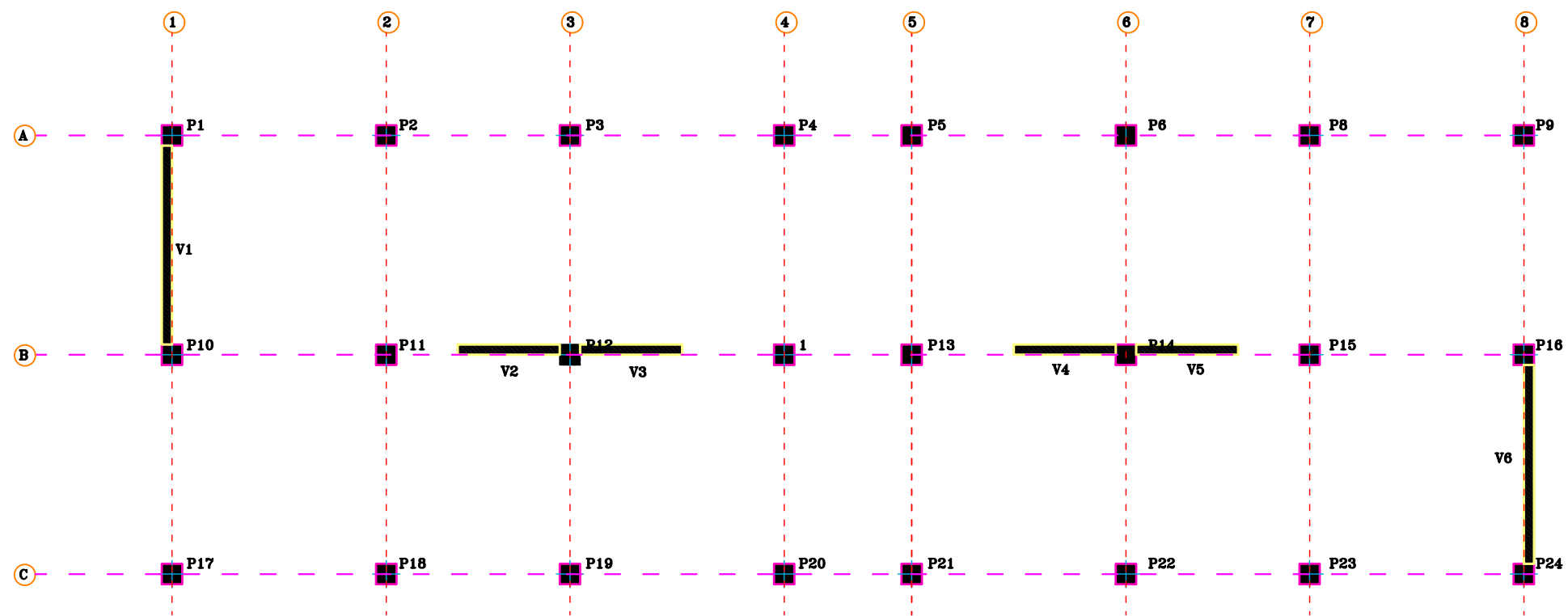
COFFRAGE PLANCHER NIV +13.26 & +16.32



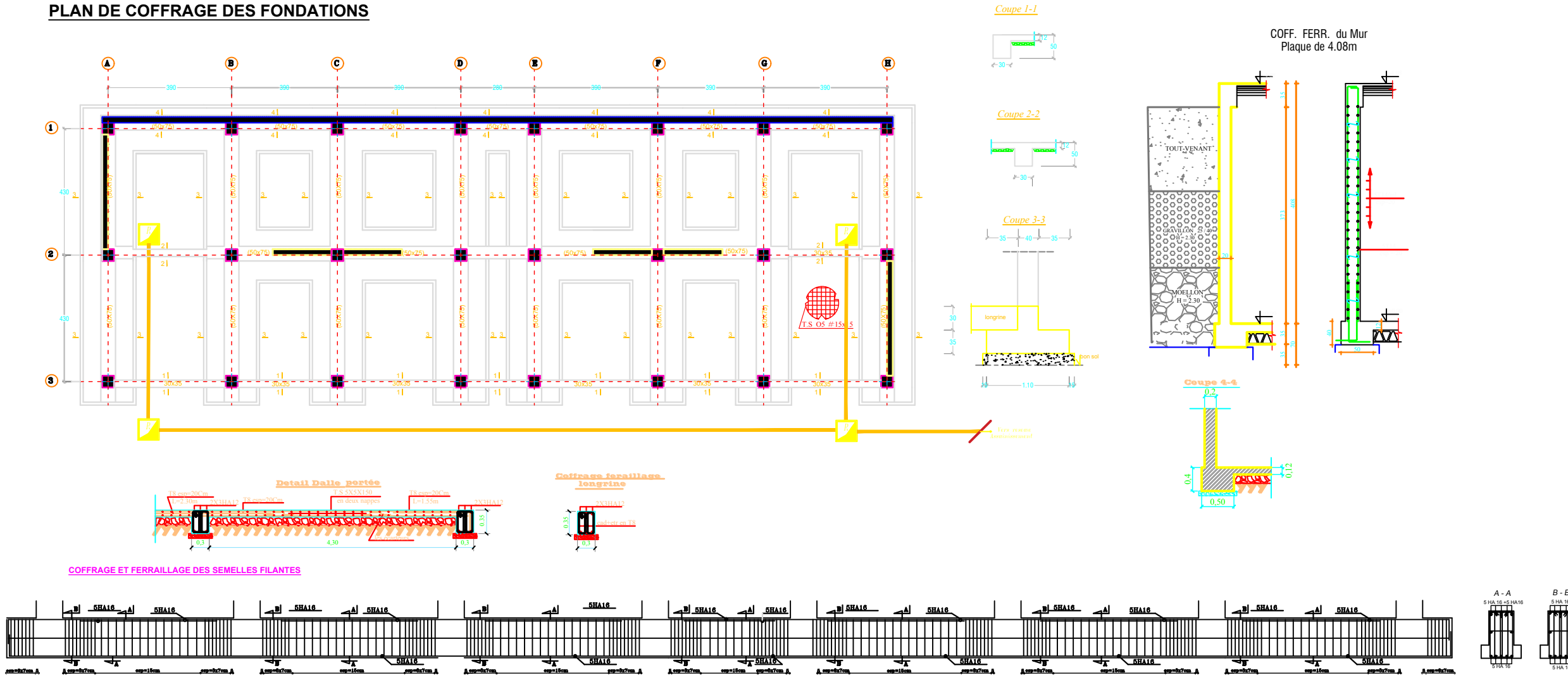
COFFRAGE PLANCHER NIV +4.08 & +7.14 & +10.20



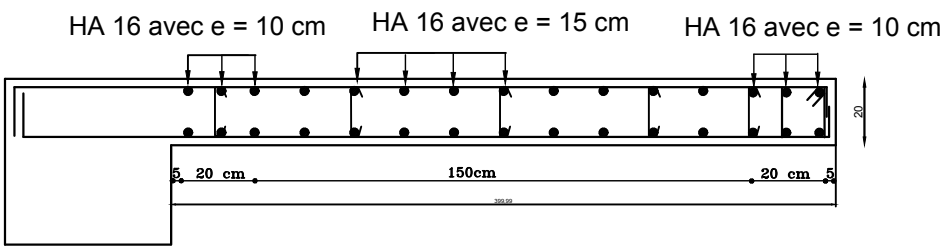
REPERAGE POTEaux ET VOILES



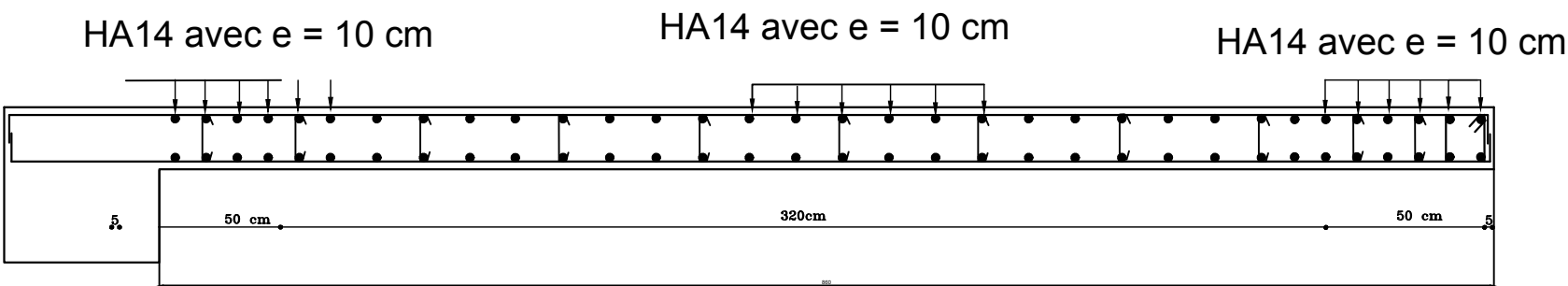
PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS



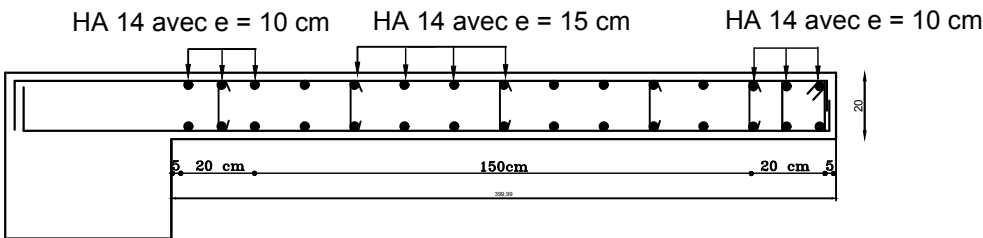
Voile De 2 m zone 1



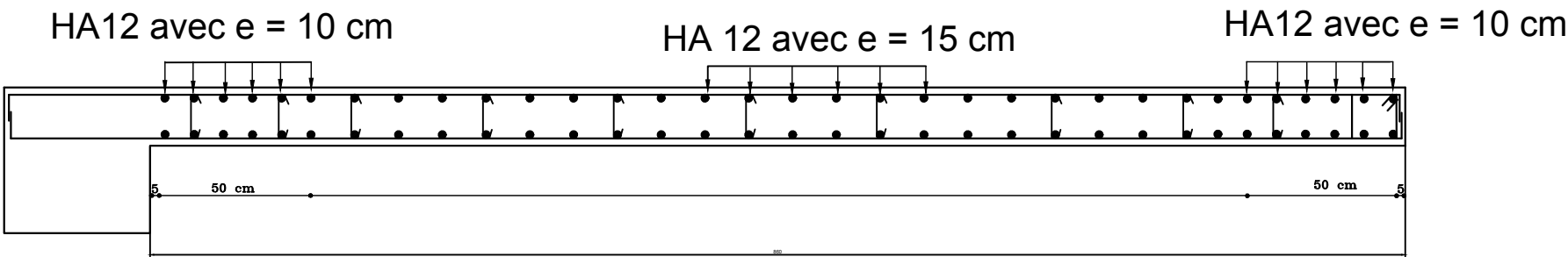
Voile De 4,3 m zone 1



Voile De 2 m zone 2



Voile De 4,3 m zone 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : *Mme: HADDAD.K*

*ETUDIER PAR: BELKESSAM ELYES
ATMANE KAHINA*

Ferrailages
des VOILES

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, 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



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
(C.B.A 93).



Calcul en bois (CB71)



calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI



livre de VICTOR DAVIDOVICI volume 2

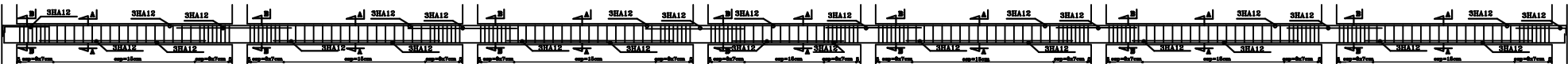


Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département
G.C)

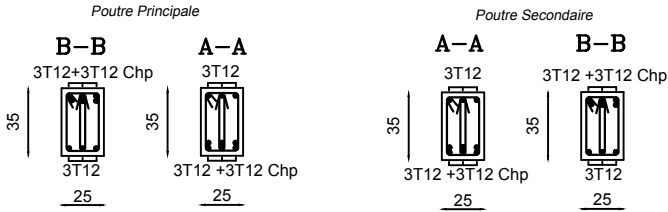
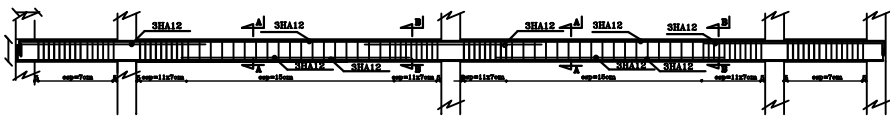


Tables de Pigeaud et tableaux de calcule a l'ELU et l'ELS.

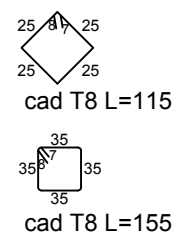
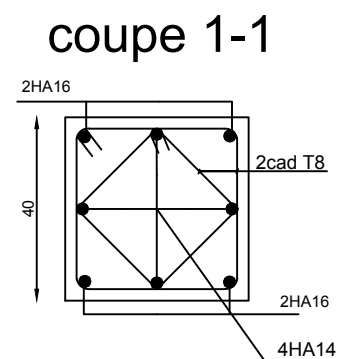
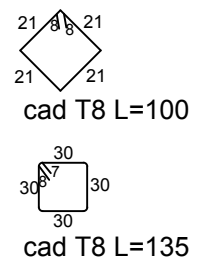
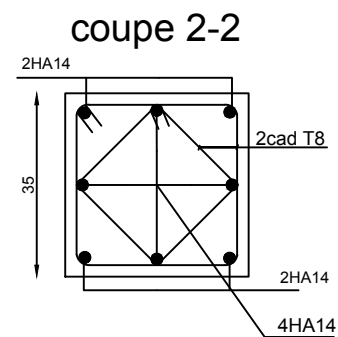
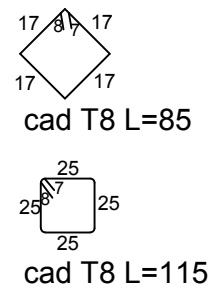
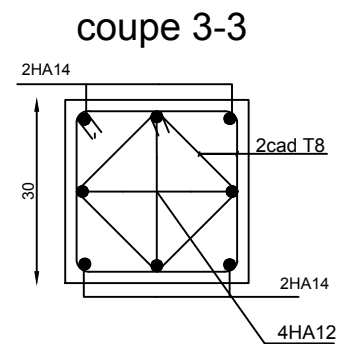
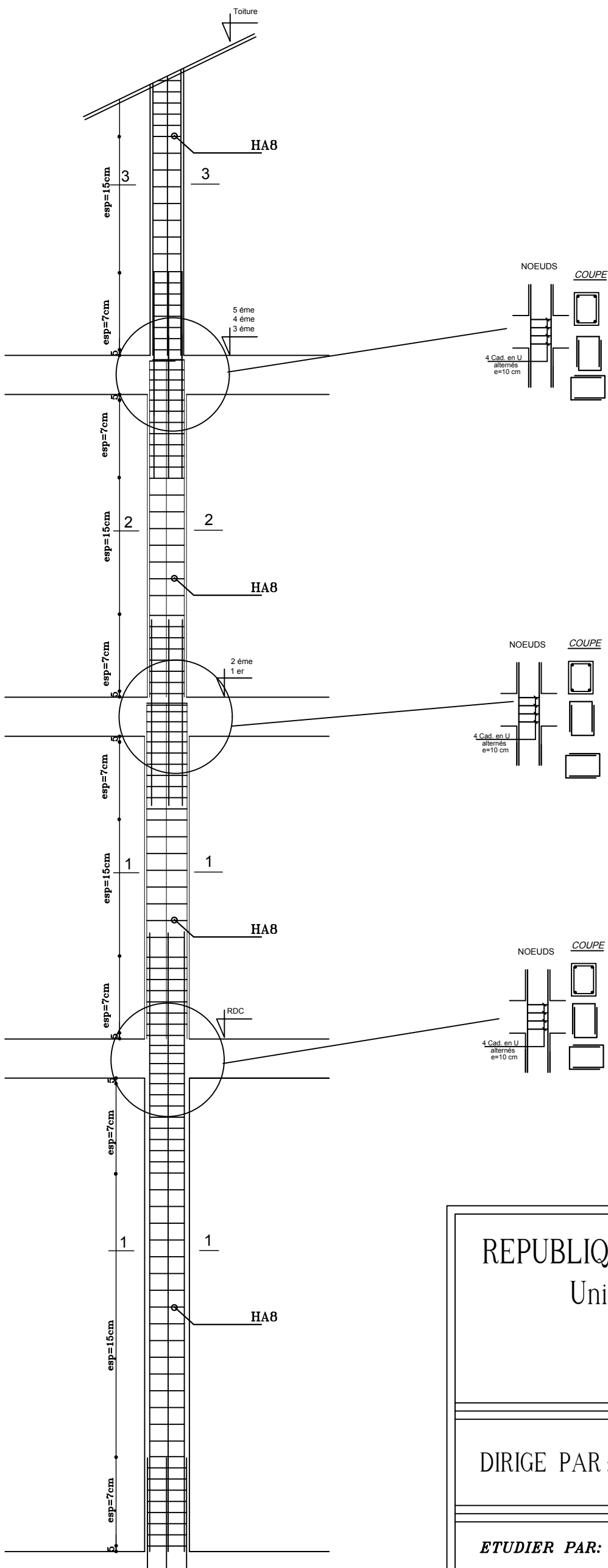
Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire 25 x 35 Axe B



Exemple de ferrailage des Poutres Principales 25 x 35 Axe 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : <i>Mme: HADDAD.K</i>	Ferrailages des poutres
ETUDIER PAR : <i>BELESSAM ELYES ATMANE KARINA</i>	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULoud MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

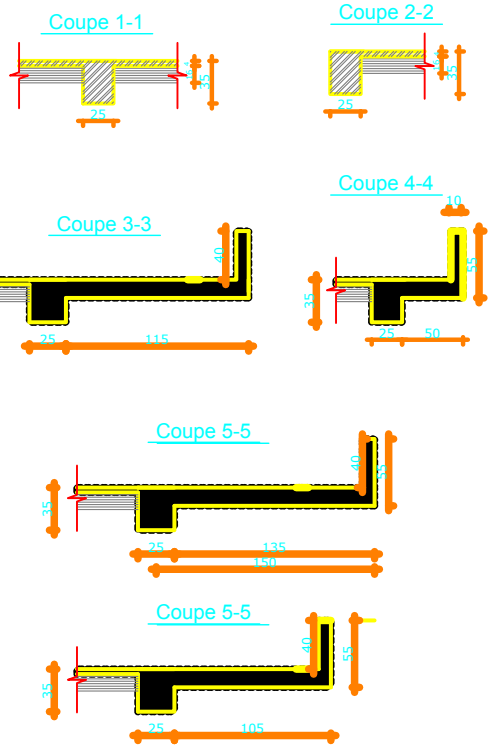
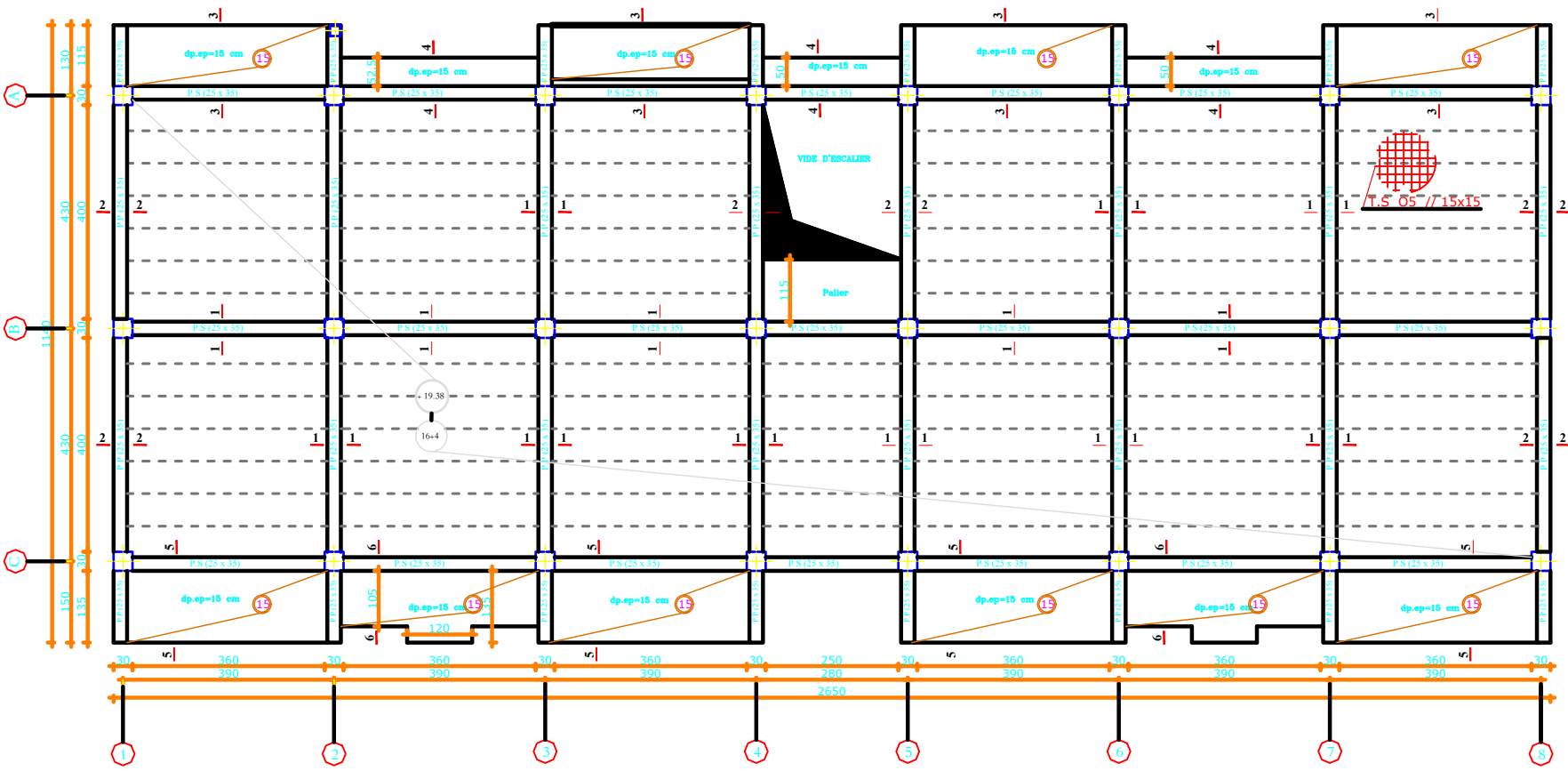
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : *Mme: HADDAD.K*

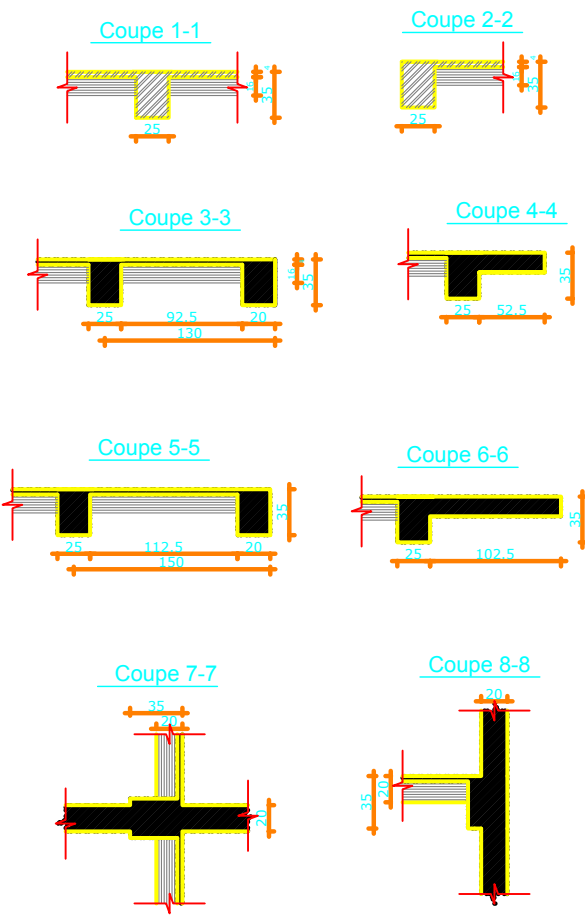
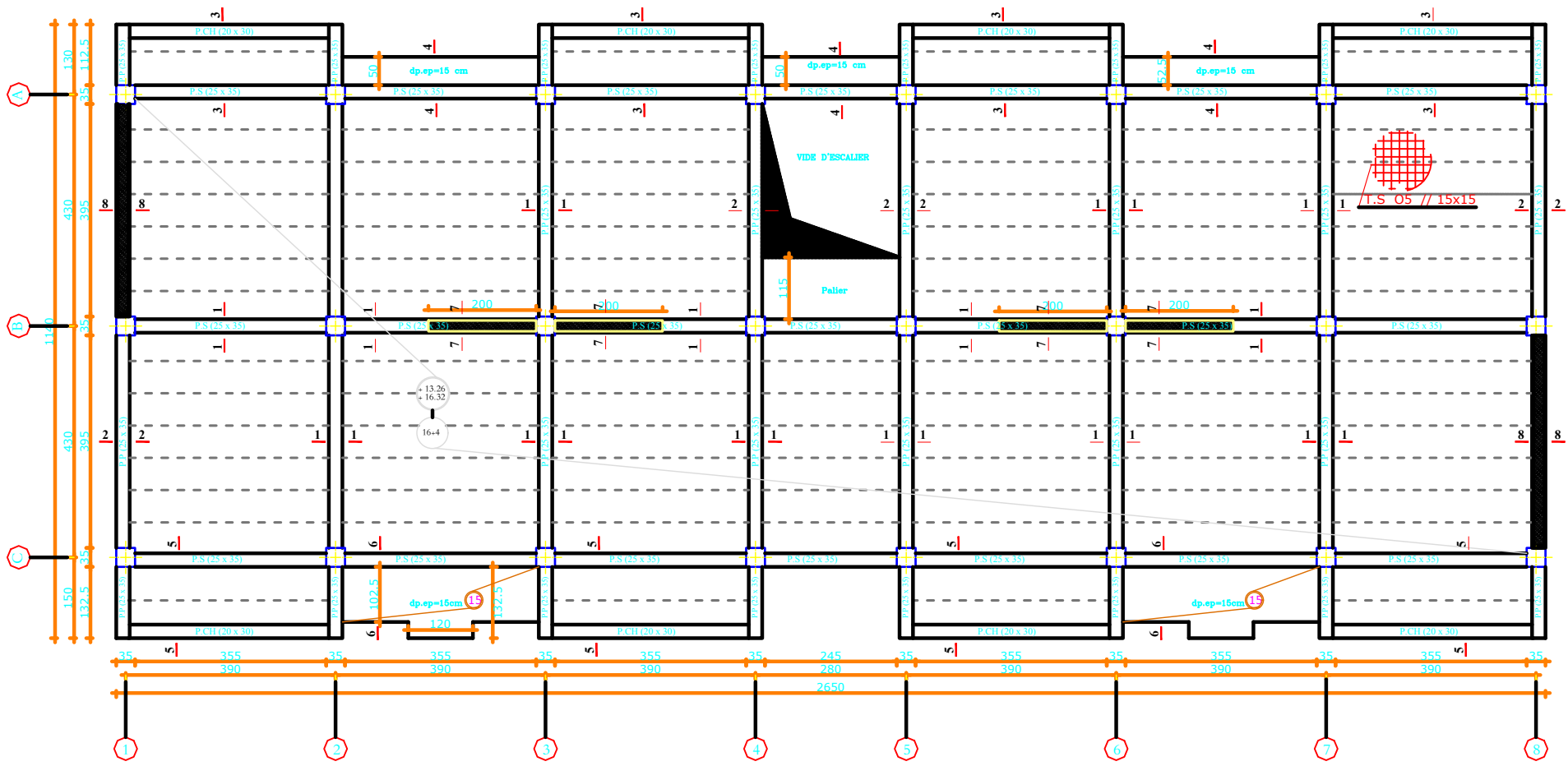
ETUDIER PAR: *BELKESSAM ELYES*

Ferrailages
des poteaux

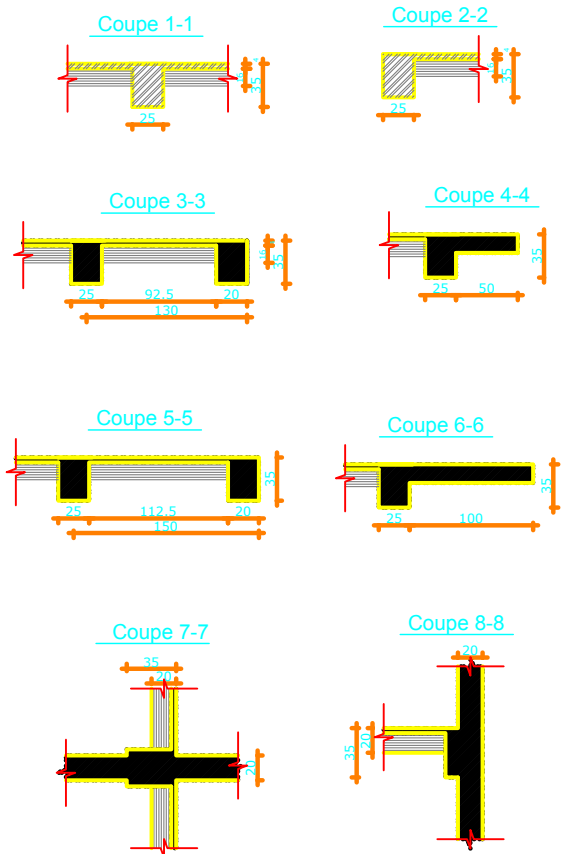
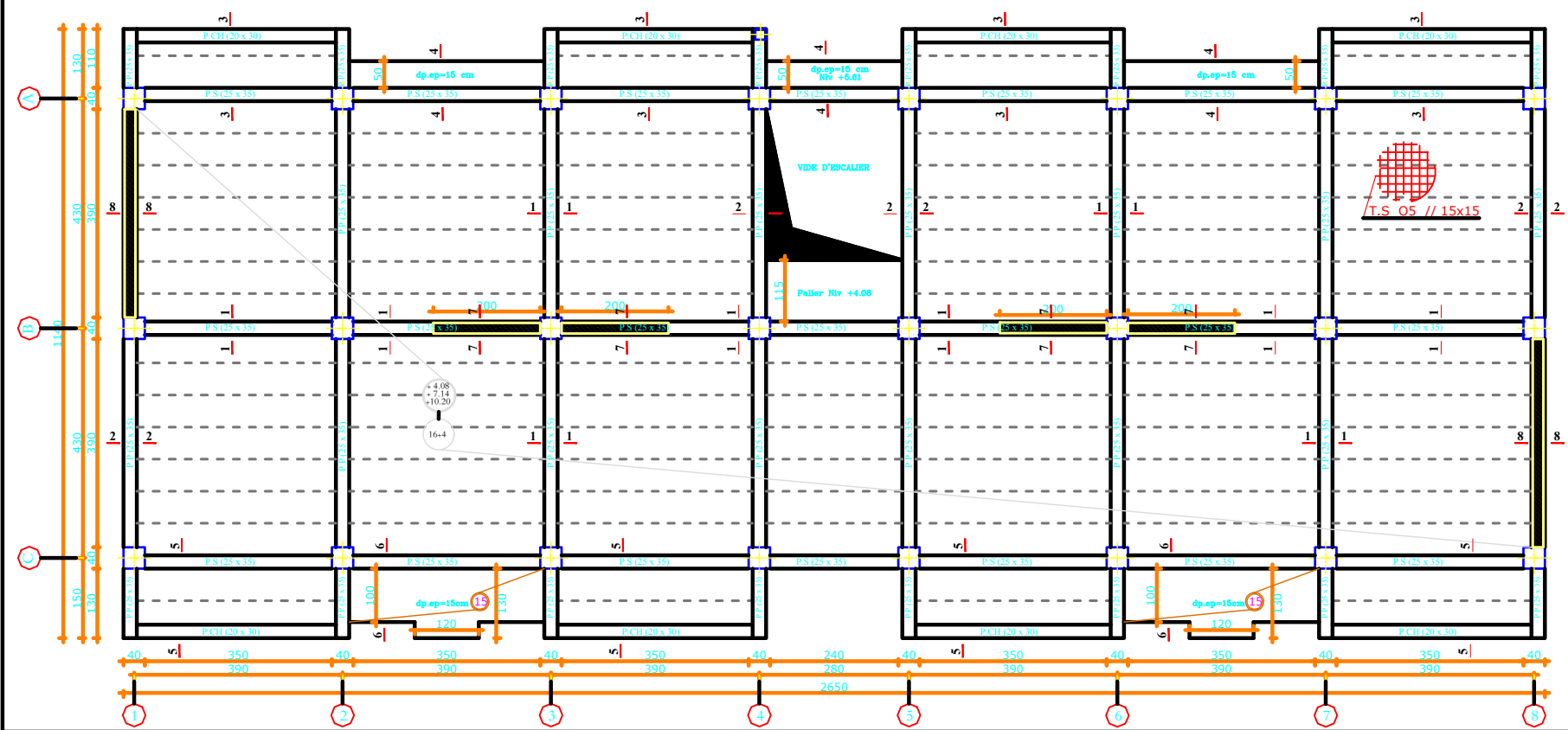
COFFRAGE PLANCHER NIV +19.38



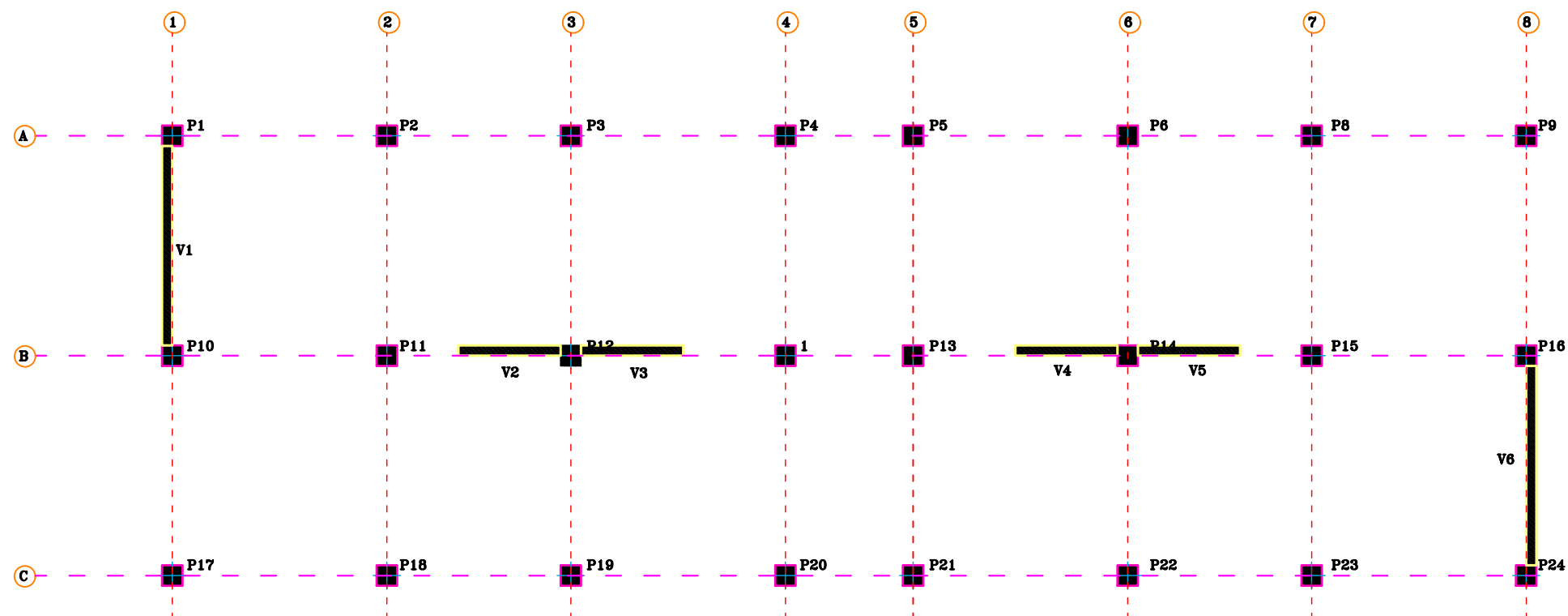
COFFRAGE PLANCHER NIV +13.26 & +16.32



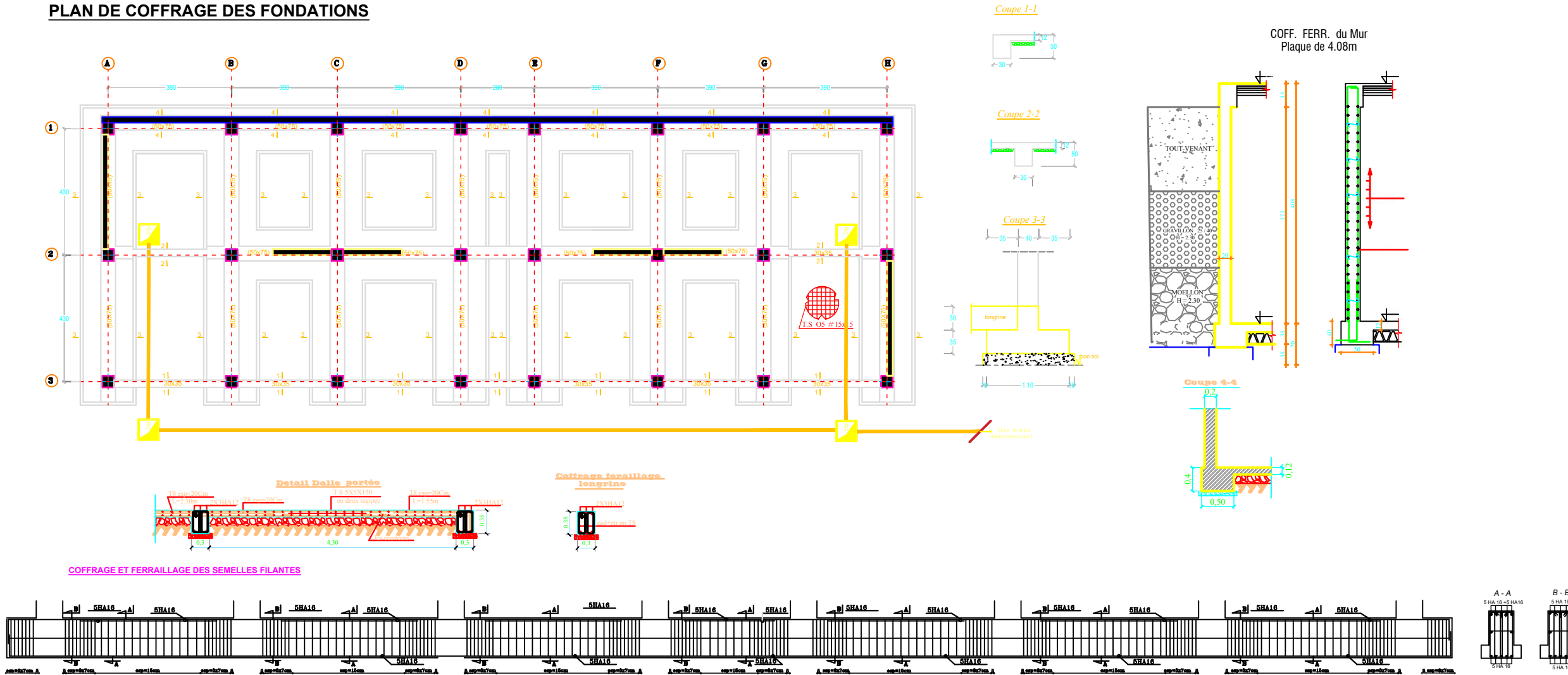
COFFRAGE PLANCHER NIV +4.08 & +7.14 & +10.20



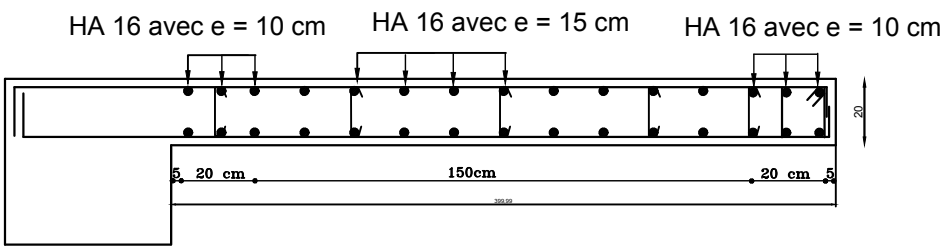
REPERAGE POTEaux ET VOILES



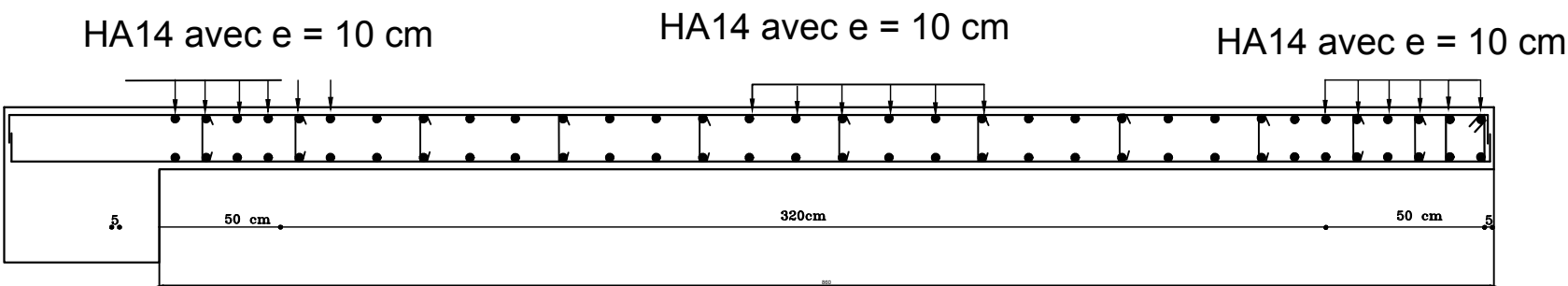
PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS



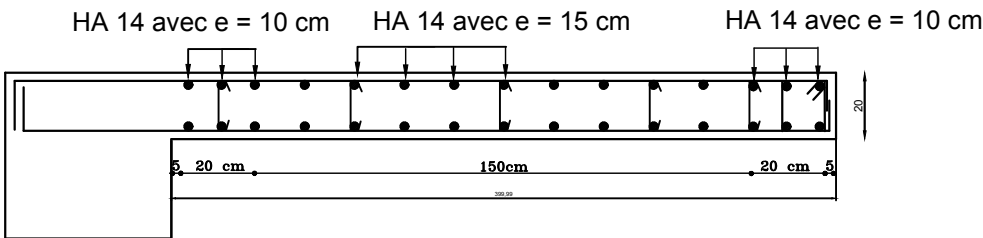
Voile De 2 m zone 1



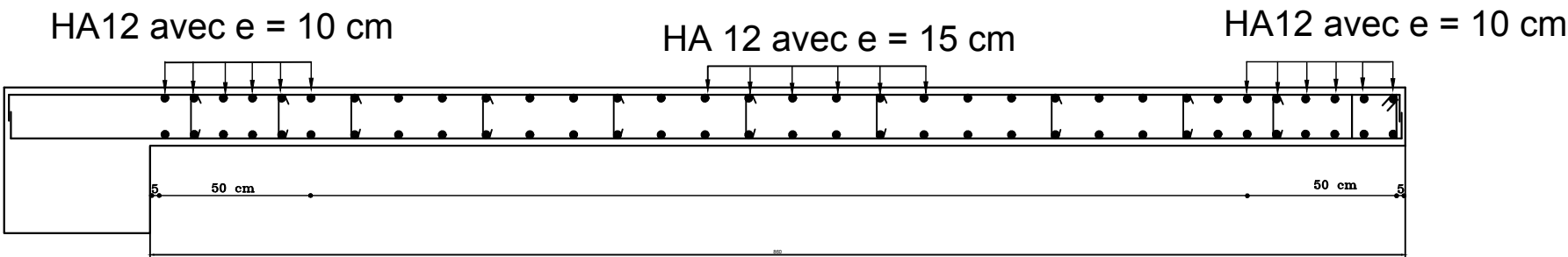
Voile De 4,3 m zone 1



Voile De 2 m zone 2



Voile De 4,3 m zone 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : *Mme: HADDAD.K*

*ETUDIER PAR: BELKESSAM ELYES
ATMANE KAHINA*

Ferrailages
des VOILES

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, 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

-  BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.
-  Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
-  DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
-  Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
-  Calcul en bois (CB71)
-  calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI
-  livre de VICTOR DAVIDOVICI volume 2
-  Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)
-  Tables de Pigeaud et tableaux de calcule a l'ELU et l'ELS.