

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche
Scientifique*

*Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.
Option : Construction Civile et Industrielle (CCI)*

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et
commercial, contreventé par voiles et portique
Avec l'application ETABS*



*Réalisé par
ZEGHOUNI Amel
RAMDANE-CHERIF Rabah*

*Encadré par
M^R LOUZAI.A*

Promotion 2020/2021

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

*Nous Remercions notre promoteur M' **LOUZAI.A** de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.*

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits Pour que nous terminions nos études.

*Nous adressons de chaleureux remerciements à notre amie M^{elle} **LAMMARI.M** pour ses encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail*

Enfin, nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACES

Je dédie entièrement ce travail à :

*Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin **ma mère** qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie et **mon père** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Tout ce que j'espère c'est que vous soyez fiers de moi.*

*Mes adorables sœurs **Assia, Ourida , Imene** et mon cher frère **Mohammed**.*

*Mes anges **Asma** et **Yacine** qui font de mon univers une merveille.*

*Mon binôme **Rabah** ainsi que toute sa famille.*

*Mes meilleurs amis **Yasmine, Meriem, Souad, Amirouche** qui étaient toujours là pour moi, que dieu vous protège.*

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A toute la promotion 2020 /2021

DEDICACES

Je dédie entièrement ce travail à :

*Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin **ma mère** qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie et **mon père** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Tout ce que j'espère c'est que vous soyez fiers de moi.*

*Mes adorables sœurs **Djamila , Kamelia ,Amel** et mes chers frères **Ferhat ,Sofiane**.*

Ma binôme Amel ainsi que toute sa famille.

*Mes meilleurs amis **Meriem, Moh, Fahima ...** qui étaient toujours là pour moi, que dieu vous protège.*

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

A toute la promotion 2020 /2021

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Figure I.1	Principaux termes relatifs à un escalier	02
Figure I.2	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à l'ELU	06
Figure I.3	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à l'ELS	06
Figure I.4	Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.	08

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Figure II.1	Coupe d'un plancher en corps creux	10
Figure II.2	Voile composé sous forme de U	12
Figure II.3	Voile composé sous forme de L	12
Figure II.4	Voile simple	12
Figure II.5	Coupe en élévation d'un voile	13
Figure II.6	Surface d'influence du Poteau	14
Figure II.7	Coupe du plancher terrasse inaccessible	15
Figure II.8	Coupe du plancher étage courant	15
Figure II.9	Schéma de la descente des charges	17

Chapitre III : Calcul des éléments		
Figure III.1.1	Schéma statique de l'acrotère	21
Figure III.1.2	Coupe transversale de l'acrotère	21
Figure III.1.3	Diagramme des efforts internes	22
Figure III.1.4	Section rectangulaire soumise à la flexion composée	23
Figure III.1.5	Ferraillage de l'acrotère	27
Figure III.2.1	Coupe transversale du plancher	28
Figure III.2.2	Schéma de la section de la poutrelle avant coulage de la dalle de compression	29
Figure III.2.3	Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.	30
Figure III.2.4	Coupe transversale de la poutrelle	30
Figure III.2.5	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	34
Figure III.2.6	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	35
Figure III.2.7	Plan de ferraillage du plancher	41
Figure III.3.1	Panneau dalle pleine	42

Figure III.3.2	Coupe transversale du plancher en dalle pleine	42
Figure III.3.3	Ferraillage du plancher en dalle plein.	48
Figure III.4.1	Ascenseur	49
Figure III.4.2	Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen	49
Figure III.4.3	Ferraillage dalle sale machine	55
Figure III.5.1	Schéma statique balcon	56
Figure III.5.2	Coupe transversale du balcon	56
Figure III.5.3	Ferraillage du balcon	60
Figure III.6.1	Terminologie de l'escalier	61
Figure III.6.2	Coupe verticale de l'escalier	62
Figure III.6.3	Schéma statique de l'escalier à l'ELU	65
Figure III.6.4	Diagramme des efforts internes à l'ELU	66
Figure III.6.5	Schéma statique de l'escalier à l'ELS	69
Figure III.6.6	Diagramme des efforts internes à l'ELS	70
Figure III.6.7	Ferraillage de l'escalier	73
Figure III.7.1	Schéma statique poutre palière	74
Figure III.7.2	Diagramme des efforts internes à l'ELU	75
Figure III.7.3	Diagramme des efforts internes à l'ELS	78
Figure III.7.4	Ferraillage de la poutre palière	79

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Figure IV .1.1	Modèle 3D de la structure	89
Figure IV .2.1	Disposition des voiles adoptée	90
Figure IV .2.2	Périodes et participations massiques	90

Chapitre V : Ferraillage des éléments		
Figure V.3.1	Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.	119
Figure V.3.2	Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.	119
Figure V.3.3	Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendus.	119
Figure V.3.4	Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendus	121

<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</i>		
Figure VI.1.1	Schéma d'une semelle isolée.	130
Figure VI.2.1	Diagramme des contraintes	135
Figure VI.2.2	Périmètre utile des voiles et des poteaux.	136
Figure VI.2.3	Schéma statique du débord	141
Figure VI.2.4	Modes de transmission de charges	141
Figure VI.2.5	Répartition simplifiées des chargements.	142
Figure VI.2.6	Schéma statique des nervures (moment fléchissant)	142
Figure VI.2.7	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)	143
Figure VI.2.8	Schéma statique des nervures (effort tranchant)	143
Figure VI.2.9	Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)	143
Figure VI.2.10	Schéma statique des nervures (moment fléchissant)	144
Figure VI.2.11	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)	144
Figure VI.2.12	Schéma statique des nervures (effort tranchant)	144
Figure VI.2.13	Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)	144
Figure VI.2.14	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)	148
Figure VI.2.15	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)	148

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Tableau I-1	Principales caractéristiques des aciers	07

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Tableau II-1	Vérification des conditions exigées par le RPA	12
Tableau II-2	Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible	15
Tableau II.3	Caractéristiques des éléments du plancher étage courant	15
Tableau II.4	surcharges d'exploitation des différents éléments	16
Tableau II.5	Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$	17
Tableau II.6	Récapitulatif de la descente de charges	18
Tableau II.7	Vérification de la résistance des poteaux au flambement	19

Chapitre III : Calcul des éléments		
Tableau III.2.1	charges et surcharges revenants aux poutrelles	31
Tableau III.2.2	Moment fléchissant en travées à l'ELU (Cas 01)	34
Tableau III.2.3	Efforts tranchants en travées à l'ELU (Cas 01)	35
Tableau III.2.4	Récapitulatif des efforts internes à l'ELU (Cas 02)	35
Tableau III.2.5	Récapitulatif des efforts internes à l'ELU (Cas 03)	36
Tableau III.2.6	Récapitulatif des efforts internes à l'ELS	39
Tableau III.3.1	Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine	42
Tableau III.5.1	Charges permanentes revenant aux balcons	56
Tableau III.5.2	Charges due au poids du garde-corps	56
Tableau III.6.1	Charges et surcharges revenant au palier	63
Tableau III.6.2	Charges et surcharges revenant à la paillasse	64

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Tableau IV.2.1	Charges verticales reprise par les voiles et les portiques	92
Tableau IV.2.2	Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques.	92
Tableau IV.2.3	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	93
Tableau IV.2.4	Critères du facteur de qualité	94
Tableau IV.2.5	Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	95
Tableau IV.2.6	Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)	95
Tableau IV.2.7	Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)	96
Tableau IV.2.8	Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens	97

<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments</i>		
Tableau V.1.1	Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l' ELS	102
Tableau V.1.2	Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau	104
Tableau V.1.3	Vérification de sections totales adoptées selon le RPA	104
Tableau V.1.4	Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone	105
Tableau V.1.5	Vérification des sections d'armatures transversales adoptées	106
Tableau V.1.6	Vérification des contraintes tangentielles	106
Tableau V.1.7	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	107
Tableau V.2.1	Ferrailage des Poutres Principales aux appuis	110
Tableau V.2.2	Ferrailage des Poutres Principales en travée	110
Tableau V.2.3	Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis)	111
Tableau V.2.4	Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée)	111
Tableau V.2.5	Ferrailages des poutres principales adhérees aux voiles	111
Tableau V.2.6	Vérification des sections adoptées pour les PP (adhérées) selon le RPA	111
Tableau V.2.7	Ferrailage des Poutres secondaires aux appuis	112
Tableau V.2.8	Ferrailage des Poutres secondaires en travée	112
Tableau V.2.9	Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (aux appuis)	112
Tableau V.2.10	Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée)	113
Tableau V.2.11	Vérification des quantités d'armatures transversales	113
Tableau V.2.12	Vérification des contraintes tangentielles (PP)	114
Tableau V.2.13	Vérification des contraintes tangentielles (PS)	114
Tableau V.2.14	Vérification des contraintes tangentielles (Poutres adhérees aux voiles)	114
Tableau V.2.15	Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis	114
Tableau V.2.16	Vérification de l'entraînement des barres	115
Tableau V.2.17	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP)	116
Tableau V.2.18	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS)	116
Tableau V.2.19	Vérification de la flèche (PP)	117
Tableau V.2.20	Vérification de la flèche (PS)	117
Tableau V.3.1	Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VL1.	121
Tableau V.3.2	Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VL2.	122
Tableau V.3.3	Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VT2.	122
Tableau V.3.4	Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VT3.	122
Tableau V.3.5	Ferrailage des VL2 dans les différentes zones.	125
Tableau V.3.6	Ferrailage des VT2 dans les différentes zones.	126
Tableau V.3.7	Ferrailage des VL3 dans les différentes zones.	127
Tableau V.3.8	Ferrailage des VL1 dans les différentes zones.	128

<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</i>		
Tableau VI.1.1	Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	130
Tableau VI.1.2	Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	131
Tableau VI.1.3	Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)	131
Tableau VI.1.4	Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal)	132
Tableau VI.2.1	Récapitulatif des contraintes	136
Tableau VI.2.2	Répartition des charges dans les nervures (sens YY)	142
Tableau VI.2.3	Répartition des charges dans les nervures (sens XX)	143
Tableau VI.2.4	Moments fléchissant max aux appuis	144
Tableau VI.2.5	Moments fléchissant max en travées	145
Tableau VI.2.6	Efforts tranchants max	145
Tableau VI.2.7	Moments fléchissant max aux appuis	145
Tableau VI.2.8	Moments fléchissant max en travées	145
Tableau VI.2.9	Efforts tranchants max	145
Tableau VI.2.10	Ferraillage des nervures	146
Tableau VI.2.11	Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA	146
Tableau VI.2.12	Vérification des quantités d'armatures transversales	147
Tableau VI.2.13	Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures	147
Tableau VI.2.14	Répartition des charges dans les nervures (sens YY)	147
Tableau VI.2.15	Répartition des charges dans les nervures (sens XX)	148
Tableau VI.2.16	Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.	148
Tableau VI.2.17	Vérifications des contraintes dans le béton	149

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Introduction et description de l'ouvrage

I-1 –Présentation de l'ouvrage.....	Page 1
I-2 –Caractéristique géométriques de l'ouvrage	Page 1
I-3 –Conception.....	Page 2
I-4 –Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	Page3

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments

II -1-Pré dimensionnement des Planchers	Page 10
II -2-Pré dimensionnement des Poutres	Page 11
II -3- Pré dimensionnement des Voiles	Page 12
II -4-Pré dimensionnement des Poteaux.....	Page14

CHAPITRE III : Calcul des éléments

III-1-L'ACROTÈRE	Page 21
III-2-Les Planchers en corps creux	Page 28
III-3- Plancher en dalle pleine	Page 42
III-4- Salle machine	Page 49
III-5- Les balcons.....	Page 56
III- 6- Les escaliers	Page 61
III-7-Poutre palière.....	Page 74

CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV-1- Modélisation.....	Page80
IV-2-Description du logiciel ETABS.....	Page 80
IV-3- Méthode de calcul.....	Page 81
IV-4- Modélisation de la structure.....	Page 81
IV-5- Visualisation des résultats et vérification	Page 89

CHAPITRE V : Ferrailages des éléments

V -1- Ferrailage des poteaux	Page 99
V -2- Ferrailage des poutres	Page 107
V -3- Ferrailage des voiles	Page 122

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI-1-1-Choix et type de fondations	Page 129
VI-1-2- Etude du radier général	Page 132
VI-1-3- Etude des nervures	Page 141

CONCLUSION GENERALE



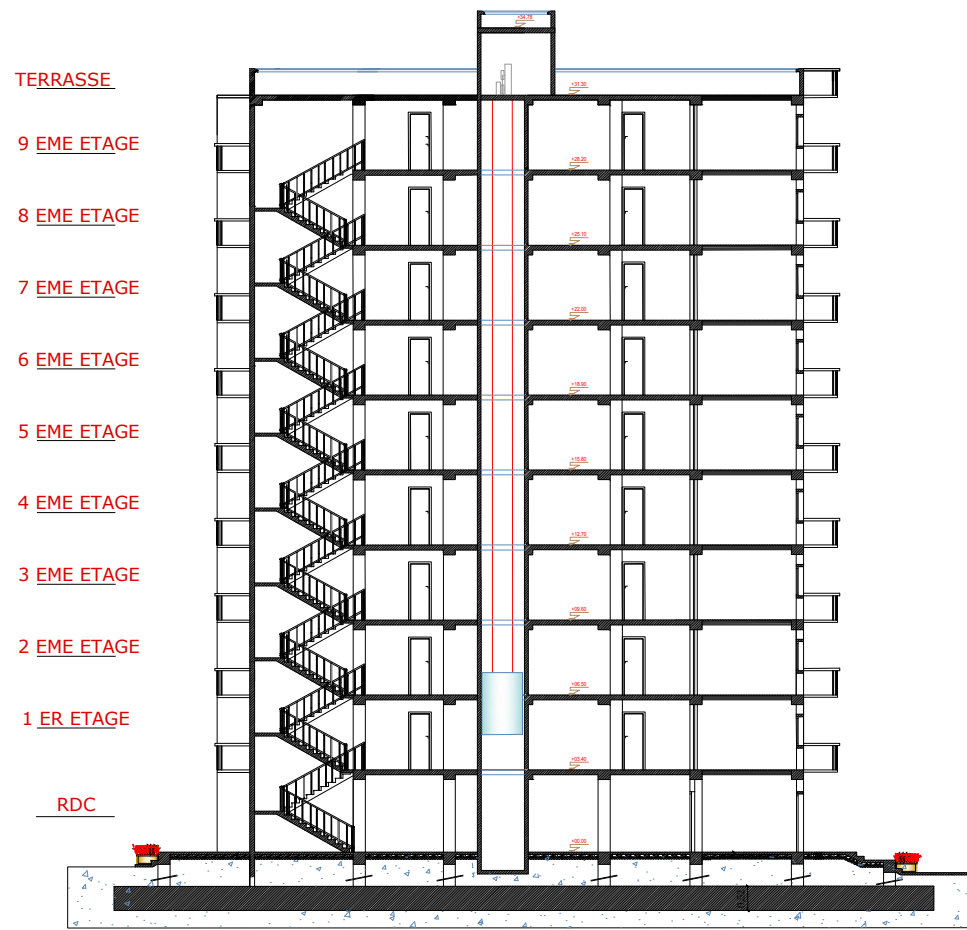
FACADE PRINCIPALE ECH: 1/50

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOÛINI Amel RAMDANE-CHERIF Rabah	Titre : Facade principale	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



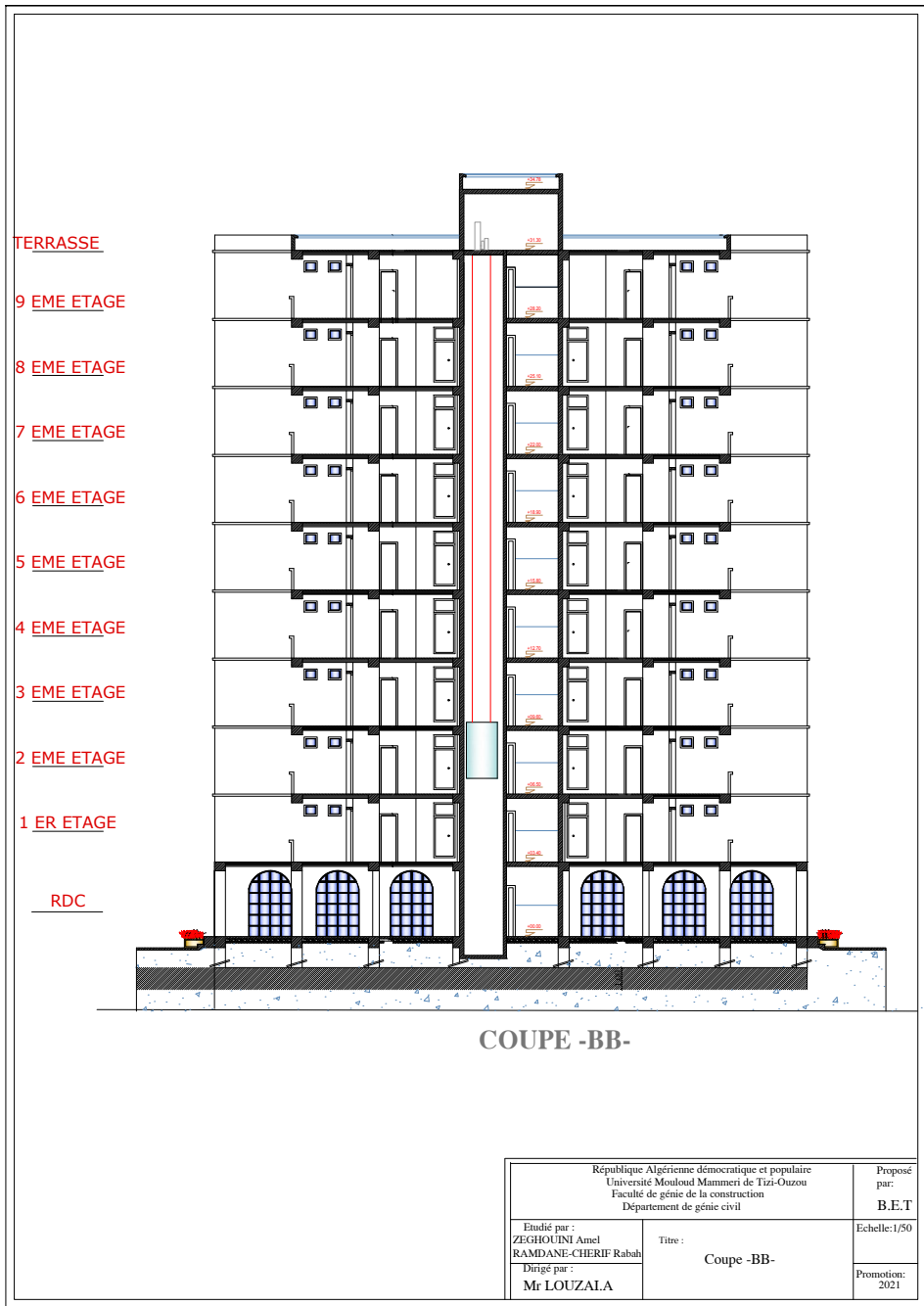
FACADE POSTERIEURE ECH: 1/50

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOUNI Amel RAMDANE-CHERIF Rabah	Titre : Facade Posterieure	Echelle:1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



COUPE -AA-

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOÛINI Amel RAMDANE-CHERIF Rabah	Titre : Coupe -AA-	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



TERRASSE

9 EME ETAGE

8 EME ETAGE

7 EME ETAGE

6 EME ETAGE

5 EME ETAGE

4 EME ETAGE

3 EME ETAGE

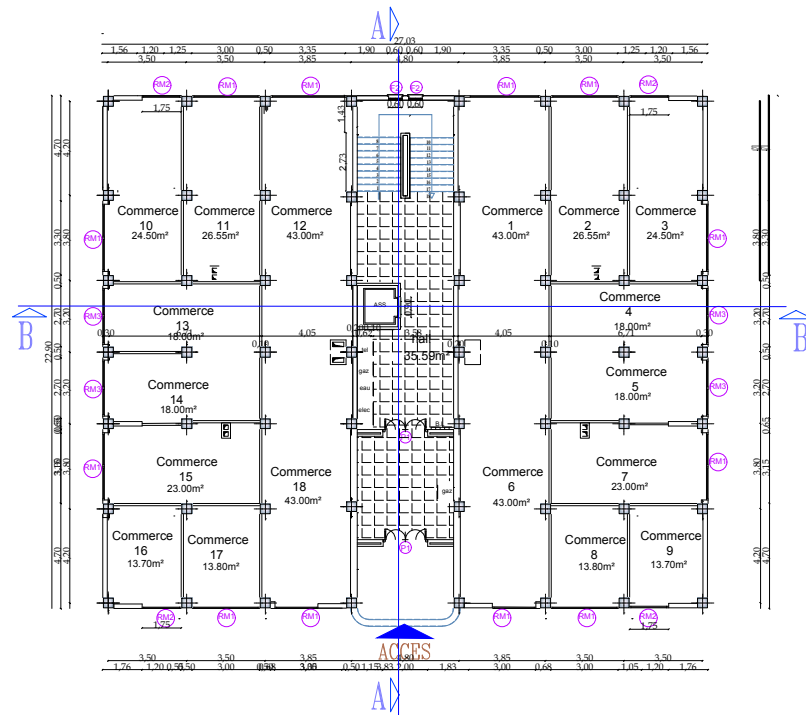
2 EME ETAGE

1 ER ETAGE

RDC

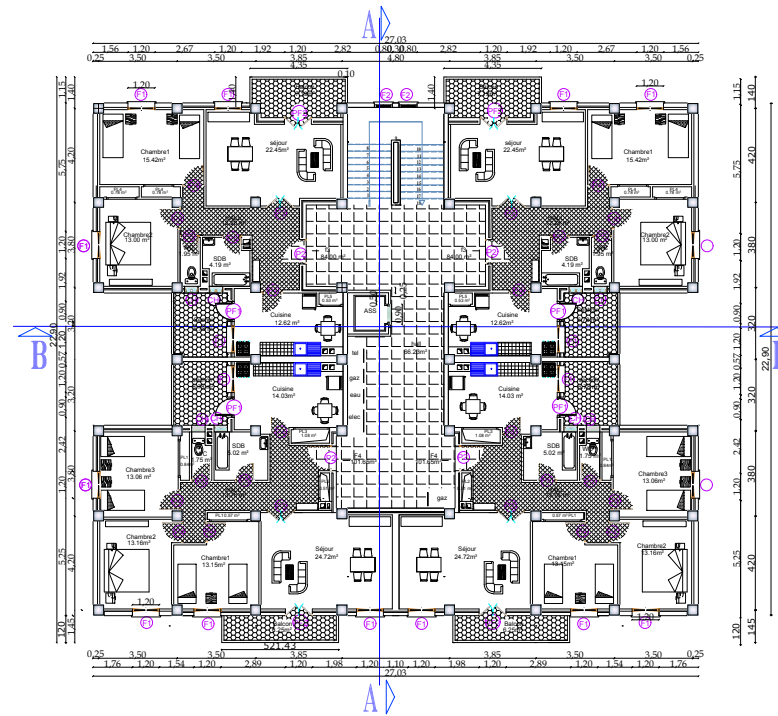
COUPE -BB-

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOUNI Amel RAMDANE-CHERIF Rabah	Titre : Coupe -BB-	Echelle:1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



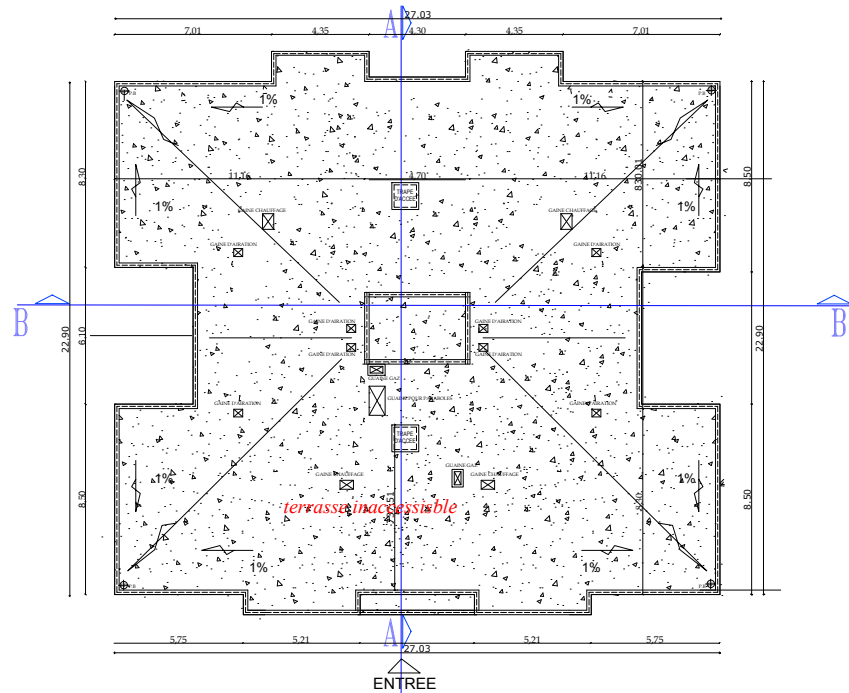
PLAN RDC ECH: 1/50

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Étudié par : ZEGHOUMI Amel RAMDANE-CHERIF Rabah	Titre : Plan RDC	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



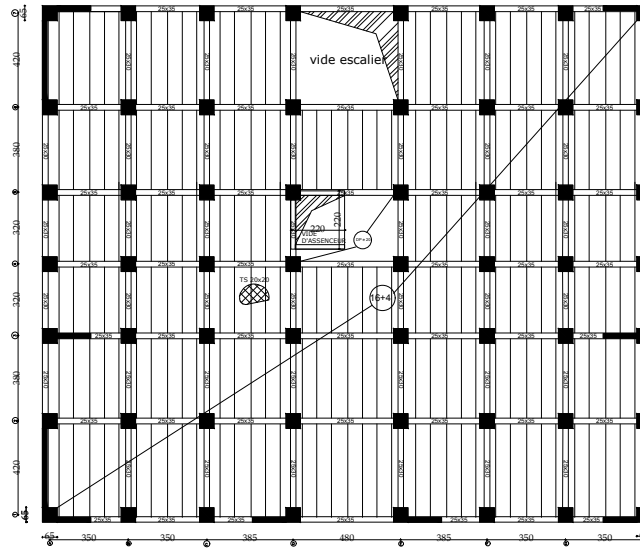
PLAN ETAGE COURANT ECH: 1/50

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Zeghouni Amel Ramdan Cherif Rabah	Titre : Plan Etage courant	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



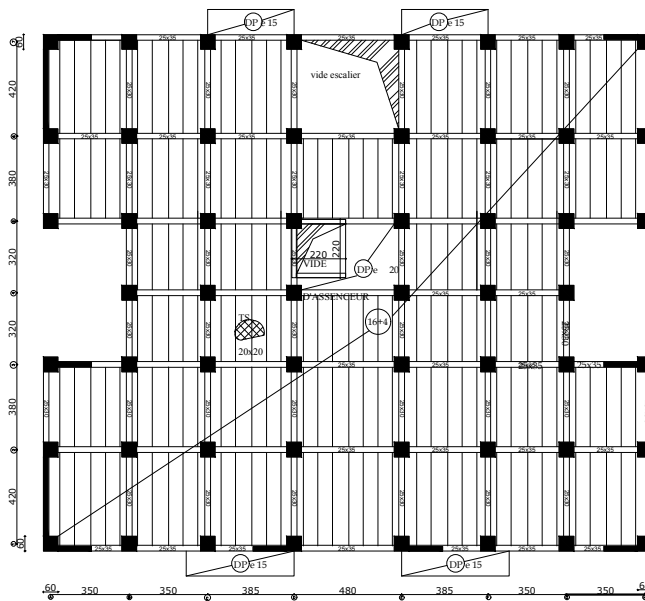
PLAN TERRASSE ECH: 1/50

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOUNI Amel RAMDANE-CHERIF Rabah	Titre : Plan Terrasse	Echelle:1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



Plan de Coffrage RDC

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Zaghouni Amel Randan Cherif Rabah	Titre : Plan de Coffrage RDC	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



Plan de Coffrage étage courant

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Zaghoutini Amel Randan Cherif Rabah	Titre : Plan de Coffrage étage courant	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021

INTRODUCTION GENERALE

*Le séisme du 21 mai 2003 dans l'Algérie qui a provoqué la mort d'environ **2278 personnes**, en plus des **11450 blessés** et **190 000 maisons détruites**, est l'épreuve de la vérité pour l'ensemble du bâti et surtout pour tous les acteurs participant à l'acte de construire, celle-ci a été l'une des principale cause de la prolifération des malfaçons dans le domaine du bâtiment, les normes de sécurité sont devenue de plus en plus strictes .*

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+9 contreventé par un système mixte (voiles- portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2 ; de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'imposaient afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

Par la suite, vient le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir définit leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ETABS a été mené on faits pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permit de procéder aux différentes vérifications règlementaires avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

Pour finir ce projet, un radier nervuré a été adopté pour l'infrastructure, ce dernier a été dimensionné et ferrillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.

CHAPITRE I :

*Introduction
et description
de l'ouvrage*



INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre consacré à donner quelques rappels, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Notre projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple à ossature mixte (portiques et voiles). Ce bâtiment sera implanté à **GEULMA** qui classée selon le **RPA 99 modifier en 2003** comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), Et classé selon sa destination dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m. Ce bâtiment comporte :

- 09 étages courants à usage d'habitation.
- Rez-de-chaussée commercial.
- Terrasse inaccessible.
- Cage d'escalier.
- Cage d'ascenseur.

● Règlements utilisés et normes de conception :

Les règlements de calcul et normes utilisés pour l'étude du projet sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- **CBA 93** : Code de Béton armé Algérien
- **BAEL 91 modifiée 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **DTR BC2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

I-2 - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE:

➤ **En plan :**

- Longueur du bâtiment**22.90m**
- Largueur du RDC.....**27.03m**
- Largueur d'étage courant**27.03m**

➤ **En élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment.....**34.78m**
- Hauteur d'étage courant.....**3.10m**
- Hauteur du RDC**3.40m**

I-3 - CONCEPTION:

I-3-1- L'Ossature du bâtiment :

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et ils reprennent une partie des charges verticales.

I-3-2- Planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux servant à supporter leurs poids propre et les surcharges et dont le rôle consiste à limiter les étages et améliorer l'isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées sur place disposées suivant le sens de la petite portée. Des dalles pleines de béton armé sont prévu là où il n'est pas possible de réaliser des plancher en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur, les balcons et les paliers d'escaliers.

I-3-3- Escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec deux volées.

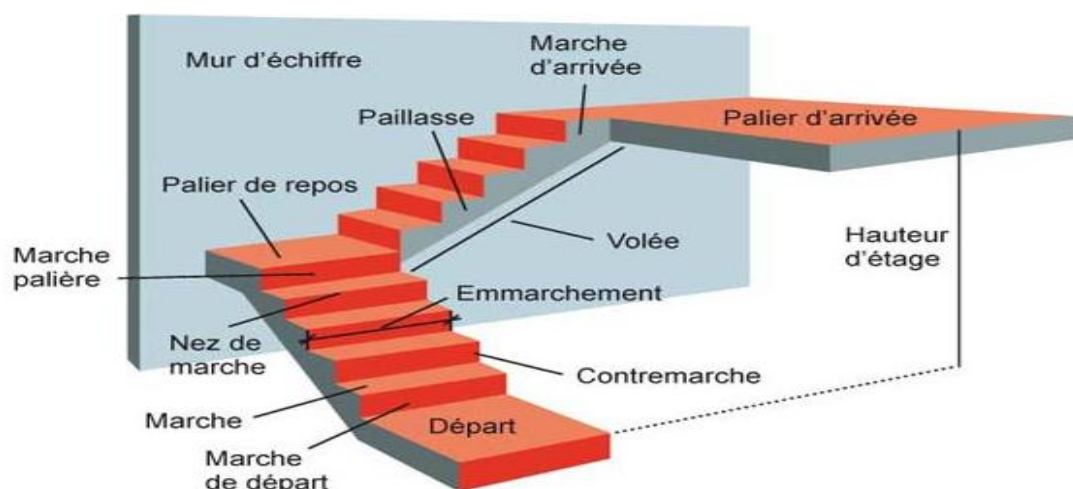


Figure I-1 Principaux termes relatifs à un escalier.

I-3-4 - L'ascenseur :

La cage d'ascenseur servira à faciliter le déplacement d'un niveau à un autre, elle sera réalisée en voiles en béton armé coulé sur place.

I-3-5- La maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses (de 10cm et 15 d'épaisseur), séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

I-3-6- Revêtements :

- Carrelages pour les planchers et pour les escaliers.
- Céramiques pour les cuisines et salles de bain.
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

I-3-7- L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps, dans notre cas ça a une hauteur de 70cm.

I-3-8- Les fondations :

Constituant la partie non visible de la structure, leur rôle est de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales de la structure et les transmettre au sol. Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4 - CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :**I-4-1- Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés si c'est nécessaire. Il est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie et le dosage. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 425 (CPG 425). Le dosage par 1m³ de béton .

I-4-1-1 Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1,11 BAEL91/modifié 99) :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm. Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \quad (j \leq 28 \text{ jours})$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa} \quad (j > 28 \text{ jours})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I-4-1-2 Résistance à la traction (Art A.2.1,12 BAEL91/modifié 99) :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{Mpa}$$

Pour notre cas $f_{i28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{i28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$f_{i28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I-4-1-3 - Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \dots\dots\dots \text{pour un calcul à L'E.L.U} \\ \nu = 0,2 \dots\dots\dots \text{pour un calcul à L'E.L.S} \end{array} \right. \quad \text{(BAEL91 modifiée 99.Art-2.1,3)}$$

I-4-1-4 - Module de déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformations instantanées à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(BAEL91 modifiée 99.Art A.2.1.21)}$$

Pour notre cas : $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

I-4-1-5- Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

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

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de Poisson.

I-4-1-6- Les contraintes limites :

On définit les contraintes limites comme des états particuliers d'une structure pour le quel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types d'état limite :

- **Etat limite ultime « ELU » :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(BAEL 91 Art.A.4.3.41)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle

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

$\theta = 1$ pour $t > 24h$

$\theta = 0,9$ pour $1 < t < 24 h$

$\theta = 0.85$ pour $t < 1h$

Cas courant : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$, $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Cas accidentel : $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$, $f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme Contraintes – Déformations du béton :**

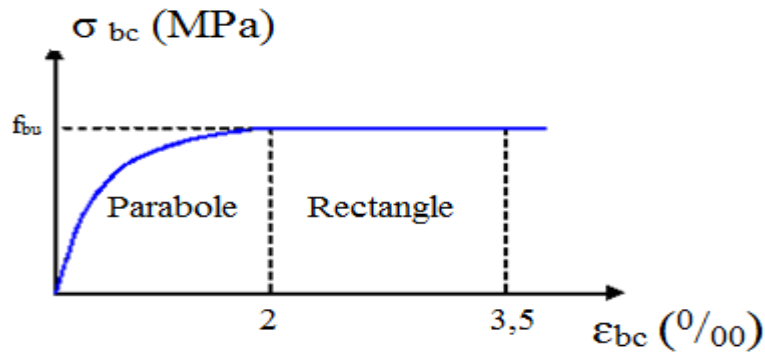


Figure I-2 Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

● **État limite de service « ELS »:**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- Etat limite de service de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton (contrainte de compression limitée).

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2})$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Diagramme Contraintes – Déformations du béton:**

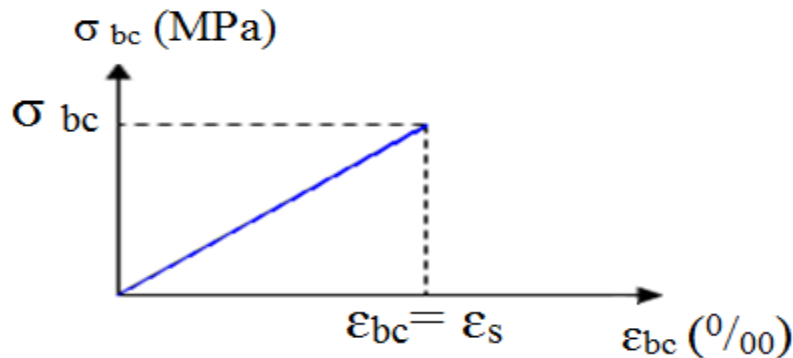


Figure I-3 Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS.

I-4-1-7- Contraintes tangentielles conventionnelles (BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.1) :

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort Tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

- En fissuration peu préjudiciable :

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

- En fissuration Préjudiciable et fissuration très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

I-4-2- Aciers :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de Fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudés TLE520	520	1.3	1
Haute adhérence FeE400	400	1.6	1.5

Tableau I-1 Principales caractéristiques des aciers.

I-4-2-1- Module d'élasticité longitudinale :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité et on adopte une valeur de module de Young.

$$E_s = 200\ 000$$

(BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1)

I-4-2-2-Les contraintes limite :

- **Etat limite ultime « ELU » :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_{st} : Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

γ_s : coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ (situation courante)} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ (situation accidentelle)} \end{array} \right.$

Pour $f_e = 400\text{MPa}$: $\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$ (s.courante).

$\overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa}$ (s.accidentelle).

- **Diagramme Contraintes – Déformations de calcul de l'acier :**

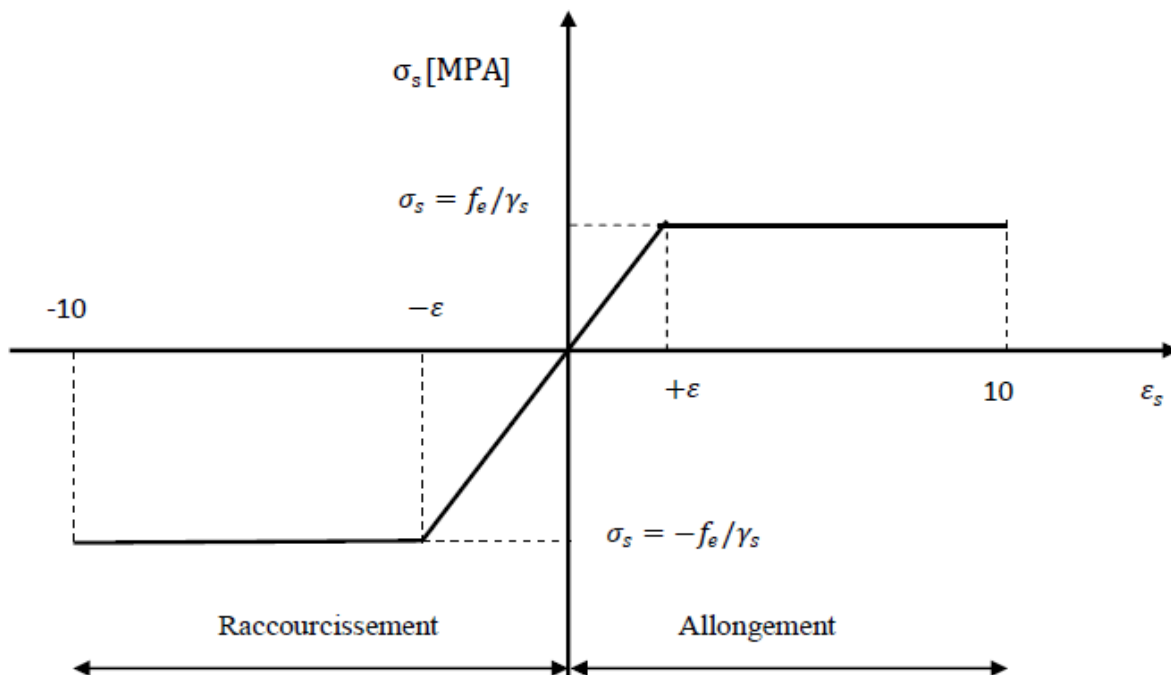


Figure I-4 Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.

- **Etat limite de service « ELS » :**

Sont but est de limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage, et la naissance de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (c'est le cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.2})$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (c'est le Cas des milieux exposés aux intempéries) :

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.3}) \text{ Avec :}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

η = Coefficient de fissuration :

$\eta = 1,6$ pour les HA de $\varnothing > 6$ mm,

$\eta = 1,3$ pour les HA de $\varnothing < 6$ mm,

$\eta = 1$ pour les RL.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (le cas des milieux agressifs) :

$$\sigma_s = \min(0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}. \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.4})$$

I-4-2-3- Protection des armatures (Art A .7-24 B.A.E.L.91) :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage .On adopte les valeurs suivantes :

C ≥ 5 cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles que les industries chimiques.

C ≥ 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.

C ≥ 1cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I-4-3- Système de coffrage :

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

CONCLUSION:

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on passe au 2^{ème} chapitre concernant le pré- dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage.

CHAPITRE II :

*Pré
dimensionnement
des éléments*



INTRODUCTION:

L'objectif de ce chapitre est de pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, ce qui permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces éléments (les planchers, les dalles, les poteaux et les poutres) en respectant toutes les règles de conception et de calcul en vigueurs.

II -1-PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

II.1.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad \text{BAEL91 (Art B .6.8.4.2.4).}$$

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher

On a : $L_{max} = 420 \text{ cm} \rightarrow h_t = 18.66 \text{ cm}$

on opte pour un plancher de (16+4) de hauteur: **ht =20cm**

Remarque : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

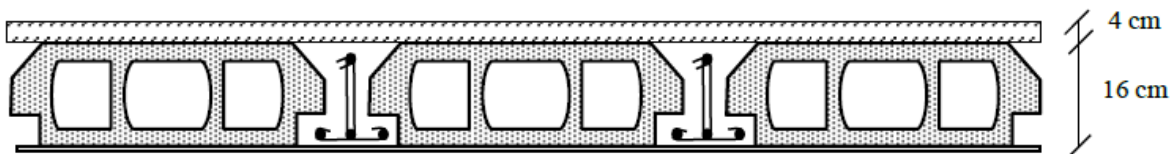


Figure II-1 Coupe d'un plancher en corps creux.

II.1.1. Dalles pleines :

Leurs pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par le règlement :

- **Resistance au feu :(CBA93)**

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

- **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Critère de résistance à la flexion :(CBA93)**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$\left\{ \begin{array}{l} L_x: \text{ la plus petite portée du panneau sollicité.} \\ L_y: \text{ la plus grande portée du panneau sollicité.} \end{array} \right.$

Si $\rho < 0.4$: la dalle porte sur un seul sens : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{L_x}{20} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{L_x}{25} \end{array} \right.$

Si $0.4 < \rho < 1$: la dalle porte sur deux sens : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{L_x}{30} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{L_x}{40} \end{array} \right.$

Dalle autour de la cage d'ascenseur :

On a : $L_x = 260\text{cm}$; $L_y = 320\text{cm}$

$$\rightarrow \rho = \frac{260}{320} = 0.81$$

$0.4 < 0.81 < 1$: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow ep \geq \frac{260}{30} \rightarrow ep \geq 8.66\text{cm}$

On opte pour : **$ep = 15\text{cm}$** .

II -2 -PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des plancher aux l'élément verticaux (poteaux et voiles).

Leurs hauteur et largeur sont données par :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

Avec:

h: hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{\max} : la plus grande portée entre nue d'appuis.

II-2-1- Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles.

On a: $L_{\max} = 480\text{cm}$

$$32 \leq h \leq 48 \rightarrow \mathbf{h = 35\text{cm}}$$

$$10.5 \leq b \leq 28 \rightarrow \mathbf{b = 25\text{cm}}$$

II-2-2- Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales

On a: $L_{\max} = 420\text{cm}$

$$28 \leq h \leq 42 \rightarrow \mathbf{h = 30\text{cm}}$$

$$9 \leq b \leq 24 \rightarrow \mathbf{b = 25\text{cm}}$$

Vérification des conditions du RPA :

Conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérfications
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	Vérfifié
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	Vérfifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	Vérfifiée

Tableau II-1 Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion: les conditions imposées par le RPA sont vérifiées donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (25x35) cm².
- Poutres secondaires (25x30) cm²

II -3-PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voile en béton armé présentent plusieurs avantages en zone sismique, ces derniers ont résumé dans le rapport «Séisme du 21 mai 2003 en ALGERIE - rapport préliminaire» C.G.S. Juillet 2003 comme suit :

- Leur présence limite les déformations latérales,
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux,
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème par la réalisation des nœuds des portiques,
- Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage.

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant l'article (7.7.1.RPA 2003)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

Cas : voile linéaire

Figure II- 2 voile simple.

- **Au niveau du RDC :**

$$h_e = h_{RDC} - e_p \rightarrow 340 - 20 = 320 \text{ cm.}$$

h_{RDC} : hauteur du RDC

e_p : épaisseur du plancher.

Cas 01 : $\frac{h_e}{25}$

$$e = \frac{320}{25} = 12.8 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 02 : $\frac{h_e}{22}$

$$e = \frac{320}{22} = 14.54 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 03 : $\frac{h_e}{20}$

$$e = \frac{320}{20} = 16 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

On opte pour: $e = 20 \text{ cm}$

- **Au niveau d'étage courant :**

$$h_e = h_{EC} - e_p \rightarrow 310 - 20 = 290 \text{ cm}$$

h_{EC} : hauteur d'étage courant

Cas 01 : $\frac{h_e}{25}$

$$e = \frac{290}{25} = 11.60 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 02 : $\frac{h_e}{22}$

$$e = \frac{290}{22} = 13.18 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 03 : $\frac{h_e}{20}$

$$e = \frac{290}{20} = 14.5 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

On opte pour: $e = 20 \text{ cm}$

Vérification des conditions du RPA :

La longueur minimale L_{\min} du voile devra satisfaire la condition : $L_{\min} \geq 4e$

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

L_{\min} : Largeur du voile.

e : Epaisseur du voile.

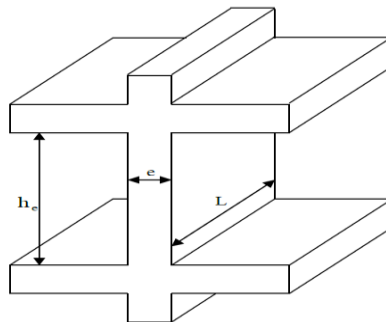


Figure II3 coupe en élévation d'un voile.

II -4- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Eléments verticaux en béton armé de section généralement rectangulaire, carré ou circulaire. Ils se composent d'armatures longitudinales (verticale) et transversales (horizontale). Ils travaillent en flexion composée et constituent les points d'appuis pour les poutres, permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Leur pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de ces charges.

La section de poteau est donnée par la formule suivante:

$$\rightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec :} \quad N_s = G + Q \quad (\text{en tenant compte de la dégression de charges})$$

N_s : effort normal de compression repris par le poteau.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ KN / cm}^2$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la **descente de charge** en considérant le poteau le plus sollicité.

Remarque : en premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA qui est supérieure ou égale à $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ dans notre cas.

II -4- 1- Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

✚ Section nette :

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

$$S = (1.925 + 2.4) \times (1.9 + 2.1)$$

$$S = 17.3 \text{ m}^2$$

✚ Section brute:

$$S = (1.925 + 0.3 + 2.4) \times (1.9 + 0.3 + 2.1) S = 19.8875 \text{ m}^2$$

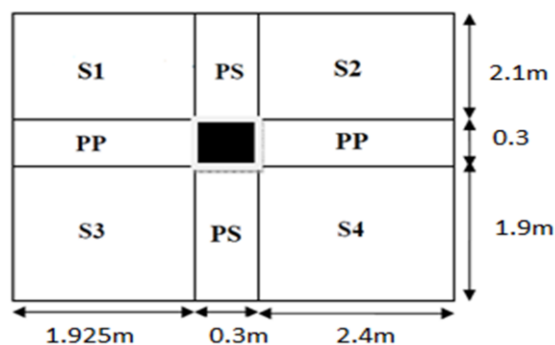


Figure II-4 Surface d'influence du poteau.

II -4- 2- Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le (DTRB.C.2.2)

• **Charges permanentes G:**

✚ **Plancher terrasse (inaccessible)**

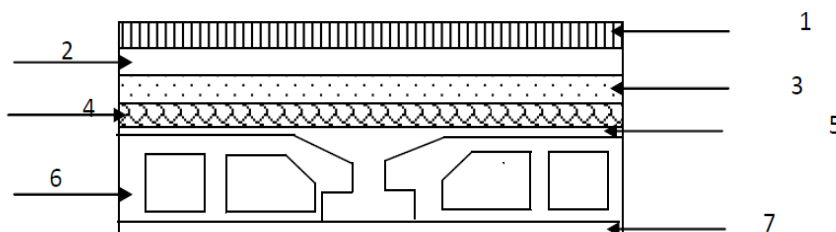


Figure II- 5 Coupe du plancher terrasse inaccessible.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge (KN/ m ²)
1- Couche de gravillon	5	20	1
2- Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3- béton en forme de pente (1%)	6	22	1.32
4- isolation thermique	4	4	0.16
5-feuille de polyane	1	1	0.01
6- Pancher à corps creux	16+4	/	2.8
7- enduit plâtre	2	10	0.2
Total			G =5.61 KN /m²

Tableau II-2 Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

✚ **Plancher étage courant :**

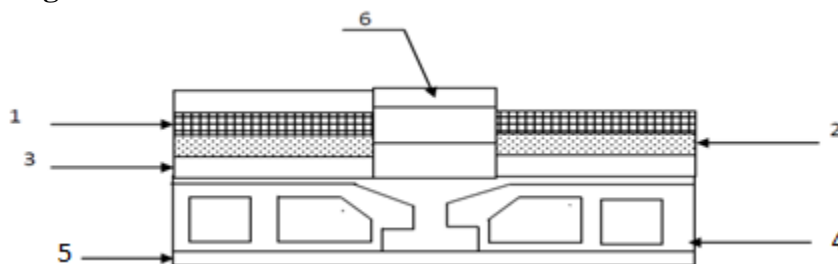


Figure II-6 Coupe du plancher étage courant.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge G (KN/m ²)
1- Revêtement en carrelage	2	20	0.4
2- Mortier de pose	2	20	0.4
3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Plancher en corps creux	16+4	/	2.85
5- Enduit en plâtre	2	10	0.2
6- Cloison de séparation	10	9	0.9
Total			G =5.11 KN /m²

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

- **Charges d'exploitation Q:**

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher RDC	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II-4 surcharges d'exploitation des différents éléments.

- ✓ **Poids propre des éléments :**

- a- **Poids propre des poutres :**

- **Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0,25 \times 0,35 \times (1.925+2.4)) \times 25 = 9.46 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,30 \times (1.9+2.1)) \times 25 = 7.50 \text{ KN}$$

Le poids total :

$$P_p = P_{pp} + P_{ps} = 9.46 + 7.5 = \mathbf{16.96 \text{ KN}}$$

- b- **Poids propre des planchers : P= S x G**

- **plancher étage courant :**

$$P_{pc} = 17.3 \times 5,11 = 88.40 \text{ KN.}$$

- **plancher terrasse :**

$$P_{pt} = 17.3 \times 6,69 = 115.74 \text{ KN.}$$

- c- **Poids propre du poteau :**

- **RDC:** $P_p = 0.30 \times 0.30 \times 3.40 \times 25 = 7.65 \text{ KN.}$

- **Étage courant:** $P_p = 0.30 \times 0.30 \times 3.10 \times 25 = 6.975 \text{ KN.}$

- ✓ **Surcharge d'exploitation :**

- **Plancher Terrasse :** $Q_0 = 1 \times 17.30 = 17.30 \text{ KN}$

- **Plancher Etage Courant :** $Q_{1\dots 9} = 1.5 \times 17.30 = 25.95 \text{ KN}$

- **Plancher RDC :** $Q_{RDC} = 2.5 \times 17.30 = 43.25 \text{ KN}$

II -4- 3-Descente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le règlement (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i= 1 à 14)

n : numéro d'étage du haut vers le bas.

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

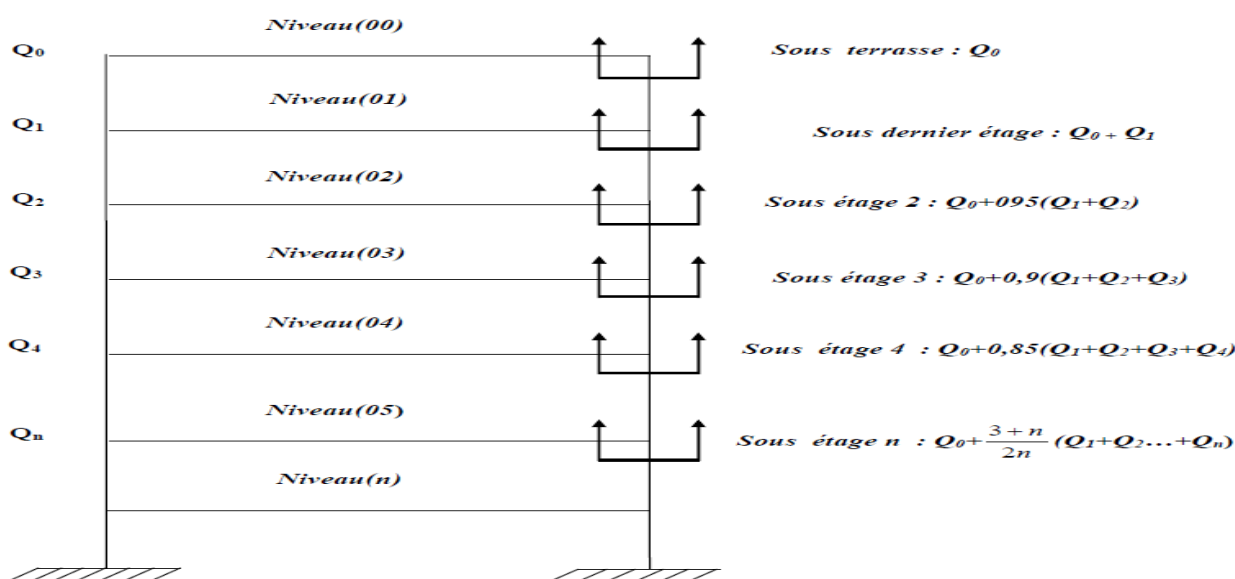


Figure II-7 schéma de la descente des charges.

Coefficients de dégression des charges :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.71	0.68	0.67

Tableau II-5 Les valeurs des coefficients (3+n/2n).

Les Surcharges Cumulées :

$Q_0 = 17.30 \text{ KN}$

$Q_0 + Q_1 = 17.3 + 25.95 = 43.25 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 17.3 + 0.95 (25.95 \times 2) = 66.605 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17.3 + 0.90 (25.95 \times 3) = 87.365 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17.3 + 0.85 (25.95 \times 4) = 105.53 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17.3 + 0.80 (25.95 \times 5) = 121.1 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17.3 + 0.75 (25.95 \times 6) = 133.85 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17.3 + 0.71 (25.95 \times 7) = 146.2715 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17.3 + 0.69 (25.95 \times 8) = 160.544 \text{ KN}$

$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17.3 + 0.67 (25.95 \times 8 + 43.25) = 185.3695 \text{ KN}$

N	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section de poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{Total}	G _{cumulé}	Q _{pi}	Q _{cumulé}	N _s = G+Q	Section trouvée S = N/σ _{bc}	Section adopter
10	115.74	16.96	6.975	139.675	139.675	17.3	17.3	156.975	104.65	30×30
9	88.40	16.96	6.975	112.335	252.01	43.25	60.55	312.56	208.37	30×30
8	88.40	16.96	6.975	112.335	364.345	66.605	127.155	491.5	327.67	30×30
7	88.40	16.96	6.975	112.335	476.68	87.365	214.52	691.2	460.8	30×30
6	88.40	16.96	6.975	112.335	589.015	105.53	320.05	909.065	606.04	35×35
5	88.40	16.96	6.975	112.335	701.35	121.1	441.15	1142.5	761.67	35×35
4	88.40	16.96	6.975	112.335	813.685	133.85	575	1388.685	925.79	35×35
3	88.40	16.96	6.975	112.335	926.02	146.2715	721.272	1647.292	1098.19	40×40
2	88.40	16.96	6.975	112.335	1038.355	160.544	881.816	1920.201	1280.134	40×40
1	88.40	16.96	7.65	140.35	1178.705	185.3695	1067.185	2245.89	1497.26	40×40

Tableau II-6 Récapitulatif de la descente de charges.

II-4-4-Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

La dimension de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 25cm en zone IIa
- Min (b, h) ≥ h_e/20
- 1/4 < b/h < 4

● 1^{er} :

Min (b₁, h₁) = min(40, 40) = 40 cm > 25 cm Condition vérifiée.

Min (b₁, h₁) = 40 cm > h_e / 20 = 340 / 20 = 17 cm Condition vérifiée.

1/4 < 40/40 = 1 < 4 Condition vérifiée.

● 2^{ème} et 3^{ème} :

Min (b₁, h₁) = min(40, 40) = 40 cm > 25 cm Condition vérifiée.

Min (b₁, h₁) = 40 cm > h_e / 20 = 310 / 20 = 15.5 cm Condition vérifiée.

1/4 < 40/40 = 1 < 4 Condition vérifiée.

• 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} :

Min (b1,h1) =min(35,35)=35 cm > 25 cm Condition vérifiée.
 Min (b1,h1) =35 cm > h_e /20 =310/20=15.5 cm Condition vérifiée.
 1/4 < 35/35 =1 < 4 Condition vérifiée.

• 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} :

Min (b1,h1) =min(30,30)=30 cm > 25 cm Condition vérifiée.
 Min (b1,h1) =30 cm > h_e /20 =310/20=15.5 cm Condition vérifiée.
 1/4 < 30/30 =1 < 4 Condition vérifiée.

Sections des poteaux adoptées :

- RDC, 1er et 2ème étage :40×40.
- 3ème, 4ème et 5ème étage :35×35.
- 6ème, 7ème, 8ème et 9ème étage :30×30.

II-4-5- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression lorsque cette dernière est élancée suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : Élancement du poteau.

L_f : la longueur de flambement ($L_f = 0.7 I_0$).

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

S : section transversal du poteau (b×h).

I_0 : hauteur libre du poteau.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$).

Ce qui nous donne :

$$\lambda = \frac{0.7I_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7I_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{0.7I_0\sqrt{12}}{h}$$

Enfinement : $\lambda = 2.425 \frac{I_0}{h}$.

Condition	Niveau	Poteau	I ₀ (m)	h(m)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425 \frac{I_0}{h}$	RDC	40×40	3.40	0.4	20.6125	CV
	1 ^{er} / 2 ^{em} étage	40×40	3.10	0.4	18.7937	CV
	3 ^{em} / 4 ^{em} / 5 ^{em} étage	35×35	3.10	0.35	21.4785	CV
	6 ^{em} / 7 ^{em} / 8 ^{em} / 9 ^{em} étage	30×30	3.10	0.3	25.0583	CV

Tableau II-7 Vérification de la résistance des poteaux au flambement.

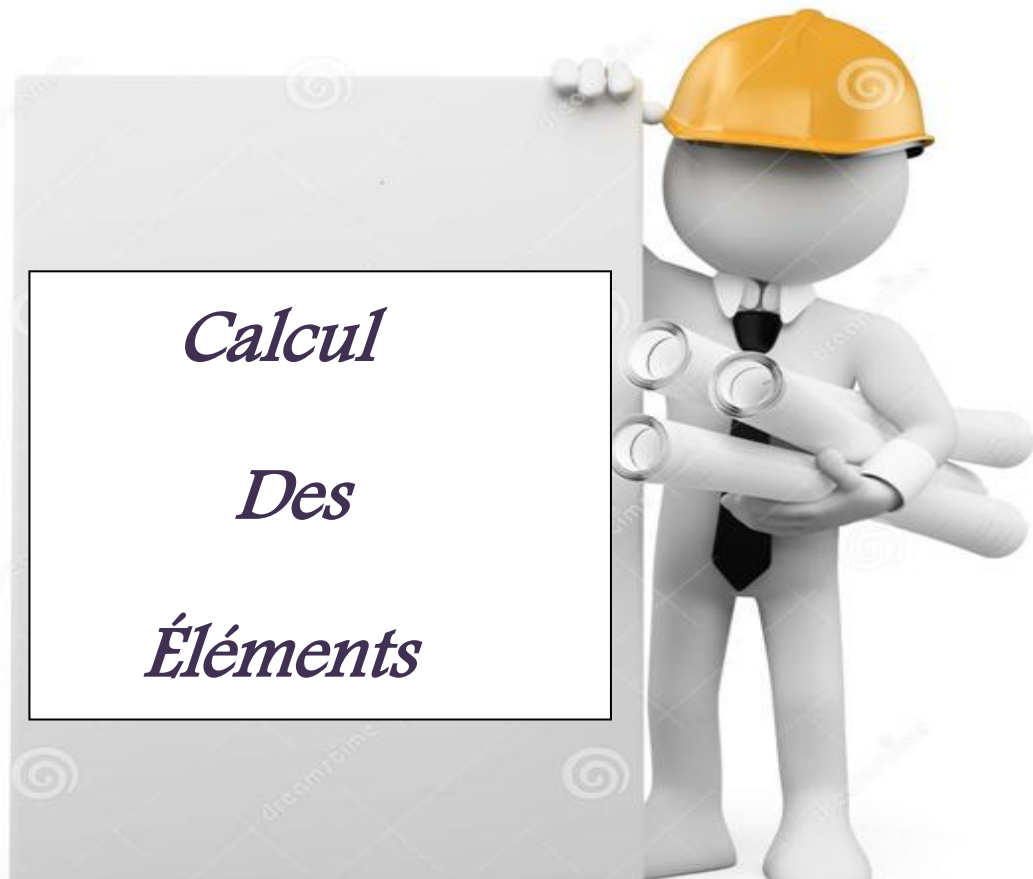
La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion:

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales: $(25 \times 35) \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires: $(25 \times 30) \text{cm}^2$.
- Poteaux RDC, 1er et 2ème étage : $(40 \times 40) \text{cm}^2$.
- Poteaux 3ème, 4ème et 5ème étage : $(35 \times 35) \text{cm}^2$.
- Poteaux 6ème, 7ème, 8ème, 9ème étage: $(30 \times 30) \text{cm}^2$.
- Voile RDC : $e_p = 20 \text{cm}$
- Voile étage courant : $e_p = 20 \text{cm}$

CHAPITRE III :



INTRODUCTION:

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation.

III-1-L'ACROTÈRE:

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, c'est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher de dernier étage, elle est soumise à l'effet (G) du à son poids propre et un effet latéral (Q=1kn/ml) du à la main courante, engendrant un moment de renversement (Mr) dans la section d'encastrement.

Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

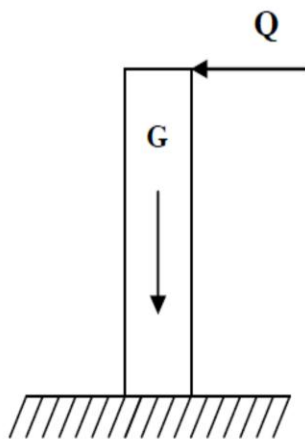


Figure III-1-1 Schéma statique de l'acrotère.

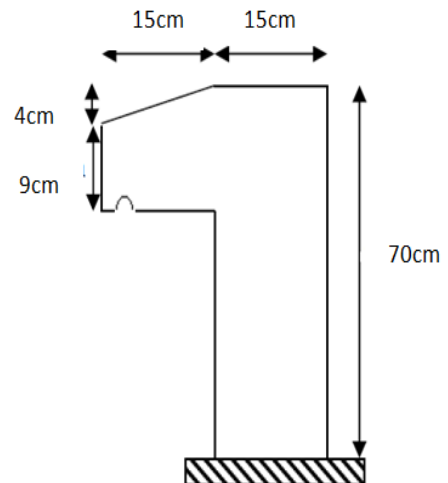


Figure III-1-2 Coupe transversale de l'acrotère.

III-1-1- les sollicitations:

- Poids propre G :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.7 \times 0.15) + (0.09 \times 0.15) + ((0.15 \times 0.04)/2)] \times 25$$

$$G = 3.04 \text{ KN/ml.}$$

- Effort horizontal : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$
- Effort normal dû au poids propre G
 $N_G = G \times 1 = 3.04 \text{ KN.}$
- Effort normal dû à la surcharge Q
 $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G
 $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à l'effort horizontal : $M_Q = Q \times H$
 $M_Q = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$

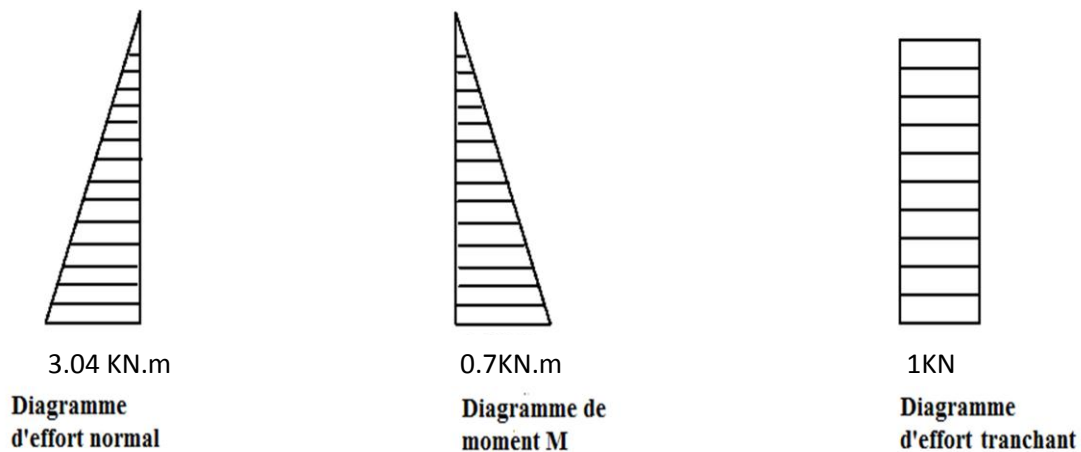


Figure III-1-3 Diagramme des efforts internes.

✚ A L'ELU :

-Effort normal : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

→ $1.35 \times 3.04 + 1.5 \times 0 = 4.1 \text{ KN}$

-Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

→ $1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.7 = 4.1 \text{ KN.m}$

✚ A L'ELS :

-Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 3.04 \text{ KN}$

-Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$

III-1-3- Ferrailage:

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ». Donc ça consiste à l'étude d'une section de béton rectangulaire (b×h) soumise à la flexion composée.

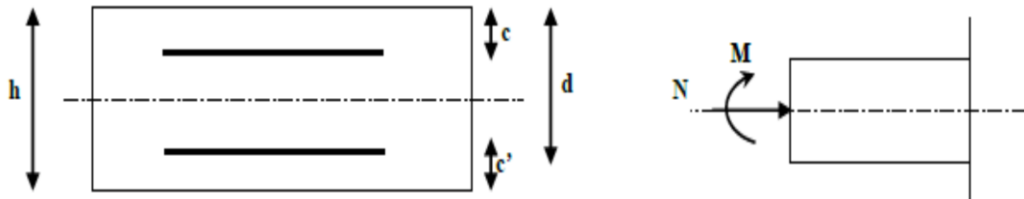


Figure III- 1-4 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 15cm
 b : Largeur de la section : 100cm
 c et c' : Enrobage : 3cm
 d : Hauteur utile (h – c) : 12cm

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{4.1} = 0.2561\text{m} = 25.61 \text{ cm}$$

Nous avons : $\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4.5\text{cm} \rightarrow e_u > 2\text{cm} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Calcul en flexion simple:

❖ Moment fictif:

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$M_f = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1.05 + 4.1 \times 0.045 = 1.23$$

$$M_f = 1.23 \text{ KN.m.}$$

❖ Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.23 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.006 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée

$$\mu = 0.006 \rightarrow \beta = 0.997$$

❖ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.23 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.295 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.295 - \frac{4.1 \times 10}{348} = 0.177 \text{ cm}^2$$

🚦 Vérifications à l'ELU:

❖ Condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right)$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{3.04} = 0.230 \text{ m} = 23 \text{ cm}$$

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

$$\rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{23 - (0.455 \times 12)}{23 - (0.185 \times 12)} \right) = 1.22 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_{st} < A_{\min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_{st} = A_{\min} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

▪ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

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

❖ Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times Q}{b \times d} \quad \text{avec :}$$

τ_u : contrainte de cisaillement qui doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

→ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ **La condition est vérifiée**
 Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.
 → les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL99/art A.6.1.1, 3)**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{ct28}$$

L'acier utilisé est le FeE400 → $\psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence).

D'où : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

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

$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ → Donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **La longueur de scellement droit: (BAEL91.1.2.2)**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ct28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

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

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/ Art. A.4.5.33)**

Armatures principales :

$$St \leq \min(3h, 33)$$

$St \leq \min 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Armatures principales :

$$St \leq \min(4h, 45)$$

$St \leq \min 4 \times 10 = 40 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

✚ **Vérifications à l'ELS:**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable.

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

- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$
 $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, (110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63)$
 $\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 1000}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 38.816$$

$\sigma_{st} = 38.816 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

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

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0.287 \rightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{38.816}{44.17} = 0.878$$

$\sigma_{bc} = 0.878 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme: (RPA99/ version 2003. Art 6.2.3)**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone II, groupe d'usage 2
 $A = 0.15$ (tableau 4-1 du RPA 99/2003)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8

Éléments en console : $C_p = 0.8$ (tableau 6-1 du RPA 99/2003)

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1.625 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.625 = 0.78 < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

Récapitulatif :

Armatures principales : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$ esp = 25cm

Armatures secondaires : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$ esp = 25cm

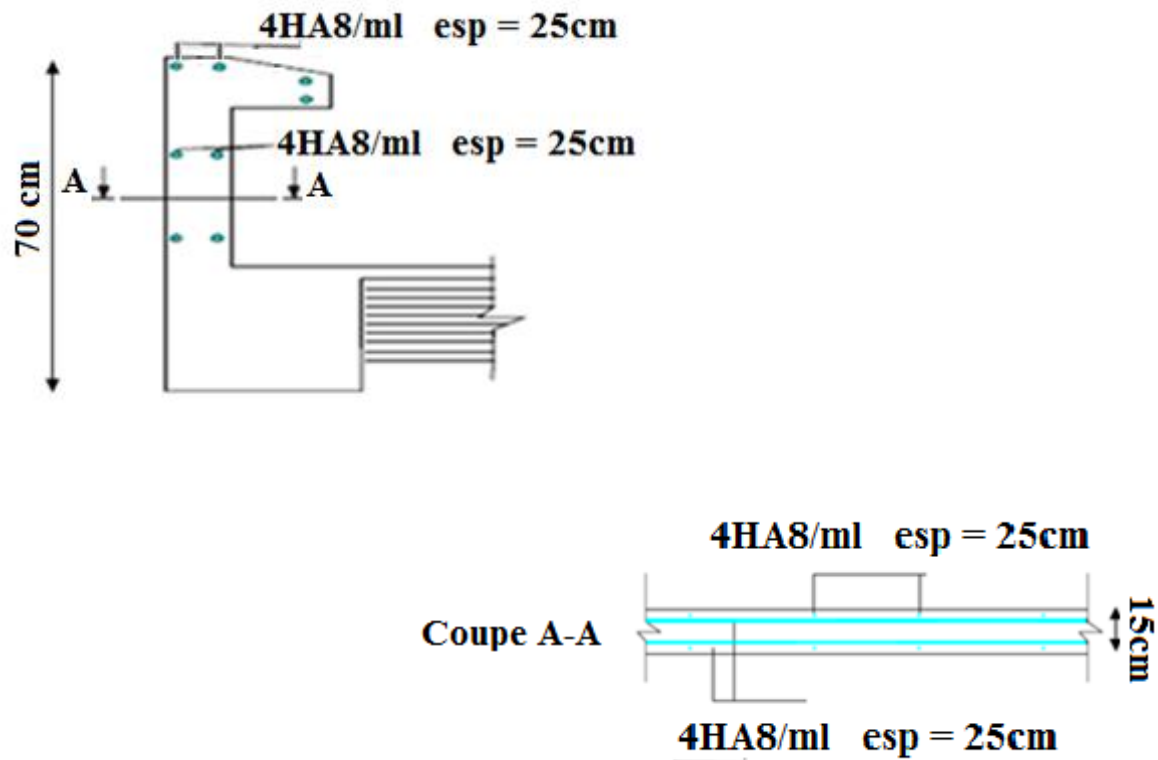


Figure III-1-5 Ferrailage de l'acrotère.

III-2-Les Planchers en corps creux:

Notre structure présente des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) sauf pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur). ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévues.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé est de 4cm d'épaisseur coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés).

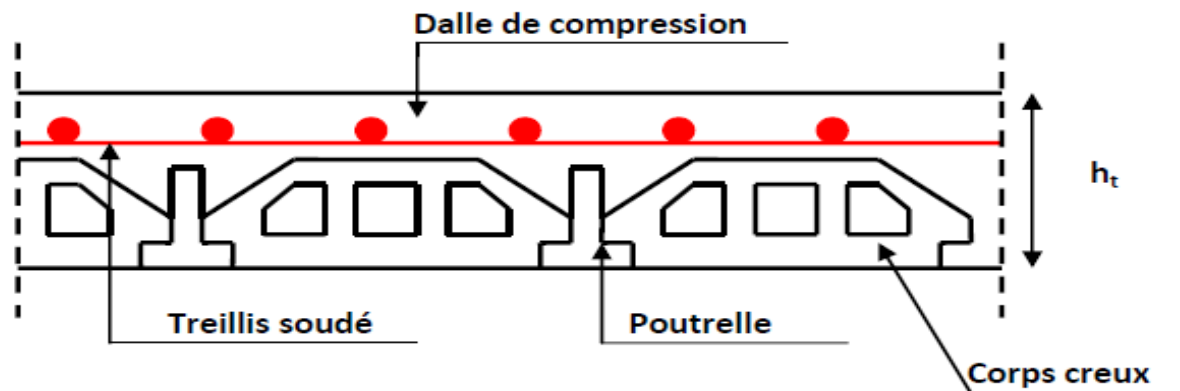


Figure III- 2-1 Coupe transversale du plancher.

III-2-1-Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le **B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423)** :

- **20cm** : pour les armatures perpendiculaire aux nervures (poutrelles).
- **33cm** : pour les armatures parallèle aux nervures (poutrelles).

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes:

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles : A_{\perp}

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

Avec : L : distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

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

Nous adoptons : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles : $A_{//}$

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

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

Nous adoptons : $A_{//} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

Finalemment : On optera pour un treillis soudé **TLE 520** de maille ($5 \times 5 \times 200 \times 200$) mm².

III-2-2-Etudes des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

1^{er} Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

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

Dimensionnement

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

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

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

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

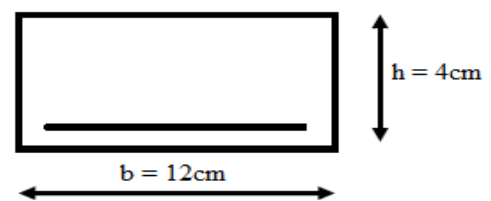


Figure III-2-2 Schéma de la section de la poutrelle avant coulage de la dalle de compression

Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
- Poids total: $0.12 + 0.62 = G = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

A l'ELU:

Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,70)^2}{8} = 4,28 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 3,70}{2} = 4,63 \text{ KN.}$$

Section d'armatures :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,28 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,28 > \mu_l = 0,392 \text{ La section est doublement armée.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

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

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en **Té** avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérer comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simple.

Dimensionnement :

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

$ht = (16+4)\text{cm}$ hauteur du plancher en corps creux

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

$h_0 = 4\text{cm}$ épaisseur de la dalle de compression

b_1 : débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

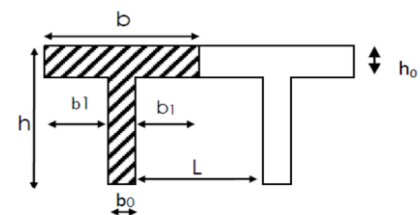
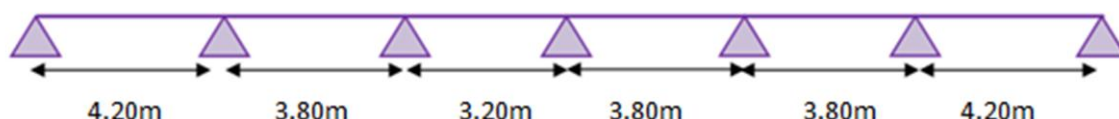


Figure III-2-4 Coupe transversale de la poutrelle.

Dans le cas de notre projet on a 3 types de poutrelles a étudiées :

Type 1 : poutrelle sur 7 appuis et 6 travées dans les étages : habitation, commerce et terrasse.



Type 2 : poutrelle sur 3 appuis et 2 travées dans les étages : habitation et terrasse.



Type 3 : poutrelle sur 3 appuis et 2 travées dans les étages : habitation et terrasse.



➤ **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

$$\text{ELU} : (1.35G + 1.5 Q) \times 0.65$$

$$\text{ELS} : (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.61	1	5.89	4.29
Etage courant	5.11	1.5	5.94	3.97
RDC	5.11	2.5	6.92	4.94

Tableau III-2-1 charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commerce) est le plus défavorable. Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

$$q_u = 6.92 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.94 \text{ KN/ml}$$

Méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

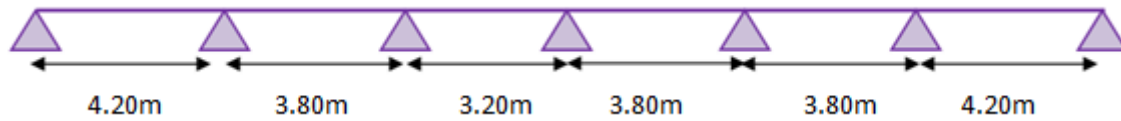
- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot

Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (BAEL 91, Art. B.6.2 210) :

❖ **Etude du 1^{er} cas : (poutrelle sur 7 appuis et 6 travées)**



- La méthode s’applique aux planchers à surcharge d’exploitation modérée
La surcharge d’exploitation doit vérifier la condition suivante :

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

$$Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \quad ; \quad 2G = 2(5.11 \times 0.65) = 6.64$$

$Q = 1.625 \text{ KN/m}^2 \leq 6.64 \text{ KN/m}^2$ **Condition vérifiée.**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable**Condition vérifiée.**
- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées**Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{4.20}{3.80} = 1.10 \leq 1,25 \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3.80}{3.20} = 1.18 \leq 1,25 \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.20}{3.80} = 0.84 \leq 1,25 \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3.80}{3.80} = 1 \leq 1,25 \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{3.80}{4.20} = 0.90 \leq 1,25 \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.
Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges d’exploitation à la somme des charges permanente et d’exploitation, en valeurs non pondérées

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

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = ql^2/8$$

Dont L: longueur entre nus des appuis.

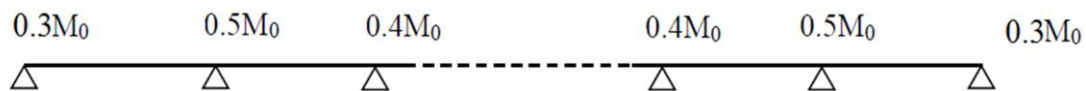
- M_w : Valeur absolue du moment sur l’appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l’appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ (1+0,5) M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \right\} \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,3 M_0$ pour les appuis de rive.



Application de la méthode :

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{5.11+2.5} = 0.328$$

Avec : $0 \leq \alpha \leq 2/3$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0,3\alpha}{2}$
0.328	1.098	0.549	0.649

✚ A l'ELU: $G = 5.11 \text{ KN/ml}$; $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$; $q_u = 6.92 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.92 \times 4.20^2}{8} = 15.258 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.92 \times 3.80^2}{8} = 12.490 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.92 \times 3.20^2}{8} = 8.857 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_G = 0,3 M_{01} = 4.577 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0,5 M_{02} = 6.245 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 M_{03} = 3.542 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 M_{02} = 4.996 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	15.258	4.577	6.245	11.342
B-C	12.490	6.245	3.542	8.821
C-D	8.857	3.542	3.542	6.182
D-E	8.857	3.542	4.996	5.455
E-F	12.490	4.996	6.245	8.093
F-G	15.258	6.245	4.577	11.342

Tableau III 2-2 Moment fléchissant en travées à l'ELU (Cas 01).

Diagramme des moments fléchissant :

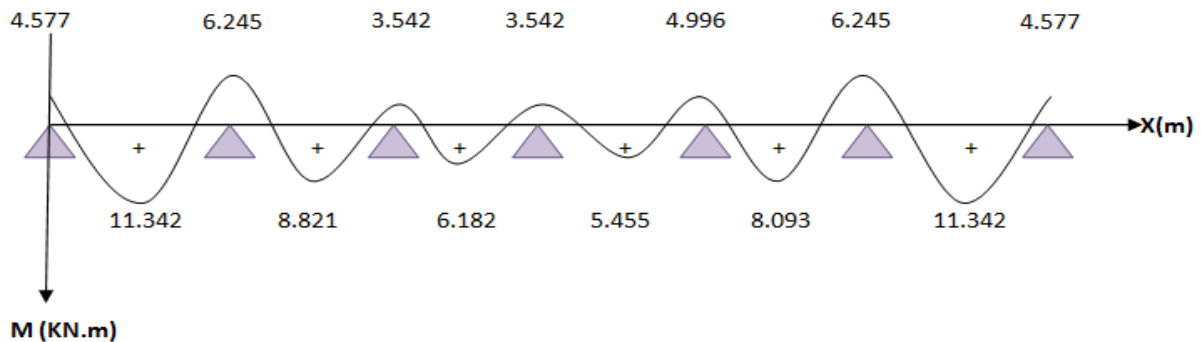


Figure III-2-5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = -q_u \cdot x + \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T_i (KN) X=0	T_{i+1} (KN) X=L
A-B	4.577	6.245	14.136	-14.928
B-C	6,245	3.542	13.859	-12.437
C-D	3.542	3.542	11.072	-11.072
D-E	3.542	4.996	10.618	-11.526
E-F	4.996	6.245	12.819	-13.477
F-G	6.245	4.577	14.929	-14.135

Tableau III-2-3 Efforts tranchants en travées à l'ELU (Cas 01).

Diagramme des efforts tranchants :

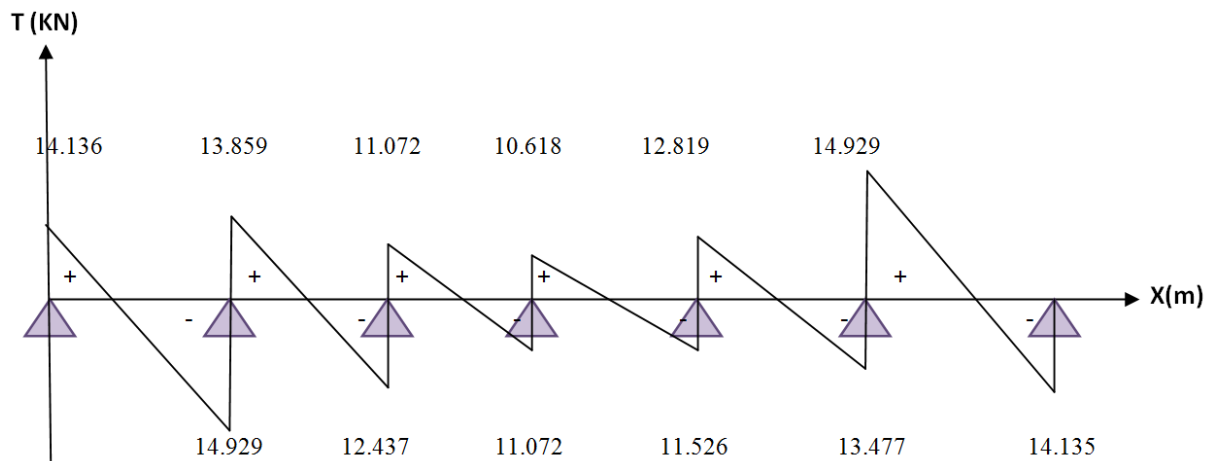
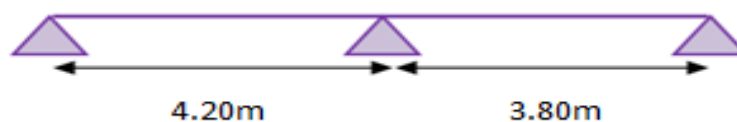


Figure III-2-6 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

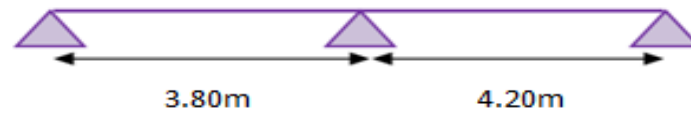
❖ **Application de la méthode (pour le 2^{eme} cas) :**



Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_i (KN) X=0	T_{i+1} (KN) X=L
A-B	15.258	4.577	7.494	10.718	13.837	-15.227
B-C	12.490	7.494	4.577	7.679	13.916	-12.380

Tableau III 2-4 Récapitulatif des efforts internes à l'ELU (Cas 02).

❖ Application de la méthode (pour le 3^{ème} cas) :



Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_i (KN) X=0	T_{i+1} (KN) X=L
A-B	12.490	3.747	9.155	7.263	11.725	-14.571
B-C	15.258	9.155	3.747	10.302	15.819	-13.244

Tableau III-2-5 Récapitulatif des efforts internes à l'ELU (Cas 03).

➤ Les calculs qui suivent vont se faire avec les efforts max entre les 3 types de poutrelle à l'ELU :

$$M_{tmax} = 11,342KN.m \quad ; \quad M_{amax} = 9.55KN.m \quad ; \quad T_u = 15,819KN.$$

Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

En travée : $M_{tmax} = 11,342KN.m$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 11,342KN.m < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b=65 cm, h= 20 cm).

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.342 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,038 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.342 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_{\text{amax}} = 9.55 \text{ KN.m}$

Aux appuis, la table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.172$$

$$\mu = 0.172 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée**

$$\mu = 0.172 \longrightarrow \beta = 0.905$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.55 \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$** .

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min \left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right) = \min (12 ; 5.7 ; 10) = 5.7 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$

$$\text{Avec : } \mathbf{A_t = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2}$$

L'espacement des armatures transversales est égale à :

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35, 27 \text{ cm.}$$

On prend : **$L_S = 40 \text{ cm}$** .

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $L_c = 0.4 L_S$

$$\mathbf{L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}}$$

✚ Vérfications à l'ELU:

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.2/BAEL 91 modifier 99)

• En travée :

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

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• aux appuis :

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

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérfication de la contrainte tangentielle : (Art A.6.1.3/BAEL91modifier 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$$

Avec : T_u effort tranchant maximal, $T_u = 15,819 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{15,819 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,732 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPa}) = \min (3,33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,732 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérfication de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{15,819 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,29 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

✚ Vérifications à l'ELS:

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

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

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{qs}{qu} = \frac{4.94}{6.92} = \mathbf{0,713}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats pour les trois cas :

	Travée	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
TYPE 01	A-B	3.263	4.452	8.086	10.078	-10.643
	B-C	4.452	2.525	6.289	9.881	-8.867
	C-D	2.525	2.525	4.407	7.894	-7.894
	D-E	2.525	3.562	3.889	7.570	-8.218
	E-F	3.562	4.452	5.770	9.139	-9.609
	F-G	4.452	3.263	8.086	10.644	-10.078
TYPE 02	A-B	3.263	5.343	7.641	9.865	-10.856
	B-C	5.343	3.263	5.475	9.922	-8.826
TYPE 03	A-B	2.671	6.527	5.178	8.359	-10.389
	B-C	6.527	2.671	7.345	11.278	-9.442

Tableau III-2-6 Récapitulatif des efforts internes à l'ELS.

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

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

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression :

- En travée : M_s = 8.086KN.m

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\rho = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.086 \times 1000}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 158.32$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 158.32 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$
 $\rho = 1.56 \rightarrow k_1 = 15.67$

$$\sigma_{bc} = \frac{158.32}{15.67} = 10.10$$

$$\sigma_{bc} = 10.10 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (la flèche) :**

D'après le BAEL91, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{335} = 0.059 > 0.044 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow 0.059 < \frac{11.33}{10 \times 9.497} = 0.11 \dots \dots \dots$ **Condition non vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 > 0.009 \dots \dots \dots$ **Condition non vérifiée**

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

l : portée libre de la travée considérée.

M_t^s : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment isostatique de service $\rightarrow M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 6.77 \times 3.35^2 / 8$

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

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

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

Aire de la section homogénéisée : (n = 15)

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

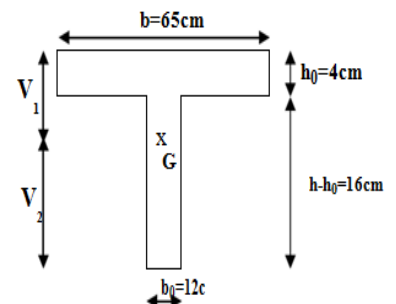
$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12,57 \text{ cm}$$

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



$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4$$

Calcul de : I_{fv}

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.015} = 1.096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 221.83 + 2.1}; 0 \right\} = 0.761$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda v} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 0.761 \times 1.096} = 13074.75 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{11.33 \times 3.35^2}{10 \times 13074.75 \times 10^3 \times 10818.86 \times 10^{-8}} = 0.0089 \text{ mm}$$

$$0.089 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Récapitulatif :

Dalle de compression : TLE 520 (5x200x5x200)mm².

En travées: A_t= 3HA12= 3.39 cm².

Aux appuis : A_a = 2HA12 = 2.26 cm².

Armature transversales : 2HA8 = 1cm².

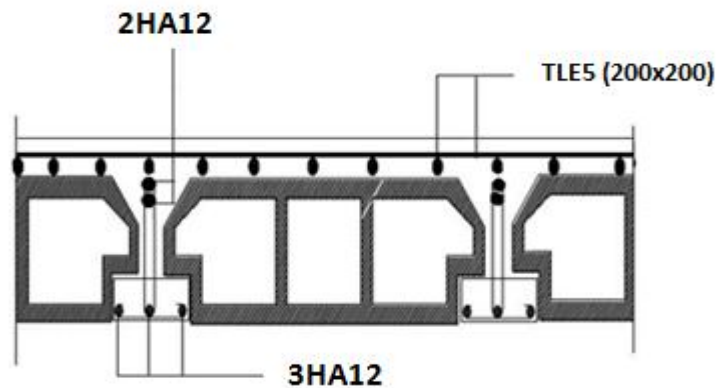


Figure III- 2-7 Plan de Ferrailage du plancher.

III-3- Plancher en dalle pleine :

La partie centrale du plancher, intermédiaire de la cage d'ascenseur, reposant sur ses quatre appuis, est constituée d'un seul type de dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm, soumise à son poids propre et la surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD permettant d'évaluer les moments dans les deux sens, fournissant des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, suivant la petite portée ($L_x = 2.60$ m) et la grande portée ($L_y = 3.20$ m).

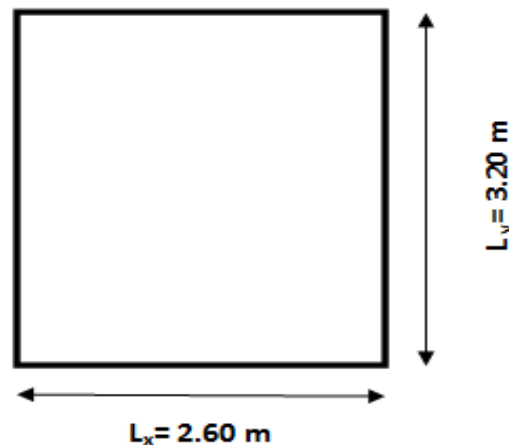


Figure III 3-1 Panneau dalle pleine.

Combinaisons de charges :

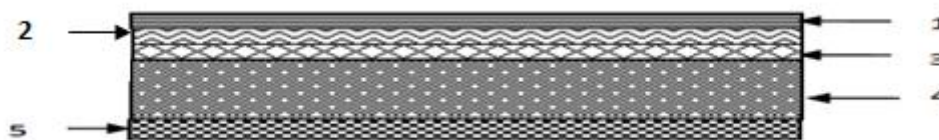


Figure III 3-2 Coupe transversale du plancher en dalle pleine.

Eléments	Epaisseur(m)	(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Couche de sable	0.03	18	0.54
4-Dalle pleine	0.15	15	3.75
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G = 5.29 KN/m²			

Tableau II- 3-1 Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

$$G = 5.29 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

 **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.29) + 1.5(2.5) = 10.89 \text{ KN/m}^2$$

 **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.29 + 2.5 = 7.79 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU :

- **Calcul des efforts :**

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.

$$\rho = \frac{2.60}{3.20} = 0.812 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

Moment fléchissant :

$$\rho = 0.81 \rightarrow \mu_x = 0.0553 \quad ; \quad \mu_y = 0.613$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0553 \times 10.89 \times (2.60)^2 = 4.070 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.613 \times 4.070 = 2.494 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- **En travée :** $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 4.070 = 3.459 \text{ KN.m}$
 $M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2.494 = 2.119 \text{ KN.m}$
- **Au appuis :** $M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 4.070 = -1.221 \text{ KN.m}$
 $M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 2.494 = -0.748 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

- **Suivant l_x :** $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$

$$T_u = 10.89 \times 2.60 \times 3.20 / (3 \times 3.20) = 9.438 \text{ KN}$$

- Suivant l_y : $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$

$$T_u = 10.89 \times 2.60 \times 3.20 / (2 \times 3.20 + 2.60) = 10.067 \text{ KN}$$

- **Ferrailage :**

On a: $b=100\text{cm}$, $h = 15 \text{ cm}$, $c= 2\text{cm}$

En travée :

❖ **Sens de la petite portée : (l_x)**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b d x^2 f_{bu}} = \frac{3.459 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.459 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.76 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

❖ **Sens de la grande portée : (l_y)**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b d y^2 f_{bu}} = \frac{2.119 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.119 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b d y^2 f_{bu}} = \frac{1.221 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.005 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.221 \times 10^3}{0.9975 \times 13 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

✚ Vérifications à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

Armatures suivant le sens de lx :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} ; W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.81)}{2} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x = 1,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles : suivant le sens de ly:

$$W_y \geq W_0 ; W_y = A_y / (b \times h)$$

$$\text{Donc : } A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 15 \times 0.0008 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2[4]).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{10.067 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.077$$

$$\tau_u = 0,077 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'adhérence des barres: BAEL99/art A.6.1.1, 3

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

L'acier utilisé est le FeE400 $\rightarrow \psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence).

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.067 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)**

Suivant le sens lx :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant le sens ly :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Diamètre maximal des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)**

$$\phi_{\text{adopté}} \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_{\text{adopté}} = 8 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\phi_{\text{adopté}}$: diamètre des armatures longitudinales.

Calcul à l'ELS :

Moment fléchissant :

$$\rho = 0.81 \rightarrow \mu_x = 0.0621 \quad ; \quad \mu_y = 0.723$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0621 \times 7.79 \times (2.60)^2 = 3.27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.723 \times 3.27 = 2.364 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- **En travée :** $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 3.27 = 2.779 \text{ KN.m}$
 $M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2.364 = 2.009 \text{ KN.m}$

- **Au appuis :** $M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 3.27 = -0.981 \text{ KN.m}$
 $M_y^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 3.27 = -0.981 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

- **Suivant lx :** $T_u = \frac{q_s \times l_x \times l_y}{3l_y}$

$$T_u = 7.79 \times 2.60 \times 3.20 / (3 \times 3.20) = 6.75 \text{ KN}$$

- **Suivant ly :** $T_u = \frac{q_s \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$

$$T_u = 7.79 \times 2.60 \times 3.20 / (2 \times 3.20 + 2.60) = 7.20 \text{ KN}$$

✚ Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 Art A.4.5.3-2).

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Etat limite de déformation : (BAEL 91 Art B.7.5 1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{155} = 0.096 \geq \frac{2.779}{20 \times 3.27} = 0.042 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression :

- En travée : $M_t \max = 2.779 \text{KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 ; \quad \rho = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.779 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 113.62$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 113.62 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$

$$\sigma_{bc} = \frac{113.62}{63.12} = 1.8$$

$$\sigma_{bc} = 1.8 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$$
 Conditions vérifiée.

- Aux appuis : $M_a \max = 1.221 \text{KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 ; \quad \rho = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.221 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 49.92$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 49.92 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$

$$\sigma_{bc} = \frac{49.92}{63.12} = 0.79$$

$\sigma_{bc} = 0.79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Récapitulatif :

En travées : sens XX $A_t = 4\text{HA}12 = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).
 sens YY $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

Aux appuis : sens XX $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).
 sens YY $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

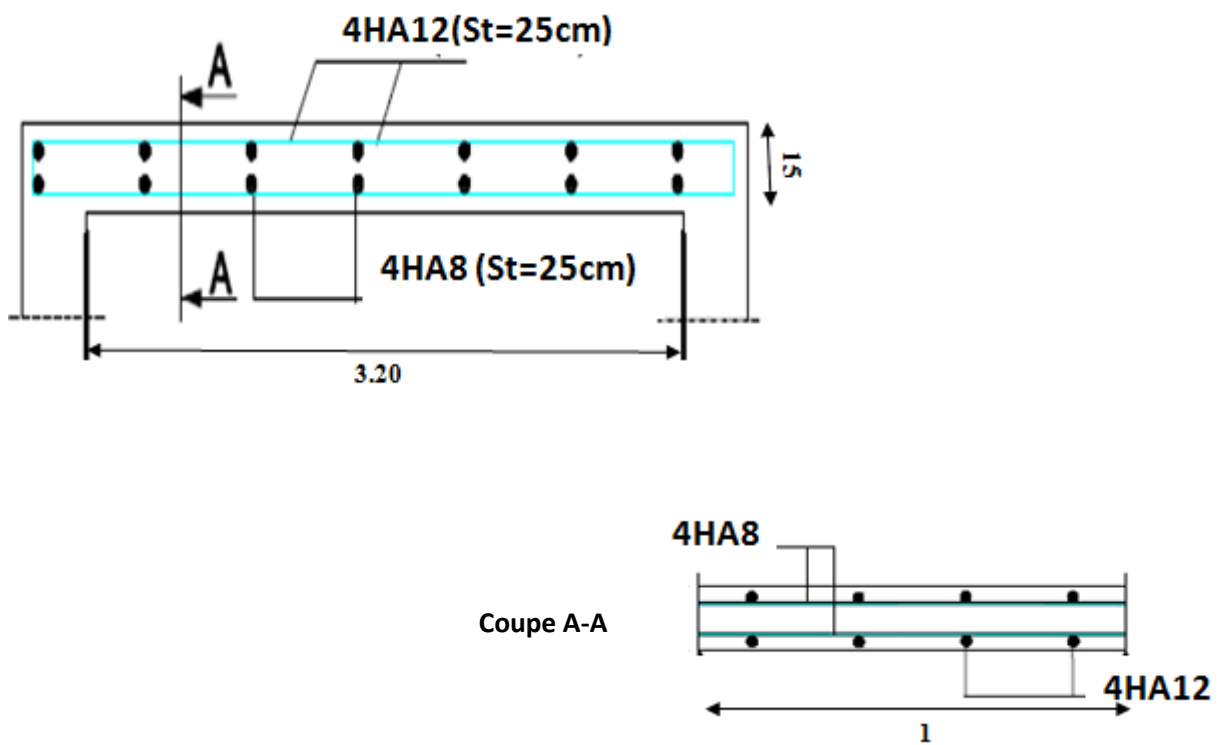


Figure III-3-3 Ferrailage du plancher en dalle plein.

III-4-Salle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ($v = 1 \text{ m/s}$), la surface de la cabine est de $(1,60 \times 1,80) = 2,880 \text{ m}^2$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

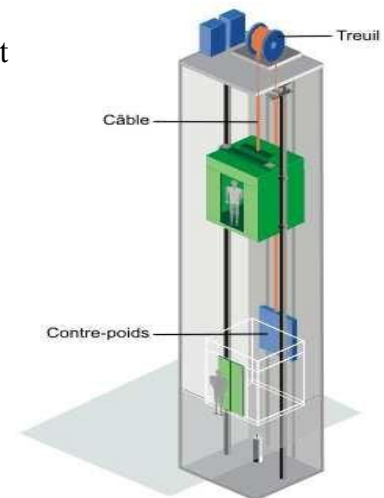


Figure III-4-1 Ascenseur.

Calcul de la dalle pleine du local machine :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, suivant la petite portée ($L_x = 1,7971 \text{ m}$) et la grande portée ($L_y = 1,80 \text{ m}$).

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

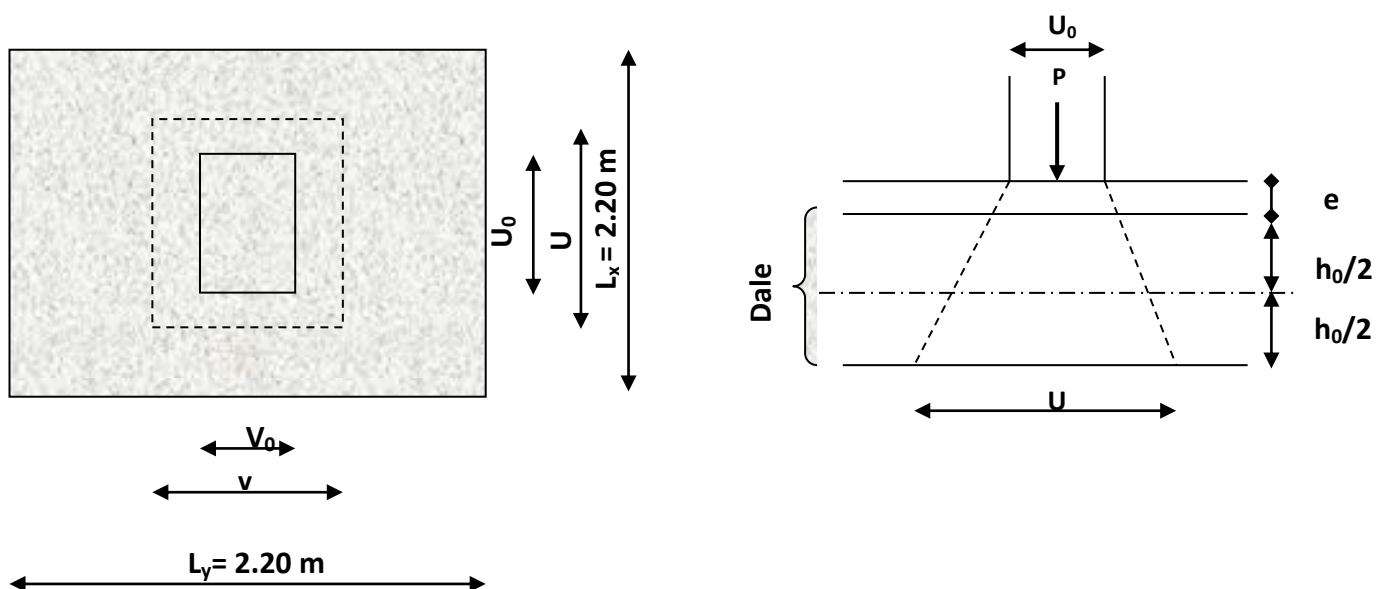


Figure III 4-2 Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

Dimensionnement :

$$\rho = \frac{2.20}{2.20} = 1 \rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{--- Panneau isolé } ep \geq \frac{Lx}{30}$$

$ep \geq \frac{2.20}{30} = 7.33\text{cm}$ \rightarrow L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur **ep = 15 cm**.

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ **le panneau de dalle travaille dans les deux sens.**

Détermination des sollicitations :

❖ **Moments dus au poids propre :**

✚ **A l'ELU :**

Charge permanente : poids propre de la dalle + revêtement en béton

$$G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05$$

$$q_u = \mathbf{8.05 \text{ KN/ml}}$$

Moment suivant la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

Moment suivant la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec : μ_x et μ_y Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

$$\rho = 0.99 \text{ et } \nu = 0 \text{ (ELU)} \rightarrow \mu_x = 0.0377 ; \mu_y = 0.978$$

$$M_x^1 = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0377 \times 8.05 \times (2.20)^2 = 0.980 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = \mu_y \times M_x = 0.978 \times 0.980 = 0.958 \text{ KN.m}$$

✚ **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \rightarrow q_s = \mathbf{5.85 \text{ KN/ml}}$$

$$\rho = 0.99 \text{ et } \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \rightarrow \mu_x = 0.0451 ; \mu_y = 0.985$$

$$M_x^1 = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0451 \times 5.85 \times (2.20)^2 = 0.852 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = \mu_y \times M_x = 0.846 \times 0.852 = 0.720 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments dus a la charge localisée (système de levage) :**

$$M_x = P \times (M_1 + \nu \times M_2)$$

$$M_y = P \times (M_1 \times \nu + M_2)$$

M_1 et M_2 : coefficients donnée par les abaques en fonction de ρ et des rapports : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

U et V (80×80) : cotés du rectangle sur les quels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle

$$U = U_0 + 2 \times \xi + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times \xi + h_0$$

Avec : $h_0 = 15$ cm (épaisseur de la dalle pleine).

ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton donc $\xi = 5$ cm

$$U = V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{U}{L_x} = 1,05 / 2,20 = 0,584 \quad ; \quad \frac{v}{L_y} = 1,05 / 2,2 = 0,584 \quad ; \quad \rho = 0,99$$

$$M_1 = 0,068$$

$$M_2 = 0,068$$

✚ A l'ELU : $v = 0$

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_x^2 = P_u \times (M_1 + v \times M_2) = 121,5 (0,068) = 8,262 \text{ KN.m}$$

$$M_y^2 = P_u \times (M_1 \times v + M_2) = 121,5 (0,068) = 8,262 \text{ KN.m}$$

✚ A l'ELS : $v = 0,2$

$$P_s = P = 90 \text{ KN.}$$

$$M_x^2 = P_s \times (M_1 + v \times M_2) = 90 (0,068 + 0,2 \times 0,067) = 7,326 \text{ KN.m}$$

$$M_y^2 = P_s \times (M_1 \times v + M_2) = 90 (0,068 \times 0,2 + 0,067) = 7,254 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

✚ A l'ELU :

$$M_x = M_x^1 + M_x^2 = 0,980 + 8,262 = 9,242 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^1 + M_y^2 = 0,958 + 8,262 = 9,22 \text{ KN.m}$$

Correction des moments : Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

- **En travée :** $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,242 = 7,856 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,22 = 7,837 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** $M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,242 = -2,773 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 9,242 = -2,773 \text{ KN.m}$$

✚ A l'ELS :

$$M_x = M_x^1 + M_x^2 = 0,852 + 7,326 = 8,178 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^1 + M_y^2 = 0,720 + 7,254 = 7,974 \text{ KN.m.}$$

Correction des moments :

- **En travée :** $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,178 = 6,951 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,974 = 6,778 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** $M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 8,178 = -2,453 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,178 = -2,453 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du panneau :

Le ferraillage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx = dy = 13\text{cm}$).

En travée :❖ **Sens de la petite portée (l_x) :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b dx^2 f_{bu}} = \frac{7.856 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.856 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.76\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$.

❖ **Sens de la grande portée (l_y) :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b dy^2 f_{bu}} = \frac{7.837 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.031 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9845$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.543 \times 10^3}{0.9845 \times 13 \times 348} = 1.69\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b dy^2 f_{bu}} = \frac{2.773 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.773 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.62\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

✚ Vérifications à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifié 99/ Art B.7.4)

Armatures suivant le sens de lx :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} ; W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

b.h : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

Donc : $A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.99)}{2} = 1.26 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,206 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Armatures parallèles (suivant le sens de ly) :

$$W_y \geq W_0 ; W_y = A_y / (b \times h)$$

Donc : $A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 15 \times 0.0008 = 1.20 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y = 1,20 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2).

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

- Au milieu de U : $T_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38.57 \text{ KN}$

- Au milieu de V : $T_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38.57 \text{ KN}$

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29$$

$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

❖ Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2).

Suivant le sens lx :

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Suivant le sens ly :

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 33) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

❖ Diamètre maximal des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2-4-2)

$\phi_{\text{adopté}} \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

$\phi_{\text{adopté}}$: diamètre des armatures longitudinales.

❖ **Vérification de poinçonnement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-4-2)**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) = (105 + 105) \times 2 = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m}$$

$$\rightarrow 0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN .}$$

$$\rightarrow 121.5 \leq 472.5 \text{ KNCondition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

✚ **Vérifications à l'ELS :**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 Art A.4.5.3-2).**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation : (BAEL 91 Art B.7.5 1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{179.71} = 0.083 \geq \frac{6.951}{20 \times 8.178} = 0.042 \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \text{Condition vérifiée.}$

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

- En travée : $M_{t \max} = 6.951 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 ; \rho = 0.24 \rightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.951 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 184.89 \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 184.89 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \rho = 0.24 \rightarrow k_1 = 48.29$

$$\sigma_{bc} = \frac{184.89}{48.29} = 3.83 \rightarrow \sigma_{bc} = 3.83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPaCondition vérifiée.}$$

- Aux appuis : $M_{a \max} = 2.453 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 ;$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.936 \sigma_{st} = \frac{2.453 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 100.29 \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 100.29 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
 - $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$
- $\sigma_{bc} = \frac{100.29}{63.12} = 1.58 \rightarrow \sigma_{bc} = 0.158 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Récapitulatif :

En travées : sens XX $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).
 sens YY $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

Aux appuis : sens XX $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).
 sens YY $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

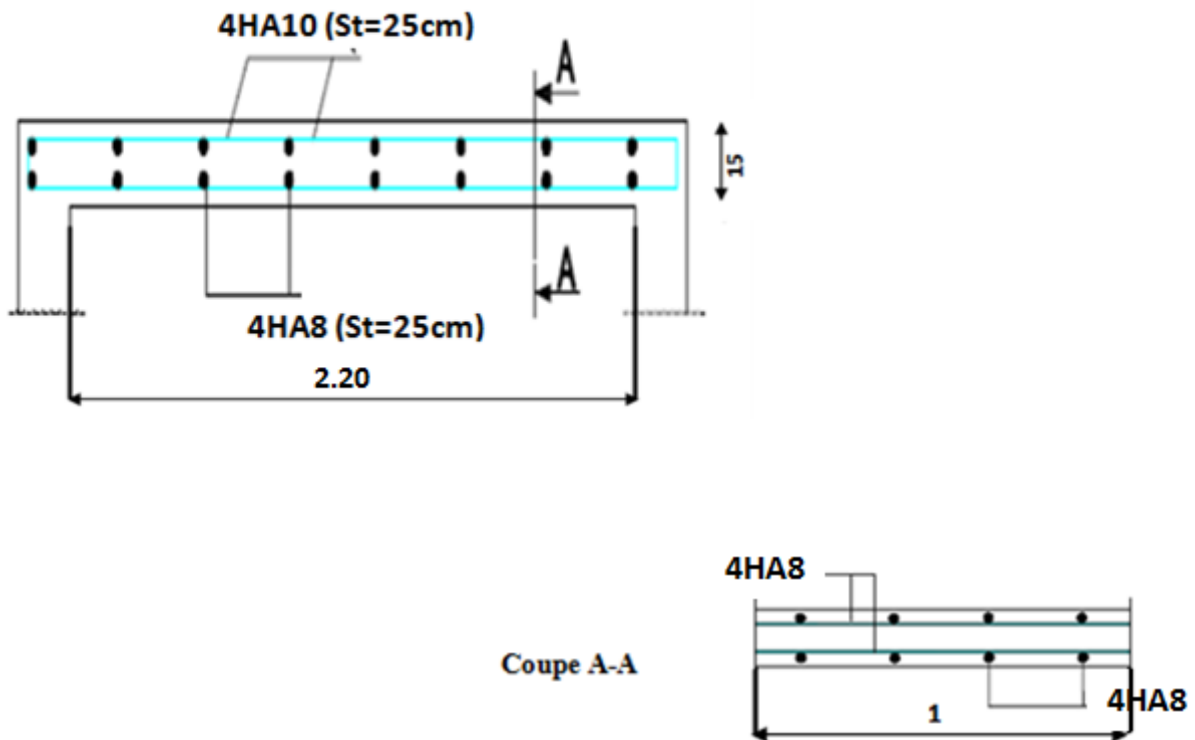


Figure III-4-3 Ferrailage dalle salle machine.

III-5- Les balcons:

Pré dimensionnement :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, Il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Avec : $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : La largeur de la console

$e_p \geq \frac{140}{10} = 14cm$

Soit : $e_p=15\text{ cm}$

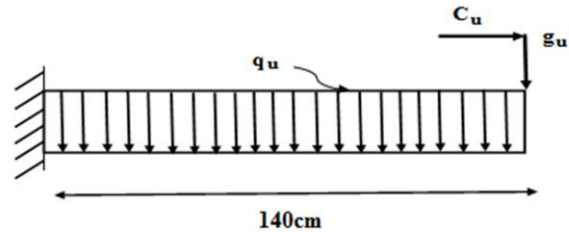


Figure III-5-1 Schéma statique balcon.

Charges et surcharges revenant à la dalle :

- **Charge permanente :**

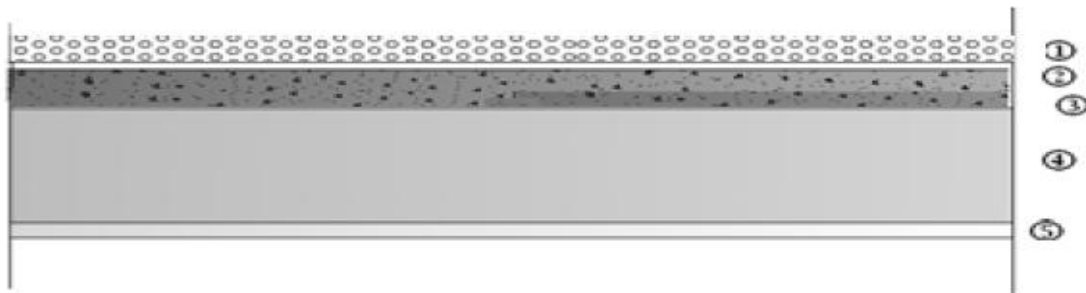


Figure III-5-2 Coupe transversale du balcon.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total :		G = 5.29 KN/m²		

Tableau III-5-1 Charges permanentes revenant aux balcons.

Charge de concentration due au poids du garde corps :

Eléments	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Brique	0.1	0.9
Enduit ciment	0.02	0.72
Total	g =1.62	

Tableau III-5-2 Charges due au poids du garde corps.

- **Charge d'exploitation :** $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante : $q_l = 1 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges :

a) Combinaisons de charge à l'E L U :

La dalle pleine : $q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 3,5)$
 $q_u = 12,39 \text{ KN/m}$

Main courante : $C_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_u = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m}$

b) Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle pleine : $q_s = Q + G = 5,29 + 3,5$
 $q_s = 8,79 \text{ KN/m}$

Main courante : $C_s = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_s = 1,62 \text{ KN/m}$.

Calcul des moments fléchissant :

✚ A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l + C_u H = \frac{12,39 \times 1,4^2}{2} + 2,187 \times 1,4 + 1,5 \times 1$$

$$M_u = 16,7 \text{ KN.ml}$$

❖ A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l + C_s H = \frac{8,79 \times 1,4^2}{2} + 1,62 \times 1,4 + 1 \times 1$$

$$M_s = 11,88 \text{ KN.ml}$$

Ferraillage:

La console se calcule en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ Armature principale :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,7 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_l = 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,07 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,7 \times 10^3}{0,964 \times 13 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2$ avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}.$$

❖ **Armature de répartition :**

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

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}.$$

🚦 **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité: (Art A.4.3.2.3 BAEL 91 modifier 99)**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} \implies A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56\text{cm}^2$$

$$A_{Adopte} = 4.52\text{cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.56\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des espacements des barres :**

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

$$S_{t \text{ Adopter}} = 25\text{cm} < S_t = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$S_{t \text{ Adopter}} = 25\text{cm} < S_t = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } T_u = q_u \times l + g_u = 12.39 \times 1.35 + 2.187$$

$$T_u = 18.91\text{KN}.$$

La fissuration est préjudiciable (Art A.5.1.21 BAEL 91) :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{18.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.145$$

$$\tau_u = 0.145\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$.

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28} \rightarrow 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18,91 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150,72} = 1,072 \text{ MPa.}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,072 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifiée 99):**

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } : \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm.}}$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho = 0.347 \rightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.88 \times 1000}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 222.66$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \mathbf{222.66 \text{ MPa}}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0.347 \rightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{222.66}{39.95} = 5.57$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.57 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

❖ **Vérification de la flèche: (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifiée 99)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0625$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow 0.107 > \frac{11.88}{10 \times 11.88} = 0.1$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < 0.0105$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulatif :

Armature principales : $A_{st} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$. (St = 25cm)

Armature de répartition : $A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$. (St = 25cm)

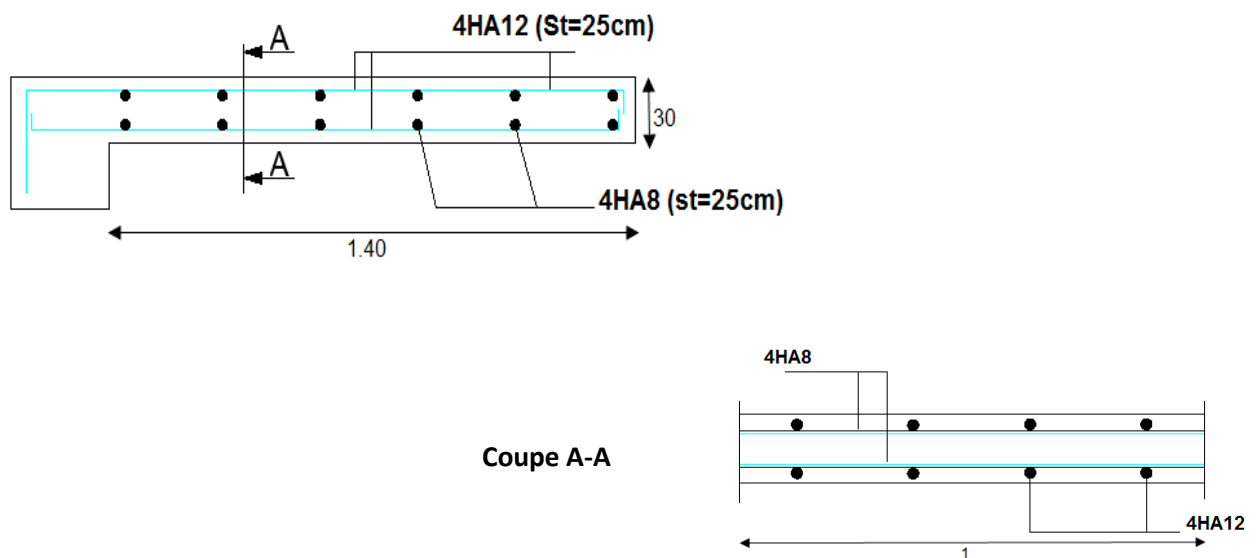


Figure III-5-3 Ferrailage des balcons.

III- 6- Les escaliers :

Calcul des escaliers :

Définition : Un escaliers est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des décrets en fonction du nombre d'utilisation et du type de bâtiments.

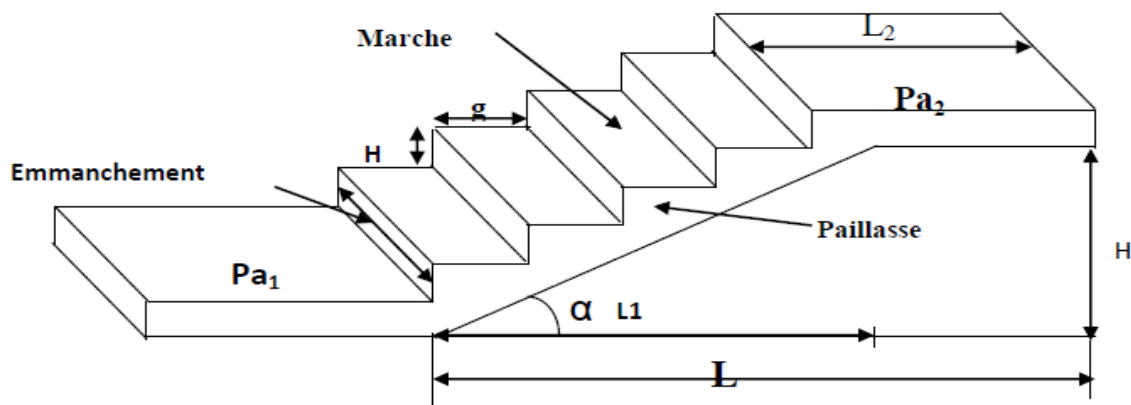


Figure III-6-1 Terminologie de l'escalier.

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....

Le nombre de marches est pris comme suit : $m=n-1$

- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches.

n : nombre de contre marche donné par $n=H/h$

- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

- **L'embranchement :** distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

- **La volée :** partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.

- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires à chaque étage.

- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

❖ **Dimensionnement :**

a. **Schéma statique:** Il est constitué d'une volée telle quelle est montrée ci-après :

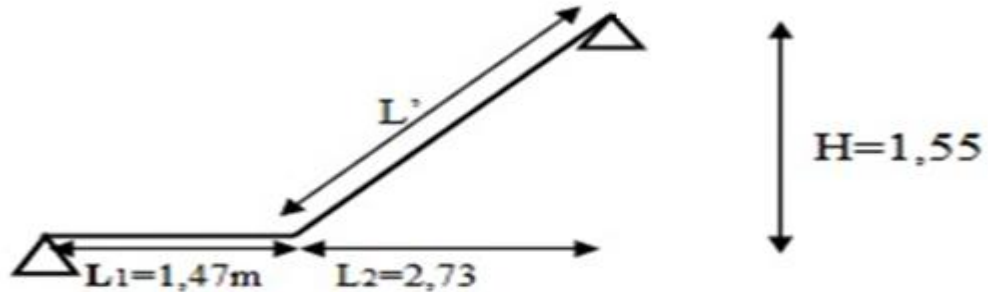


Figure III-6-2 Coupe verticale de l'escalier.

Nombre de contre marche

Pré dimensionnement des marches et des contres marches se fera par la formule

« BLONDEL » suivante : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$

Ou : **h** : Hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm]

g : le giron $28 \leq g \leq 30$ [cm]

On adopte : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm

Pour le RDC :

On a la hauteur du RDC égale à 3,40m

Le nombre des contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$

On aura : $n=10$ contres marches pour la première volée.

$n=10$ contres marches pour la deuxième volée.

Pour l'étage courant :

On a la hauteur d'étage courant égale à 3,10m

Le nombre de contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18.2 = 18$

On aura : $n = 8$ pour la première volée

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 8 - 1 = 7$.

$n = 10$ pour la deuxième volée

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$.

Le giron : $G = L / (n-1)$

La ligne de foulée L représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier.

La longueur est : $L = g (n-1) = 30 (10-1) = 270 \text{ cm.}$

$$G = L / (n-1) = 270 / (10 - 1) = 30 \text{ cm.}$$

b. Vérification de la loi de BLANDEL :

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

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

Condition vérifiée donc l'escalier est confort

c. Epaisseur de la paillasse et du palier :

Prenant compte des recommandations BAEL 91 la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle

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

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis

$$L = \frac{L'}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.70}{2.73} = 0.62 \quad \text{donc : } \alpha = 31,91^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.73}{\cos 31.01^\circ} = 3,216\text{m}$$

$$L = L' + L_1 = 3.216 + 1.47 = 4.686\text{m}$$

$$\text{D'où : } \frac{4.686}{30} \leq ep \leq \frac{4.686}{20}$$

$$0.156 \leq ep \leq 0.234$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur de 17cm

❖ **Détermination des charges et surcharges revenant au palier de repos et à la volée :**

➤ **Palier de repos :**

Eléments	Poids (KN/m ²)	
Palier	25×0.17×1	4.25
Revêtement en carrelage	20×0.02×1	0.4
Mortier de pose	20×0.02×1	0.4
Couche de sable	18×0.02×1	0.36
Enduit en plâtre	10×0.01×1	0.1
	G = 5.51	
	Q = 2.5	

Tableau III-6-1 Charges et surcharges revenant au palier.

➤ **La volée :**

Eléments	Poids(KN/m ²)	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos \alpha = 25 \times 0.17 / \cos 29.68^\circ$	4.89
Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2$	2.12
Couche de sable	$18 \times 0.02 \times 1$	0.36
Mortier de pose	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Revêtements en carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Poids du garde-corps	/	0.2
Enduit en plâtre	$10 \times 0.01 \times 1$	0.1
	G = 8.47	
	Q = 2.5	

Tableau III-6-2 Charges et surcharges revenant à la paillasse.

✚ **Combinaison de charges:**

• **A l'ELU:**

$$q_{uv} = 1.35G_{volée} + 1.5Q_{volée} = 1.35 \times 8.47 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{15.18 \text{ KN.ml}}$$

$$q_{up} = 1.35G_{palier} + 1.5Q_{palier} = 1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{11.19 \text{ KN.ml}}$$

$$Q_p = 1.35 \times 1.95 = \mathbf{2.632 \text{ KN.ml}}$$

• **A l'ELS :**

$$q_{sv} = G_{volée} + Q_{volée} = 8.47 + 2.5 = \mathbf{10.97 \text{ KN.ml}}$$

$$q_{sp} = G_{palier} + Q_{palier} = 5.51 + 2.5 = \mathbf{8.01 \text{ KN.ml}}$$

$$Q_s = \mathbf{1.95 \text{ KN.ml}}$$

➤ **Mur extérieur :**

On a une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur.

$$G_m = \rho (H - e) = 1.30 (1.70 - 0.20) = 1.95 \text{ KN .ml.}$$

Avec :

ρ : Poids volumique du mur intérieur.

H : hauteur du mur.

e : épaisseur du palier.

Calcul des efforts internes à l'ELU :

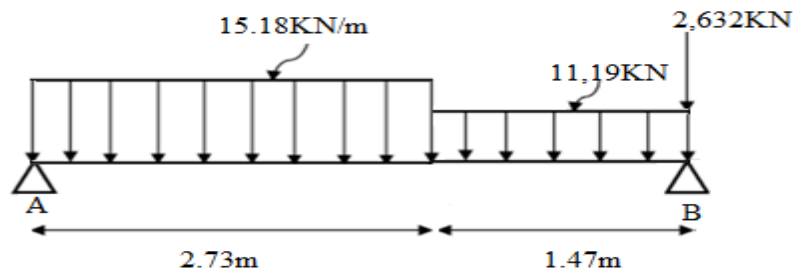
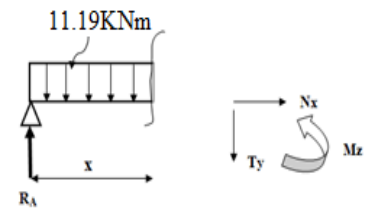


Figure III-6-3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 11,19 \times 1,47 + 15,18 \times 2,73 + 2,632$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = \mathbf{60,52KN.}$$



$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (15,18 \times 2,73 \times 2,73/2) + (11,19 \times 1,47 \times (2,73 + 1,47/2)) + 4,2 \times 2,632 - R_B \times 4,2 = 0$$

$$R_B = 124,51/4,2$$

$$R_B = \mathbf{29,67KN}$$

$$R_A = 60,52 - R_B = 60,52 - 29,67$$

$$R_A = \mathbf{30,85KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

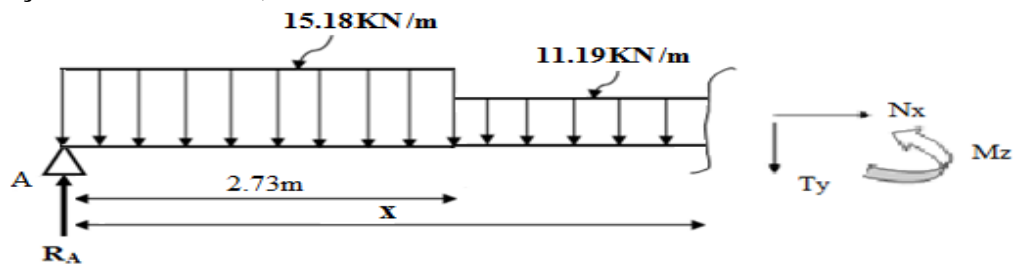
✓ **Tronçon AC** : $0 \leq x \leq 2,73m$

$$T_y(x) + q_{uv}x - R_A = 0$$

$$T_y(x) = 15,18x - 30,85 \Rightarrow T_y(0) = -30,85 \text{ KN.}$$

$$T_y(2,73) = 10,59 \text{ KN.}$$

✓ **Tronçon BC** : $0 \leq x \leq 1,47m$



$$T_y(x) + R_A - q_{UV} \times 2,73 - q_{UP} \times (x - 2,73)$$

$$T_y(x) = -30,85 + 15,18 \times 2,73 + 11,19 \times x - 30,54$$

$$T_y(x) = -19,95 + 11,19x \Rightarrow T_y(2,73) = 10,59 \text{ KN}$$

$$T_y(4,2) = 27,05 \text{ KN}$$

Moments fléchissant :

✓ **Tronçon AC** : $0 \leq x \leq 2,73m$

$$M(x) = R_A x + q_{UP} \times x^2 / 2$$

$$M(x) = 30,85 x - 15,18 x^2 / 2 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$(2,73) = 27,65 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon CB** : $2,73 \leq x \leq 4,2 m$

$$M(x) = 30,85x - 15,18(2,73)(x - 2,73/2) - 11,19/2(x - 2,73)^2$$

$$M(x) = 30,85x - 41,44(x - 1,365) - 5,59(x - 2,73)^2 \Rightarrow M(2,73) = 27,66 \text{ KN.m}$$

$$M(4,2) = 0 \text{ KN.m}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$X = 2,03 \text{ m} \rightarrow M_{max} = 31,35 \text{ KN.m}$$

$$X = 2,73 \text{ m} \rightarrow V_{max} = 30,85 \text{ KN}$$

Remarque : A fin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$\text{Donc : En travée : } M_t = 0,85 \times 31,35 = 26,64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 31,35 = -9,4 \text{ KN.m}$$

✚ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**

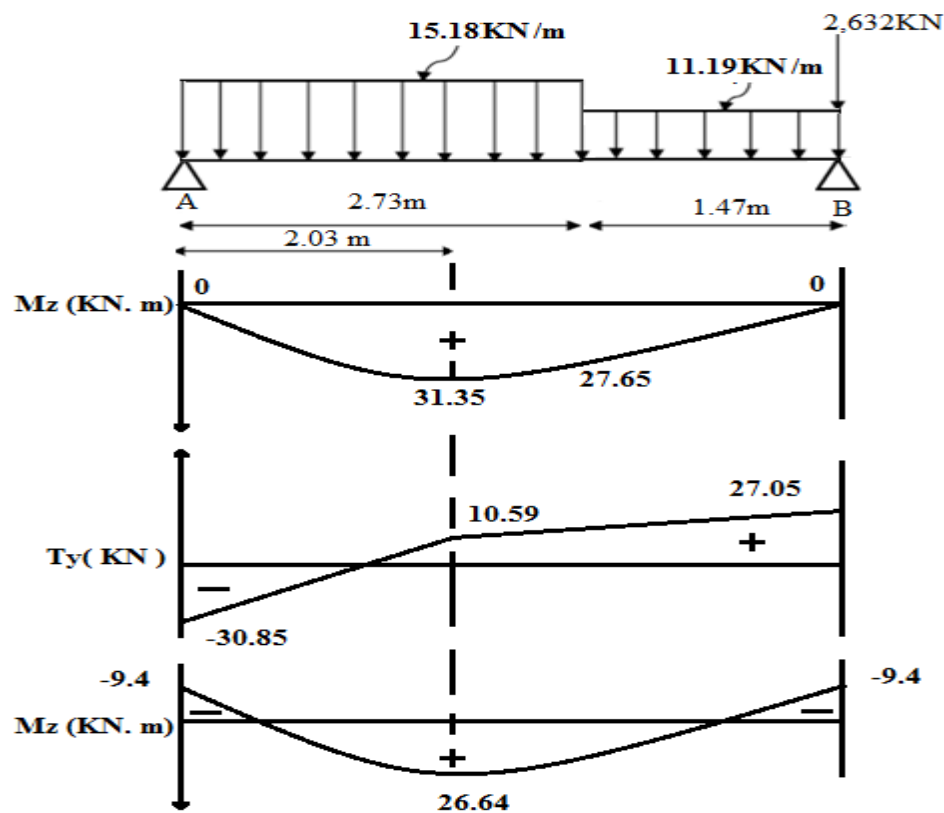


Figure III-6-4 Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU, et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100\text{cm}$; $h = 17\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 15\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$;

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

➤ **Aux appuis : $M_u = 9.4\text{KN.m}$**

✚ **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.4 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_l = 0.392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.4 \times 10^3}{0.978 \times 15 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_l^a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

✚ **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r^a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

✚ **Armature longitudinales :**

$M_t = 26.64\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.64 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.083 < \mu_b = 0.392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0.083 \Rightarrow \beta = 0.9565$$

$$A_l^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26.64 \times 10^3}{0.9565 \times 15 \times 348} = 5.33 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_l^t = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 17 \text{ cm}$.

✚ **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r^a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

✚ Vérifications à l'ELU:

● Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En appuis : $A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

● Vérification des espacements :

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

Appuis : $S_{t \text{ Adopter}} = 25\text{cm} < S_t = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

Travées : $S_{t \text{ Adopter}} = 20\text{cm} < S_t = 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

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

Appuis : $S_{t \text{ Adopter}} = 20\text{cm} < S_t = 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

Travées : $S_{t \text{ Adopter}} = 20\text{cm} < S_t = 45\text{cm}$ Condition vérifiée.

● Vérification de l'effort tranchant :

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{30.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.150} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

● Ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45\text{cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm.}$$

● Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres:

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15 \times 0.226} = 1.01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

✚ Calcul des efforts internes à l'ELS :

$$q_{sv} = 10.97 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sp} = 8.01 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1.95 \text{ KN/m}$$

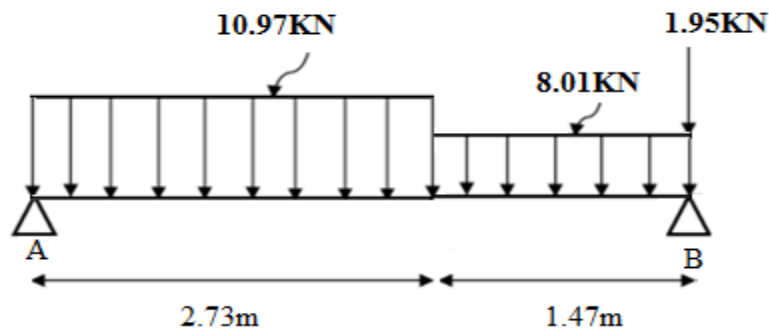


Figure III-6-5 Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

$$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_C = 8.01 \times 1.47 + 10.97 \times 2.73 + 1.95$$

$$\Rightarrow R_A + R_C = 43.67 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (10.97 \times 2.73 \times 2.73/2) + (8.01 \times 1.47 \times (1.47/2 + 2.73)) - R_B \times 4.2 = 0$$

$$R_B = 92.63/4.2$$

$$R_B = 19.45 \text{ KN}$$

$$R_A = 43.67 - R_B \Rightarrow R_A = 43.67 - 19.45$$

$$R_A = 24.22 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

✓ **Tronçon AB** : $0 \leq x \leq 2.73 \text{ m}$

$$T_y(x) = 10.97x - 24.22 \Rightarrow T_y(0) = 24.22 \text{ KN.}$$

$$T_y(2.73) = 5.72 \text{ KN.}$$

$$M(x) = -10.97x \times x/2 + 24.22x \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(2.73) = 25.24 \text{ KN.}$$

✓ **Tronçon BC** : $2.73 \leq x \leq 4.2\text{m}$

$$T_y(x) = -24.22 + 10.97 \times 2.73 + 8.01 \times (x - 2.73) \Rightarrow T_y(0) = 5.72 \text{KN.}$$

$$T_y(4.2) = -17.5 \text{KN.}$$

$$M(x) = 24.22x - 10.97(2.73)(x - 2.73/2) - 8.01/2(x - 2.73)^2 \Rightarrow M(2.73) = 25.24 \text{KN}$$

$$M(4.2) = 0 \text{KN}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y=0$ et $M(x)=\text{max}$:

$$T(x) = 0 \Leftrightarrow 10.97x - 24.22 = 0$$

$$x = 2.20\text{m} \Leftrightarrow M(2.20) = 27.16 \text{KN.m}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{\text{max}} = 27.16 \text{KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 22.05 \text{KN}$$

Remarque : A fin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 27.16 = 23.08 \text{KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times 27.16 = -8.15 \text{KN.m.}$$

✚ **Diagramme des efforts internes à l'ELS :**

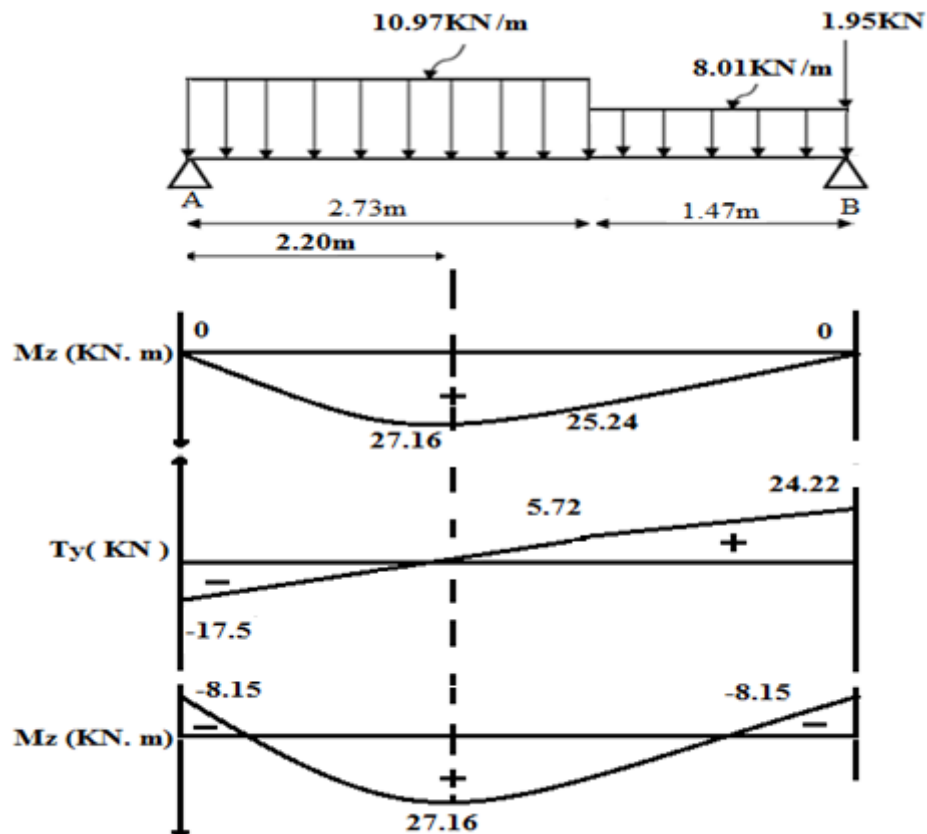


Figure III-6-6 Diagramme des efforts internes à l'ELS.

✚ Vérifications à l'ELS:

• Vérification des contraintes dans le béton :

En travée : $M_s = 23.08 \text{ KN.m}$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.45$$

$$\rho = 0.45 \rightarrow \beta_1 = 0.898$$

$$\sigma_{st} = \frac{23.08 \times 1000}{0.898 \times 15 \times 6.78} = 252.71$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 252.71 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

• $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0.521 \rightarrow k_1 = 34.02$$

$$\sigma_{bc} = \frac{252.71}{34.02} = 7.43$$

$\sigma_{bc} = 7.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Aux appuis : $M_a = -8.15 \text{ KN m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 15} = 0.16$$

$$\rho = 0.16 \rightarrow \beta_1 = 0.9336$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.13 \times 1000}{0.9336 \times 15 \times 2.51} = 231.29$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 231.29 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

• $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0.16 \rightarrow k_1 = 60.28$$

$$\sigma_{bc} = \frac{231.29}{60.28} = 3.83$$

$\sigma_{bc} = 3.83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{420} = 0.040 < 0.0625 \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition ci dessus n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche : (BAEL91 /Art. B6.5.2)

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{cm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = 10818.86 MPa

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

Aire de la section homogénéisée : (n = 15)

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 17 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = 1801.7 \text{cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15$$

$$S_{/xx} = 15975.5 \text{cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{15975.5}{1801.7} = 8.87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.87 = 8.13 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (8.87^3 + 8.13^3) + 15 \times 6.78 \times (8.13 - 2)^2$$

$$I_0 = 45002.1 \text{cm}^4$$

Calcul de: λ_v ; μ ; I_{fv}

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 15} = 0.0045$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0045} = 4.67$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda v} = \frac{1.1 \times 31006.22}{1 + 0.363 + 4.02} = 13868.74 \text{cm}^4$$

$$fv = \frac{3.1422^2 \times 20.52}{10 \times 10818.86 \times 13868.74} = \frac{3.1422^2 \times 20.52}{10 \times 13868.74 \times 10818.86 \times 10^{-8} \times 10^3} = 0.013 \text{mm} = 0.13 \text{cm}$$

$$fv \leq \bar{f} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{cm}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Récapitulatif :

En travées : Armatures principales $A_t = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$ ($S_t = 17 \text{ cm}$).
 Armatures de répartition $A_t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).

Aux appuis : Armatures principales $A_a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).
 Armatures de répartition $A_a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).

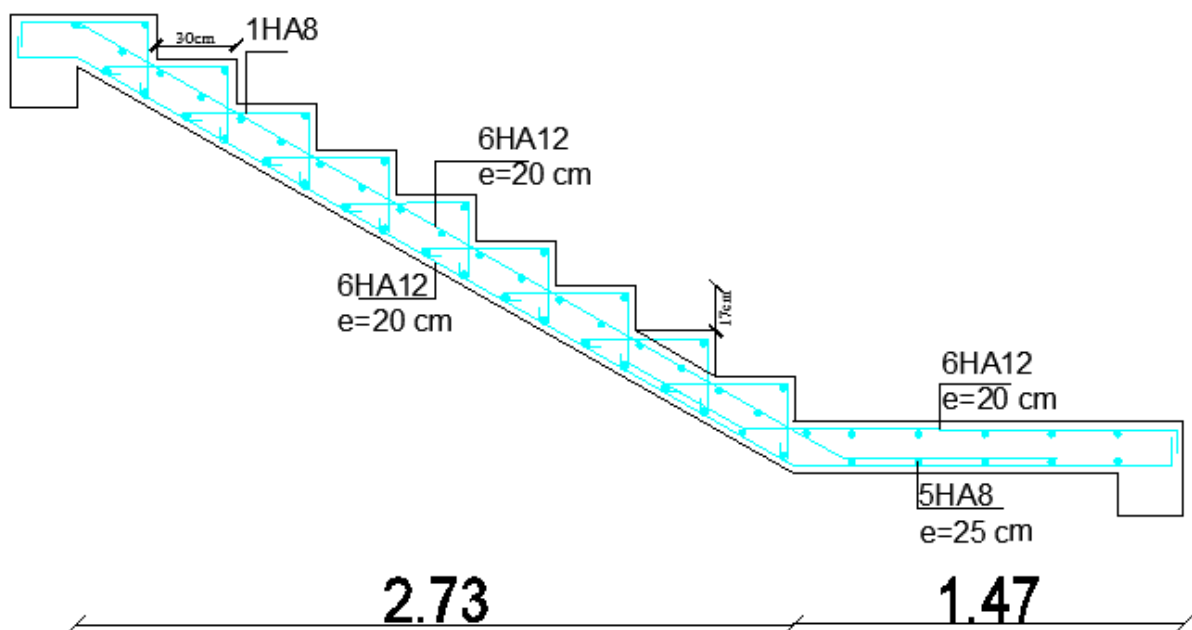
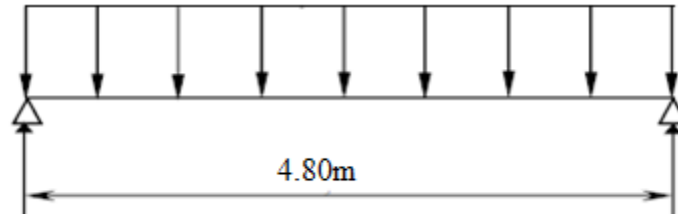


Figure III-6-7 Ferrailage de l'escalier

III-7-Poutre palière:

La poutre palière, de section est rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage). La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.



III-7-1 Schéma statique poutre palière.

❖ Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \leq h \leq 48$$

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

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 35\text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

$$10.5 \leq b \leq 28$$

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

Compte tenu des exigences du RPA[2], on opte pour $b = 25\text{ cm} > 20\text{cm}$

La poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 35)\text{ cm}^2$

❖ Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre palière : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2.1875\text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) $R_B = 29.67\text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) $R_B = 19.45\text{ KN/ml}$.

Combinaison à considérer

✚ L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_B.$$

$$q_u = 1,35 \times (2.1875) + 29.67 = 32.62\text{ KN/ml}.$$

✚ L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 2.1875 + 19.67 = 21.86\text{ KN/ml}.$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$\text{Moment isostatique: } M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{32.62 \times 4.8^2}{8} = 93.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{32.62 \times 4.8}{2} = 78.29 \text{ KN.}$$

Correction des moments :

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 \times 93.94 = -28.18 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 93.94 = 78.85 \text{ KN.m.}$$

✚ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

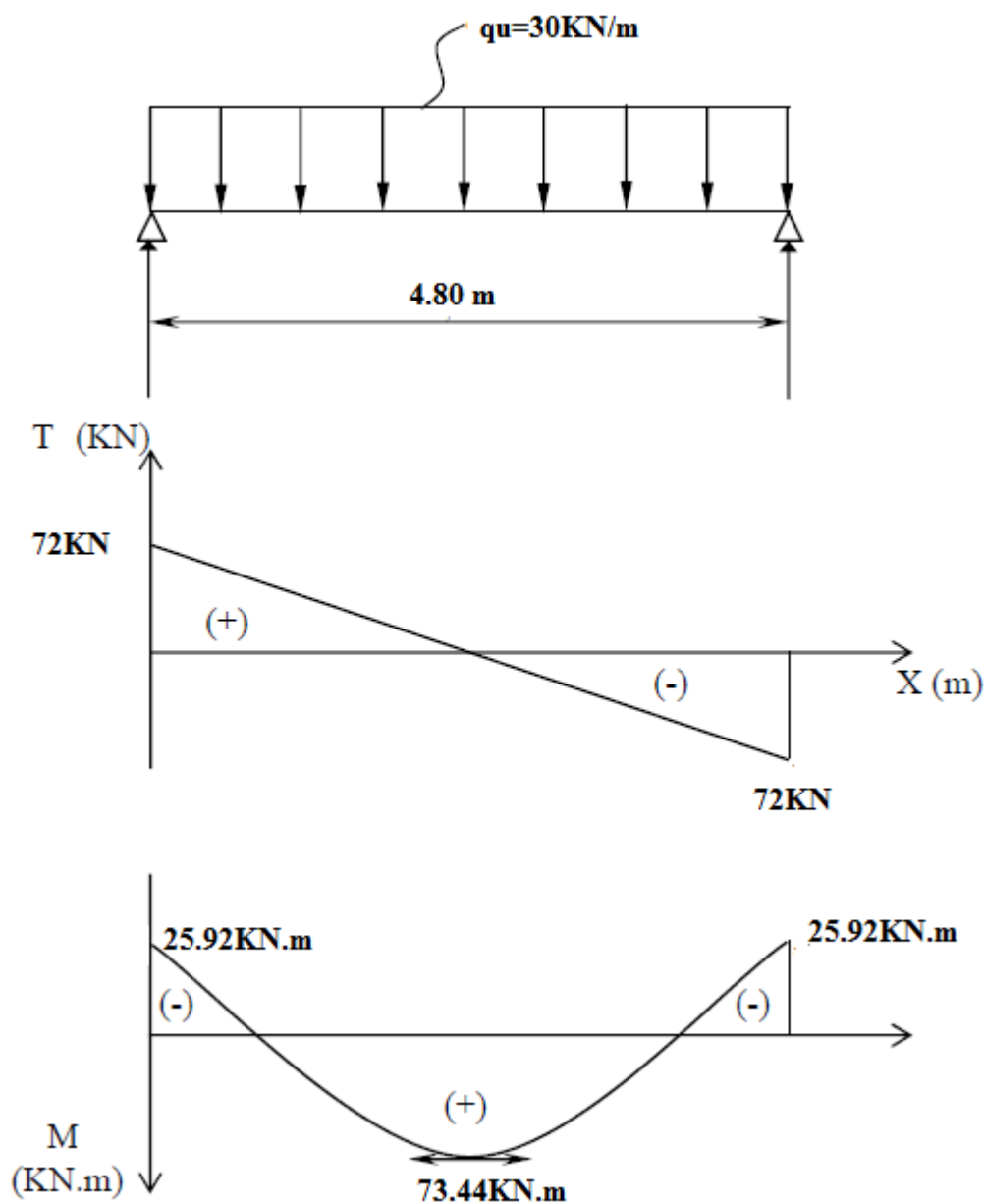


Figure III-7-2 Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Calcul du ferrailage :

➤ **Aux appuis : $M_u = 28.18 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.18 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_l = 0.392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.18 \times 10^3}{0.963 \times 33 \times 348} = 2.55 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_l^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **En travée : $M_t = 66.55 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{66.55 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.172 < \mu_b = 0.392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0.172 \Rightarrow \beta = 0.905$$

$$A_l^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66.55 \times 10^3}{0.905 \times 33 \times 348} = 6.14 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_l^t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$

 **Vérfications à l'ELU:**

● **Vérfication de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

En travée : $_{st} = 6.98 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.99 \text{ cm}^2$ **Condition vérfifiée..**

En appuis: $_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.99 \text{ cm}^2$ **Condition vérfifiée.**

● **Vérfication de l'effort tranchant :**

La poutre est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{73.44 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.89 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérfifiée.**

● **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = \mathbf{19.75\text{cm.}}$$

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = \mathbf{14.10\text{cm.}}$$

• **Vérification de l'adhérence des d'entraînement des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{73.44 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.19 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.19 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91 /Art A.7.2-2)**

$$\phi_t < \min \{ \phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 10 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\phi_t = \mathbf{8\text{mm.}}$$

✓ **Espacement des barres :** (Art 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

▪ **En zone nodale :** $S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi \} = 7,5 \text{ cm}$

On prend : **$S_t = 7 \text{ cm}$**

▪ **En zone courante :** $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$

On prend: **$S_t = 15 \text{ cm}$**

✓ **Quantité d'armatures transversales minimales: (Art7.5-2-2 RPA 99 version 2003)**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend : **$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$\text{Moment isostatique: } M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{21.85 \times 4.8^2}{8} = 62.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21.85 \times 4.8}{2} = 52.44 \text{ KN.}$$

Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 \times 62.93 = -18.879 \text{ KN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 62.93 = 53.49 \text{ KN.m.}$$

✚ Diagramme des efforts internes à l'ELS :

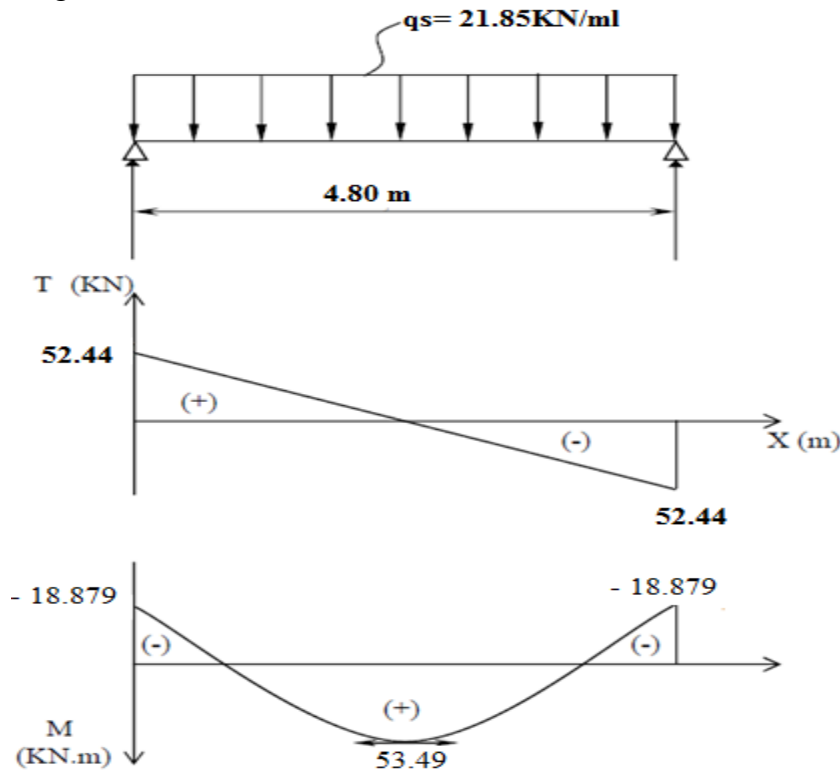


Figure III-7-3 Diagramme des efforts internes à l'ELS.

● **Vérification des contraintes dans le béton :**

En travée : $M_s = 53.49 \text{ KN.m}$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 7.92}{25 \times 33} = 0.96$$

$$\rho = 0.96 \rightarrow \beta_1 = 0.8622$$

$$\sigma_{st} = \frac{53.49 \times 1000}{0.8622 \times 33 \times 7.92} = 237.57$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 237.57 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

● $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

● $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \rho = 0.96 \rightarrow k_1 = 21.34$

$$\sigma_{bc} = \frac{237.57}{21.34} = 11.13$$

$\sigma_{bc} = 11.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Aux appuis : $M_a = 18.879 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41$$

$$\rho = 0.41 \rightarrow \beta_1 = 0.9022$$

$$\sigma_{st} = \frac{18.879 \times 1000}{0.9022 \times 33 \times 3.39} = 187.05$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 187.05 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0.41 \rightarrow k_1 = 36.12$$

$$\sigma_{bc} = \frac{187.05}{36.12} = 5.18$$

$$\sigma_{bc} = 5.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{480} = 0.072 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{15M_0} \rightarrow 0.072 > \frac{53.49}{15 \times 62.93} = 0.056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{25 \times 33} = 0.0096 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulatif :

Armatures principales En travées: $A_t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$.
 Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.
Armatures transversales : 1 cadre et 1 étrier en **HA8**.

/

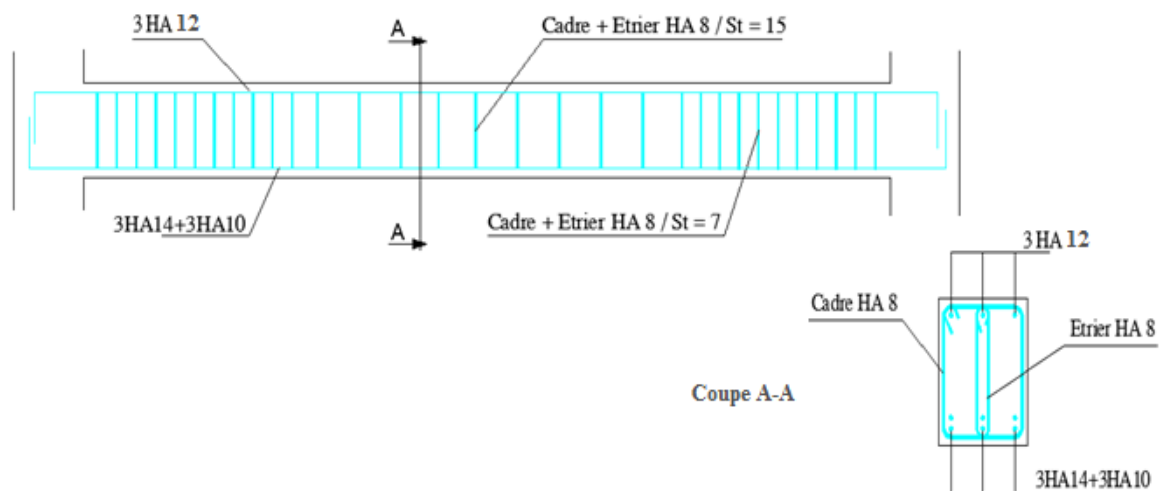
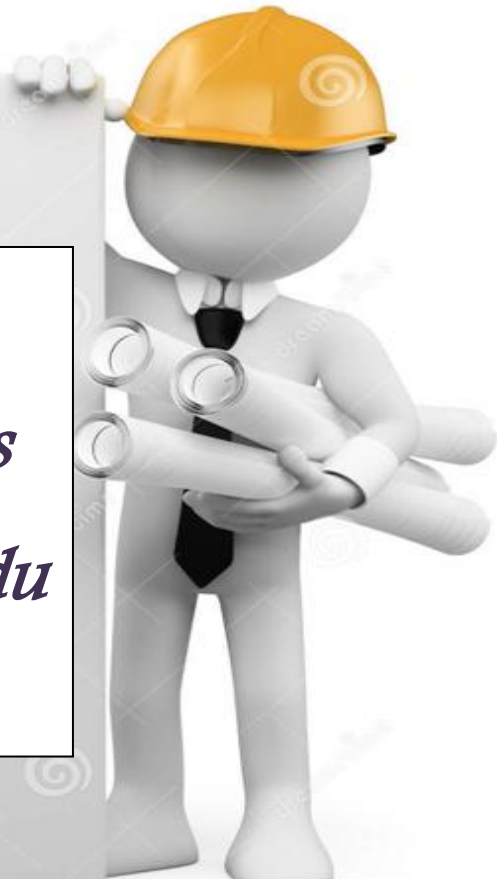


Figure III-7-4 Ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE IV:

*Modélisation
et vérifications
Des exigences du
RPA*



INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de forte sismicité, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc
pour notre étude nous avons opté pour **ETABS**

IV-1- Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision de comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, la réponse.

Une des méthodes de modélisation est la modélisation en éléments finis. Elle consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, les inconnues sont déterminées au niveau des nœuds. A l'aide de fonction d'interpolation on balaye l'élément puis la structure. Pour gagner du temps, nous nous servons d'un outil puissant pour effectuer tous les calculs avec le logiciel Etabs .

Ce logiciel nous permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, réponse) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable et appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base, il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, plancher, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement. Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame », les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » .

La notion des planchers rigides est prise en compte par une affectation de diaphragmes rigides, cette option qui existe sur le menu Etabs permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (XetY) pour avoir respectivement (Vxdyn et Vydyn).

IV-2-Description du logiciel ETABS:

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet

aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc...

IV-3- Méthode de calcul:

On distingue deux cas :

- + **Etude statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges verticales G et Q
- + **Etude dynamique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges horizontales dus au séisme (E), selon le RPA99/version 2003, il existe trois méthodes :
 - La méthode statique équivalente.
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier certains critères suivant le RPA99/ version 2003

❖ Méthode statique équivalente :

Selon **RPA99/2003.Art (4.2.1)** , les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

❖ Condition d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, les conditions complémentaires énumérées dans le RPA99/2003 (article 4.1.2).

Dans notre cas la première condition concernant la régularité en plan n'est pas vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, On opte donc pour **la méthode dynamique modale spectrale.**

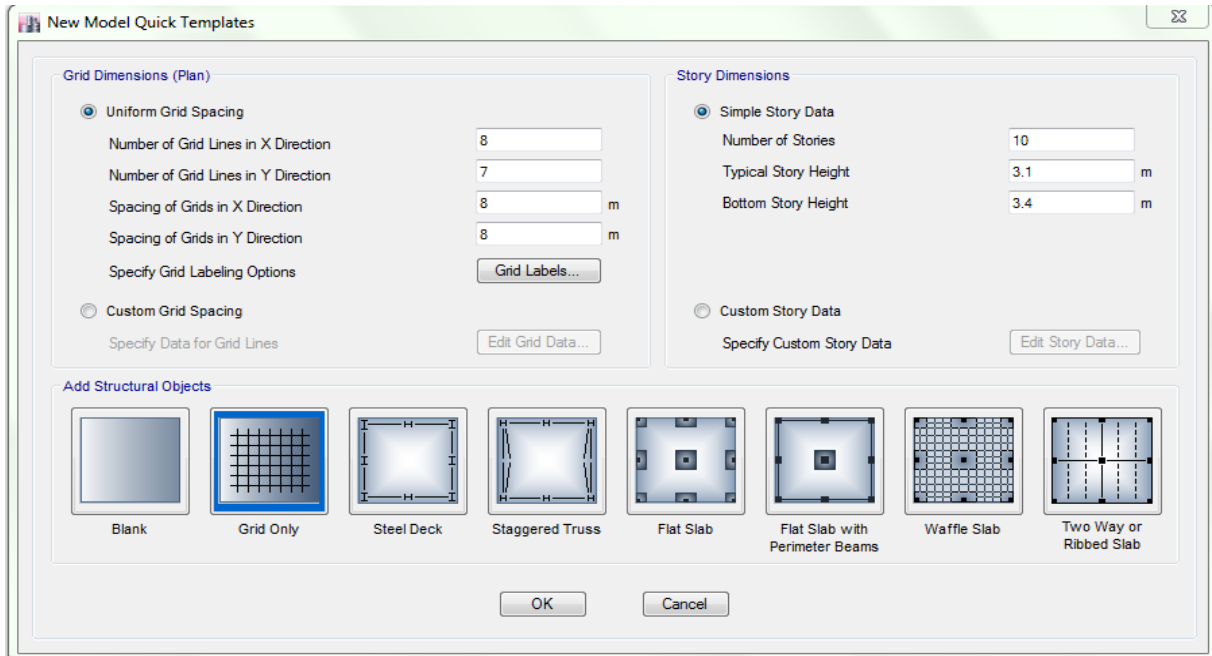
❖ La méthode dynamique modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour 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.

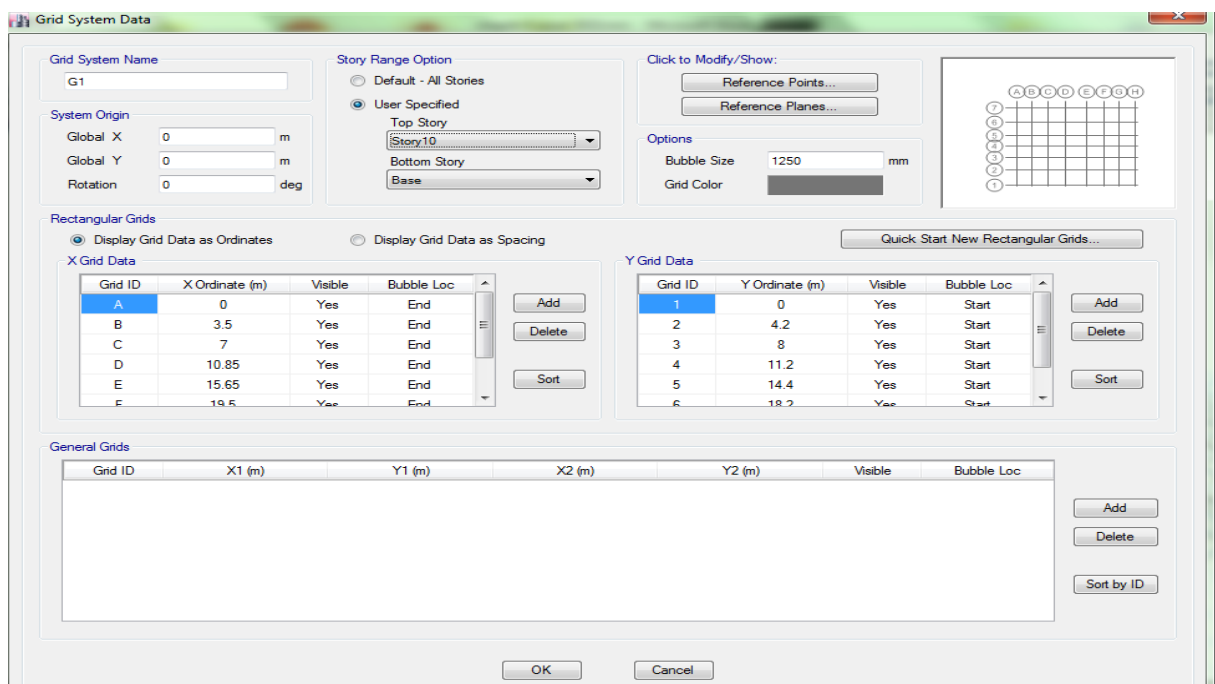
IV-4-Modélisation de la structure:

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+9 étages).

- **Introduction de la géométrie du modèle :**
- Après avoir lancé l'application ETABS 2016 on commence par choisir les unités avec les quels on veut travailler, on sélectionne **KN.m**
- **Géométrie de base :** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :
 - Le nombre de portiques suivant x-x.
 - Le nombre de portique suivant y-y.
 - Le nombre des étages.



- On clique sur le bouton droit de la souris **add/Modify grids** pour introduire les distances cumulées des travées et les niveaux



■ Définition des propriétés des matériaux:

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

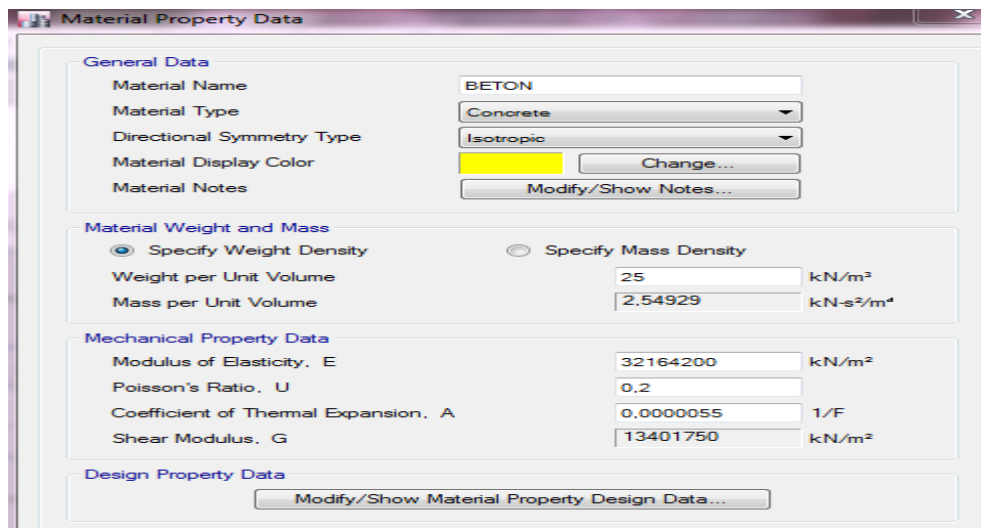
Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

Le béton :

- Masse per unit volume (masse volumique béton): $2,5 \text{ KN/m}^3$
- Weight per unit volume (Poids volumique béton): 25 KN/m^3
- Modulus of Elasticity (Module de Young): 32164200 KN/m^2
- Poisson's ratio (Module de poisson): 0,2

Acier :

- Specified conc comp strength (contrainte max du béton à la compression): **25000 KN/m^2**

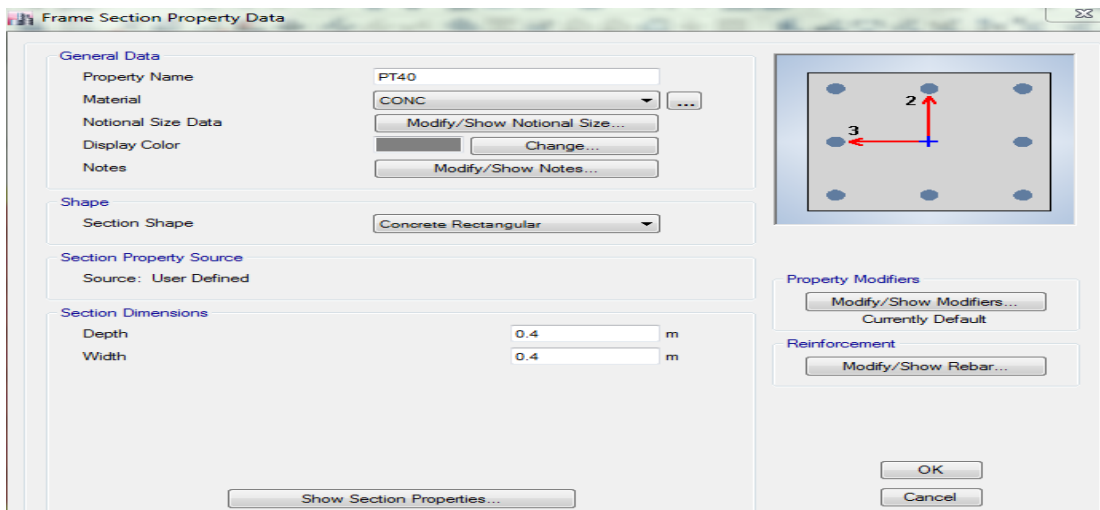


■ Définition des propriétés géométriques des éléments :

Poteaux et poutre : On clique sur **Define/ Section proprieties / Frame Sections**

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne la forme de la section considéré, Exemple : add rectangular pour une section d'une poutre.

- on sélectionne : Add Rectangular sections on apporte les modifications nécessaires pour chaque élément

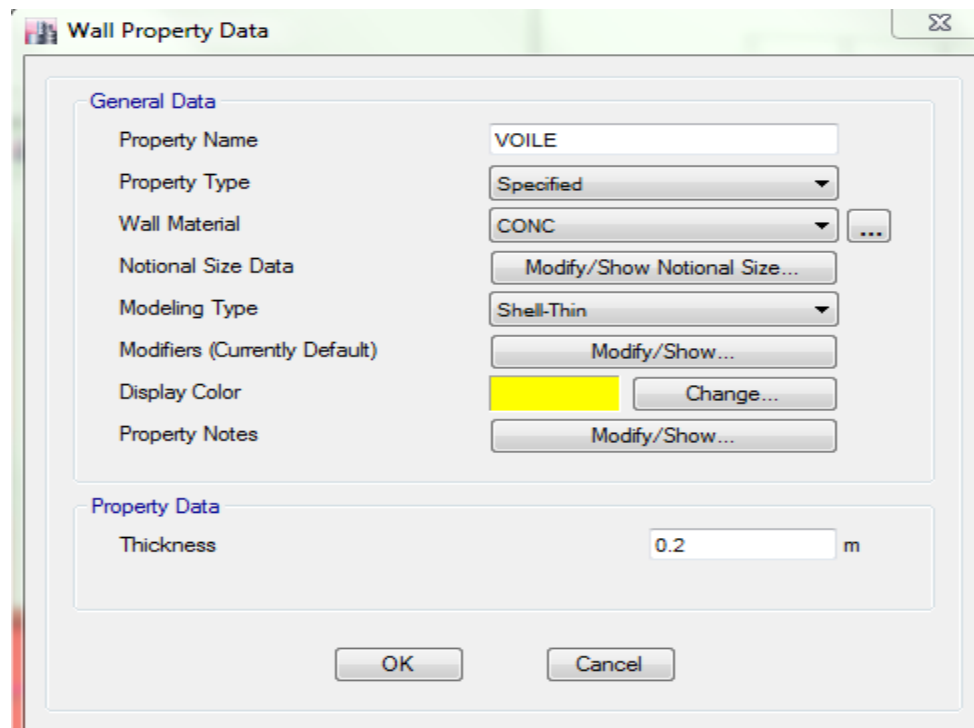


Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres.

- **Plancher, dalle plein, voile : Define / Section proprieties / Wall section /Slab section**

Avec : **Deck** (plancher) ; **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein)

- **Modify/Show section** et on apporte les modifications pour chaque élément



- **Définition des charges appliquées à la structure :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- ✓ **Charges statiques (G et Q) :**

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 : G (Nom de la charge).

Type : DEAD (permanente).

Self weight multiplier : 1

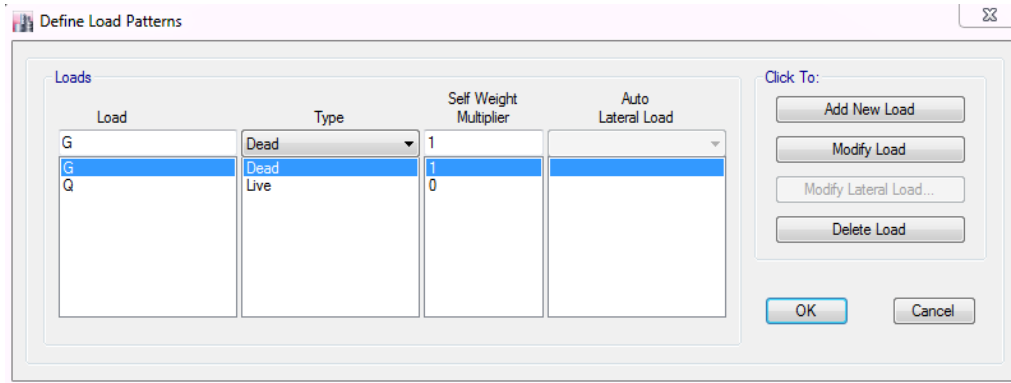
Remarque : On introduisant la valeur 1 dans la case **Self weight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes

- ❖ **Surcharge d'exploitation :**

Load Name : Q (Nom de la charge).

Type : LIVE(exploitation).

Self weight multiplier : 0



✓ Charge dynamique (E) :

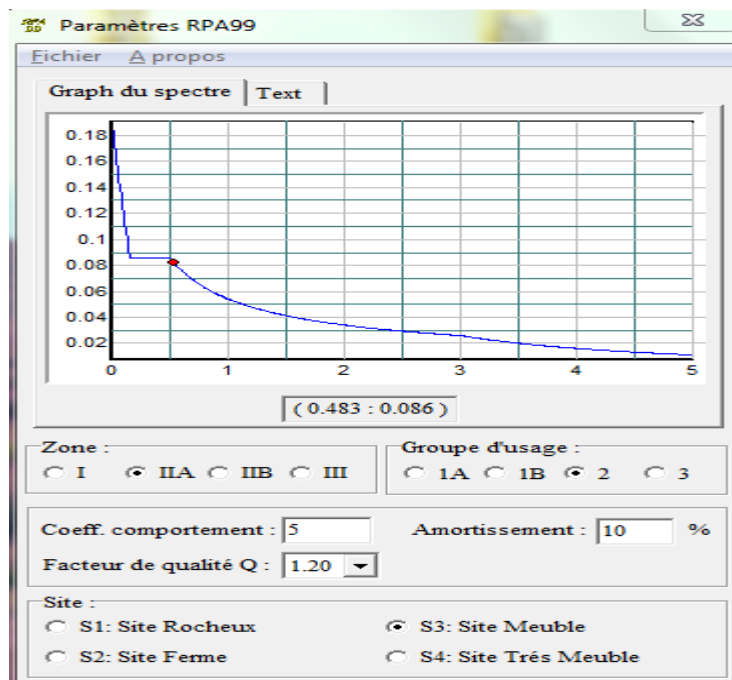
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique). Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

L'application **RPA99** permet de définir le spectre de réponse qui sera introduit dans ETABS

- Données à introduire dans l'application:

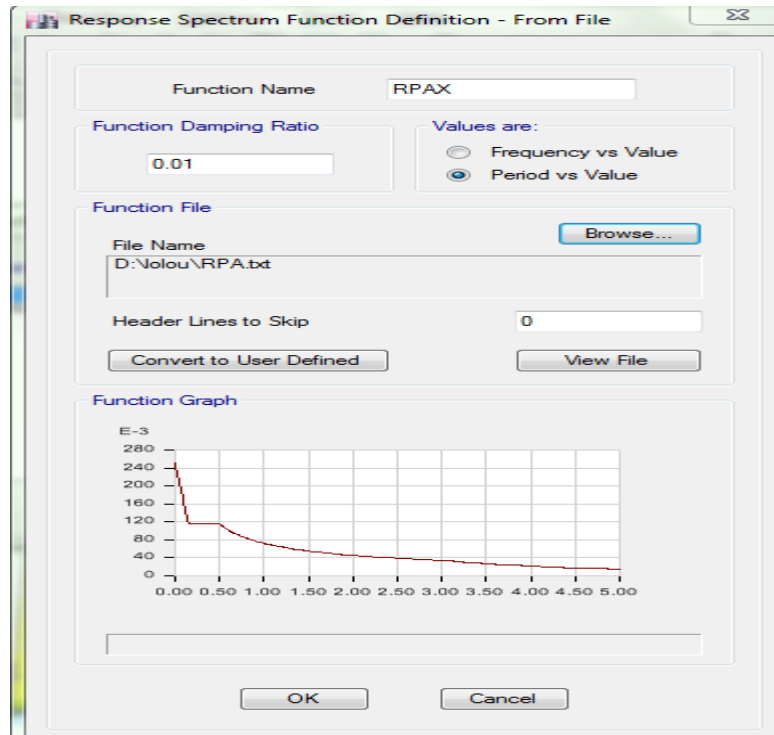
- Zone : II
- Groupe d'usage : 2
- Coef comportement : 5 Mixte portique/voile avec interaction
- Site : S3 (site meuble).
- Facteur de qualité(Q) : 1.2 (voir tableau Tableau IV-2-2)
- Amortissement : 10%

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

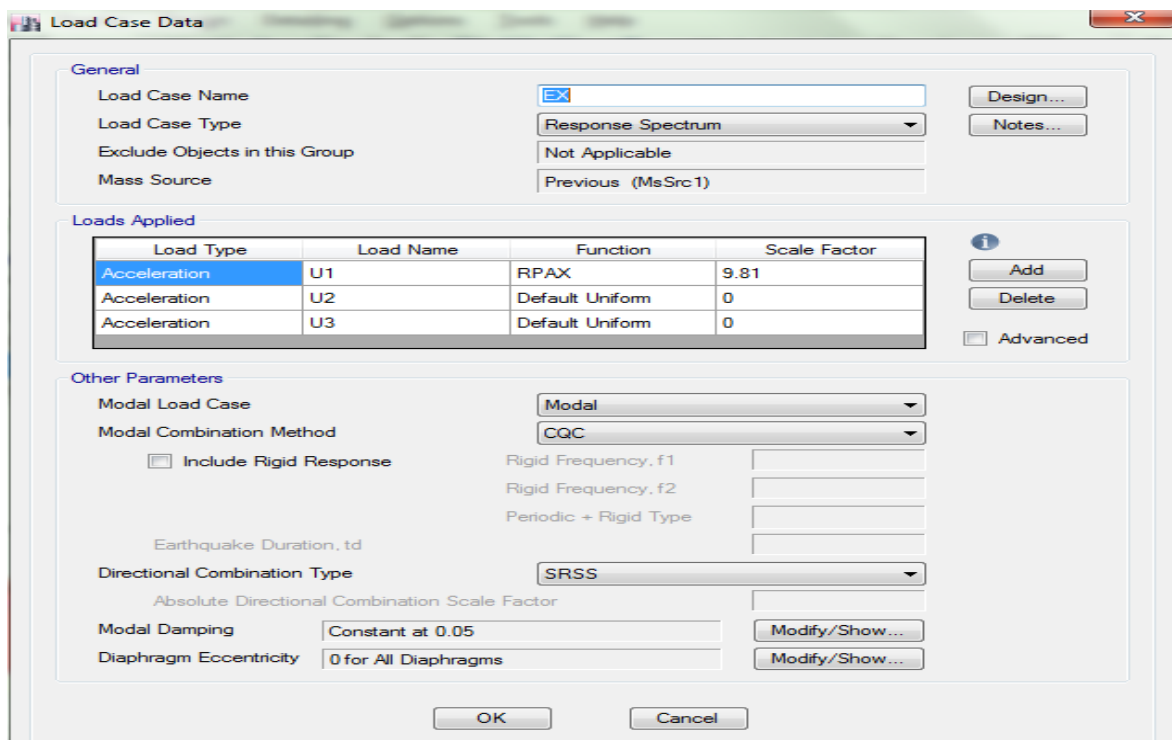
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum From File**



Function Name (nom de spectre): **RPAX**.

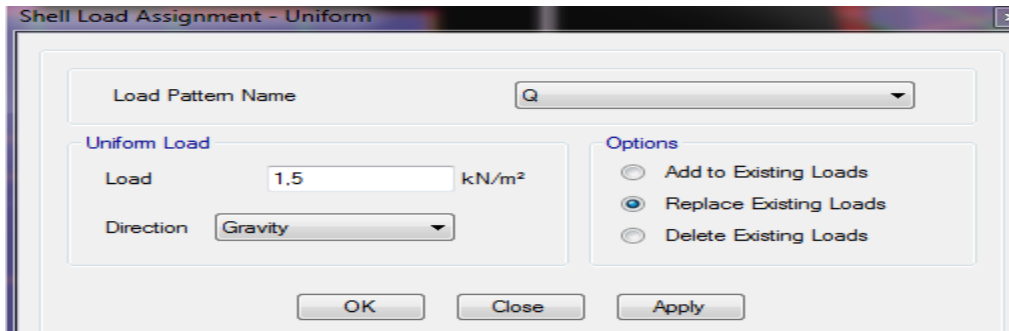
- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Load cases** → **Response Spectrum Cases** → **Add New case**



▪ **Affectation des charges aux plancher :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **shell load** → **uniforme load**



Dans la case **Load Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

▪ **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons des états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison poids : $G + \beta Q = : G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération avec → $\beta = 0.2$ donné par le tableau (4.5) du RPA

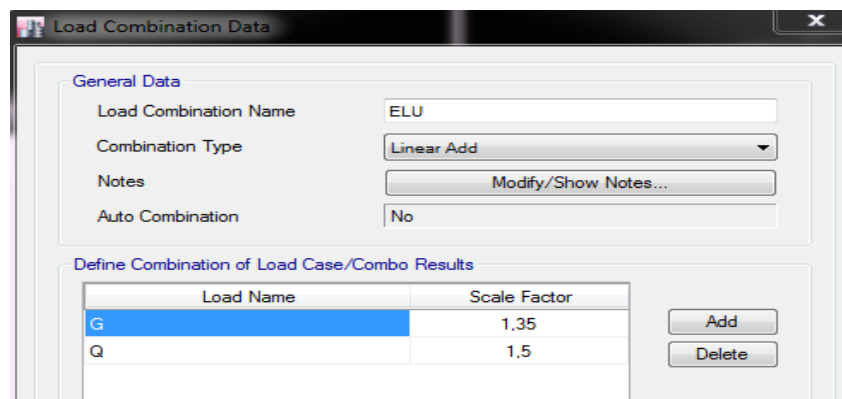
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load Combination** → **Add New Combo**



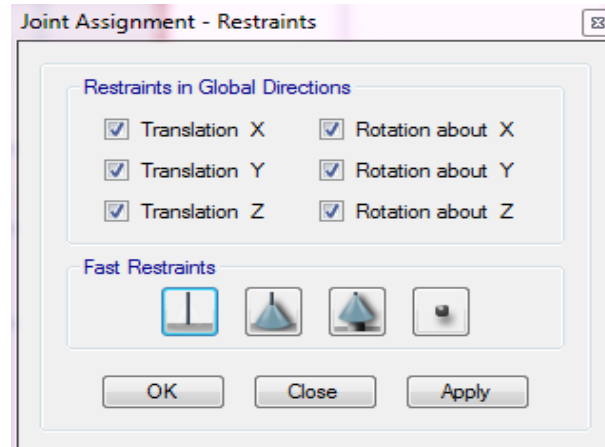
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Conditions aux appuis :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans RDC, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur : **Assign** → **Joint/Point** → **Restraints**



La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β (0,2 dans notre cas) suivant la nature et la durée de la charge d'exploitation de la structure.

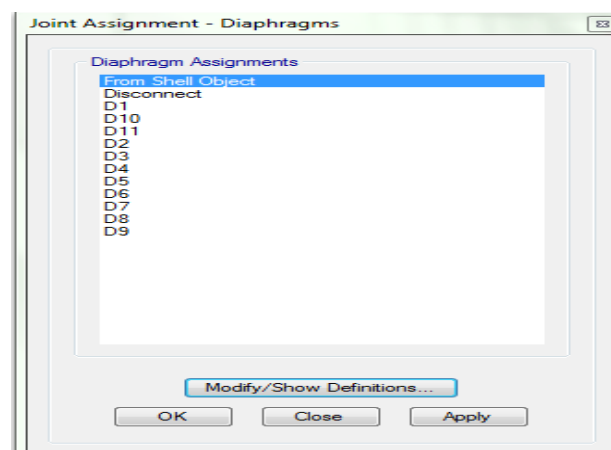
- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres 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 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.



▪ **Analyse et visualisation des résultats :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

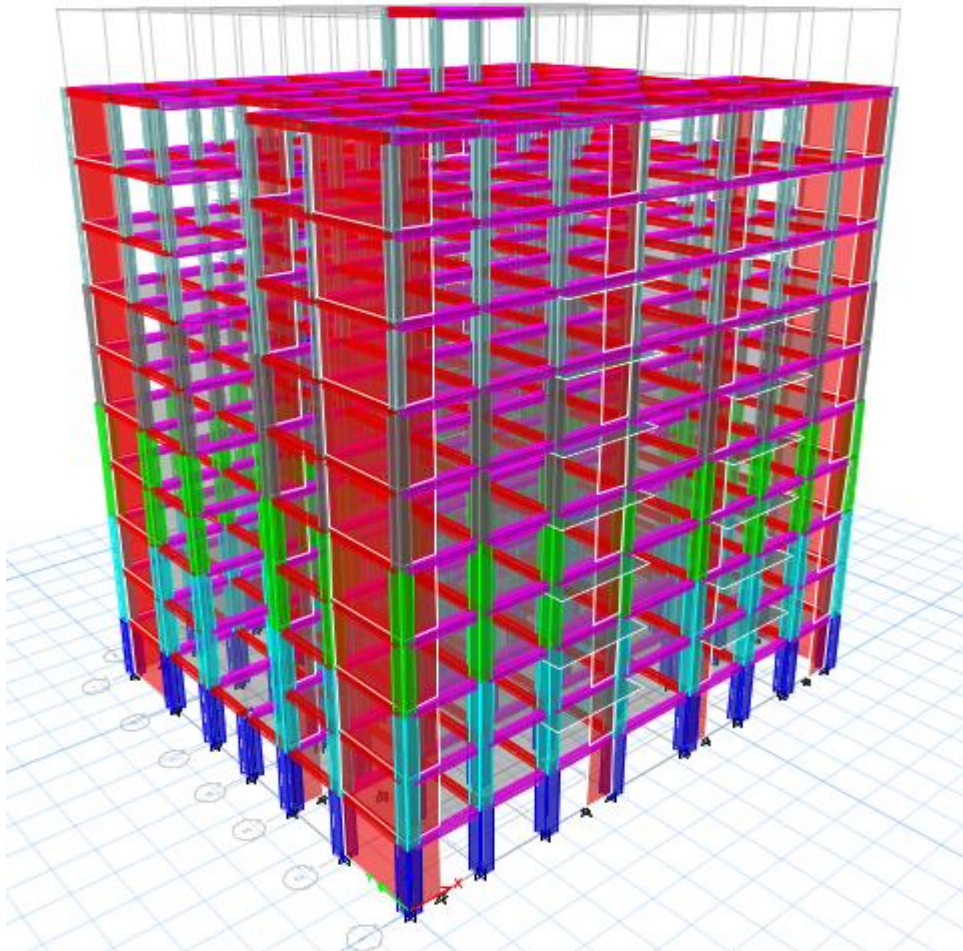


Figure IV-1-1 Modèle 3D de la structure.

IV-5- Visualisation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003:

➤ **Pourcentage de la participation de la masse modale :**

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayants une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

❖ Plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, la disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous.

Cette disposition a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre avantageusement aux conditions du RPA99 /2003.

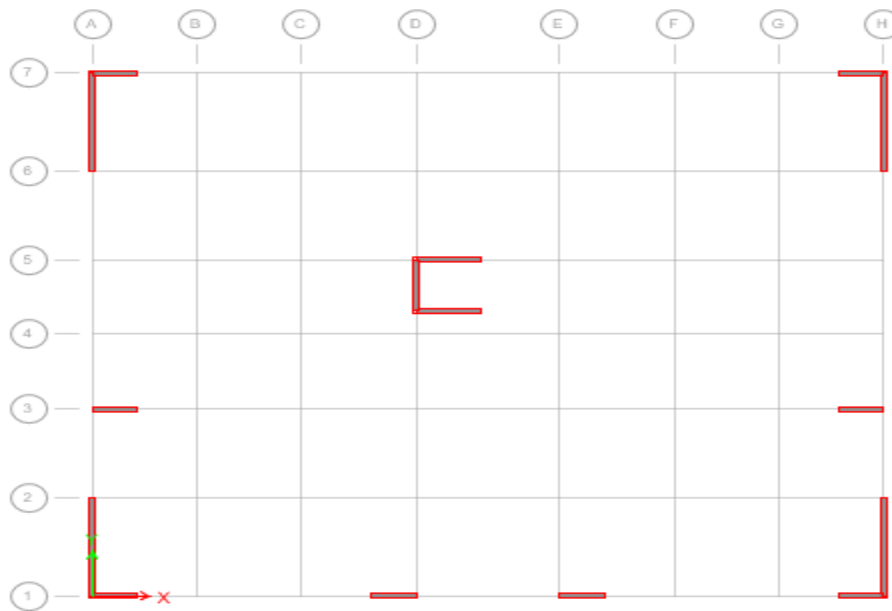


Figure IV-2-1 Disposition des voiles adoptée.

On obtient les résultats comme suit: **Display / show tables /Result/ Modal result/ Modal participating mass ratios**

Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.888	0.7007	0
Modal	2	0.716	0.7007	0.6437
Modal	3	0.541	0.7019	0.6442
Modal	4	0.275	0.8463	0.6443
Modal	5	0.175	0.8463	0.7862
Modal	6	0.159	0.8528	0.7917
Modal	7	0.156	0.8536	0.8522
Modal	8	0.144	0.8537	0.8538
Modal	9	0.131	0.8583	0.8541
Modal	10	0.129	0.9112	0.8542
Modal	11	0.076	0.9454	0.8556
Modal	12	0.074	0.9461	0.9311

Figure IV-2-2 périodes et participations massiques.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 12^{ème} mode suivant **x** et à partir du 12^{ème} mode suivant **y**:

-Sens-x : 94.61%.

-Sens-y : 93.11%.

Justification de l'interaction voiles portiques :

Nous avons d'abord supposé que le système de contreventement est mixte avec interaction portiques – voiles. Afin de confirmer cela, il y a lieu de vérifier les pourcentages des **charges verticales et horizontales** reprises par les voiles et les portiques

Les efforts revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option **« Section Cut »**

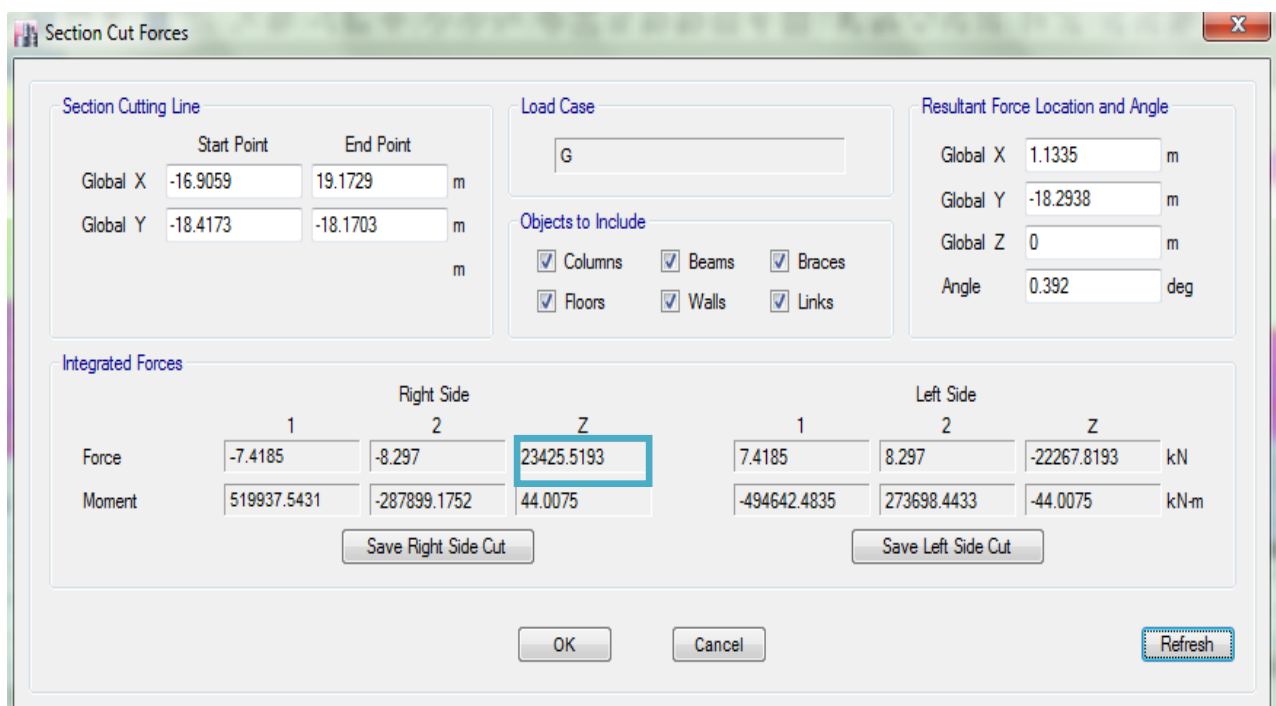
On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **G**
Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

- En désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

❖ **Sous charges verticales :**

- $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$
- $\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$

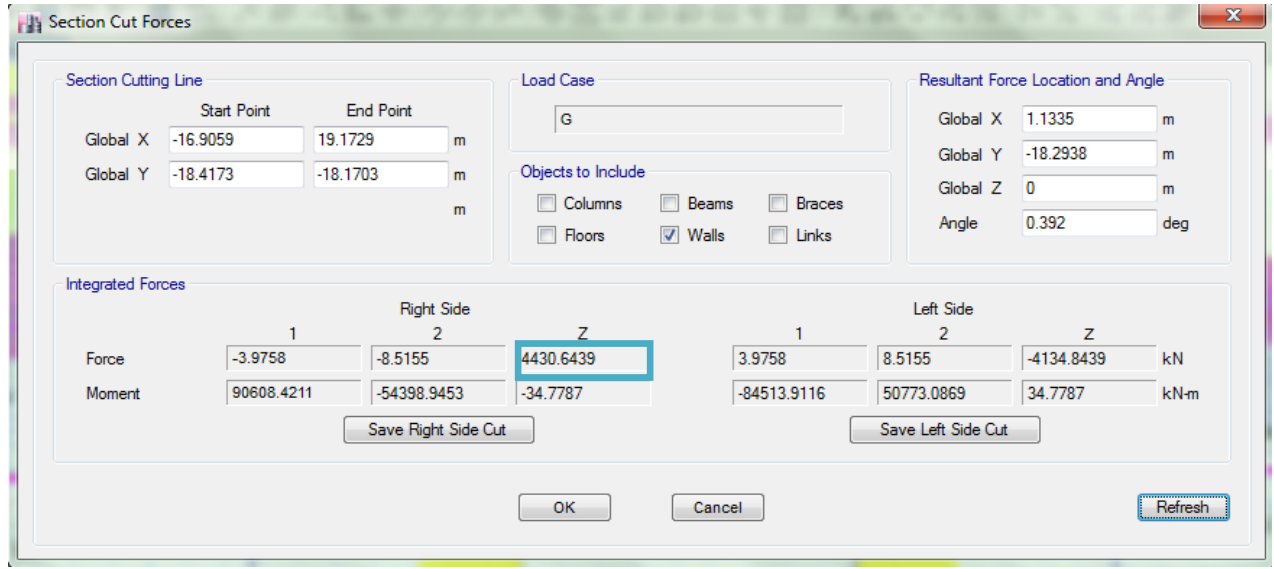
● **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base :**



Section Cutting Line			Load Case	Resultant Force Location and Angle		
	Start Point	End Point		Global X	Global Y	Global Z
Global X	-16.9059	19.1729	G	1.1335	-18.2938	0
Global Y	-18.4173	-18.1703				0.392

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-7.4185	-8.297	23425.5193	7.4185	8.297	-22267.8193
Moment	519937.5431	-287899.1752	44.0075	-494642.4835	273698.4433	-44.0075

■ **Charges verticales reprise par les voiles**



De même pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison G par Ex et Ey et relever les valeurs sur la case (Force 1 et Force 2).

❖ **Récapitulatif des résultats :**

- **Sous charges verticales :**

<u>Unité</u>	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>ELU</u>	23425.5193	100	4430.6439	18.91

Tableau IV-2-1 Charges verticales reprise par les voiles et les portiques.

- **Sous charges horizontales :**

<u>Unité</u>	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement		Forces reprises par les portiques	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	1066.3391	100	664.9017	62.35	401.4374	37.65
<u>sens EY</u>	1592.0927	100	1187.9324	74.61	404.1603	25.39

Tableau IV-2-2 Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques.

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux, et la hauteur du bâtiment dépasse les 33m.

les portiques reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 /Ver2003 qui classe les systèmes de contreventement notre structure elle est de **catégorie 4a : un système de contreventement mixte avec interaction voiles-portiques** dont le coefficient de comportement **R = 5**.

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**

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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / results / frame results / column forces**.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
2678.2641	0,40	0,66	Non vérifié
2358.1581	0,35	0,70	Non vérifié
1474.40	0,30	0,65	Non vérifié

Tableau IV-2-3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Nouvelles sections des poteaux :

- Poteaux RDC : (65×65) cm².
- Poteaux 1er et 2ème étage : (60×60) cm².
- Poteaux 3ème et 4ème étage : (55×55) cm².
- Poteaux 5ème et 6ème étage : (45×45) cm².
- Poteaux 7ème, 8ème et 9ème étage : (35×35) cm².

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismique 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 .

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4-1 RPA 99**).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone II} \end{array} \right\} \mathbf{A = 0.15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 5**

W : poids total de la structure. $\longrightarrow \mathbf{W = 54515.68 \text{ KN}}$

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$\mathbf{D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}} \quad \mathbf{Art\ 4.2.3\ RPA\ 99\ / \ V\ 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**).

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 0,88s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \mathbf{Equation\ (4.3)\ Art\ 4.2.3\ RPA99/V\ 2003}$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0.82$

D'où : **D = 1.40**

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q = 1 + $\sum P_q$**

Critères q	Observé/non	p_q
1. condition minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau IV-2-4 critères du facteur de qualité.

Q = 1,2

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,4 \times 1,2}{5} \times 54515,68$$

$$V = 2747,59 \text{ KN}$$

Sens	V _{MSE} (KN)	0.8V _{MSE} (KN)	V _t (KN)	Observation
XX	2747.59	2198.072	2873.69	vérifié
YY			3035.26	vérifié

Tableau IV-2-5 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

➤ **Justification vis-à-vis les déformations :**

Selon l'article 5.10 RPA 99 /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 égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Sens X X:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
10	0.021977	5	0.109885	0.008285	0,031	Vérifié
9	0.02032	5	0.1016	0.00897	0,031	Vérifié
8	0.018526	5	0.09263	0.01003	0,031	Vérifié
7	0.01652	5	0.0826	0.01107	0,031	Vérifié
6	0.014306	5	0.07153	0.01173	0,031	Vérifié
5	0.01196	5	0.0598	0.01232	0,031	Vérifié
4	0.009496	5	0.04748	0.012335	0,031	Vérifié
3	0.007029	5	0.035145	0.012	0,031	Vérifié
2	0.004629	5	0.023145	0.01077	0,031	Vérifié
1	0.002475	5	0.012375	0.008365	0,031	Vérifié
RDC	0.000802	5	0.00401	0.00401	0,034	Vérifié

Tableau IV-2-6 Les déplacements latéraux des étages sens(x-x).

Sens YY :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
10	0.018573	5	0.092865	0.013515	0,031	Vérifié
9	0.01587	5	0.07935	0.010155	0,031	Vérifié
8	0.013839	5	0.069195	0.01031	0,031	Vérifié
7	0.011777	5	0.058885	0.010305	0,031	Vérifié
6	0.009716	5	0.04858	0.010015	0,031	Vérifié
5	0.007713	5	0.038565	0.00953	0,031	Vérifié
4	0.005807	5	0.029035	0.00869	0,031	Vérifié
3	0.004069	5	0.020345	0.00762	0,031	Vérifié
2	0.002545	5	0.012725	0.00617	0,031	Vérifié
1	0.001311	5	0.006555	0.00439	0,031	Vérifié
RDC	0.000433	5	0.002165	0.002165	0,034	Vérifié

Tableau IV-2-7 Les déplacements latéraux des étages sens (y-y) .

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignoré** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ : au niveau des éléments de la structure.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux : (**Art 5.9 RPA 99/version 2003**)

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_k : effort tranchant de l'étage k,

h_k : hauteur de l'étage K,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h _k (m)	Sens X			Sens Y		
			V _k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k	V _k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k
10	162.02	3.1	35.52	0.0083	0.0122	69.36	0.0135	0.0315
9	5050.35	3.1	631.68	0.0089	0.0229	667.24	0.0102	0.0772
8	5019.67	3.1	1084.39	0.0100	0.0149	1202.68	0.0103	0.0429
7	9908.00	3.1	1452.67	0.0110	0.0242	1621.03	0.0103	0.0629
6	10193.58	3.1	1775.62	0.0117	0.0216	1959.16	0.0101	0.0525
5	15081.92	3.1	2051.47	0.0123	0.0291	2246.22	0.0095	0.0637
4	15767.47	3.1	2302.83	0.0123	0.0271	2499.91	0.0087	0.0548
3	20655.80	3.1	2520.32	0.012	0.0317	2719.95	0.0076	0.0577
2	21572.72	3.1	2687.43	0.0107	0.0277	2888.31	0.0062	0.0463
1	26461.05	3.1	2812.30	0.0084	0.0254	2992.59	0.0044	0.0389
RDC	28054.62	3,40	2873.69	0.0040	0.0390	3035.26	0.0022	0.0203

Tableau IV-2-8 justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.

$\theta_k < 0,1$ dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

Conclusion :

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec les quels nous allons ferrailer la structure.

CHAPITRE V:



INTRODUCTION:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

V -1- Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- **Effort normal maximal et le moment correspondant.**
- **Effort normal minimal et le moment correspondant.**
- **Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.**

❖ **Recommandation du RPA :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$40\phi_L$ en zone II**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

✓ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.8%** de la section du béton : $0.8\% \times b \times h$

- ✚ **RDC : Poteaux (65×65)**
 $A_{\min}=65 \times 65 \times 0.008 = 33.8 \text{ cm}^2$
- ✚ **1^{er} étage et 2^{ème} étage : Poteaux (60×60)**
 $A_{\min}=60 \times 60 \times 0.008 = 28.8 \text{ cm}^2$
- ✚ **3^{ème} étage et 4^{ème} étage : Poteaux (55×55)**
 $A_{\min}=55 \times 55 \times 0.008 = 24.2 \text{ cm}^2$
- ✚ **5^{ème} étage et 6^{ème} étage : Poteaux (45×45)**
 $A_{\min}=45 \times 45 \times 0.008 = 16.2 \text{ cm}^2$
- ✚ **7^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage : Poteaux (35×35)**
 $A_{\min}=35 \times 35 \times 0.008 = 9.8 \text{ cm}^2$

✓ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

1. Zone courante :

✚ **RDC : Poteaux (65×65)**

$$A_{\min}=65 \times 65 \times 0.04 = \mathbf{169\text{cm}^2}$$

✚ **1^{er} étage et 2^{ème} étage : Poteaux (65×65)**

$$A_{\min}=60 \times 60 \times 0.04 = \mathbf{144\text{cm}^2}$$

✚ **3^{ème} étage et 4^{ème} étage : Poteaux (55×55)**

$$A_{\min}=55 \times 55 \times 0.04 = \mathbf{121\text{cm}^2}$$

✚ **5^{ème} étage et 6^{ème} étage : Poteaux (45×45)**

$$A_{\min}=45 \times 45 \times 0.04 = \mathbf{81\text{cm}^2}$$

✚ **7^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage : Poteaux (35×35)**

$$A_{\min}=35 \times 35 \times 0.04 = \mathbf{49\text{cm}^2}$$

2. Zone de recouvrement :

✚ **RDC : Poteaux (65×65)**

$$A_{\min}=65 \times 65 \times 0.06 = \mathbf{253.5\text{cm}^2}$$

✚ **1^{er} étage et 2^{ème} étage : Poteaux (65×65)**

$$A_{\min}=60 \times 60 \times 0.06 = \mathbf{216\text{cm}^2}$$

✚ **3^{ème} étage et 4^{ème} étage : Poteaux (55×55)**

$$A_{\min}=55 \times 55 \times 0.06 = \mathbf{181.5\text{cm}^2}$$

✚ **5^{ème} étage et 6^{ème} étage : Poteaux (45×45)**

$$A_{\min}=45 \times 45 \times 0.06 = \mathbf{121.5\text{cm}^2}$$

✚ **7^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage : Poteaux (35×35)**

$$A_{\min}=35 \times 35 \times 0.06 = \mathbf{73.5\text{cm}^2}$$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c)' - M_f \leq [0.337 - 0.08 \frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec : μ : moment réduit

○ **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

○ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

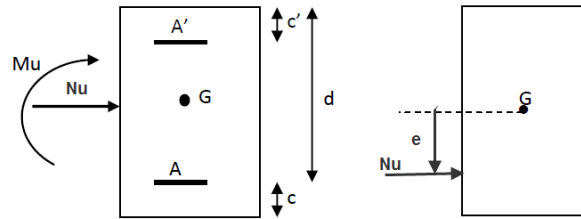
2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d-c)' - M_f > [0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
Deux cas peuvent se présenter :



○ **1^{er} cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$

→ la section est doublement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

○ **2^{ème} cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est simplement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$

$A_2 = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s}$ Avec : $\psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$ $g = \frac{h}{2} - c - e_u$

La section d'armature :

$A_{s_i} = \frac{N_u g}{(d - c) \sigma_{10}}$ $A_{s_s} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{s_i}$

Avec :

$\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ → excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de

stabilité de forme. la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$ avec :

B : aire de la section du béton seul

○ **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

- Zone I** : RDC ; (poteaux 65×65)
- Zone II** : 1^{er} étage ; 2^{ème} étage (poteaux 60×60)
- Zone III** : 3^{ème} ; 4^{ème} étage (poteaux 55×55)
- Zone IV** : 5^{ème} ; 6^{ème} étage (poteaux 45×45)
- Zone IV** : 7^{ème} ... 9^{ème} étage (poteaux 35×35)

● **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité

suivante : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \Rightarrow N_s, M_s : \text{effort normal et moment fléchissant à l'état limite de SERVICE}$$

	Sollicitation	Efforts normal (KN)	Moment (KN.m)	A _{min} (cm ²)
Zone I	N _{max} → M _{cor}	-50.51	20.58	11.72
	N _{min} → M _{cor}	-1734.83	0.49	11.97
	M _{max} → N _{cor}	-1088.49	27.62	11.95
Zone II	N _{max} → M _{cor}	-350.2272	7.839	10.14
	N _{min} → M _{cor}	-1533.63	13.07	10.15
	M _{max} → N _{cor}	-899.78	27.76	10.14
Zone III	N _{max} → M _{cor}	-243.27	9.56	8.47
	N _{min} → M _{cor}	-1149.98	11.52	8.49
	M _{max} → N _{cor}	-656.59	28.09	8.47
Zone IV	N _{max} → M _{cor}	-149.92	10.17	5.58
	N _{min} → M _{cor}	-785.76	8.07	5.61
	M _{max} → N _{cor}	-436.61	-28.42	5.64
Zone V	N _{max} → M _{cor}	-29.17	12.32	3.19
	N _{min} → M _{cor}	-448.31	5.42	3.32
	M _{max} → N _{cor}	-217.38	24.78	3.29

Tableau V-1-1 Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l' ELS.

Exemple de calcul : Poteaux 65×65

b = 65cm; h = 65cm ; d = h-c = 62cm ; c = 3cm

Les sollicitations : N_{max} → M_{cor}

$$\left. \begin{array}{l} M_{cor} = 9.05 \text{ KN.m} \\ N_{max} = 13.94 \text{ KN (N effort de traction)} \end{array} \right\} \text{ situation accidentelle (0.8G+Ex)}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9.05}{13.94} = 0.6492\text{m} \\ (\frac{h}{2} - c) = 0.295\text{m} \end{array} \right\} e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

$$g = \frac{h}{2} + c - e_u = 0.354\text{m}$$

$$M_f = N \times g$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} = \frac{4,935}{0,65 \times 0,62^2 \times 21,47} = 0,091$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (A' = 0)

• **Armatures :**

$$A_{sup} = 0$$

$$A_{inf} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{4,935}{0,41 \times 0,62 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Pour la détermination du ferrillage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

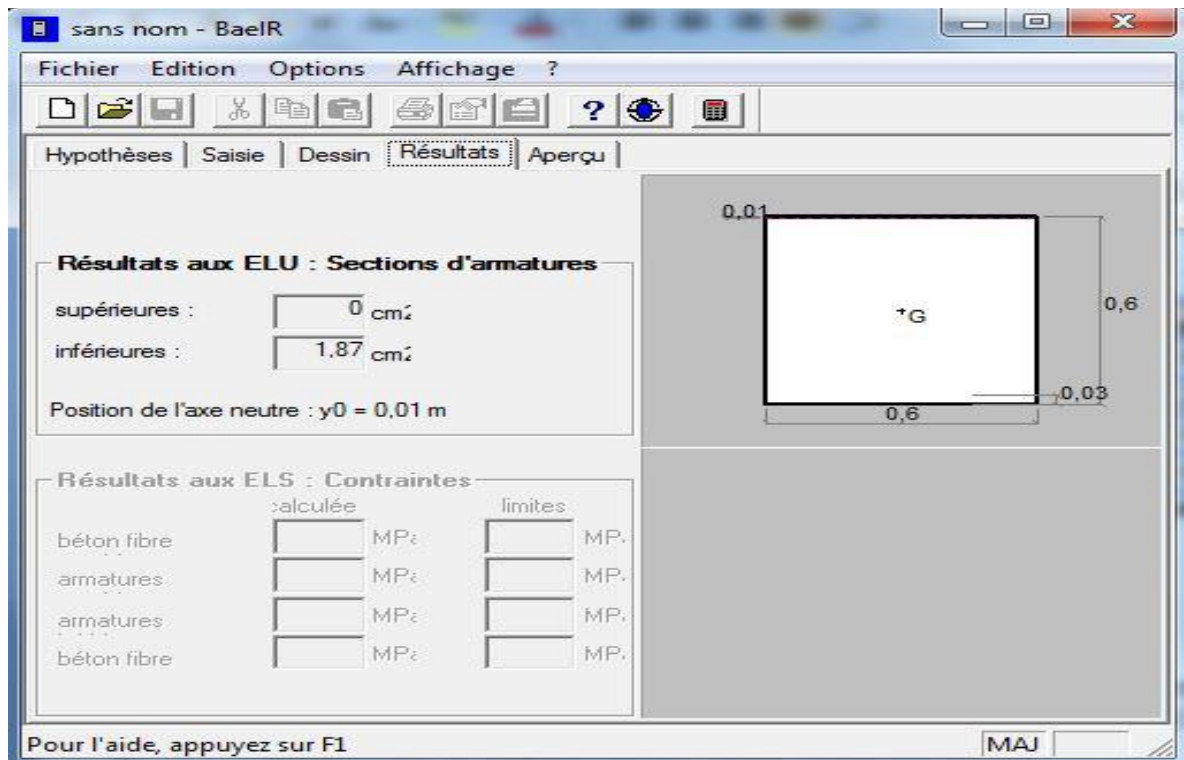
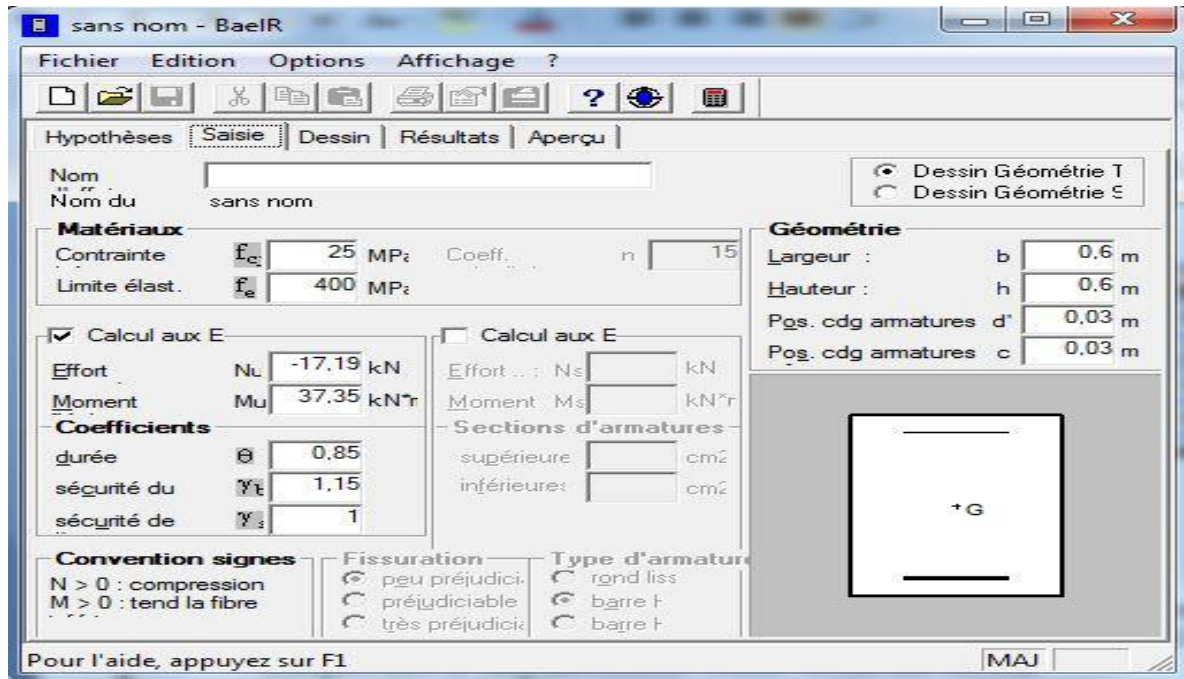
Convention de signe : (effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC :

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.60\text{m}$; $h = 0.60\text{m}$; $c = 0.03\text{m}$; Situation accidentelle

Les sollicitations : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$



Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau V-1-2) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

	Sollicitation	Combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	Choix A (cm ²)
Zone I	N _{max} → M _{cor}	0.8G+Ex	13.94	9.05	SPT	0	0.55	11.97	4HA20
	N _{min} → M _{cor}	G+Q-Ey	-2998.02	6.9	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ex	-71.95	116.98	SPC	0	3.85		
Zone II	N _{max} → M _{cor}	0.8G+Ey	17.19	37.35	SPT	0	1.87	10.15	4HA20
	N _{min} → M _{cor}	G+Q+Ey	-2656.84	16.64	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ex	-603.29	127.95	SEC	0	0		
Zone III	N _{max} → M _{cor}	0.8G+Ey	123.28	2.57	SET	1.41	1.67	8.49	2HA20 + 2HA16
	N _{min} → M _{cor}	G+Q-Ey	-1996.87	13.23	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ex	-1251.86	-95.64	SPC	0	0		
Zone IV	N _{max} → M _{cor}	0.8G+Ey	57.74	2.52	SET	0.56	0.89	5.64	4HA16
	N _{min} → M _{cor}	G+Q+Ey	-1358.69	9.35	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ex	-101.64	71.78	SPC	0	3.07		
Zone V	N _{max} → M _{cor}	0.8G+Ey	6.99	-7.39	SPC	0.74	0	3.32	4HA14
	N _{min} → M _{cor}	G+Q-Ey	-768.64	6.95	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ex	-36.76	47.20	SPC	0	3.34		

Tableau V-1-2 Ferrillage des zones tendues pour chaque poteau.

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau si dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Section	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
65×65	12HA20 = 37.70	33.8	CV
60×60	12HA20 = 37.70	28.8	CV
55×55	4HA20+8HA16 = 28.65	24.2	CV
45×45	12HA16 = 24.13	16.2	CV
35×35	12HA14 = 18.47	9.8	CV

Tableau V-1-3 Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

○ **Armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

- **Espacement des armatures transversales:**

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10 \varphi_1, 15\text{cm})$

En zone courante : $S_t \leq 15 \varphi_1$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

- **La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \implies A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

L_f : la longueur de flambement ($L_f = 0.7 I_0$) ; I_0 : hauteur libre du poteau.

- Poteau (65×65) : $\lambda_g = 3.66$
 - Poteau (60×60) : $\lambda_g = 3.62$
 - Poteau (55×55) : $\lambda_g = 3.95$
 - Poteau (45×45) : $\lambda_g = 4.82$
 - Poteau (35×35) : $\lambda_g = 6.2 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$
- } $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm ²)
		$S_t = 10\text{cm}$
Zone I	64.34	0.92
Zone II	68.68	1.073
Zone III	-63.23	1.077
Zone IV	49.36	1.028
Zone V	33.36	0.595

Tableau V-1-4 Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone.

• **La quantité d'armatures transversales minimale:**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

$$A_t = S_t \times b \text{ en \%}$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Zone (I II III et IV) : $3 < \lambda_g < 5$ $\implies A_t = 0.0055 S_t \times b$

Zone (V) : $\lambda_g > 5$ $\implies A_t = 0.003 S_t \times b$

	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
Zone I	3.58	3.57	CV
Zone II	3.58	3.3	CV
Zone III	3.58	3.03	CV
Zone IV	3.58	2.48	CV
Zone V	2.01	1.93	CV

Tableau V-1-5 Vérification des sections d'armatures transversales adoptées.

On opte pour :

Zone I, II, III et IV : 1 cadre $\varphi 10$ et 2 cadres $\varphi 8$ $\implies A_t = 3.58 \text{ cm}^2 = 2HA10 + 4HA8$

Zone V : 2 cadres $\varphi 8$ $\implies A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

• **Longueur de recouvrement :**

Pour le $\varphi 20 \implies L = 40 \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 16 \implies L = 40 \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 14 \implies L = 40 \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

✚ **Vérifications à l'ELU:**

• **Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone (I II III et IV) $\lambda_g < 5$ $\implies \rho_d = 0.04$ $\bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$

Zone (V) $\lambda_g > 5$ $\implies \rho_d = 0.075$ $\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$

	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	0.159	1	CV
Zone II	0.201		CV
Zone III	0.221		CV
Zone IV	0.261		CV
Zone V	0.298	1.875	CV

Tableau V-1-6 Vérification des contraintes tangentielles.

✚ Vérfications à l'ELS:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

	solllicitation	N _s (KN)	M _s (KN)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)		σ _{st} (MPa)		σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)
						sup	inf	sup	inf		
Zone I	N _{max} →M _{cor}	-50.51	20.58	12.57	12.57	0.63	0	8.37	-12.1	15	348
	N _{min} →M _{cor}	-1734.83	0.49			3.78	3.76	56.7	56.4		
	M _{max} →N _{cor}	-1088.49	27.62			2.86	1.87	42.2	28.7		
Zone II	N _{max} →M _{cor}	-350.23	7.84	12.57	12.57	1.05	0.71	15.6	10.9		
	N _{min} →M _{cor}	-1533.63	13.07			4,15	3.57	61.7	53.9		
	M _{max} →N _{cor}	-899.78	27.76			2.88	1.65	42.2	25.6		
Zone III	N _{max} →M _{cor}	-243.27	9.56	12.57	12.57	0.98	0.45	14.3	7.16		
	N _{min} →M _{cor}	-1149.98	11.52			3.7	3.06	55	46.4		
	M _{max} →N _{cor}	-656.59	28.09			2 ;71	1.15	39.4	18.5		
Zone IV	N _{max} →M _{cor}	-149.92	10.17	12.54	12.54	1.1	0.15	15.5	3.23		
	N _{min} →M _{cor}	-785.76	8.07			3.65	2.9	53.9	44.2		
	M _{max} →N _{cor}	-436.61	-28.42			3.14	0.5	44.4	10.1		
Zone V	N _{max} →M _{cor}	-29.17	12.32	8.54	8.54	1.7	0	20.5	-35.3		
	N _{min} →M _{cor}	-448.31	5.42			3.56	2.5	52	38.8		
	M _{max} →N _{cor}	-217.38	24.78			4.06	0	53.8	-14.5		

Tableau V-1-7 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

V -2- Ferrillage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

- **1.35G + 1.5Q → à l'ELU.**
- **G + Q → à l'ELS.**
- **G + Q ± E → RPA99 révisé 2003.**
- **0.8G ± E → RPA99 révisé 2003.**

❖ **Recommandation du RPA :**

- **Armatures longitudinales:**

✓ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : **0.5% × b × h**

Poutres principales: (25×35) $A_{\min}=25 \times 35 \times 0.005 = 4.375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires: (25×30) $A_{\min}=25 \times 30 \times 0.005 = 3.75 \text{ cm}^2$

✓ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

a) **Zone courante :**

Poutres principales: (25×35) $A_{\min}=25 \times 35 \times 0.04 = 35\text{cm}^2$

Poutres secondaires: (25×30) $A_{\min}=25 \times 30 \times 0.04 = 30\text{cm}^2$

b) **Zone de recouvrement :**

Poutres principales: (25×35) $A_{\min}=25 \times 35 \times 0.06 = 52.5\text{cm}^2$

Poutres secondaires: (25×30) $A_{\min}=25 \times 30 \times 0.06 = 45\text{cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de : 40φ en zone II

❖ **Calcul des armatures longitudinales:**

Dans le cas de la flexion simple, le calcul des armatures se fait comme suit :

Soit :

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

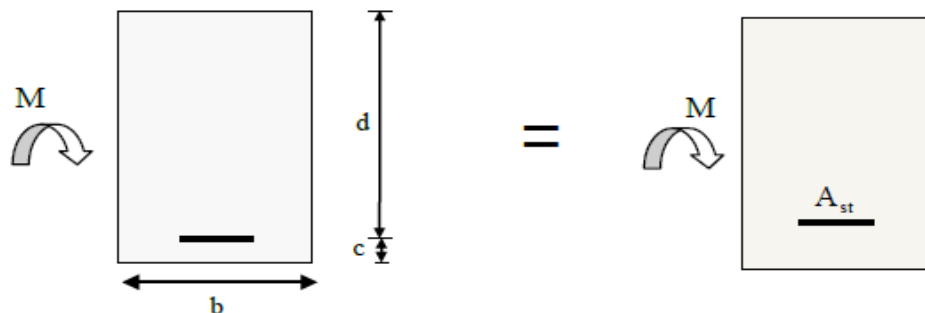
On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

○ **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A_{sc}=0$)

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

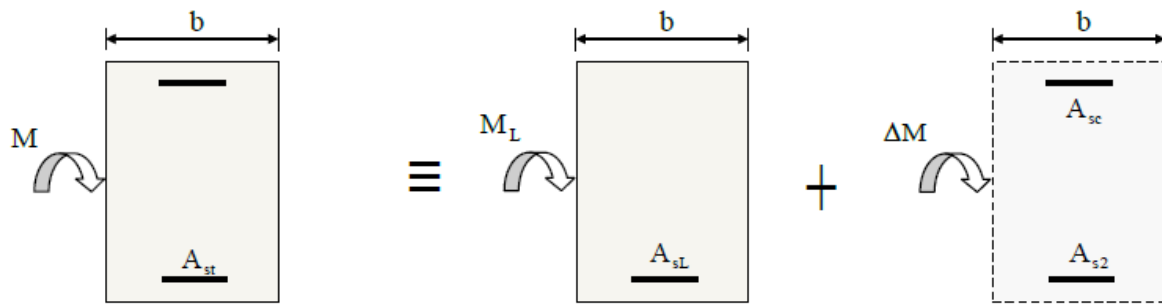


$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

○ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A_{sc} \neq 0$)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s}$$

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

Le ferrailage sera fait par zone :

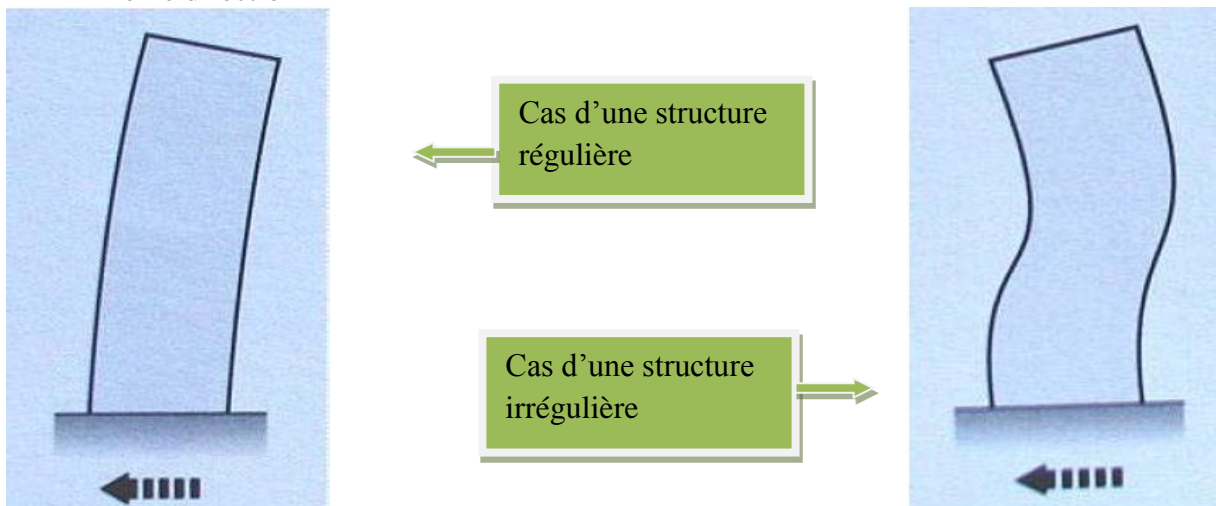
- Zone I** : RDC ; (poteaux 65×65)
- Zone II** : 1^{er} étage ; 2^{ème} étage (poteaux 60×60)
- Zone III** : 3^{ème} ; 4^{ème} étage étage (poteaux 55×55)
- Zone IV** : 5^{ème} ; 6^{ème} étage étage (poteaux 45×45)
- Zone V** : 7^{ème} ... 9^{ème} étage (poteaux 35×35)

Remarque :

On remarque que l'intensité des efforts dus aux charges sismiques agissant sur la structure est plus importante dans les zones supérieures, cela peut être due à : la géométrie et la régularité de la structure, faiblesse du contreventement

Les schémas si dessous illustrent le fait que les bâtiments peuvent se déformer :

- **De façon globale** (à gauche) : les déformations sont généralement homogènes, c'est-à-dire que la structure se déforme dans la même direction et en même temps.
- **De façon plus ou moins irrégulière** (à droite) : la structure ne se déforme pas dans la même direction



❖ **Poutres principales:**

- **Aux appuis:** il faut déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis ce qui permettra d'avoir le ferrillage des nappes supérieures et inférieures :

		Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{CNF_{min}}$ (cm ²)	Choix A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Zone I	Nappe supérieure	G+Q+Ex	$M_{sup} = -54.17$	4.55	0.95	3HA14(fil) + 1HA12(chap)	5.75
	Nappe inférieure	0.8G+Ey	$M_{inf} = 12.68$	1.02		3HA14(fil)	4.62
Zone II	Nappe supérieure	G+Q+Ex	$M_{sup} = -57.97$	4.89	0.95	3HA14(fil) + 1HA12(chap)	5.75
	Nappe inférieure	0.8G+Ex	$M_{inf} = 27.73$	2.26		3HA14(fil)	4.62
Zone III	Nappe supérieure	G+Q+Ey	$M_{sup} = -61.41$	5.20	0.95	3HA14(fil) + 1HA12(chap)	5.75
	Nappe inférieure	0.8G+Ex	$M_{inf} = 31.55$	2.58		3HA14(fil)	4.62
Zone IV	Nappe supérieure	G+Q-Ey	$M_{sup} = -63.89$	5.42	0.95	3HA14(fil) + 1HA12(chap)	5.75
	Nappe inférieure	0.8G+Ex	$M_{inf} = 30.09$	2.46		3HA14(fil)	4.62
Zone V	Nappe supérieure	G+Q-Ey	-71.29	6.11	0.95	3HA14(fil) + 1HA12(chap)	5.75
	Nappe inférieure	0.8G+Ex	22.74	1.85		3HA14(fil)	4.62

Tableau V-2-1 Ferrillage des Poutres Principales aux appuis.

- **En travée:**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Zone I	G+Q+Ex	42.61	3.53	0.95	3HA14	4.62
Zone II	G+Q+Ex	54.35	4.56	0.95	3HA14	4.62
Zone III	G+Q+Ex	53.75	4.51	0.95	3HA14	4.62
Zone IV	G+Q+Ex	45.39	3.77	0.95	3HA14	4.62
Zone V	G+Q-Ey	51.31	4.29	0.95	3HA14	4.62

Tableau V-2-2 Ferrillage des Poutres Principales en travée.

Remarque :

Vu que les combinaisons sismiques sont les plus défavorables dans le calcul du ferrillage des poutres principales en travées, le calcul des armatures dans les nappes supérieures est nécessaire. Une vérification de la section d'armatures dans la nappe supérieure a été faite dans ce travail (les sections adoptées sont suffisantes).

Vérification des recommandations exigées par le RPA :**Aux appuis :**

	A adoptée (cm²)	A_{min} (cm²)	Observation
Zone I	6HA14+1HA12 = 10.37	4.375	CV
Zone II	6HA14+1HA12 = 10.37	4.375	CV
Zone III	6HA14+ 1HA12 = 10.37	4.375	CV
Zone IV	6HA14 + 1HA12 = 10.37	4.375	CV
Zone V	6HA14 + 1HA12 = 10.37	4.375	CV

Tableau V-2-3 Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis).

En travée :

	A adoptée (cm²)	A_{min} (cm²)	Observation
Zone I	6HA14= 9.24	4.375	CV
Zone II	6HA14= 9.24	4.375	CV
Zone III	6HA14= 9.24	4.375	CV
Zone IV	6HA14= 9.24	4.375	CV
Zone V	6HA14= 9.24	4.375	CV

Tableau V-2-4 Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée).

Poutres principales adhérees aux voiles :

Le ferrillage a été calculé pour toute la longueur de la poutre par nappes, à savoir ; nappe inférieures et nappes supérieures sans tenir compte de la notion, appui et travée.

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	Choix A (cm²)	A_{adoptée} (cm²)
Zone I	G+Q+Ex	M _{sup} = -55.66	4.68	0.95	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24
	0.8G +Ex	M _{inf} = 45.30	3.77	0.95	3HA14 (fil)+2HA14(chap)	7.7
Zone II	G+Q+Ex	M _{sup} = -94.12	8.3	0.95	3HA14 (fil)+3HA14(chap)	9.24
	0.8G +Ex	M _{inf} = 78.52	6.79	0.95	3HA14 (fil)+2HA14(chap)	7.7
Zone III	G+Q+Ex	M _{sup} = -98.90	8.77	0.95	3HA14 (fil)+3HA14(chap)	9.24
	0.8G +Ex	M _{inf} = 80.38	6.96	0.95	3HA14 (fil)+2HA14(chap)	7.7
Zone IV	G+Q+Ex	M _{sup} =-92.41	8.13	0.95	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24
	0.8G -Ex	M _{inf} =-69.02	5.9	0.95	3HA14 (fil)+2HA14 (chap)	7.7
Zone V	G+Q+Ex	M _{sup} =-73.34	6.3	0.95	3HA14 (fil)+3HA14(chap)	9.24
	0.8G +Ex	M _{inf} =45.83	3.81	0.95	3HA14 (fil)+2HA14(chap)	7.7

Tableau V-2-5 Ferrillages des poutres principales adhérees aux voiles.

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

	A adoptée (cm²)	A_{min} (cm²)	Observation
Zone I	6HA14+5HA14= 16.94	4.375	CV
Zone II	6HA14+5HA14= 16.94	4.375	CV
Zone III	6HA14+5HA14 = 16.94	4.375	CV
Zone IV	6HA14+5HA14 =16.94	4.375	CV
Zone V	6HA14+5HA14= 16.94	4.375	CV

Tableau V-2-6 Vérification des sections adoptées pour les PP (adhérées) selon le RPA.

❖ **Poutres secondaires:**

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis

• **Aux appuis:**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Zone I	G+Q-Ey	-13,42	1,9	0.81	3HA12 (fil) +3HA12(chap)	6,78
Zone II	G+Q-Ey	-21,67	3,1	0.81	3HA12 (fil) +3HA12(chap)	6,78
Zone III	G+Q-Ey	-30,28	4,39	0.81	3HA12 (fil) +3HA12(chap)	6,78
Zone IV	G+Q-Ey	-37,46	5,49	0.81	3HA12 (fil) +3HA12(chap)	6,78
Zone V	G+Q-Ey	-42,44	6,26	0,81	3HA12 (fil) +3HA12(chap)	6,78

Tableau V-2-7 Ferrillage des Poutres secondaires aux appuis.

• **En travées:**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Zone I	G+Q-Ey	12,81	1,81	0.81	3HA12 (fil)	3,39
Zone II	G+Q-Ey	15,17	2,54	0.81	3HA12 (fil)	3,39
Zone III	G+Q-Ey	16,39	2,33	0.81	3HA12 (fil)	3,39
Zone IV	G+Q-Ey	16,59	2,36	0.81	3HA12 (fil)	3,39
Zone V	G+Q-Ey	16,59	2,36	0.81	3HA12 (fil)	3,39

Tableau V-2-8 Ferrillage des Poutres secondaires en travée.

Vu que les combinaisons sismiques sont les plus défavorables dans le calcul du ferrillage des poutres secondaires en travées, le calcul des armatures dans les nappes supérieures est nécessaire. Une vérification de la section d'armatures dans la nappe supérieure a été faite dans ce travail (les sections adoptées sont suffisantes).

Vérification des recommandations exigées par le RPA :**Aux appuis :**

	A adoptée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
Zone I	6HA12+3HA12= 10,17	3.75	CV
Zone II	6HA12+3HA12= 10,17	3.75	CV
Zone III	6HA12+3HA12= 10,17	3.75	CV
Zone IV	6HA12+3HA12= 10,17	3.75	CV
Zone V	6HA12+3HA12= 10,17	3.75	CV

Tableau V-2-9 Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (aux appuis).

En travée :

	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Zone I	6HA12= 6,78	3.75	CV
Zone II	6HA12= 6,78	3.75	CV
Zone III	6HA12= 6,78	3.75	CV
Zone IV	6HA12= 6,78	3.75	CV
Zone V	6HA12= 6,78	3.75	CV

Tableau V-2-10 Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée).

❖ **Calcul des armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; B/10, \varphi_1)$$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

Poutres principales: $\varphi_t \leq \min (35/35 ; 25/10, 1.2) = 10\text{mm}$

Poutres secondaires: $\varphi_t \leq \min (30/35 ; 25/10, 1.2) = 8.57\text{mm}$

Soit : $\varphi_t = 8\text{mm}$

On opte pour : un cadre $\varphi 8$ + épingle $\Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales:**

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\varphi_t \}$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutres principales :

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ 35/4 ; 12 \times 0.8 \} = 8.75\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 35/2 = 17.5\text{cm}$

Soit :

En zone nodale : $S_t = 8\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires :

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ 30/4 ; 12 \times 0.8 \} = 7.5\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 30/2 = 15\text{cm}$

Soit :

En zone nodale : $S_t = 7\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 10\text{cm}$

• **La quantité d'armatures transversales minimale :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

	$A_t = 0.003 S_t \times b$		A _{calculée} (cm ²)	OBS
	En zone nodale	En zone courante		
Poutres principales	0.6	0.75	2.01	Cv
Poutres secondaires	0.525	0.75	2.01	Cv

Tableau V-2-11 Vérification des quantités d'armatures transversales.

✚ Vérfications à l'ELU:

• Vérfication des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

❖ Poutres principales:

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	94.15	1.18	3.33	CV
Zone II	210.44	2.63		CV
Zone III	196.98	2.46		CV
Zone IV	136.22	1.7		CV
Zone V	109.29	1.37		CV

Tableau V-2-12 Vérification des contraintes tangentielles (PP).

❖ Poutres secondaires:

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	16.26	0.24	3.33	CV
Zone II	20.30	0.31		CV
Zone III	25.64	0.37		CV
Zone IV	28.54	0.42		CV
Zone V	29.22	0.43		CV

Tableau V-2-13 Vérification des contraintes tangentielles (PS).

❖ Poutres adhérees aux voiles:

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutres principales	107.69	1.35	3.33	CV

Tableau V-2-14 Vérification des contraintes tangentielles (Poutres adhérees aux voiles).

• Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :(article A.5.1.32 BAEL 91):

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	T_u (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Poutres principales	210.44	616.30	CV
Poutres secondaires	29.22	528.26	CV
Poutres principales adhérees aux voiles	107.69	616.30	CV

Tableau V-2-15 Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

- **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99):**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

Poutres principales : $(3 \times 14 + 3 \times 14) \times \pi = 263.76 \text{ mm}$

Poutres secondaires : $(3 \times 12 + 3 \times 12) \times \pi = 226.08 \text{ mm}$

Poutres principales adhérees aux voiles : $(3 \times 14 + 3 \times 14) \times \pi = 263.76 \text{ mm}$

	T_u (KN)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	210.44	2.77	3.15	CV
Poutres secondaires	29.22	0.53		CV
Poutres principales adhérees aux voiles	107.69	1.42		CV

Tableau V-2-16 Vérification de l'entraînement des barres.

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour $\phi = 12 \text{ mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L_s** pour les aciers HA.

Pour $\phi = 12 \text{ mm}$ $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = \mathbf{16 \text{ cm}}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm}$ $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

✚ Vérifications à l'ELS:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$.

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « **SOCOTEC** » :

❖ **Poutres principales:**

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Zone I	Appuis	$M_{sup} = -54.17$	5.75	11	109.4	15	348
		$M_{inf} = 15.19$	4.62	3.32	31.4		
	Travée	$M_t = 42.61$	4.62	9.32	88.1		
Zone II	Appuis	$M_{sup} = -35.81$	5.75	7.27	72.3		
		$M_{inf} = 6.25$	4.62	1.31	12.2		
	Travée	$M_t = 26.98$	4.62	5.9	55.8		
Zone III	Appuis	$M_{sup} = -61.41$	5.75	12.5	124		
		$M_{inf} = 35.40$	4.62	7.43	69		
	Travée	$M_t = 53.756$	4.62	11.8	111.1		
Zone IV	Appuis	$M_{sup} = -40.19$	5.75	8.16	81.2		
		$M_{inf} = 10.58$	4.62	2.22	20.6		
	Travée	$M_t = 27.53$	4.62	6.02	56.9		
Zone V	Appuis	$M_{sup} = -42.63$	5.75	8.66	86.1		
		$M_{inf} = 9.44$	4.62	1.98	18.4		
	Travée	$M_t = 29.71$	4.62	6.5	61.4		

Tableau V-2-17 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

❖ **Poutres secondaires:**

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Zone I	Appuis	$M_{sup} = -5.10$	6.78	0.99	11	15	348
		Travée	$M_t = 6.5835$	3.39	1.41		
Zone II	Appuis		$M_{sup} = -5.65$	6.78	1,1		
		Travée	$M_t = 6.54$	3.39	1.4		
Zone III	Appuis		$M_{sup} = -7.36$	6.78	1.43		
		Travée	$M_t = 6.52$	3.39	1.4		
Zone IV	Appuis		$M_{sup} = -10.13$	6.78	1.97		
		Travée	$M_t = 6.61$	3.39	1.42		
Zone V	Appuis		$M_{sup} = -12.96$	6.78	2.52		
		Travée	$M_t = 7.11$	3.39	1.53		

Tableau V-2-18 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

• **Etat limite de déformation du béton: (Art B.6.5-3 du BAEL 91)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} », on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS dans les deux sens

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

❖ **Poutres principales: L = 4.8m**

	f (m)	\bar{f} (m)	OBS
Zone I	0.000064	0.0096	CV
Zone II	0.00012		CV
Zone III	0.0041		CV
Zone IV	0.00035		CV
Zone V	0.00043		

Tableau V-2-19 Vérification de la flèche (PP).

❖ **Poutres secondaires: L = 4.2m**

	f (m)	\bar{f} (m)	OBS
Zone I	0.00010	0.0084	CV
Zone II	0.00020		CV
Zone III	0.00044		CV
Zone IV	0.00057		CV
Zone V	0.00063		

Tableau V-2-20 Vérification de la flèche (PS).

V -3- Ferrillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrillage 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 sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calcul, on décompose notre structure en cinq zones :

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er} étage ; 2^{ème} étage

Zone III : 3^{ème} ; 4^{ème} étage étage

Zone IV : 5^{ème} ; 6^{ème} étage étage

Zone V : 7^{ème} ... 9^{ème} étage

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- **Effort normal maximal et le moment correspondant.**
- **Effort normal minimal et le moment correspondant.**
- **Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.**

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens transversal: Zone I: $VT_1 = 1.5m$, $VT_2 = 2.2m$ } De même pour les autres zones
Sens longitudinal: Zone I: $VL_1 = 1.5m$, $VL_2 = 2.2m$, $VL_3 = 4.2m$

❖ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : M : Moment dans le voile

N : effort normal dans le voile

B : section du béton

I : moment d'inertie

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e = hauteur entre nus de planches du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t : la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'invention de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

Les armatures verticales :

Section entièrement comprimée (SEC) :

➤ Les efforts normaux :

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e \quad \text{avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) d \cdot e N_i - B f_{bc}$$

➤ Les sections d'armatures :

$$A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 %

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{combinaisons courantes.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{combinaisons accidentelles.}$$

f_{bc} contrainte de calcul dans le béton : $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons courantes $\rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$

$\gamma_b = 1$ pour les combinaisons accidentelles \rightarrow

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

Section partiellement comprimée (SPC) :

➤ Les efforts normaux :

$$N_i = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right) d \cdot e$$

➤ Les sections d'armatures :

$$A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = \text{Contrainte de l'acier à 1\%}$$

Section entièrement tendue (SET) :

➤ Les efforts normaux :

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) d \cdot e$$

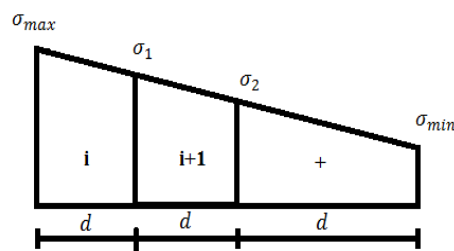


Figure V-3-1 Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.

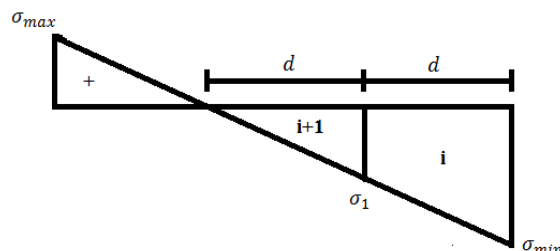


Figure V-3-2 Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.

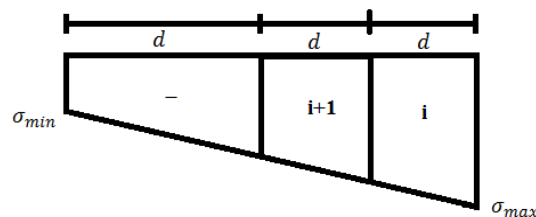


Figure V-3-3 Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

Les sections d'armatures :

$$A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \text{Contraintes de l'acier à 1\%}$$

Les armatures minimales :

La section des armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

Compression simple :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que : $0.20\% \leq \frac{A_{\min}}{Bc} \leq 0.5\%$[Art A.81.21/BAEL 91 modifié 99]

Avec : B= section du béton comprimée

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{Bt f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } Bt: \text{Section horizontale du béton tendu (B=d.e)}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontales de béton tendu $A_{\min} \geq 0.2\% Bt$

Les armatures horizontales :

Les armatures doivent être munis des crochets à 139° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

Selon le RPA2003 : $A_H = 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H = 0.10\% B$ En Zone courante.

D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

A_H : section d'armatures horizontal.

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Remarque :

Le diamètre maximal des barres verticales et horizontales des voiles ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les 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 d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 révisé 2003

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ Les dispositions constructives :

Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$St \leq 1,5e$ avec : e: épaisseur du voile

$St \leq 30\text{cm}$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

Longueur de recouvrement :

40Ø pour les barres situées dans la zone comprimées ou le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

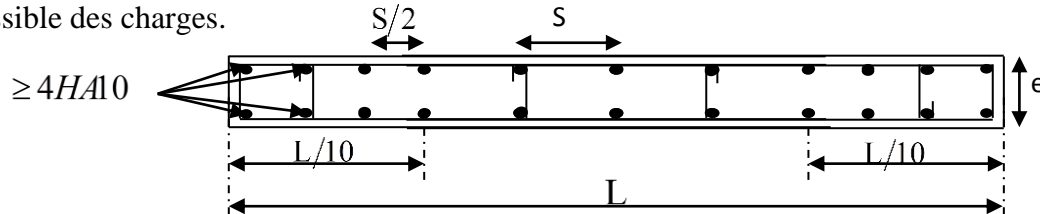


Figure V-3-4 Disposition des armatures verticales dans le voile.

❖ **Vérification a l'ELS :**

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_s = \frac{Ns}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : Ns : efforts normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section des armatures adoptés (verticales).

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible

➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

$$T_U = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{T}_U \quad \text{art a. 5.1.21bael91modifiée 99}$$

Avec : \bar{T}_U : Contrainte limite au cisaillement.

$$\bar{T}_U = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$$

$$T_U = \frac{Vu}{bd} \leq 0.2f_{c28} \quad \text{Art 7.7.2RPA99 révisé 2003}$$

$$\bar{V}_U = 1,4 Vu$$

Avec : Vu : effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : épaisseurs du voile. d : hauteur utile (d=0.9h).

Les efforts internes et les contraintes obtenus dans les voiles sont représentés dans les tableaux suivant :

VL1: L=1.5m		N (KN)	M (KN.m)	B (m ²)	V (m)	I (m ⁴)	σ_{\max} (KN/ m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
ZONE I	0.8G+E	1293.48	44.93	0.3	0.75	0.056	4910.67	3712.53
	G+Q+E	146.72	460.54	0.3	0.75	0.056	6629.6	-5651.47
ZONE II	0.8G+E	833.31	51.07	0.3	0.75	0.056	3458.63	2096.77
	G+Q+E	841.8	40.5	0.3	0.75	0.056	3346.	2266
ZONE III	0.8G+E	443.2	55.7	0.3	0.75	0.056	2220	734.67
	G+Q+E	445.61	102.61	0.3	0.75	0.056	2853.5	117.23
ZONE IV	0.8G+E	284.14	47.62	0.3	0.75	0.056	1582.07	312.2
	G+Q+E	285.37	36.25	0.3	0.75	0.056	1434.57	467.9
ZONE V	0.8G+E	633.97	34.88	0.3	0.75	0.056	2578.3	1648.17
	G+Q+E	540.35	23.65	0.3	0.75	0.056	2116.5	1485.83

Tableau V-3-1- Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VL1.

VL2 : L=2.2m		N (KN)	M (KN.m)	B (m ²)	V (m)	I (m ⁴)	σ_{max} (KN/ m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
ZONE I	0.8G+E	1628.81	32.46	0.44	1.1	0.1775	3903.04	3500.64
	G+Q+E	1879.04	24.67	0.44	1.1	0.1775	4423.46	4117.63
ZONE II	0.8G+E	1217.2	96.75	0.44	1.1	0.1775	3366.05	2166.67
	G+Q+E	1464.33	522.55	0.44	1.1	0.1775	6566.97	89.08
ZONE III	0.8G+E	727.03	29.80	0.44	1.1	0.1775	1837.05	1467.63
	G+Q+E	1240.73	425.81	0.44	1.1	0.1775	5459.16	180.52
ZONE IV	0.8G+E	582.17	3.61	0.44	1.1	0.1775	1345.49	1300.74
	G+Q+E	995.26	327.75	0.44	1.1	0.1775	4293.46	230.45
ZONE V	0.8G+E	479.54	3.98	0.44	1.1	0.1775	1114.53	1065.19
	G+Q+E	669.32	227.69	0.44	1.1	0.1775	2932.48	109.88

Tableau V-3-2- Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VL2.

VT2: L=2.2m		N (KN)	M (KN.m)	B (m ²)	V (m)	I (m ⁴)	σ_{max} (KN/ m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
ZONE I	0.8G+E	1512.5	1102.46	0.44	1.1	0.1775	10270.94	-3395.65
	G+Q+E	2442.46	15.1	0.44	1.1	0.1775	5644.64	5457.45
ZONE II	0.8G+E	1291.26	81.39	0.44	1.1	0.1775	3439.16	2430.21
	G+Q+E	2175	93.23	0.44	1.1	0.1775	5521.05	4365.35
ZONE III	0.8G+E	957.2	76.34	0.44	1.1	0.1775	2648.64	1702.27
	G+Q+E	1679.44	91.47	0.44	1.1	0.1775	4383.87	3249.95
ZONE IV	0.8G+E	669.03	75.05	0.44	1.1	0.1775	1985.71	1055.34
	G+Q+E	1234.25	99.02	0.44	1.1	0.1775	3418.87	2191.35
ZONE V	0.8G+E	449.69	144.07	0.44	1.1	0.1775	1915.02	129.03
	G+Q+E	745.26	87.52	0.44	1.1	0.1775	2236.25	1151.29

Tableau V-3-3 Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VT2.

VT3: L=4.2m		N (KN)	M (KN.m)	B (m ²)	V (m)	I (m ⁴)	σ_{max} (KN/ m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
ZONE I	0.8G+E	1480.83	138.66	0.84	2.1	1.2348	1998.71	1527.08
	G+Q+E	2372.56	2894.52	0.84	2.1	1.2348	7747.13	-2098.18
ZONE II	0.8G+E	1312.22	346.18	0.84	2.1	1.2348	2150.9	973.42
	G+Q+E	2250.21	2721.41	0.84	2.1	1.2348	7307.08	-1949.43
ZONE III	0.8G+E	940.6	320.49	0.84	2.1	0.9261	1664.81	574.71
	G+Q+E	1778.89	1930.37	0.84	2.1	0.9261	5400.67	-1165.22
ZONE IV	0.8G+E	675.51	1338.89	0.84	2.1	0.9261	3081.2	-1472.85
	G+Q+E	1369.59	1320.1	0.84	2.1	0.9261	3875.53	-614.6
ZONE V	0.8G+E	401.8	120.23	0.84	2.1	0.9261	682.81	273.86
	G+Q+E	855.29	670.91	0.84	2.1	0.9261	2159.21	-122.8

Tableau V-3-4 Les efforts internes et les contraintes dans les voiles VL3.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversale VT2 dans la zone I

Caractéristique géométriques: $L=2.20$ $I=0.1775m^4$ $B=0.44m^2$

Sollicitation de calcul:

$$N=1512.5$$

$$M=1002.46$$

$$V=V'=L_{\text{voile}}/2=1.1$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = 10270.94 \text{ Kn/m}^2 \rightarrow \text{SPC}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I} = -3395.65 \text{ Kn/m}^2$$

- ♦ Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \rightarrow L_c = 1.65m$$

- ♦ Longueur de la zone tendu :

$$L_t = L - L_c \rightarrow L_t = 0.55m$$

- ♦ La longueur de la bande d:

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = 0.275$$

On prend : $d = 0.275$

Détermination des efforts normaux:

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t} = \frac{3395.65 \times 0.275}{0.55} = 1697.825 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(3395.65 + 1856.265)}{2} \times 0.275 \times 0.2 = 139.21 \text{ Kn}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1697.825}{2} \times 0.275 \times 0.2 = 46.40 \text{ Kn}$$

- Armatures verticales :

A la zone tendu

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } AV_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{139.21}{400} \times 10 = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } AV_2 = N_2 \sigma_s = \frac{46.40}{400} \times 10 = 1.16 \text{ cm}^2$$

A la zone comprimé :

$$A_{vc1} = \frac{N_1 - B f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{139.21 - 0.44 \times 14.2 \times 10}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc2} = \frac{N_2 - B f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{46.40 - 0.44 \times 14.2 \times 10}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B\right) = \max\left(\frac{27 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 27 \times 20\right)$$

$$A_{min} = \max(11.57; 1.08) = 11.57 \text{ cm}^2$$

Ferrillage adopté:

$$A_{vmin} = 11.57 \text{ cm}^2 \text{ choix de } A = 5 \times 2 \text{ HA14} = 15.39 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_1}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA: } A_H \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 220 = 6.6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 6.60 \text{ cm}^2$

Soit : $6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$ avec $Sh = 20 \text{ cm}$.

- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par 4 épingles au m^2 soit 4 HA8

➤ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm et } 10 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$Sh = 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{NS}{B + 15 \times AV} = \frac{906.89 \times 10^3}{200 \times 2200 + 15 \times 15.39 \times 10^2} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$2.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{selon le RPA 2003}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 283.73 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2200} = 1.003 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.003 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = V_u \cdot b \cdot d = \frac{283.73 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2200} = 0.716 \text{ MPa} \quad \text{selon le BAEL 91}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28} \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.716 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrillage des autres voiles, Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	3,4	3,1	3,1	3,1	3,1	
	L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	
	He	3,400	3,100	3,100	3,100	3,100	
	h	3,05	2,75	2,75	2,75	2,75	
Solicitation de calcul	T(kN)	146,700	147,250	124,950	112,210	87,880	
	N _{ser} (kN)	695,27	1037,24	567,26	476,72	399,53	
	Vu (kN)	205,380	206,150	174,930	157,094	123,032	
	σ_{max} (kN/m ²)	4910,670	3458,630	2220,000	1582,070	2578,300	
	σ_{min} (kN/m ²)	3712,530	2096,770	734,670	312,200	1648,170	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	0,85	0,93	1,13	1,25	0,92	
	L _t	0,65	0,57	0,37	0,25	0,58	
	d	0,57	0,62	0,75	0,84	0,61	
	d _{adopté}	0,32	0,28	0,25	0,33	0,29	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,32	0,28	0,25	0,33	0,29	
	σ_1	1856,265	1048,385	492,445	416,739	824,085	
	N ₁	179,81	89,03	30,68	24,05	72,31	
N ₂	59,94	29,68	12,31	13,75	24,10		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4,50	2,23	2,80	3,06	1,81	
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,50	0,74	0,31	0,34	0,60	
	A _{vi} (cm ²)	5,65	5,67	4,81	4,32	3,38	
	A'v1/bande/nappe	5,91	3,64	4,00	4,14	2,65	
	A'v2/bande/nappe	2,91	2,16	1,51	1,42	1,45	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	5,98	6,54	7,89	8,77	6,41	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	9,24	9,24	9,24	9,24	6,79	
	A'v2 adopté (cm ²)	9,24	9,24	9,24	9,24	6,79	
	Choix de A (cm ²) bande	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	
	ST max	30	30	30	30	30	
	Espacement st(cm)	10	10	10	10	10	
Arma Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	
	AH adopté (cm2)	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	
	choix de la section	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	
Arma Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Vérfication des constructions	$\sigma_c = 5MPa$	T_b	0,761	0,764	0,648	0,582	0,456
	2,26 Mpa	T_u	0,543	0,545	0,463	0,416	0,325
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2,215	3,305	1,807	1,519	1,288

Tableau V-3-5 Ferrailage des VL1 dans les différentes zones.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	3,4	3,1	3,1	3,1	3,1	
	L (m)	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	
	He	3,400	3,100	3,100	3,100	3,100	
	h	3,05	2,75	2,75	2,75	2,75	
Solicitation de calcul	T(kN)	283,730	277,830	187,590	163,280	134,410	
	N _{ser} (kN)	906,89	839,63	689,91	540,56	366,22	
	Vu (kN)	397,222	388,962	262,626	228,592	188,174	
	σ_{max} (kN/m ²)	10270,940	3439,160	2648,640	1985,710	1915,020	
	σ_{min} (kN/m ²)	3395,650	2430,210	1702,270	1055,340	129,030	
	Nature de la Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	1,65	1,29	1,34	1,44	2,06	
	L _t	0,55	0,91	0,86	0,76	0,14	
	d	1,10	0,86	0,89	0,96	1,37	
	d _{adopté}	0,27	0,46	0,43	0,38	0,07	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,27	0,46	0,43	0,38	0,07	
	σ_1	1697,825	1215,105	851,135	527,670	64,515	
	N ₁	139,21	166,03	109,89	60,43	1,34	
	N ₂	46,40	55,34	36,63	20,14	0,45	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,48	4,15	2,75	1,51	0,03	
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,16	1,38	0,92	0,50	0,01	
	A _{v1} (cm ²)	10,92	10,70	7,22	6,29	5,17	
	A ^{'v1} /bande/nappe	6,21	6,82	4,55	3,08	1,33	
	A ^{'v2} /bande/nappe	3,89	4,06	2,72	2,08	1,30	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	11,57	9,02	9,37	10,06	10,90	
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A ^{'v1} adopté (cm ²)	15,39	11,31	11,31	11,31	11,31	
	A ^{'v2} adopté (cm ²)	15,39	11,31	11,31	11,31	11,31	
	Choix de A (cm ²) bande	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	
	ST Max	30	30	30	30	30	
	Espacement st(cm)	20	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	6,60	6,60	6,60	6,60	6,60	
	AH adopté (cm2)	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	
	choix de la section	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,003	0,982	0,663	0,577	0,475
	2,26 Mpa	τ_u	0,716	0,702	0,474	0,412	0,339
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,958	1,837	1,510	1,183	0,801

Tableau V-3-6 Ferrillage des VT2 dans les différentes zones.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	
	hauteur etage (m)	3,4	3,1	3,1	3,1	3,1	
	L (m)	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	
	He	3,400	3,100	3,100	3,100	3,100	
h	3,10	2,80	2,80	2,80	2,80		
Solicitation de calcul	T(kN)	248,710	239,780	232,626	221,350	176,570	
	N _{ser} (kN)	850,11	806,79	668,70	539,51	356,33	
	Vu (kN)	348,194	335,692	325,676	309,890	247,198	
	σ_{max} (kN/m ²)	3903,040	3366,050	1837,050	1345,490	1114,530	
	σ_{min} (kN/m ²)	3500,640	2166,670	1467,630	1300,740	1065,190	
	Nature de la Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	1,16	1,34	1,22	1,12	1,12	
	L _t	1,04	0,86	0,98	1,08	1,08	
	d	0,77	0,89	0,82	0,75	0,75	
	d _{adopté}	0,52	0,43	0,49	0,54	0,54	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,52	0,43	0,49	0,54	0,54	
	σ_1	1750,320	1083,335	733,815	650,370	532,595	
	N ₁	273,11	140,00	107,54	105,50	85,89	
N ₂	91,04	46,67	35,85	35,17	28,63		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	6,83	3,50	2,69	2,64	2,15	
	A _{v2} /bande (cm ²)	2,28	1,17	0,90	0,88	0,72	
	A _{vj} (cm ²)	9,58	9,23	8,96	8,52	6,80	
	A'v1/bande/nappe	9,22	5,81	4,93	4,77	3,85	
	A'v2/bande/nappe	4,67	3,47	3,14	3,01	2,42	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	8,12	9,37	8,56	7,83	7,87	
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	11,31	11,31	11,31	11,31	11,31	
	A'v2 adopté (cm ²)	11,31	11,31	11,31	11,31	11,31	
	Choix de A (cm ²) bande	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	
	ST Max	30	30	30	30	30	
	Espacement st(cm)	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	6,60	6,60	6,60	6,60	6,60	
	AH adopté (cm2)	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	
	choix de la section	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,879	0,848	0,822	0,783	0,624
	2,26 Mpa	T_u	0,628	0,606	0,587	0,559	0,446
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,860	1,766	1,463	1,181	0,780

Tableau V-3-7 Ferrillage des VL2 dans les différentes zones.

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	V	
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	
	hauteur etage (m)	3,4	3,1	3,1	3,1	3,1	
	L (m)	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	
	He	3,400	3,100	3,100	3,100	3,100	
h	3,10	2,80	2,80	2,80	2,80		
Solicitation de calcul	T(kN)	527,940	635,779	542,239	430,100	309,190	
	N _{ser} (kN)	1045,98	994,11	807,52	635,88	416,54	
	Vu (kN)	739,116	890,091	759,135	602,140	432,866	
	σ_{max} (kN/m ²)	1998,710	2150,900	1664,810	3081,200	682,810	
	σ_{min} (kN/m ²)	1527,080	973,420	574,710	1472,850	273,860	
	Nature de la Section	SEC	SEC	SPC	SPC	SEC	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L _c	2,38	2,89	3,12	2,84	3,00	
	L _t	1,82	1,31	1,08	1,36	1,20	
	d	1,55	1,40	1,40	1,40	1,40	
	d _{adopté}	0,91	0,65	0,54	0,68	0,60	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,91	0,65	0,54	0,68	0,60	
	σ_1	763,540	486,710	287,355	736,425	136,930	
	N ₁	208,34	95,53	46,46	150,05	24,69	
N ₂	69,45	31,84	15,49	50,02	8,23		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	5,21	2,39	1,16	3,75	0,62	
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,74	0,80	0,39	1,25	0,21	
	A _{vj} (cm ²)	20,33	24,48	20,88	16,56	11,90	
	A'v1/bande/nappe	10,29	8,51	6,38	7,89	3,59	
	A'v2/bande/nappe	6,82	6,92	5,61	5,39	3,18	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	16,28	14,70	14,70	14,70	14,70	
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	27,7	27,7	27,7	20,36	20,36	
	A'v2 adopté (cm ²)	27,7	27,7	27,7	20,36	20,36	
	Choix de A (cm ²) bande	2x9HA14	2x9HA14	2x9HA14	2x9HA12	2x9HA12	
	ST max	30	30	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	12,60	12,60	12,60	12,60	12,60	
	AH adopté (cm ²)	13,57	13,57	13,57	13,57	13,57	
	choix de la section	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,978	1,177	1,004	0,796	0,573
	2,26 Mpa	T _u	0,698	0,841	0,717	0,569	0,409
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,187	1,128	0,916	0,730	0,478

Tableau V-3-8 Ferrillage des VL3 dans les différentes zones.

CHAPITRE VI:



INTRODUCTION :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ils faisant la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures

● **Fondation superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

● **Fondation profondes :**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variée de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelle ou radier).

✚ **Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol est :

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars.}$$

VI-1-1-Choix et type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Les charges appliquées à la fondation
- La résistance du sol
- Le tassement du sol

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

✚ Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

(A × B) : Dimension de la semelle

(a × b) : Dimension du poteau

N_s : effort normal à l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol → ($\sigma_{sol} = 2.50 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0.250 \text{ MPa}$)

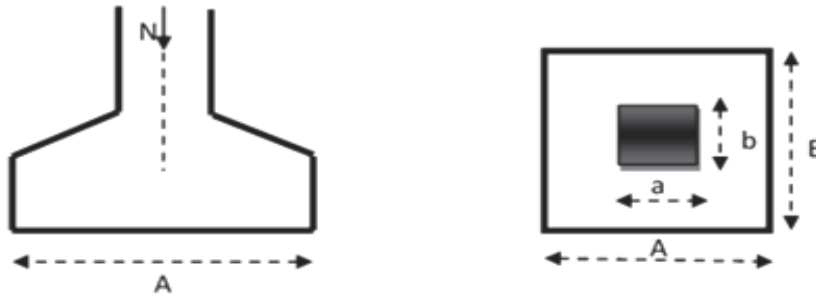


Figure VI-1-1 Schéma d'une semelle isolée.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{65}{65} = 1 \rightarrow A = B$$

Donc : $A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

$$A \geq \sqrt{\frac{1734.8321}{250}} \rightarrow A \geq 2.63\text{m}$$

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

✚ Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S = B \times L}$$

N_s : effort normal à la base du voile

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci dessous :

○ Sens longitudinale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
8VL1	250	412.66	1.5	1.10
2VL2		906.89	2.2	1.65
			S = 20.46	

Tableau VI-1-1 Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

○ Sens transversale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N _s (KN)	L (m)	B (m)
4VT1	250	1036.68	4.2	0.99
1VT2		850.11	2.2	1.55
S = 20.04				

Tableau VI-1-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

S_{tot} = 40.50 m²

✚ Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

La semelle 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 = Σ N_i**
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : **e = $\frac{N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$**
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.
 $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire

$q_{min} = \frac{N}{L} \times (1 - \frac{6 \times e}{L})$
 $q_{max} = \frac{N}{L} \times (1 + \frac{6 \times e}{L})$
 $q_{L/4} = \frac{N}{L} \times (1 + \frac{3 \times e}{L})$

- **Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$**

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal:

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni × ei (KN.m)	e (m)	q _{max} (KN)	q _{min} (KN)	q _{L/4} (KN)
C1	684.33	13.25	3.35	9067.3725	1.56	460.97	220.33	400.81
C2	894.02	9.75	7.25	8716.695				
C3	1412.37	6.25	3.44	8827.3125				
C4	1500.68	2.4	38.28	3601.632				
C5	1556.23	-2.4	30.78	-3734.952				
C6	1413.73	-6.25	3.49	-8835.8125				
C7	866.34	-9.75	5.95	-8446.815				
C8	699.61	-13.25	2.57	-9269.8325				
	9027.31		95.11	-74.4				

Tableau VI-1-3 Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal).

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{400.81}{250} = 1.60m$$

B = 1.60m

$$S = B \times L = 1.60 \times 26.5 = 42.4m^2$$

$$S_{tot} = 7 \times 42.4 = 296.8m^2$$

Sens transversal:

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni×ei (KN.m)	e (m)	q _{max} (KN)	q _{min} (KN)	q _{L/4} (KN)
C1	635.33	11.2	3.34	7115.69	0.011	188.09	186.99	187.82
C2	711.80	7	16.27	4982.60				
C3	707.27	3.4	5.06	2404.71				
C4	112.96	0.2	28.39	22.59				
C5	705.29	-3.4	16.93	-2397.98				
C6	643.96	-7	16.46	-4507.72				
C7	684.34	-11.2	3.34	-7664.60				
	4200.95		89.79	-44.71				

Tableau VI-1-4 Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal).

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{187.82}{250} = 0.75m$$

B = 0.75m

$$S = B \times L = 0.75 \times 22.4 = 16.8 m^2$$

$$S_{tot} = 8 \times 16.8 = 134.4m^2$$

Surface totale des semelles filantes :

$$S_{totale} = S_{voiles} + S_{poteaux} = 40.50 + 431.2 = 471.7m^2$$

$$50\% S_{bâtiment} = 593.6 \times 0.5 = 296.8 m^2$$

$$S_{semelles} > 50\% S_{bâtiment}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général nervuré.

VI-1-2-Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général présente les avantages suivants :

- une bonne répartition de charge
- évite les tassements différentiels importants
- faciliter le coffrage et la mise en œuvre du béton
- rapidité de l'exécution.

🚧 Pré-dimensionnement du radier :

• Epaisseur de tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

L_{max} : portée maximale, $L_{max} = 4.8\text{m}$

$$\Rightarrow h_t \geq 24\text{cm} \quad \text{on opte pour } h_t = 30\text{ cm}$$

• Hauteur des nervures :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \quad \Rightarrow h_n \geq 48\text{cm} \quad \text{on opte pour } h_n = 50\text{ cm}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40\text{Mpa}$).

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$).

E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ($E = 10818,86\text{ MPa}$).

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.8\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.99 \quad \Rightarrow \text{on prend } h_n = 100\text{ cm}$$

• Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \Rightarrow 40\text{ cm} \leq b_n \leq 70\text{cm} \quad \Rightarrow \text{on prend } b_n = 60\text{cm}$$

• Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$9.6\text{cm} \leq h_d \leq 12\text{cm} \quad \Rightarrow \text{on prend } h_d = 20\text{cm}$$

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

- Hauteur du tablier $h_t = 30\text{ cm}$

- Hauteur de la nervure $h_n = 100\text{ cm}$

- Largeur de la nervure $b_n = 60\text{ cm}$

- Hauteur de la dalle flottante $h_d = 20\text{ cm}$

✚ Détermination de la surface du radier:

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u = 84613.92 \text{ KN}$$

$$N_s = 61681.69 \text{ KN}$$

- ELU : $S_{radier} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{84613.92}{1.33 \times 250} = 254.48 \text{ m}^2$
 - ELS : $S_{radier} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{61681.69}{250} = 246.73 \text{ m}^2$
- } $\Rightarrow S_{radier} = 254.48 \text{ m}^2$

$$S_{batiment} = 593.6 \text{ m}^2 > S_{radier} = 254.48 \text{ m}^2$$

Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

Débord minimum :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = (50\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{on opte pour } h_{deb} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{deb} = (26.82 + 22.73) \times 2 \times 0.5 = 49.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{radier} + S_{deb} = 643.15 \text{ m}^2$$

✚ Détermination des efforts à la base du radier:

Charges permanentes : $G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$

❖ Poids du radier :

G_{radier} = Poids du tablier + Poids du remblai + Poids des nervures + Poids de la dalle flottante

Poids du tablier : $G_{tablier} = S_{radier} \times h_t \times \rho_b$

$$G_{tablier} = 643.15 \times 0.30 \times 25 = 4823.625 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante : $G_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$$G_{dalle} = 643.15 \times 0.20 \times 25 = 3215.75 \text{ KN}$$

Poids des nervures : $G_{nervures} = b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b$

$$G_{nervures} = (0.6 \times (1 - 0.3) \times (26.5 \times 7 + 21.4 \times 8)) \times 25 = 3745.35 \text{ KN}$$

Poids du remblai : $G_{remblai} = ((S_{radier} - S_{nervures}) \times (h_n - h_t)) \times \text{poids volumique remblai}$

$$G_{remblai} = (4823.625 - 247.24) \times (1 - 0.3) \times 17 = 4203.08 \text{ KN.}$$

Avec : $S_{nervures} = (26.5 \times 7 + 21.4 \times 8) \times (1 - 0.3) = 247.24 \text{ m}^2$

$$G_{radier} = 15987.811 \text{ KN}$$

❖ Poids du bâtiment: $G_{batiment} = 52724.18 \text{ KN}$

$$\Rightarrow G_{total} = 15987.81 + 52724.18 = 68711.99 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations : $Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$

$$Q_{batiment} = 8957.52 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 643.15 \times 2.5 = 1607.88 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_{total} = 8957.52 + 1607.88 = 10565.4 \text{ KN.}$$

Combinaison d'actions :

- **ELU** : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 108609.29\text{KN}$
- **ELS** : $N_s = G + Q = 79277.39\text{KN}$

✚ Vérifications :

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.$$

Avec : $b = 1\text{m}$, $d = 0.9 \times h_t = 0.27\text{cm}$

$$T_u = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{108609.29 \times 1}{643.15} \times \frac{4.8}{2} = 405.29\text{KN}$$

➡ $\tau_u = \frac{405.29 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.5\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dus aux charges verticales et a un moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : hauteur du radier (1m)

Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13.4\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11.36\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_x = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 26251.66\text{m}^4$$

$$I_y = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 36562.63 \text{ m}^4$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous

donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

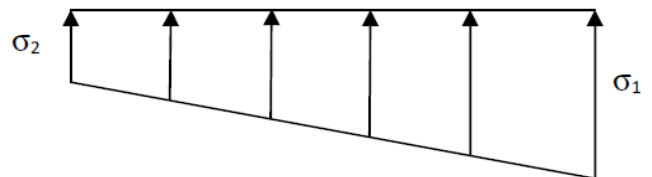


Figure VI-2-1 Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que : $\sigma \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : X_G ou Y_G

M = M₀ + V₀ × h

M₀ Tiré à partir du logiciel

M_{0x} = 60557.59 KN.m

M_{0y} = 66330.48KN.m

V_{0x} = 3035.27KN

V_{0y} = 2873.69KN

N_u = 108609.29KN

N_s = 79277.39KN

	M (KN.m)	ELU			ELS			1.3σ _{sol}	Obs
		σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)		
Sens X	63592.86	201.33	136.41	185.1	155.72	90.80	139.49	325	CV
Sens Y	69204.17	190.37	147.37	179.62	144.76	101.76	134.01		CV

Tableau VI-2-1 Récapitulatif des contraintes.

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.42 BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

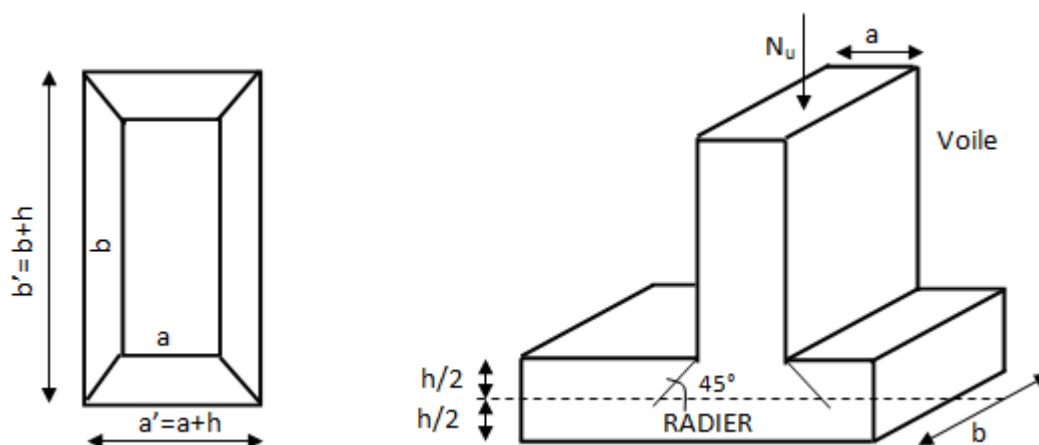


Figure VI-2-2 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 100cm

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

Vérification pour les poteaux :

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,65 + 0,65 + 2 \times 1) \times 2 = 6.6 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} = 0.045 \times 6.6 \times 1 \times 25000/1.5 = 4950 \text{ KN}$$

$$N_u = 2392.60 \text{ KN} < 4950 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 1 ml du voile ; $e = 20 \text{ cm}$, $b = 1 \text{ ml}$

$$N_u = 1425.72 \text{ kN}$$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,20 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 6.4 \times 1 \times 25000/1.5 = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 1425.72 < 4800 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ Ferrailage du radier :

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

- Ferrailage de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU, sera vérifié ainsi à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont:

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{max} \cdot \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 185.1 - \frac{15987.81}{643.15} = 160.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{max} \cdot \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 139.49 - \frac{15987.81}{643.15} = 114.53 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau si dessous :

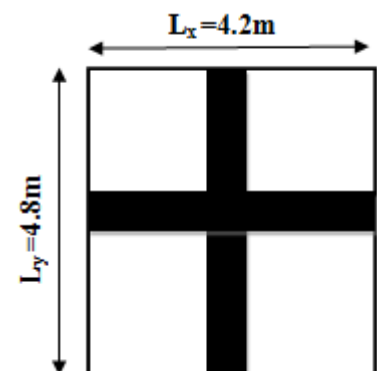
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{4.2}{4.8} = 0.88 \quad \rightarrow \quad 0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :



μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν ($\nu=0$ à l'ELU ; $\nu=0,2$ à l'ELS).

○ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 160.24 \text{ KN/ml} \quad , \nu = 0$$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0476 ; \quad \mu_y = 0.7438$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0476 \times 160.24 \times (4.2)^2 = 134.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.7438 \times 134.55 = 100.08 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

$$\text{Moment en travée : } \mathbf{0,75M_x \text{ ou } 0,75M_y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \mathbf{0,5 M_x \text{ ou } 0,5 M_y}$$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

$$\text{Moment en travée : } \mathbf{0,85M_x \text{ ou } 0,85M_y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \mathbf{0,3M_x \text{ ou } 0,3M_y} \longrightarrow \text{appuis de rive}$$

$$\mathbf{0,5 M_x \text{ ou } 0,5 M_y} \longrightarrow \text{appuis intermédiaire}$$

- **En travée :** $M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 134.55 = \mathbf{100.91 \text{ KN.m}}$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 100.08 = \mathbf{75.06 \text{ KN.m}}$$

- **Au appuis :** $M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 134.55 = \mathbf{-67.26 \text{ KN.m}}$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 100.08 = \mathbf{-50.04 \text{ KN.m}}$$

Ferraillage

$$b=100\text{cm}, \quad h=30\text{cm}, \quad c=5\text{cm}$$

❖ **Sens de la petite portée : (l_x)**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{100.91 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.114 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.114 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.939$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{100.91 \times 10^3}{0.939 \times 25 \times 348} = 12.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = \mathbf{7HA16 = 14.07 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{14 \text{ cm}}$.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{67.26 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67.26 \times 10^3}{0.960 \times 25 \times 348} = 8.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = \mathbf{6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

❖ **Sens de la grande portée : (ly)**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{75.06 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.084 < \mu_l = 0.084$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.084 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{75.06 \times 10^3}{0.956 \times 25 \times 348} = 9.02 \text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = \mathbf{6HA14=9.23\text{cm}^2}$ avec un espacement $\mathbf{St=15\text{cm}}$.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{50.04 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.056 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50.04 \times 10^3}{0.971 \times 25 \times 348} = 5.92 \text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = \mathbf{6H12=6.78\text{cm}^2}$ avec un espacement $\mathbf{St= 15\text{cm}}$.

○ **Vérifications à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99)**

Armatures suivant le sens de lx :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} ; W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

W_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 27 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.88)}{2} = 2.29 \text{cm}^2$$

Travée : $A_{\text{adoptée}} = 14.07 \text{cm}^2 > A_x = 2.48 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{\text{adoptée}} = 9.23 \text{cm}^2 > A_x = 2.48 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly:

$$W_y \geq W_0 ; W_y = A_y / (b \times h)$$

$$\text{Donc : } A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{cm}^2$$

Travée : $A_{\text{adoptée}} = 9.23 \text{cm}^2 > A_y = 2.16 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{\text{adoptée}} = 6.78 \text{cm}^2 > A_y = 2.16 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2)**

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

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Effort tranchant :

- **Suivant l_x :** $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$

$$T_u = (160.24 \times 4.2 \times 4.8) / (3 \times 4.8) = 224 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant l_y :** $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$

$$T_u = (160.24 \times 4.2 \times 4.8) / (2 \times 4.8 + 4.2) = 234.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Calcul à l'ELS :**

$$q_u = 114.53 \text{ KN/ml} \quad , \quad v = 0.2$$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.0546 \quad ; \quad \mu_y = 0.8216$$

Correction des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0546 \times 114.53 \times (4.2)^2 = 110.31 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.8216 \times 110.31 = 90.63 \text{ KN.m}$$

- **En travée :** $M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 110.31 = 82.73 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 90.63 = 67.97 \text{ KN.m}$$

- **Au appuis :** $M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 110.31 = -51.16 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 90.60 = -45.3 \text{ KN.m}$$

○ **Vérifications à l'ELS :**❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

- $\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

- **En travée :** $M_{t \max} = 82.73 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 14.07}{100 \times 25} = 0.562 \rightarrow \beta_1 = 0.889$$

$$\sigma_{st} = \frac{82.73 \times 1000}{0.562 \times 25 \times 14.07} = 418.49 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \rho = 0.889 \rightarrow k_1 = 30.04$

$$\sigma_{bc} = \frac{418.49}{30.04} = 13.93$$

$\sigma_{bc} = 13.93\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis : $M_{a \text{ max}} = 51.16\text{KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 25} = 0.369; \rightarrow \beta_1 = 0.906$$

$$\sigma_{st} = \frac{51.16 \times 1000}{0.906 \times 25 \times 9.23} = 244.72$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \rho = 0.906 \rightarrow k_1 = 38.19$

$$\sigma_{bc} = \frac{244.72}{38.19} = 6.41$$

$\sigma_{bc} = 6.41\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✚ Ferrailage de débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et la nervure donc les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

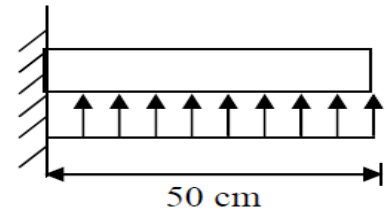


Figure VI-2-3 Schéma statique du débord.

VI-1-3-Etude des nervures :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux (Moment fléchissant et effort tranchant), M.BELAZOUGUI propose dans son manuscrite < Calcul des OUVRAGES en BETON ARME > une méthode simple qui permet de ramener ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal.

- **Charge trapézoïdale :**

$$L_m = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$$

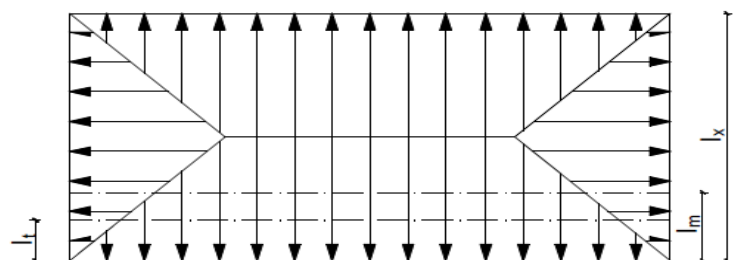


Figure VI-2-4 Modes de transmission de charges

• **Charge triangulaire:**

$$L_m = 0.333 \times l_x$$

$$L_t = 0.25 \times l_x$$

Pour les moments fléchissant : $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants : $Q = q \times L_t$

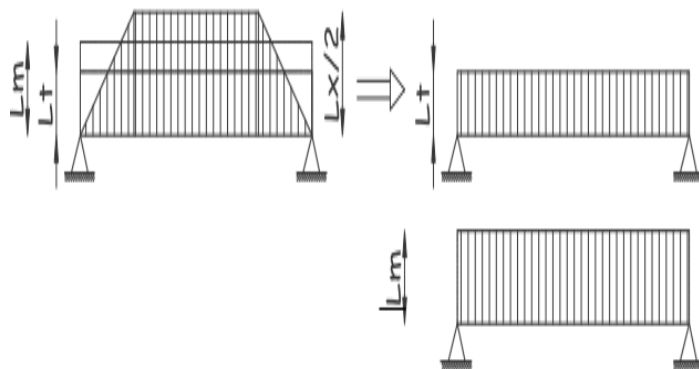


Figure VI-2-5 Répartition simplifiée des chargements.

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right)$$

$$q_u = 185.1 - \frac{15987.81}{643.15} - \frac{3745.35}{247.24} = 175.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right)$$

$$q_s = 139.49 - \frac{15987.81}{643.15} - \frac{3745.35}{247.24} = 99.48 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour les nervures de la file (6) et la file (D) :

○ Calcul à l'ELU:

❖ Sens YY (file D) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
6-7	C-D	3.85	4.2	0.92	Trapèze	1.38	1.33	175.39	242.04	485.83	233.27	417.43
	D-E	4.2	4.8	0.88	Triangle	1.39	1.05		243.79		184.16	
5-6	C-D	3.8	3.85	0.99	Triangle	1.27	0.95		222.75	445.5	166.62	333.24
	D-E	3.8	4.8	0.79	Triangle	1.27	0.95		222.75		166.62	
4-5	C-D	3.2	3.85	0.83	Triangle	1.07	0.8		187.67	375.34	140.31	280.62
	D-E	3.2	4.8	0.67	Triangle	1.07	0.8		187.67		140.31	
3-4	C-D	3.2	3.85	0.83	Triangle	1.07	0.8		187.67	375.34	140.31	280.62
	D-E	3.2	4.8	0.67	Triangle	1.07	0.8		187.67		140.31	
2-3	C-D	3.8	3.85	0.99	Triangle	1.27	0.95		222.75	445.5	166.62	333.24
	D-E	3.8	4.8	0.79	Triangle	1.27	0.95		222.75		166.62	
1-2	C-D	3.85	4.2	0.92	Trapèze	1.38	1.33		242.04	485.83	233.27	417.43
	D-E	4.2	4.8	0.88	Triangle	1.39	1.5		243.79		184.83	

Tableau VI-2-2 Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS.

Moment fléchissant :

Schéma statique :

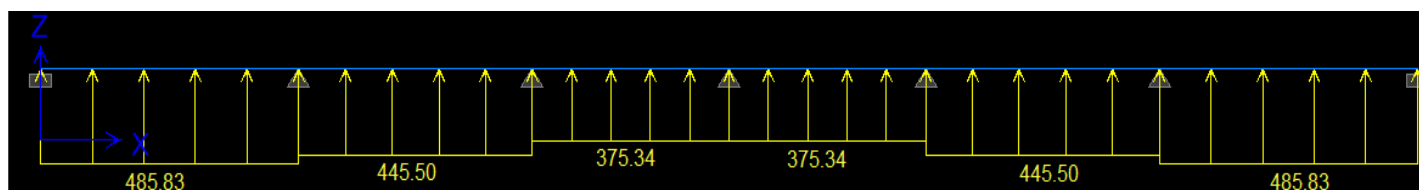


Figure VI-2-6 Schéma statique des nervures (moment fléchissant).

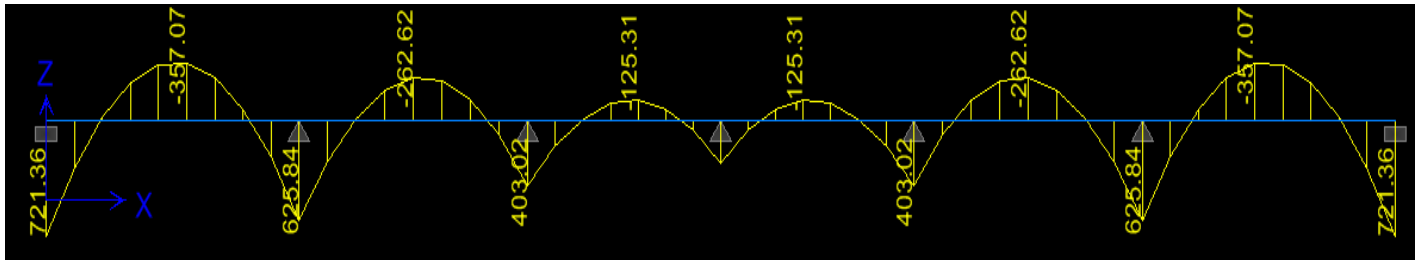


Figure VI-2-7 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY).

Effort tranchant :

Schéma statique :

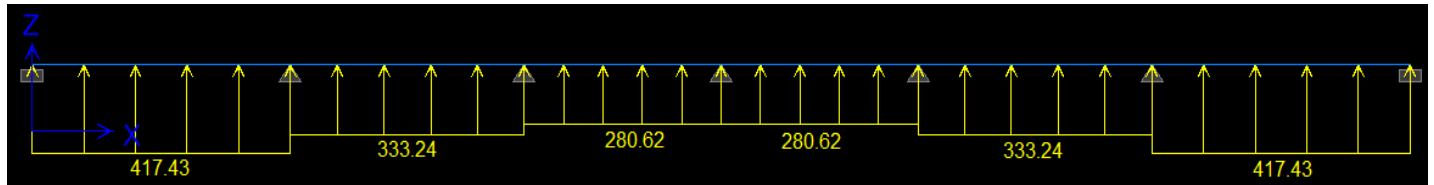


Figure VI-2-8 Schéma statique des nervures (effort tranchant).

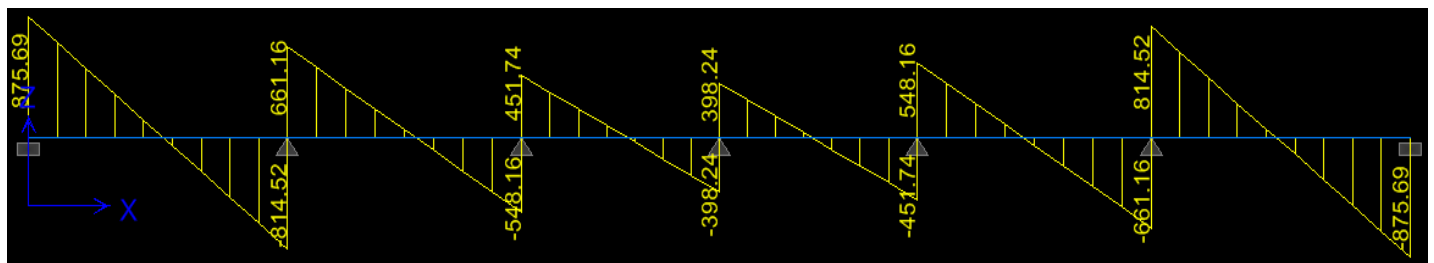


Figure VI-2-9 Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY).

❖ **Sens XX (file 6):**

Travée	I_x (m)	I_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
A-B	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17	0.88	205.20		154.34	
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17	0.88	205.20	410.41	154.34	308.68
B-C	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17	0.88	205.20		154.34	
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17	0.88	205.20	410.41	154.34	308.68
C-D	7-6	3.85	4.2	0.92	Triangle	1.28	0.96	224.49		168.37	
	6-5	3.8	3.85	0.99	Trapèze	1.27	0.96	222.74	447.24	168.37	336.74
D-E	7-6	4.2	4.8	0.88	Trapèze	1.56	1.18	273.60		206.96	
	6-5	3.8	4.8	0.79	Trapèze	1.50	1.15	263.0	536.69	201.69	408.65
E-F	7-6	3.85	4.2	0.92	Triangle	1.28	0.96	224.49		168.37	
	6-5	3.8	3.85	0.99	Trapèze	1.27	0.96	222.74	447.24	168.37	336.74
F-G	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17	0.88	205.20		154.34	
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17	0.88	205.20	410.41	154.34	308.68
G-H	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17	0.88	205.2		154.34	
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17	0.88	205.20	410.41	154.33	308.68

Tableau VI-2-3 Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

Moment fléchissant :

Schéma statique :

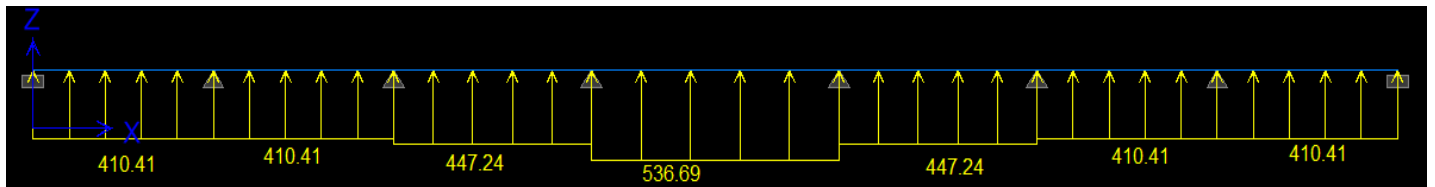


Figure VI-2-10 Schéma statique des nervures (moment fléchissant).

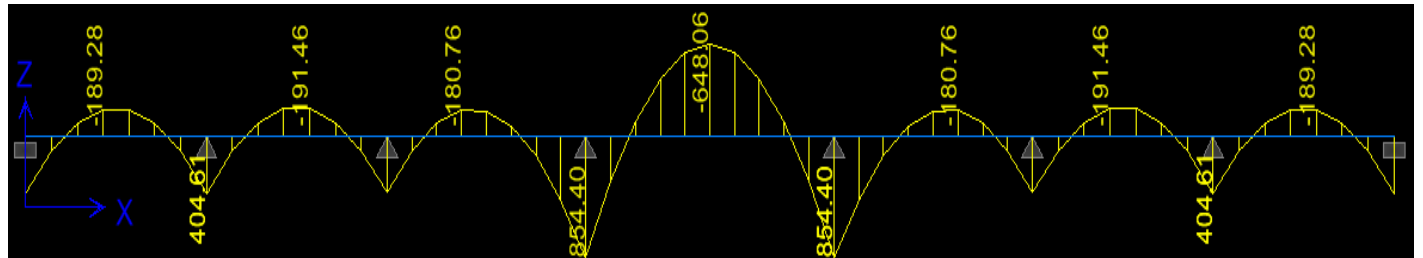


Figure VI-2-11 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).

Effort tranchant :

Schéma statique :

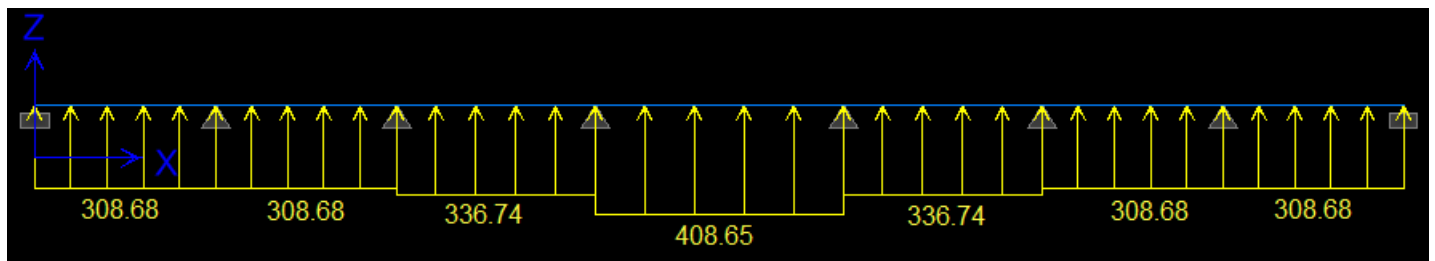


Figure VI-2-12 Schéma statique des nervures (effort tranchant).

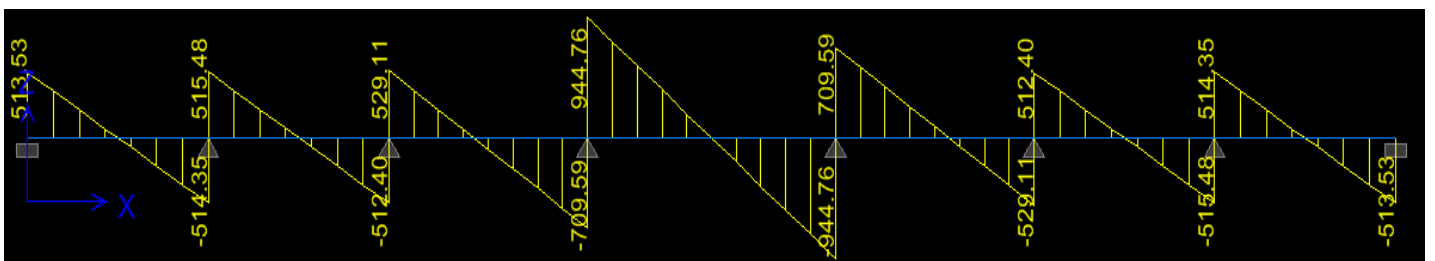


Figure VI-2-13 Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX).

Après analyse nous avons tiré les résultats suivant :

❖ **Sens YY (file D) :**

Moments aux appuis:

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
721.36	625.84	403.02	267.7	403.02	625.84	721.36

Tableau VI-2-4 Moments fléchissant max aux appuis.

Moments en travée :

M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇
-357.07	-262.62	-125.31	-125.31	-262.62	-357.07

Tableau VI-2-5 Moments fléchissant max en travées.

Effort tranchant:

T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇
875.69	-814.52	-547.16	398.24	548.16	814.52	875.69

Tableau VI-2-6 Efforts tranchants max.

❖ **Sens XX (file 6):****Moments aux appuis:**

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈
403.2	404.61	399.4	854.40	854.40	399.4	404.61	403.2

Tableau VI-2-7 Moments fléchissant max aux appuis.

Moments en travée :

M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇	M ₇₋₈
-189.28	-191.46	-180.76	-648.06	-180.76	-191.46	-189.28

Tableau VI-2-8 Moments fléchissant max en travées.

Effort tranchant:

T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇	T ₈
513.53	515.48	529.11	944.76	-944.76	-529.11	-515.48	-513.53

Tableau VI-2-9 Efforts tranchants max.

✚ **Ferrailage:**

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissurations et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

		Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Sens YY	Appuis	M _a = 721.36	23	6.88	5HA20 (fil)+4HA16 (chap)	23.75
	Travée	M _t = -357.07	11.08		5HA20 (fil)	15.71
Sens XX	Appuis	M _a = 854.40	27.54		5HA20(fil)+6HA16 (chap)	27.77
	Travée	M _t = -357.07	11.08		5HA20 (fil)	15.71

Tableau VI-2-10 Ferrailage des nervures.

Vérification des recommandations exigées par le RPA

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : **0.5% × b × h**

$$A_{\min} = 60 \times 100 \times 0.005 = 30 \text{ cm}^2$$

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens YY	Appuis	10HA20+6HA16 = 40.66	30	CV
	Travée	10HA20 = 31.42		CV
Sens XX	Appuis	10HA20+6HA16 = 40.66		CV
	Travée	10HA20 = 31.42		CV

Tableau VI-2-11 Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.

❖ **Calcul des armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq \min (h/35 ; b/10, \varphi_1)$$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min (100/35 ; 60/10, 2) = (28.5\text{mm} ; 60\text{mm} ; 20\text{mm})$$

Soit : $\varphi_t = 10\text{mm}$

On opte pour : **2 cadre φ_{10} + épingle** $\implies A_t = 4HA10 + 2HA8 = 4.14\text{cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales:**

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\varphi_t \}$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ 100/4 ; 12 \times 1 \} = 12\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 100/2 = 25\text{cm}$

Soit :

En zone nodale : **$S_t = 10\text{cm}$**

En zone courante : **$S_t = 15\text{cm}$**

• **La quantité d'armatures transversales minimale:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t \times b$$

$A_t = 0.003 s_t \times b$		$A_{calculée}$ (cm ²)	OBS
En zone nodale	En zone courante		
1.8	2.7	4.14	Cv

Tableau VI-2-12 Vérification des quantités d'armatures transversales.

❖ **Armatures de peaux:**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \implies$ Soit donc **2HA14** avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

✚ **Vérifications à l'ELU:**

• **Vérification des contraintes tangentielles :**

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sens XX	875.69	1.54	2.5	Cv
Sens YY	944.76	1.66		Cv

Tableau VI-2-13 Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures.

○ **Calcul à l'ELS:**

❖ **Sens YY (file D):**

Travée	I_x (m)	I_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
6-7	C-D	3.85	4.2	0.92	Trapèze	1.33	132.31	236.76
	D-E	4.2	4.8	0.88	Triangle	1.05	104.45	
5-6	C-D	3.8	3.85	0.99	Triangle	0.95	94.51	189.02
	D-E	3.8	4.8	0.79	Triangle	0.95	94.51	
4-5	C-D	3.2	3.85	0.83	Triangle	0.8	79.58	159.16
	D-E	3.2	4.8	0.67	Triangle	0.8	79.58	
3-4	C-D	3.2	3.85	0.83	Triangle	0.8	79.58	159.16
	D-E	3.2	4.8	0.67	Triangle	0.8	79.58	
2-3	C-D	3.8	3.85	0.99	Triangle	0.95	94.51	189.02
	D-E	3.8	4.8	0.79	Triangle	0.95	94.51	
1-2	C-D	3.85	4.2	0.92	Trapèze	1.33	132.31	236.76
	D-E	4.2	4.8	0.88	Triangle	1.05	104.45	

Tableau VI2-14-Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

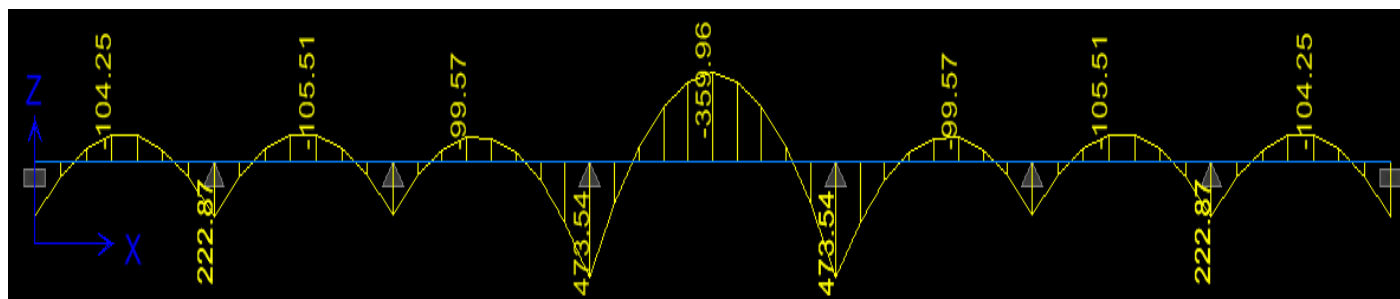


Figure VI-2-14 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY).

❖ **Sens XX (file 6) :**

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
A-B	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17	99.48	116.39	232.78
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17		116.39	
B-C	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17		116.39	232.78
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17		116.39	
C-D	7-6	3.85	4.2	0.92	Triangle	1.28		127.33	253.67
	6-5	3.8	3.85	0.99	Trapèze	1.27		126.34	
D-E	7-6	4.2	4.8	0.88	Trapèze	1.56		155.19	304.41
	6-5	3.8	4.8	0.79	Trapèze	1.50		149.22	
E-F	7-6	3.85	4.2	0.92	Triangle	1.28		127.33	253.67
	6-5	3.8	3.85	0.99	Trapèze	1.27		126.34	
F-G	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17		116.39	232.78
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17		116.39	
G-H	7-6	3.5	4.2	0.83	Triangle	1.17		116.39	
	6-5	3.5	3.8	0.92	Triangle	1.17		116.39	232.78

Tableau VI-2-15 Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

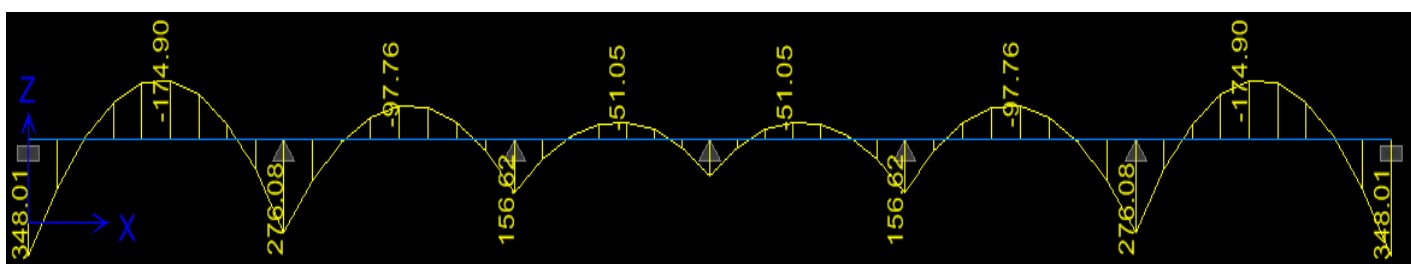


Figure VI-2-15 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	$M_a = 473.54 \text{KN.m}$	$M_t = -359.96 \text{KN.m}$
Sens YY	$M_a = 348.01 \text{KN.m}$	$M_t = -174.90 \text{KN.m}$

Tableau VI-2-16 Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

• **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91).**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

• $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$

$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
Sens XX	Appuis	$M_a=473.54$	27.77	195	201.6	4.87	15
	Travée	$M_t= -359.96$	15.71	57.1		4.98	
Sens YY	Appuis	$M_a= 348.01$	23.75	167.1		3.89	
	Travée	$M_t=-174.90$	15.71	27.8		2.42	

Tableau VI-2-17 Vérifications des contraintes dans le béton.

CONCLUSION GENERALE

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en ce basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique avec les différents logiciels de calcul et de dessin, comme exemple nous citerons ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

En fin, pour l'élaboration d'un projet de bâtiment l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

La résistance

La durabilité

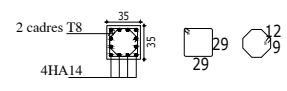
L'économie

Nous espérons que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

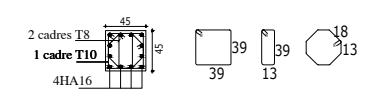


Plans d'exécution

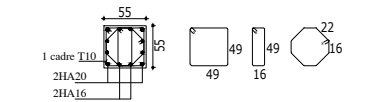
Coupe 5 - 5



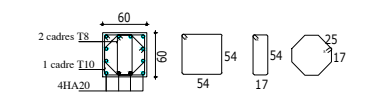
Coupe 4 - 4



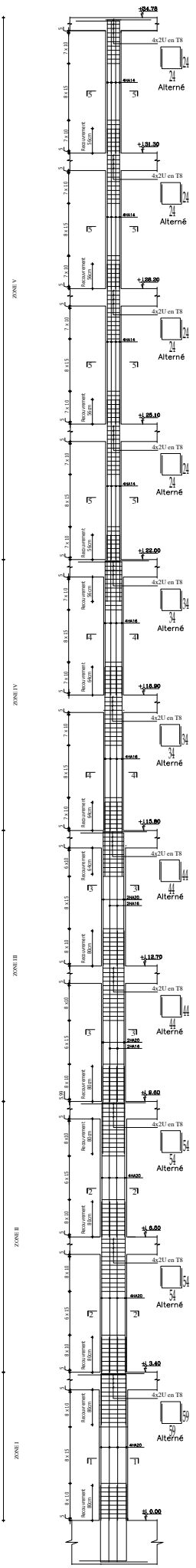
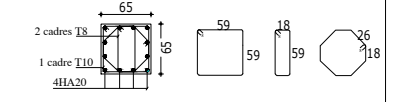
Coupe 3 - 3



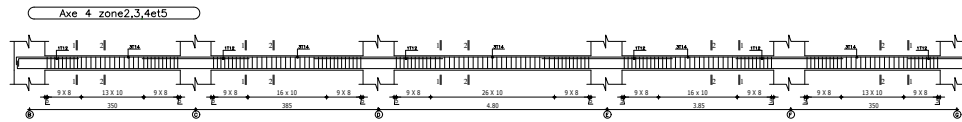
Coupe 2 - 2



Coupe 1 - 1



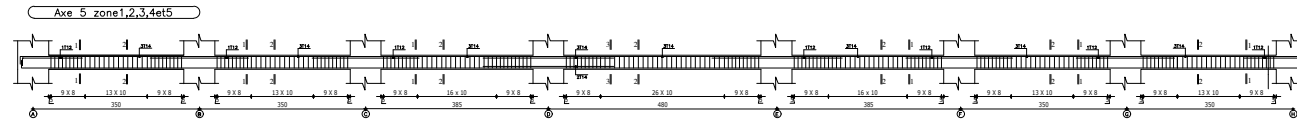
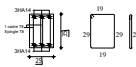
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOUMI Amel RAMDANE -CHERIF Rabah	Titre: Plan de Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021



Coupe 1 - 1



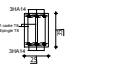
Coupe 2 - 2



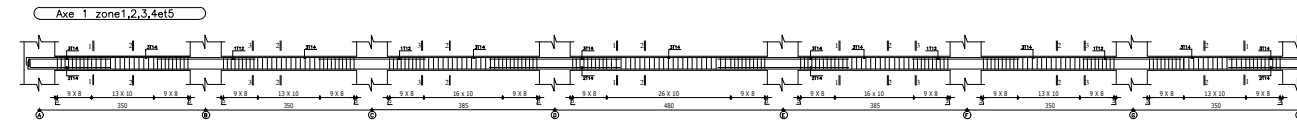
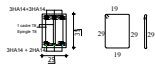
Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2



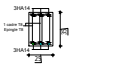
Coupe 3 - 3



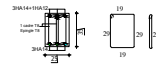
Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2

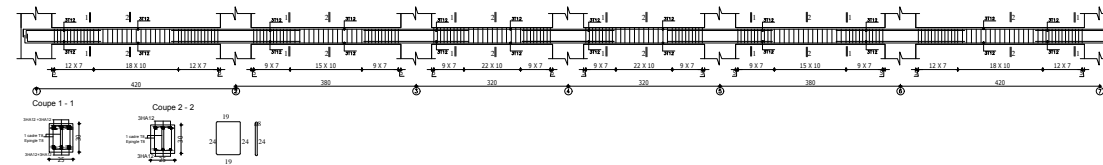


Coupe 3 - 3

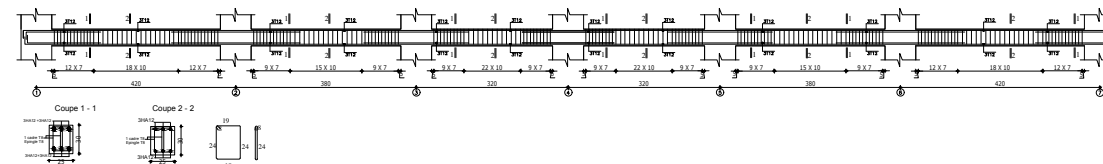


République Algérienne démocratique et populaire		Proposé par:
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou		B.E.T
Faculté de génie de la construction		
Département de génie civil		
Établi par:	Titulaire de Ferrailage des poutres principale	Echelle: 1/50
ZIGHERINI Amel		
Dirigé par:		
Mr LOUZALA		Présentation: 2021

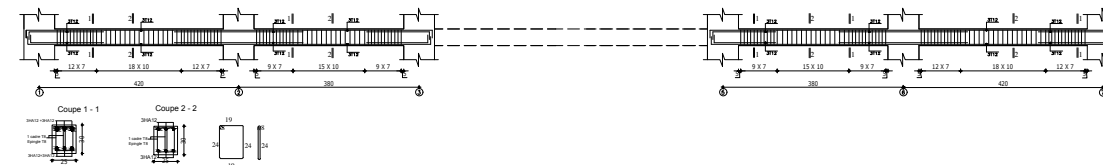
Axe B/C/D/E/F/G zone1,2,3,4et5



Axe A zone1,2,3,4et5

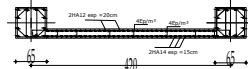


Axe A/H zone1,2,3,4et5

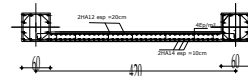


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOUMI Amel RAMDANE -CHERIF Rabah	Titre: Plan de Ferrailage des poutres secondaire	Echelle:1/50 Promotion: 2021
Dirigé par : Mr LOUZALA		

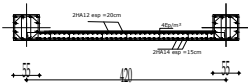
Coffrage & ferrailage du Voile L=4.2m
Zone 1 . Niv: 3.4m



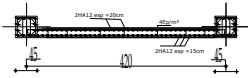
Coffrage & ferrailage du Voile L=4.2m
Zone 2 . Niv: +6.50m 9.60m



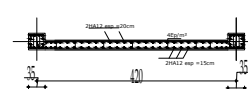
Coffrage & ferrailage du Voile L=4.2m
Zone 3 . Niv: +12.70m 15.80m



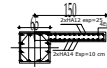
Coffrage & ferrailage du Voile L=4.2m
Zone 4 . Niv: +18.90m +22m



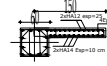
Coffrage & ferrailage du Voile L=4.2m
Zone 5 . Niv: +25.1m +28.20m +31.3m



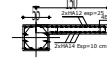
Coffrage & ferrailage du Voile L=1.5m
Zone 1 . Niv: 3.4m



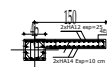
Coffrage & ferrailage du Voile L=1.5m
Zone 2 . Niv: +6.50m 9.60m



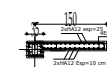
Coffrage & ferrailage du Voile L=1.5m
Zone 3 . Niv: +12.70m 15.80m



Coffrage & ferrailage du Voile L=1.5m
Zone 4 . Niv: +18.90m +22m

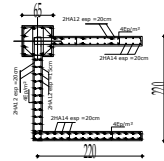


Coffrage & ferrailage du Voile L=1.5m
Zone 5 . Niv: +25.1m +28.20m +31.3m

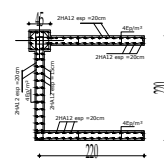


République Algérienne démocratique et populaire		Dessiné par: B.E.1
Université Mohamed El-Mehdi de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Établi par: ZEGHOUNI Amel BAMDJANE-CHERIF Rahel TOUTEFORT M. LOUZALA	Titre: Plan de Ferrailage & Coffrage du Voile	Echelle: 1/50 Promotion: 2021

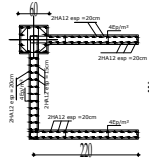
Coffrage & ferrailage de la cage d'ascenseur
Zone 1 . Niv: 3.4m



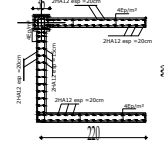
Coffrage & ferrailage de la cage d'ascenseur
Zone 4 . Niv: +18.90m +22m



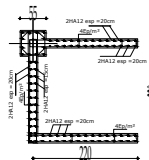
Coffrage & ferrailage de la cage d'ascenseur
Zone 2 . Niv: +6.50m 9.60m



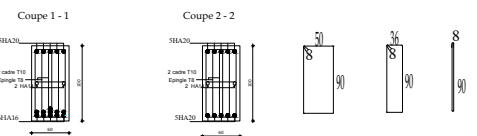
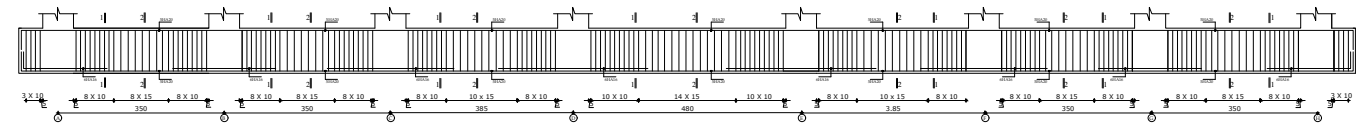
Coffrage & ferrailage de la cage d'ascenseur
Zone 5 . Niv: +25.1m +28.20m +31.3m



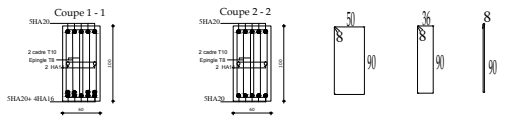
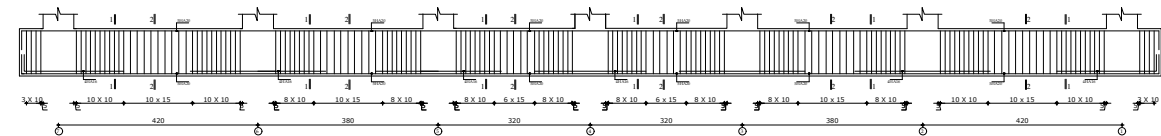
Coffrage & ferrailage de la cage d'ascenseur
Zone 3 . Niv: +12.70m 15.80m



République Algérienne démocratique et populaire		Proposé par: B.E.1
Université Mohamed Moudjahid de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Dessiné par: ZEGHOUNI Amel BAMDJANE-CHERIF Rahim TUDJEP par: M. LOUZALA	Titre: Plan de Ferrailage & Coffrage de la cage d'ascenseur	Echelle: 1/50 Promotion: 2021

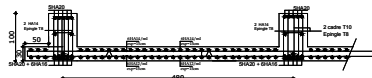


Nervures sens X-X

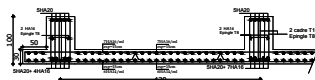


Nervures sens Y-Y

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : ZEGHOUMI Amel RAMDANE -CHERIF Rabah	Titre: Plan de Ferrailage des nervures	Echelle:1/50
Dirigé par : Mr LOUZALIA		Promotion: 2021



Ferrailage du radier dans le sens X-X



Ferrailage du radier dans le sens Y-Y

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : Zeghouni Amel Ramdani Cherif Rabah	Titre: Plan de Ferrailage du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr LOUZALA		Promotion: 2021

Références et Bibliographie



Rapport ; « Séisme du 21 mai 2003 en ALGERIE - rapport préliminaire» C.G.S. Juillet 2003



DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; C.G.S ; Alger



DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).



Jean-Pierre Mougin, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris



DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989



M.BELAZOUGUI, calcul des ouvrages en béton armé



Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).



Tables de Pigeaud et table de calcul a l'ELU et l'ELS.



Recherche globale sur internet.