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 :

Calcul d'une tour (R+12+ sous sol) à usage multiple, contreventée par voiles et portiques Avec l'application ETABS

Réalisé par :

LAMMARI Meriem

Encadré par :MR KHELIL.N

MR NEKMOUCHE. A

Promotion 2019/2020

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je tiens à remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener à terme ma formation et pouvoir réaliser ce modeste travail.

En guise de reconnaissance, je tiens à remercier, très sincèrement, Monsieur ***NEKMOUCHE. A****, J'ai eu l'honneur et la chance de bénéficier de ses connaissances et compétences, de ces précieux conseils et de son suivi tout au long de ce parcours, son sens élevé du devoir, le faite d'être toujours montré à l'écoute, sa disponibilité et sa grande bienveillance. Je vous remercie infiniment.*

Mes remerciements vont également à Monsieur ***KHELIL.N***

Enfin, je remercie les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et qui me feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

DEDICACES

Je dédie entièrement ce travail à :

*Mon **cher père** et ma **chère mère**, mes piliers, mes exemples, mes premiers supporteurs et ma plus grande force. MERCI pour votre présence, votre soutien, votre aide et sur tout votre amour, merci de n'avoir jamais douté de moi. Tout ce que j'espère c'est que vous soyez fiers de moi.*

*La meilleure des sœurs **Katia** et mon cher frère **Sidou** qui font de mon univers une merveille.*

*Mes chers cousins et cousines **Amirouche , Nora** et **Lamia.***

***Ma chère Mami ,** ma deuxième mère que j'aime énormément.*

*Mes meilleurs amis **Naima, Fahima, Nadia, Rabah**, **Sofiane, Mourad** et **Koceila** , **Yacine**, **Hakim, Mouh ,** qui étaient toujours là pour moi , que dieu vous protège.*

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Figure I.1	*Principaux termes relatifs à un escalier*	03
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*	14
Figure II.6	*Surface d'influence du Poteau*	15
Figure II.7	*Coupe du plancher terrasse inaccessible*	15
Figure II.8	*Coupe du plancher étage courant*	16
Figure II.9	*Schéma de la descente des charges*	18

Chapitre III : Calcul des éléments		
Figure III.1.1	*Schéma statique de l'acrotére*	22
Figure III.1.2	*Coupe transversale de l'acrotère*	22
Figure III.1.3	*Diagramme des efforts internes*	23
Figure III.1.4	*Section rectangulaire soumise à la flexion composée*	24
Figure III.2.1	*Coupe transversale du plancher*	28
Figure III.2.2	*Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression*	30
Figure III.2.3	*Schéma statique de la poutrelle*	30
FigureIII.2.4	*Coupe transversale de la poutrelle*	31
Figure III.2.5	*Diagramme des moments fléchissant à l'ELU*	35
Figure III.2.6	*Diagramme des efforts tranchants à l'ELU*	36
Figure III.3.1	*Panneau dale pleine*	43
Figure III.3.2	*Coupe transversale du plancher en dalle pleine*	43
Figure III.4.1	*Ascenseur*	49
Figure III.4.2	*Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen*	49
Figure III.5.1	*Schéma statique balcon*	55
Figure III.5.2	*Coupe transversale du balcon*	55
Figure III.5.3	*Schéma statique loggia*	59
Figure III.6.1	*Terminologie de l'escalier*	63
Figure III.6.2	*Coupe verticale de l'escalier*	63

Figure III.6.3	*Coupe verticale d'un mur extérieur*	65
Figure III.6.4	Schéma statique de l'escalier à l'ELU	65
Figure III.6.5	*Diagramme des efforts internes à l'ELU*	67
Figure III.6.6	*Schéma statique de l'escalier à l'ELS*	70
Figure III.6.7	*Diagramme des efforts internes à l'ELS*	71
Figure III.7.1	*Schéma statique pouter palière*	75
Figure III.7.2	*Diagramme des efforts internes à l'ELU*	76
Figure III.7.3	*Diagramme des efforts internes à l'ELS*	79

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Figure IV .1.1	*Modèle 3D de la structure*	92
Figure IV .2.1	*Disposition des voiles adoptée*	93
Figure IV .2.2	*Périodes et participations massiques*	94
Figure IV .2.3	*1er mode de déformation (translation suivant x)*	94
Figure IV .2.4	*2eme mode de déformation (translation suivant y)*	95
Figure IV .2.5	*3eme mode de déformation (rotation suivant z)*	95
Figure IV .2.6	*Organigramme de classification des systèmes de contreventements*	97

Chapitre V : Ferraillage des éléments		
Figure V.3.1	*Exemple de ferraillage du voile VL1 avec SOCOTEC*	134
Figure V.3.2	*Ferraillage du voile VL1 donné par SOCOTEC*	135

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		
Figure VI.2.1	*Diagramme des contraintes*	148
Figure VI.2.2	*Schéma statique du débord*	154
Figure VI.2.3	*Modes de transmission de charges*	154
Figure VI.2.4	*Model du radier en 3D*	155
Figure VI.2.5	*Schéma explicatif de la répartition des charges dans la nervure (sens YY)*	155
Figure VI.2.6	*Schéma statique des nervures (moment fléchissant)*	156
Figure VI.2.7	*Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)*	156
Figure VI.2.8	*Schéma statique des nervures (effort tranchant)*	157
Figure VI.2.9	*Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)*	157
Figure VI.2.10	*Schéma statique des nervures (moment fléchissant)*	158
Figure VI.2.11	*Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)*	158
Figure VI.2.12	*Schéma statique des nervures (effort tranchant)*	159
Figure VI.2.13	*Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)*	159
Figure VI.2.14	*Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)*	162
Figure VI.2.15	*Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)*	163

Chapitre VII : Etude du voile périphérique		
Figure VII.1	*Schéma du Voile périphérique*	165
Figure VII.2	*Diagramme des contraintes*	166

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		
TableauII-1	*Vérification des conditions exigées par le RPA*	12
TableauII-2	*Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible*	16
Tableau II.3	*Caractéristiques des éléments du plancher étage courant*	16
Tableau II.4	*surcharges d'exploitation des différents éléments*	17
Tableau II.5	*Les valeurs des coefficients (3+n/2n)*	19
Tableau II.6	*Récapitulatif de la descente de charges*	19
Tableau II.7	*Récapitulatif de la descente de charges*	20
Tableau II.8	*Vérification de la résistance des poteaux au flambement*	21

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)*	36
Tableau III.2.5	*Récapitulatif des efforts internes à l'ELU (Cas 03)*	37
Tableau III.2.6	*Récapitulatif des efforts internes à l'ELS*	40
Tableau III.3.1	*Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine*	43
Tableau III.5.1	*Charges permanentes revenant aux balcons*	55
Tableau III.5.2	*Charges due au poids du garde-corps*	55
Tableau III.6.1	*Charges et surcharges revenant au palier*	64
Tableau III.6.2	*Charges et surcharges revenant à la paillasse*	64
Tableau III.6.3	*Charges revenant au mur extérieur*	65

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Tableau IV.2.1	*Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux*	100
Tableau IV.2.2	*Critères du facteur de qualité*	102
Tableau IV.2.3	*Vérification de la résultante des forces sismiques à la base*	102
Tableau IV.2.4	*Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)*	103
Tableau IV.2.5	*Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)*	103
Tableau IV.2.6	*Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens*	104
Tableau IV.2.7	*Vérification de la flèche au niveau des porte-à- faut*	106

Chapitre V : Ferraillage des éléments		
Tableau V.1.1	*Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l' ELS*	111
Tableau V.1.2	*Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau*	113
Tableau V.1.3	*Vérification de sections totales adoptées selon le RPA*	114
Tableau V.1.4	*Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone*	115
Tableau V.1.5	*Vérification des sections d'armatures transversales adoptées*	115
Tableau V.1.6	*Vérification des contraintes tangentielles*	116
Tableau V.1.7	*Vérification des contraintes dans le béton et l'acier*	116
Tableau V.2.1	*Ferraillage des Poutres Principales aux appuis*	119
Tableau V.2.2	*Ferraillage des Poutres Principales en travée*	120
Tableau V.2.3	*Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis)*	120
Tableau V.2.4	*Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée)*	120
Tableau V.2.5	*Ferraillage poutres principales (L=1.45m)*	121
Tableau V.2.6	*Vérification des sections adoptées pour les PP (L=1.4m) selon le RPA*	121
Tableau V.2.7	*Ferraillages des poutres principales adhérées aux voiles*	121
Tableau V.2.8	*Vérification des sections adoptées pour les PP (adhérées) selon le RPA*	122
Tableau V.2.9	*Ferraillage des Poutres secondaires aux appuis*	122
Tableau V.2.10	*Ferraillage des Poutres secondaires en travée*	122
Tableau V.2.11	*Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (aux appuis)*	123
Tableau V.2.12	*Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée)*	123
Tableau V.2.13	*Ferraillages des poutres secondaires adhérées aux voiles*	123
Tableau V.2.14	*Ferraillage des poutres de chainages*	124
Tableau V.2.15	*Vérification des quantités d'armatures transversales*	125
Tableau V.2.16	*Vérification des contraintes tangentielles (PP)*	125
Tableau V.2.17	*Vérification des contraintes tangentielles (PP L=1.45m)*	125
Tableau V.2.18	*Vérification des contraintes tangentielles (PS)*	125
Tableau V.2.19	*Vérification des contraintes tangentielles (Poutres adhérées aux voiles)*	126
Tableau V.2.20	*Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis*	126
Tableau V.2.21	*Vérification de l'entrainement des barres*	127
Tableau V.2.22	*Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP)*	128
Tableau V.2.23	*Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS)*	128
Tableau V.2.24	*Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PC)*	128
Tableau V.2.25	*Vérification de la flèche (PP)*	129
Tableau V.2.26	*Vérification de la flèche (PS)*	129
Tableau V.3.1	*Ferraillage des VT1 dans les différentes zones*	137
Tableau V.3.2	*Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones*	137
Tableau V.3.3	*Ferraillage des VL1 dans les différentes zones.*	138
Tableau V.3.4	*Armatures horizontales adoptées pour VL1 dans les différentes zones*	138
Tableau V.3.5	*Vérification des sections adoptées selon le RPA*	139
Tableau V.3.6	*Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA*	139
Tableau V.3.7	*Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL*	139

Tableau V.3.8	*Vérification des contraintes dans le béton*	140

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		
Tableau VI.1.1	*Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)*	142
Tableau VI.1.2	*Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)*	142
Tableau VI.1.3	*Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)*	143
Tableau VI.1.4	*Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal)*	144
Tableau VI.2.1	*Récapitulatif des contraintes*	148
Tableau VI.2.2	*Répartition des charges dans les nervures (sens YY)*	156
Tableau VI.2.3	*Répartition des charges dans les nervures (sens XX)*	157
Tableau VI.2.4	*Moments fléchissant max aux appuis*	159
Tableau VI.2.5	*Moments fléchissant max en travées*	159
Tableau VI.2.6	*Efforts tranchants max*	159
Tableau VI.2.7	*Moments fléchissant max aux appuis*	160
Tableau VI.2.8	*Moments fléchissant max en travées*	160
Tableau VI.2.9	*Efforts tranchants max*	160
Tableau VI.2.10	*Ferraillage des nervures*	160
Tableau VI.2.11	*Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA*	161
Tableau VI.2.12	*Vérification des quantités d'armatures transversales*	161
Tableau VI.2.13	*Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures*	162
Tableau VI.2.14	*Répartition des charges dans les nervures (sens YY)*	162
Tableau VI.2.15	*Répartition des charges dans les nervures (sens XX)*	163
Tableau VI.2.16	*Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.*	163
Tableau VI.2.17	*Vérifications des contraintes dans le béton*	164

Chapitre VII : Etude du voile périphérique		
Tableau VII.2.1	*Exposé de la méthode de RANKINE suivant les différents types de sols*	165

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 2
I-3 –Conception……....Page 2
I-4 –Caractéristiques mécaniques des matériaux……..Page4

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'ACROTERE …… Page 22
III-2-Les Planchers ……...Page 28
III-3- Plancher en dalle pleine ……..Page 43
II-4- Salle machine ……...Page 49
III-5- Les balcons……..Page 55
III- 6- Les escaliers …….. Page 63
III-7-Poutre palière……Page 75

CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV-1-Description du logiciel ETABS……Page 81
IV-2- Méthode de calcul……...…….Page 81
IV-3- Modélisation de la structure……..…….. Page 82
IV-4- Visualisation des résultats et vérification ……... Page 92

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments

V -1- Ferraillage des poteaux ……... Page 107
V -2- Ferraillage des poutres …….…... Page 117
V -3- Ferraillage des voiles ……...……Page 130

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI-1-1-Choix et type de fondations ……..Page 141
VI-1-2- Etude du radier général ……...…….Page 145
VI-1-3- Etude des nervures ……..……Page 154

CHAPITRE VII : Etude du Voile périphérique

VII –1- Pré dimensionnement du voile périphérique ……..……Page 165
VII –2- Contrainte de sollicitations ……Page 165
VII-3-Ferraillage du voile périphérique ……...Page 167

CONCLUSION GENERALE

FAÇADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:

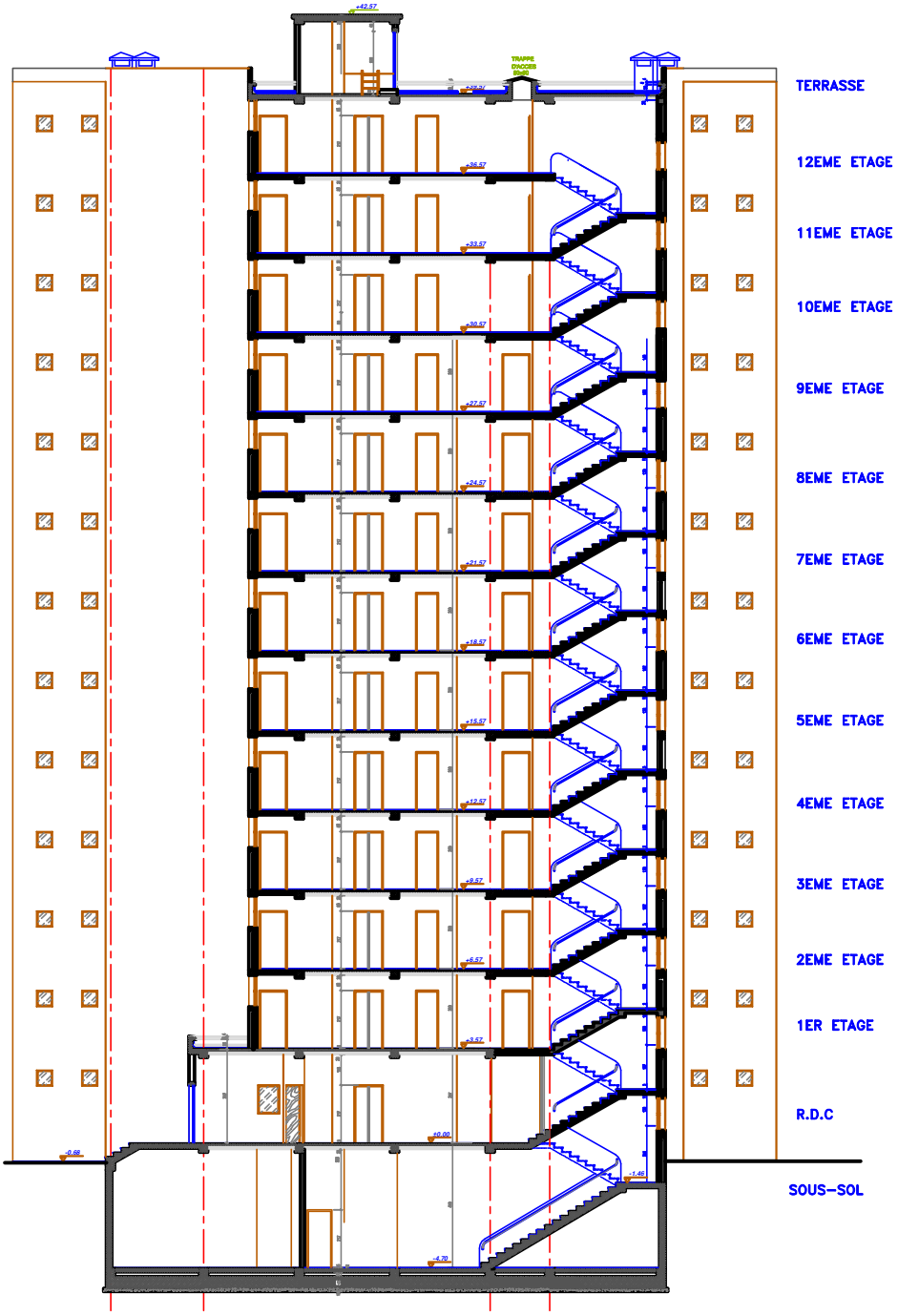
Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Etudié par:

LAMMARI Meriem

Désignation: Façade principale

Date:	Echelle:	Plan N°: 01
Février 2021	1/50	



COUPE AA

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

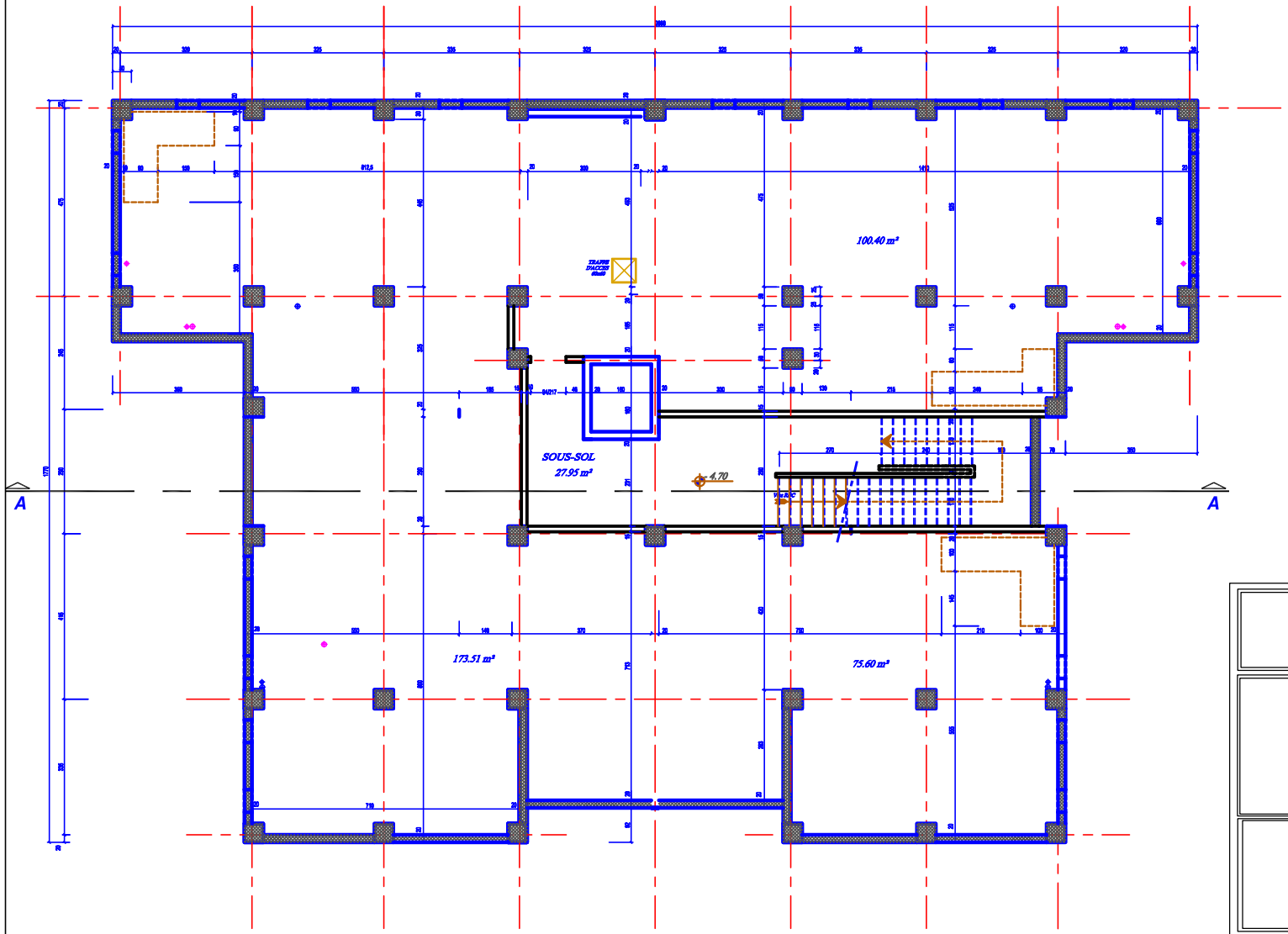
ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:
Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Réalisé par:
LAMMARI Meriem

Désignation: Coupe A-A

Date:	Echelle:	Plan N°: 02
Février 2021	1/50	



PLAN DE SOUS-SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:

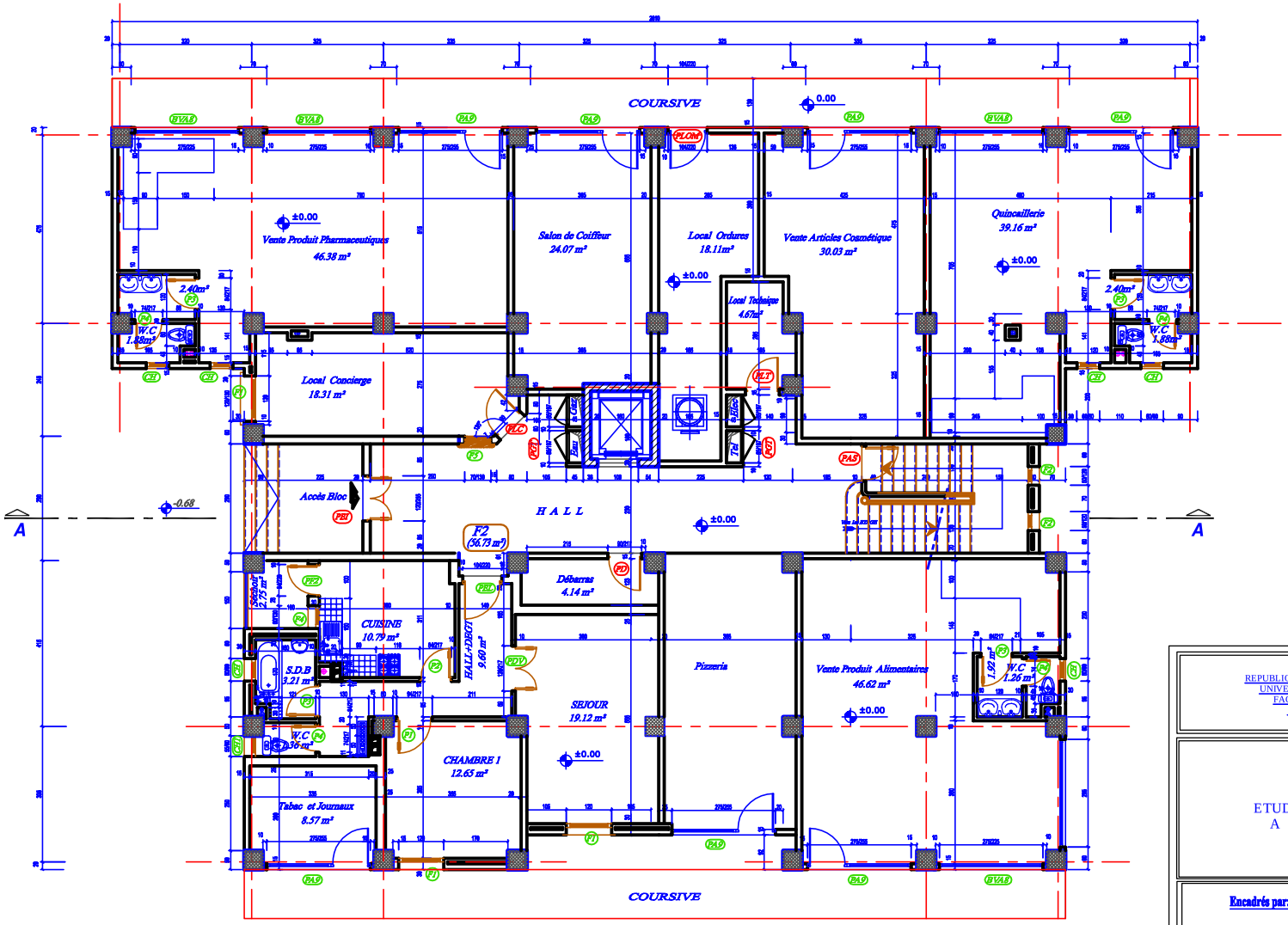
Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Etudié par:

LAMMARI Meriem

Désignation: Plan de sous-sol

Date: Février 2021	Echelle: 1/50	Plan N°: 03



PLAN DE RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:

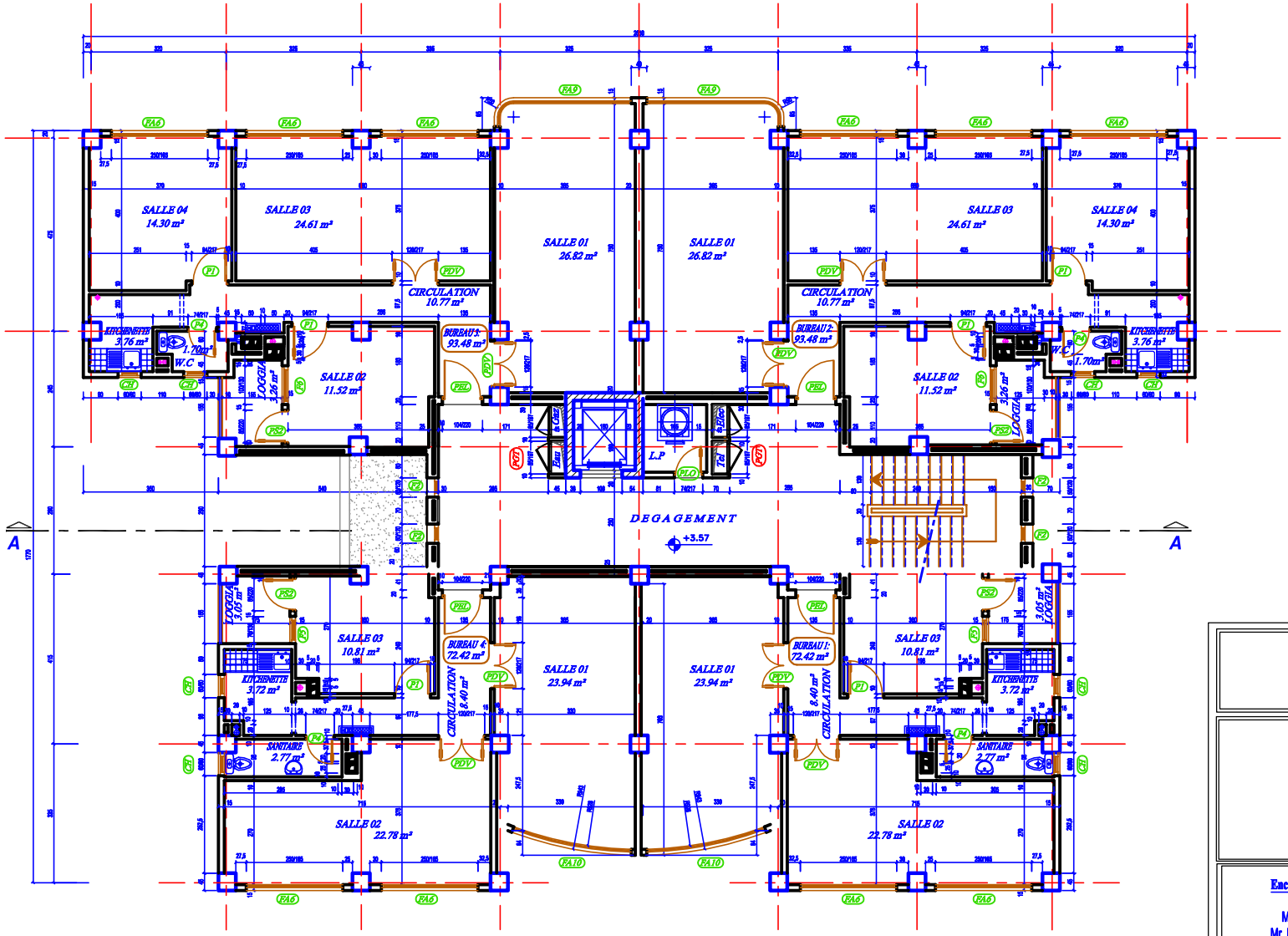
Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Etudié par:

LAMMARI Meriem

Désignation: Plan RDC

Date: Février 2021	Echelle: 1/50	Plan N°: 04



PLAN ETAGE DE SERVICE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:

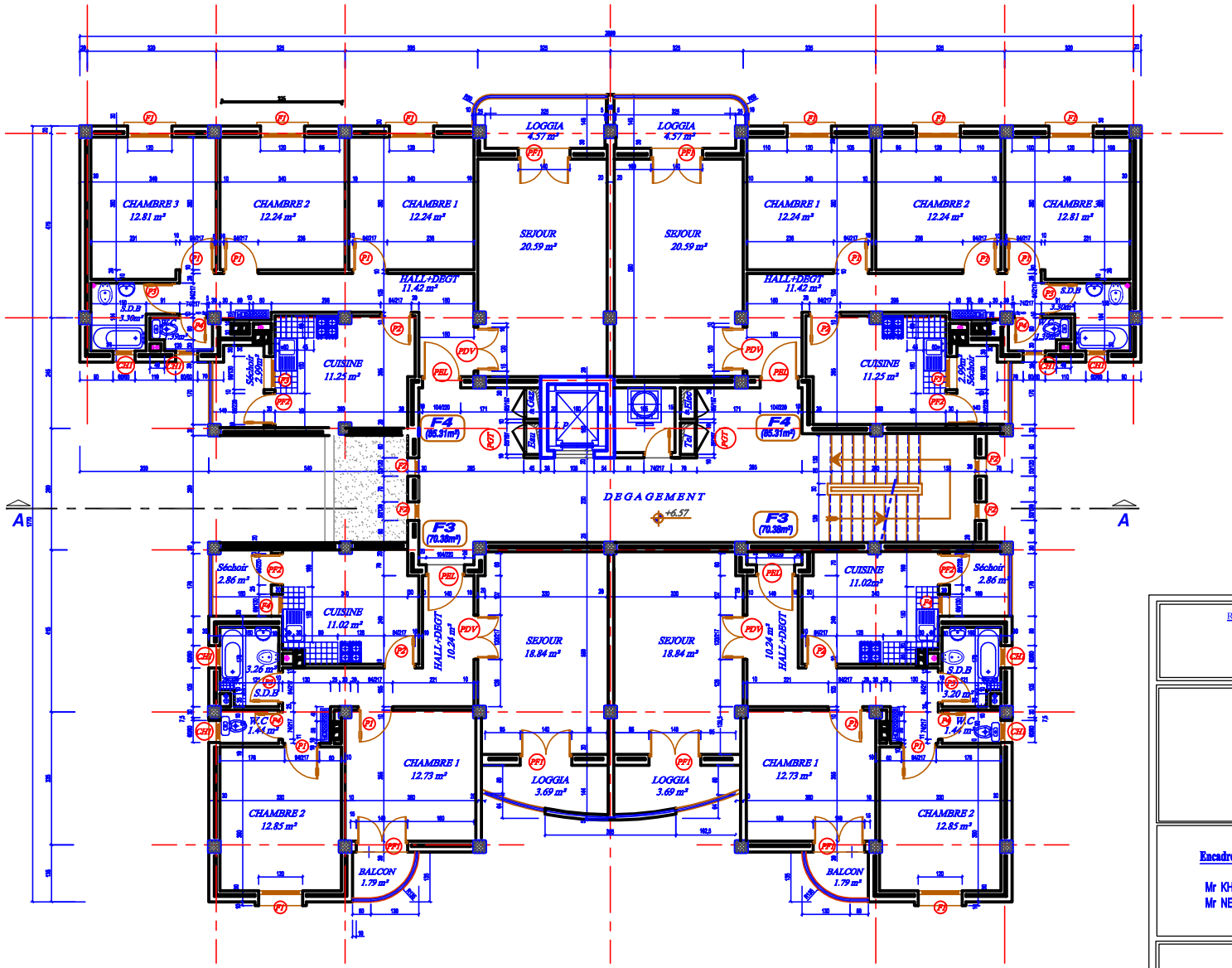
Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Etudié par:

LAMMARI Meriem

Désignation: Plan étage de service

Date: Février 2021	Echelle: 1/50	Plan N°: 05



PLAN ETAGE COURANT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:

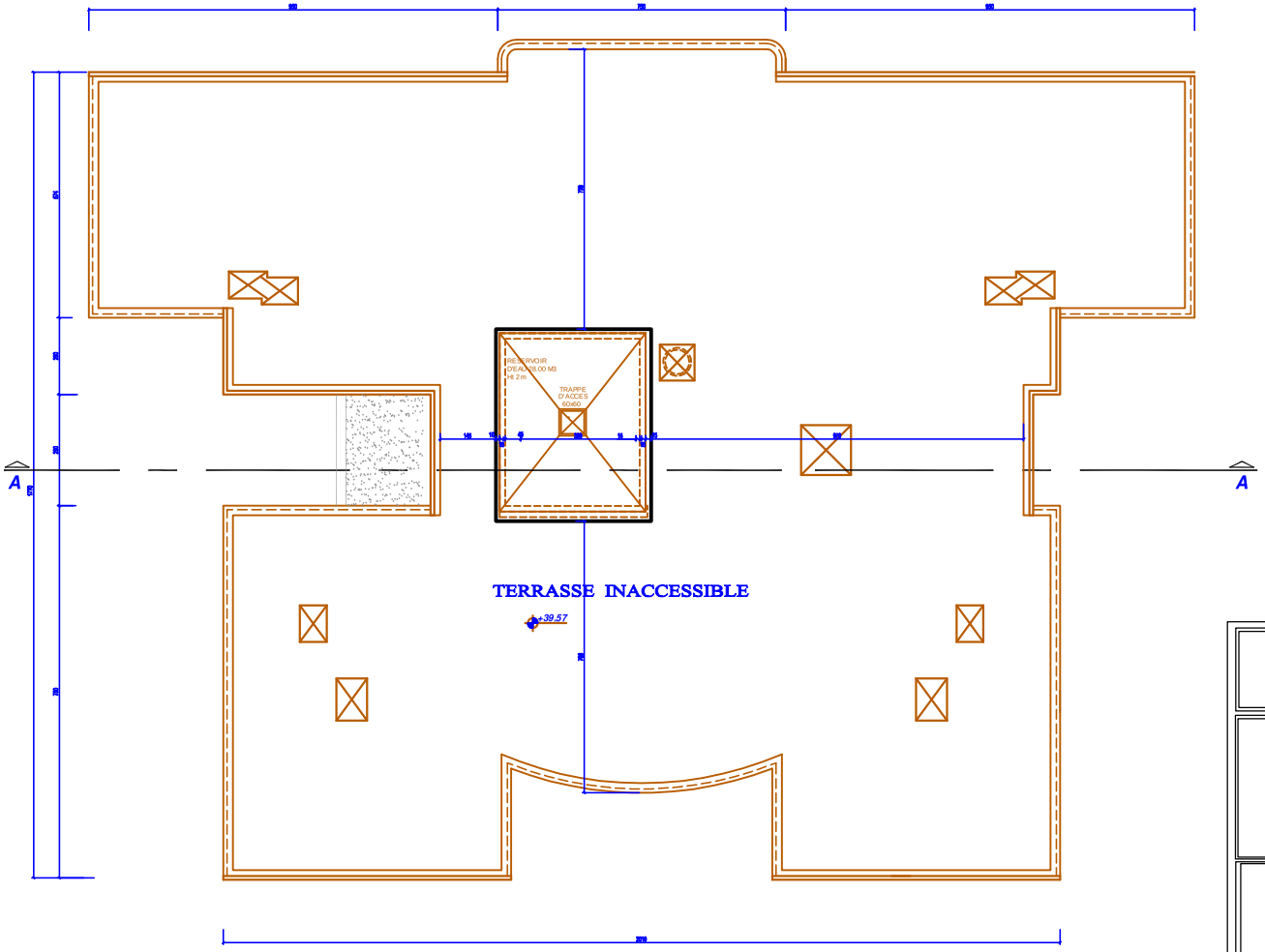
Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Etudié par:

LAMMARI Meriem

Désignation: Plan étage courant

Date: Février 2021	Echelle: 1/50	Plan N°: 06



PLAN DE TOITURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATQUE & POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET :

ETUDE D'UNE TOUR (R+12 + s/sol)
A USAGE MULTIPLE

Encadrés par:

Mr KHELIL . N
Mr NEKMOUCHE .A

Etudié par:

LAMMARI Meriem

Désignation: Plan de Toiture

Date: Février 2021	Echelle: 1/50	Plan N°: 07

INTRODUCTION GENERALE

*Durant des années notre pays a été victime d'une urbanisation anarchique, celle-ci a été l'une des principale cause de la prolifération des malfaçons dans le domaine du bâtiment, mais après avoir subie de nombreux séisme dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoué les régions d'**Alger** et de **Boumerdes**, Le choc du séisme a provoqué la mort d'environ **2 278 personnes**, en plus des **11450 blessées** et **190 000 maisons détruites** [1], les normes de sécurité sont devenue de plus en plus strictes, maintenant le facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres, sans oublier le facteur économie qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et à optimiser l'usage des matériaux de construction et à implanter judicieusement sa structure.*

Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) [2] donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) [3], 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 ferraillage 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 ferraillage 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 ferraillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.

Chapitre I

Introduction et description de l'ouvrage

INTRODUCTION :

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

Donc pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91 **[4]**, RPA99modifié en2003**[2]**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Nous sommes chargés d'étudier une tour R+12 + sous-sol en béton armé à usage multiple composé de :

- Sous sol
- Rez-de-chaussée commercial.
- Etage àusage administratif.
- Etages courants à usaged'habitation.
- Terrasse Inaccessible.
- Cage d'escalier.
- Cage d'ascenseur.

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le bâtimentest implanté à **ALGER** classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003**[2]**) comme une zone de forte sismicité **(Zone III).**

- **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 recoure au :

- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.**[2]**
- **CBA 93 :** Code de Béton armé Algérien **[3]**
- **BAEL 91 modifiée 99** :règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.**[4]**
- **DTR BC2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).**[5]**

I-2 - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE:

En plan :

- Longueur du bâtiment **26.1m**
- Largueur du RDC.....**17.70m**
- Largueur d'étage courant **21.00m**

En élévation :

- Hauteur totale du bâtiment ……..**42.57m**
- Hauteur de RDC ….....**3.57m.**
- Hauteur des étages courant. …….…….**3.00m**.
- Hauteur du sous-sol……..……...**4.70m**.

I-3 - CONCEPTION:

I-3-1- Le contreventement :

Ce bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux, poutres) qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage sous séisme.

I-3-2- Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Plancher corps creux:**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonction :
- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participant à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Support des plafonds et revêtement.

- **Dalle pleine en béton armé:**

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 :

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droit à deux volées).

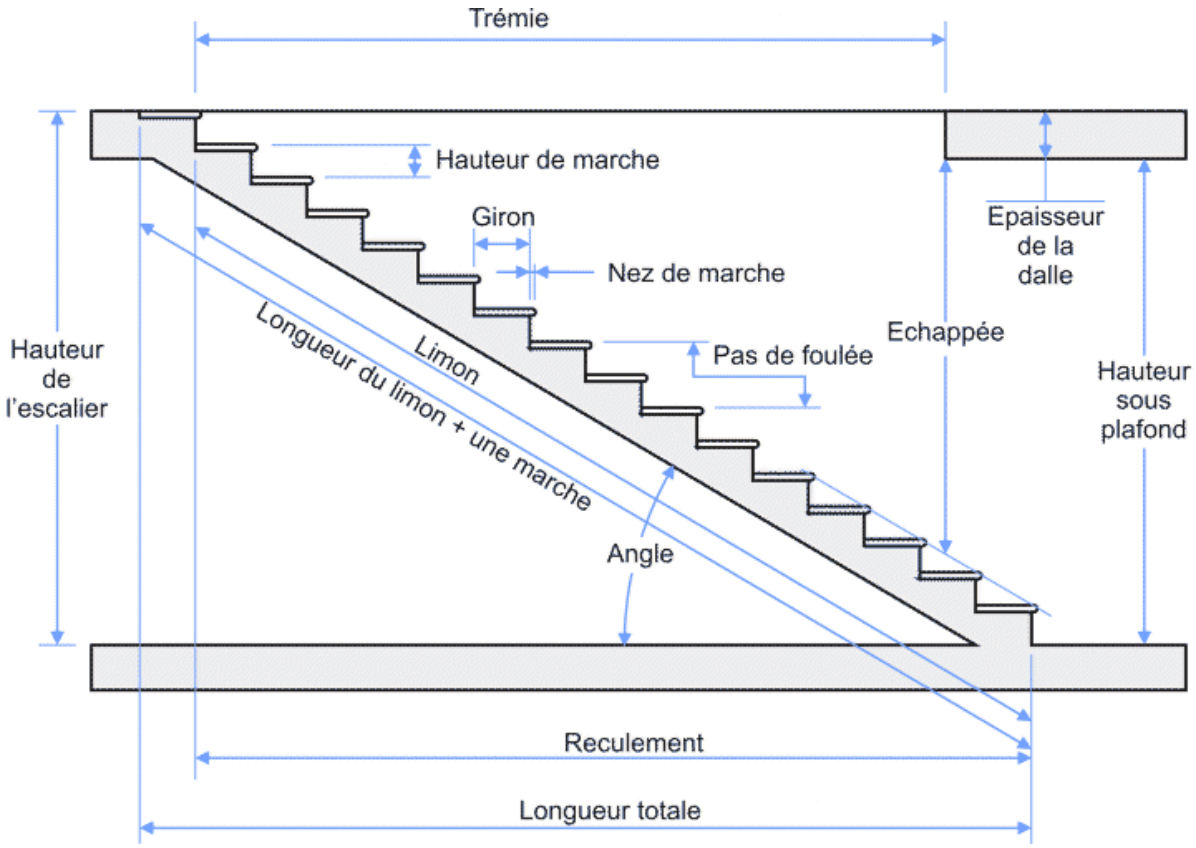


Figure I-1 : Principaux termes relatifs à un escalier

I-3-4 - L'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en bétonarmé coulé sur place.

I-3-5- La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I-3-6- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelages pour les planchers et pour les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau.

I-3-7- L'acrotère :

Au niveau de la terrasse**,** le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm d'hauteuret de 10 cm d'épaisseur.

I-3-8- Fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure constitue une partie importante de l'ouvrage, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.
Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4 - CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I-4-1- Béton :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^{3}de ciment portland artificiel 425 (CPA425).

A titre indicatif, nous avons pour 1 m^{3}de béton armé :

- Granulats :
  - Sable: 300à 600 Kg (D_g 0/5 mm).
  - Gravillons : 750 à 1200 Kg (D_g 5/20mm).
- Ciment : 350 Kg.
- Eau : 170 L.

I-4-1-1 Résistance à la compression :

La valeur de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28}, est égale à **25MPa**

I-4-1-2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

$f_{tj}= 0.6 + 0.06f_{cj}$

Pour ce cas $f_{t28} = 25MPa$ $\longrightarrow$ $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1MPa$

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

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

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

ν = 0 pour le calcul des sollicitations à l'ELU
Avec :**(BAEL91 Art.2.1.3)[4]**
ν = 0,2 pour le calcul de déformation à l'ELS

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

Le module de déformations instantanées est définie par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Dans ce cas : $E_{i28} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164$ MPa

E_{i28} = 32164MPa

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

Il est donné par la relation : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson.

I-4-1-6- Lescontraintes limites :

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

- **Etatlimite ultime « ELU »**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :
- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante

$f_{bc} = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$ **(BAEL 91 Art.A.4.3.41)[4]**

Avec :

- **γ_b** : Coefficient de sécurité partiel : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{pour } t > 24h \\ \theta = 0{,}9 & \text{pour } 1 < t < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.85 & \text{pour } t < 1h \end{cases}$$

Cas courant : $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$

f_{bc} **= 14.2 MPa**

Cas accidentel : $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$

f_{bc} **= 21.74 MPa**

❖ **Diagramme Contraintes – Déformations du béton**

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

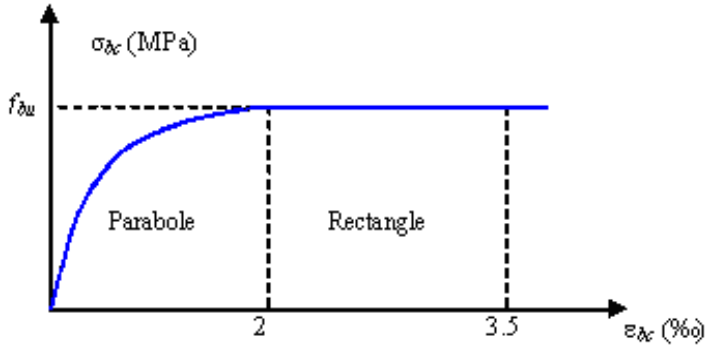


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU

- **État limite de service« ELS »:**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par:

$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{cj}$ **(BAEL 91, Art.A.4.5.2)[4]**

σ_{bc} **= 15 MPa.**

❖ **Diagramme Contraintes – Déformations du béton**

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

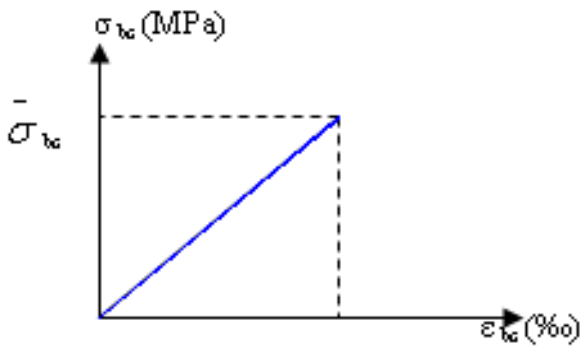


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS

I-4-1-7- Contrainte limite de cisaillement :
Elle est donnée par la formule suivante :

- **Fissurationpeunuisible:**

$$\tau_u = \min\left\{ \frac{0.2 \times fc28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:**

$$\tau_u = \min\left\{ \frac{0.15 \times fc28}{\gamma b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

I-4-2- Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'encompression. Dans le présent projet, 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- Moduled'élasticitélongitudinale *:*

La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier.

$$E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$$

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

- **Etat limite ultime « ELU » :**

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s}$$

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

f_e: limite d'élasticité.

γ_s : coefficient de sécurité.

γ_s= **1.15** **situation courante**

γ_s= **1.00** **situation accidentelle**

Pour Fy = 400MPa :

$\overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa (s.courante).

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

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

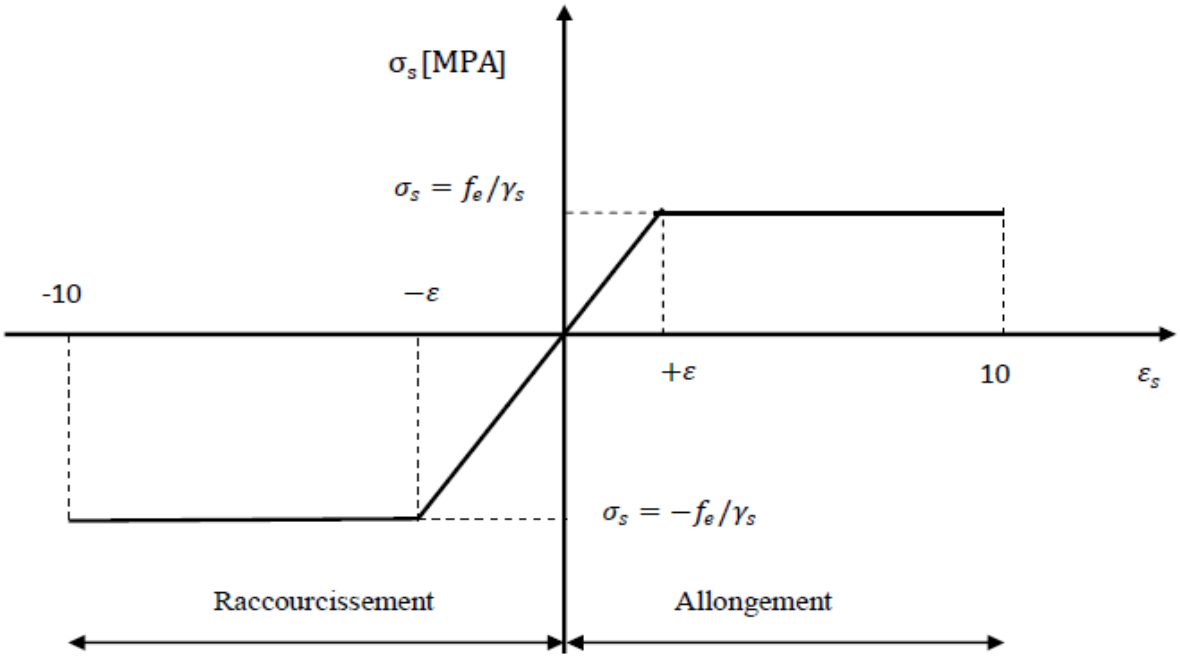


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.

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

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverturede celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

❖ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s}$$ **(BAEL 91 Art. A.4.5.3.2)[4]**

❖ **Fissurationpréjudiciable :**

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

σ_{st}=min(2/3 fe ; 110 $\sqrt{\eta . fy}$) **(BAEL 91 Art. A.4.5.3.3)[4]**

Avec :

η = Coefficient de fissuration :
η = 1,6 pour les HA de Ø > 6 mm,
η = 1,3 pour les HA de Ø < 6 mm,
η = 1 pour les RL.

❖ **Fissuration trés préjudiciable:**

C'est le cas des milieux agressifs.

σ_{st}= min (0,5 fe , 90$\sqrt{\eta . fy}$) **(BAEL 91 Art. A.4.5.3.4)**

I-4-2-3- Protection des armatures :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage. On doit donc respecter les prescriptions 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.

Dans notre cas :

C = 5pour les éléments qui se trouvent à l'extérieur de la structure.

C =3pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure.

I-4-3- Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planches, et un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

CONCLUSION:

Après une description générale du projet, des différents points concernant la géométrie, les matériaux on passe au 2éme chapitre concernant le pré- dimensionnement des éléments constituants notre ouvrage.

Chapitre II

Pré-dimmensionnement des éléments

INTRODUCTION:

L'objectif de ce chapitre est de pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, cequi permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces éléments (les planchers, lesdalles, 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 decompression. Son pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche :

$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$ **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 : $L_{max} = 335$ cm

$h_t = 14.88$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.

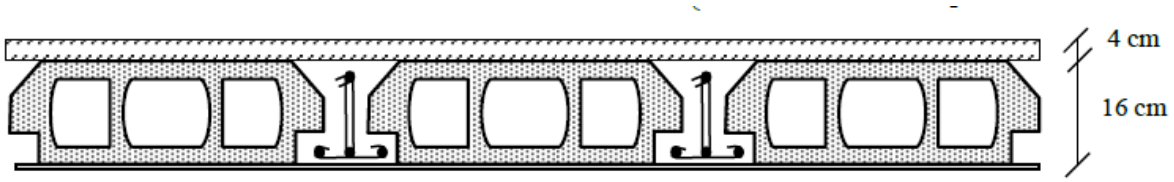


Figure II- 1- Coupe d'un plancher en corps creux

II.1.1. Dalles pleines :

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

- **Resistance au feu :(CBA93)[3]**

e ≥ 7cm ⟶ Pour une heure de coupe feu.
e ≥11cm ⟶ Pour deux heures de coupe feu.

- **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 [3]» 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)**

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} \quad \begin{cases} \textbf{Lx}\text{: la plus petite portée du panneau sollicité.} \\ \textbf{Ly}\text{: la plus grande portée du panneau sollicité.} \end{cases}$$

Si ρ < 0.4: la dalle porte sur un seul sens : $\begin{cases} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{Lx}{20} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{Lx}{25} \end{cases}$

Si 0.4 <ρ < 1: la dalle porte sur deux sens : $\begin{cases} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{Lx}{30} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{Lx}{40} \end{cases}$

<u>Dalle autour de la cage d'ascenseur :</u>

On a : Lx = 155 cm ; Ly = 170cm

$\rightarrow \quad \rho = \frac{155}{170} = 0.911$

0.4 < 0.911< 1: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow ep \geq \frac{155}{30} \rightarrow ep \geq 5.16$cm

On opte pour : ep **= 15cm.**

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 :

$$\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10} \rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.8h$$

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}= 475cm**

$$31.66 \leq h \leq 47.5 \rightarrow \mathbf{h = 35cm}$$
$$10.5 \leq b \leq 28 \rightarrow \mathbf{b = 25cm}$$

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}= 335cm**

$$22.33 \leq h \leq 33.5 \rightarrow \mathbf{h = 30cm}$$

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

Vérification des conditions du RPA :

Conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérifications
h≥ 30 cm	35	30	Vérifié
b≥ 20 cm	25	25	Vérifiée
$\boldsymbol{h/b \leq 4}$	1.4	1.2	Vérifiée

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:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales (séisme, vent….), et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant l'article (7.7.1.RPA 2003**[2]**)

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 01 : Rigidité de deux cotés

Figure II- 3- voile composé sous forme de U

Cas 02 : Rigidité d'un coté

Figure II- 4- voile composé sous forme de L

Cas 03 : voile linéaire

Figure II- 5- voile simple

- **Au niveau dusous sol :**

  $he = h_{ssol} - ep \rightarrow$ 470-20 = 450cm

  h_{ssol} : hauteur du sous sol.

  ep : épaisseur du plancher.

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

$e = \frac{450}{25} = 18$ →e = 20 cm

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

$e = \frac{450}{22} = 20.45$ →e = 25 cm

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

$e = \frac{450}{20} = 22.5$ →e = 25 cm

On opte pour: e = 25 cm

- **Au niveau du RDC :**

he= h_{RDC}– ep→ 357-20 = 337cm.

h_{RDC}: hauteur du RDC

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

$e = \frac{337}{25} = 13.48$ →e = 15 cm

Cas02 : $\frac{he}{22}$

$e = \frac{337}{22} = 15.31$ →e = 20 cm

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

$e = \frac{337}{20} = 16.85$ →e = 20 cm

On opte pour:e = 20 cm

- **Au niveau d'étage courant :**

he= h_{EC}– ep→ 300-20 =280cm

h_{EC} :hauteur d'étage courant

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

$e = \frac{280}{25} = 11.20$ →e = 15 cm

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

$e = \frac{280}{22} = 12.72$ →e = 15 cm

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

$e = \frac{280}{20} = 14$ →e = 15 cm

On opte pour:e = 15 cm

Vérification des conditions du RPA :

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

$L_{min} \geq 4x20 = 80cm$

L_{min} : Largeur du voile.

e. : Epaisseur du voile.

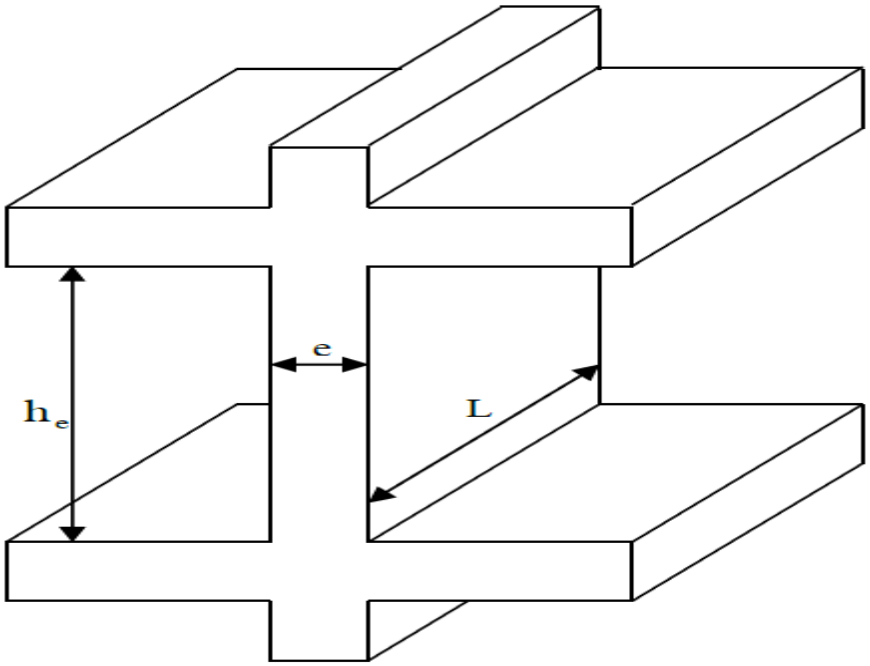


Figure II- 6- coupe en élévation d'un voile

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 travaillenten flexion composée ; et constituent les points d'appuis pour lespoutres, permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Leurs pré dimensionnement se fera à **l'ELS**en compression simple, ensupposant que seul le béton reprend l'effort normale **Ns**, on calculera la descente de charges sur lepoteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de ces charge.

La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$\rightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ avec : $N_S = G + Q$(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.

$\sigma_{bc} = 0{,}6.f_{c28} \rightarrow$ **σ_{bc}= 15 MPa = 1.5 KN /cm²**

L'effort normal **Ns** 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 (30x30) cm^2dans notre cas.

II -4- 1- Surface d'influence :

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

- Section nette :

  $S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

  $S = (1.675 + 1.625) \times (2.075 + 2.1)$

  $S = 13.77\ m^2$

- Section brute:

  $S = (1.675+0.3+1.625) \times (2.075+0.3+2.1)$ $S = 16.47\ m^2$

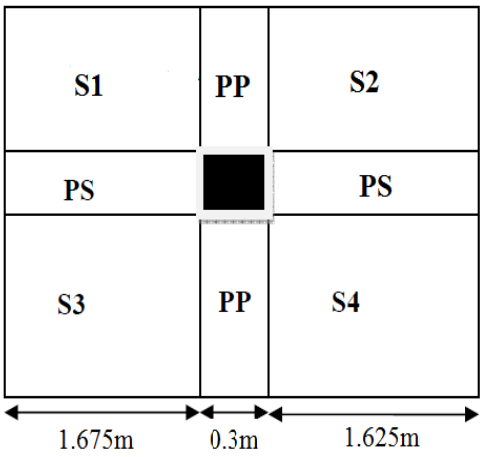


Figure II- 7- Surface d'influence du poteau.

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

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le (**DTR B.C.2.2)**[5]

- **Charges permanentes G:**

  - **Plancher terrasse (inaccessible)**

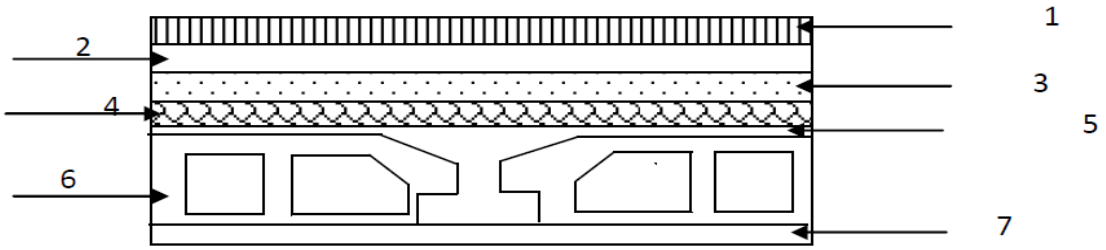


Figure II- 8- Coupe du plancher terrasse inaccessible

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m³)	Charge (KN/ m²)
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 :

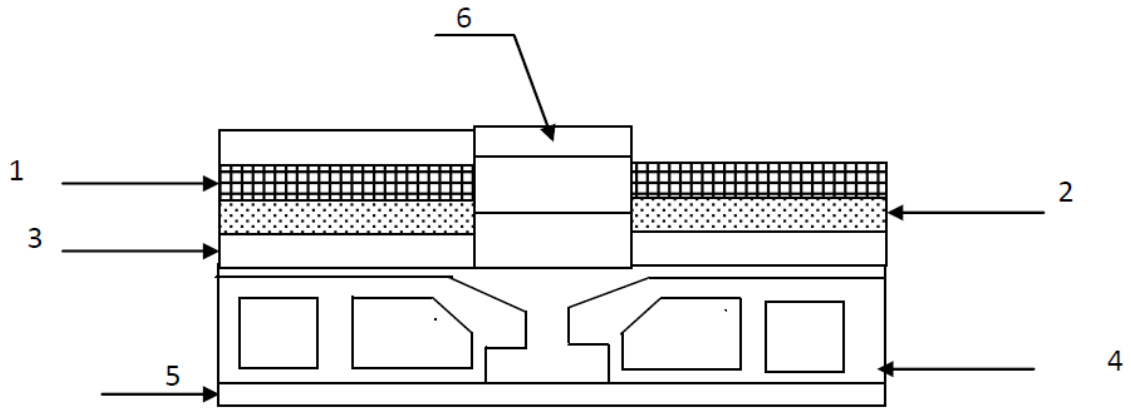


Figure II-9- Coupe du plancher étage courant.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m³)	Charge G (KN/m²)
1- Revêtement en carrelage	2	20	0.4
2- Mortier de pose	2	20	0.4
3- Couche de sable	3	18	0.54
4- Plancher en corps creux	16+4	/	2.88
5- Enduit en plâtre	2	10	0.2
6- Cloison de séparation	10	10	1
Total	**G =5.42 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/m2)
Plancher terrasse	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher RDC	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

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

✓ **Poids propre des éléments :**

a- <u>Poids propre des poutres :</u>

- **Poutres principales :**
  Ppp = (0,25 x 0,35 x 4.175) x 25 = 9,13 KN.

- **Poutres secondaires :**
  Pps = (0,25x 0,30 x 3.3) x 25 = 6,19 KN

Le poids total :
Pp = Ppp + Pps = 9.13 + 6.19= **15.32** KN

b- <u>Poids propre des planchers :</u> P= S x G

- **plancher étage courant :**

Ppc = 13.77 x 5,42 = 74.63KN.

- **plancher terrasse :**

Ppt = 13.77 x 5.61 = 77.25 KN.

c- <u>Poids propre du poteau :</u>

- **S-sol:**Pp = 0.30 x 0.30 x4.70 x 25 = 10.57 KN.
- **RDC:**Pp = 0.30 x 0.30 x3.57 x 25 = 8.03 KN.
- **Étage courant:**Pp = 0.30 x 0.30 x 3 x 25 = 6.75 KN.

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- **Plancher Terrasse :** Q_0 = 1 x 13.77= 13.77 KN
- **Plancher Etage Courant :** $Q_{2....11}$ = 1.5 x 13.77 = 20.65 KN
- **Plancher Etage De Service :** Q_1= 2.5 x 13.77 = 34.42 KN
- **Plancher RDC :** Q_{RDC} = 5 x 13.77 = 68.85 KN
- **Plancher s-sol :** Q_S sol = 2.5 x 13.77 = 34.42 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[5])** 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 :

$$\mathbf{Qn = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Qi \quad Pour\ n \geq 5}$$

Qo : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i (i= 1 à 14)
n : numéro d'étage du haut vers le bas.
Qn : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

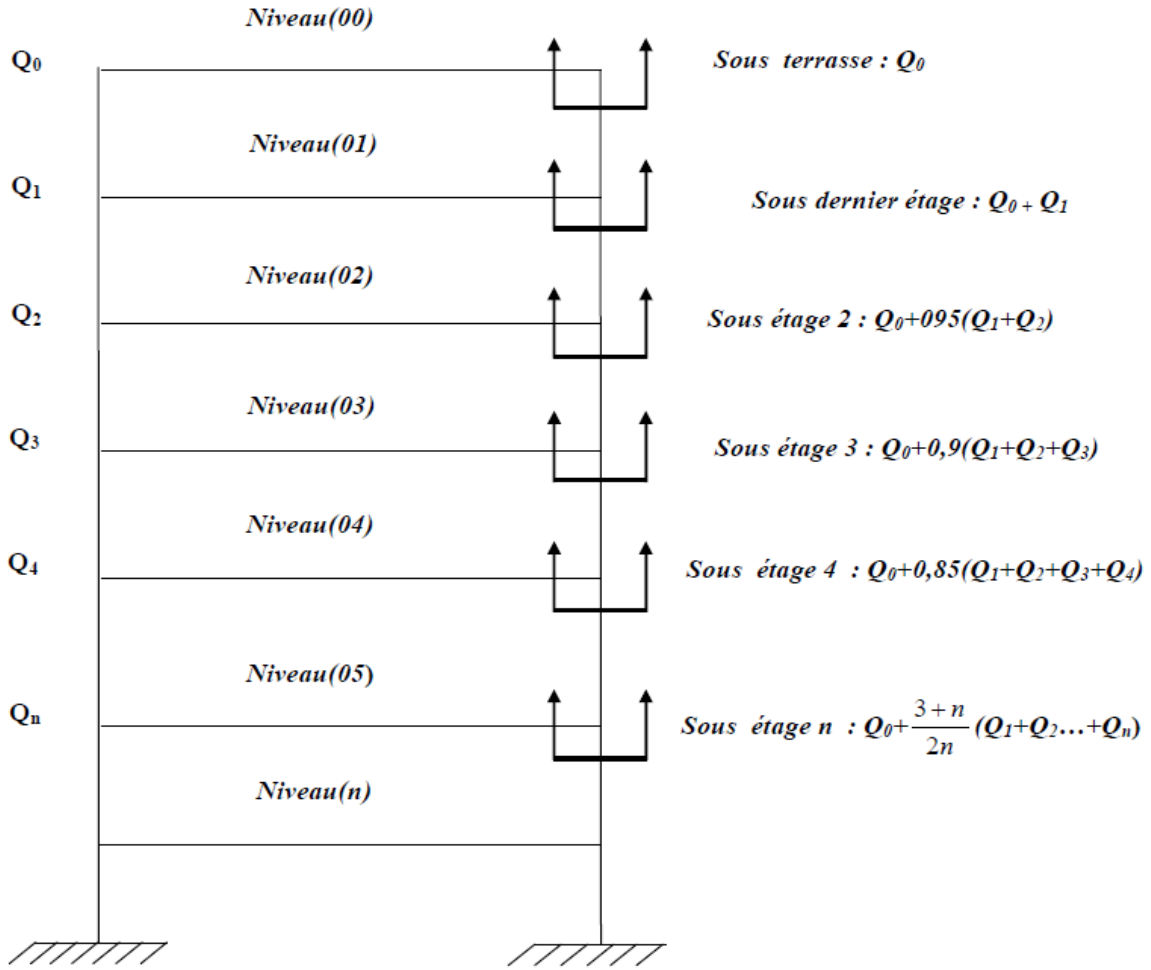


Figure II-10 : schéma de la descente des charges.

Coefficients de dégression des charges :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65	0.63	0.62	0.61

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

Les Surcharges Cumulées :

Q_0=**13.77 KN**
Q_0+ Q1=13.77+20.65 = **34.42KN**
Q_0+0.95 (Q1+Q2)=13.77+0.95 (20.65 x 2)=**53.005 KN**
Q_0+0.90 (Q1+Q2+Q3)=13.77+0.90 (20.65x3)=**69.53KN**
Q_0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)= 13.77+0.85 (20.65 x 4)=**83.98 KN**
Q_0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)= 13.77+0.80 (20.65 x 5)=**96.37KN**
Q_0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)= 13.77+0.75 (20.65 x 6)=**109.70KN**
Q_0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)= 13.77+0.71 (20.65 x 7)=**116.40KN**
Q_0+0.69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)=13.77+0.68 (20.65 x 8)=**126.11KN**
Q_0+0.67 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)= 13.77+0.66 (20.65 x 9)=**136.43KN**
Q_0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)= 13.77+0.65 (20.65 x 10)=**148 KN**
Q_0+0.636(Q1+Q2+Q3+……+Q11)=13.77+0.63(20.65 x 11)=**156.87KN**
Q_0+0.636(Q1+Q2+Q3+……+Q12)=13.77+0.62(20.65×11+34.42) =**175.94KN**
Q_0+0.636(Q1+Q2+Q3+……+Q13)=13.77+0.61(20.65 x11 + 34.42 + 68.85) =**215.32KN**

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N_S = G + Q$	Section de poteau [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{Total}	$G_{cumulé}$	Q_{pi}	$Q_{cumulé}$	N_S [KN]	Section trouvée $S = N/\sigma_{bc}$	Section adop
14	77.25	15.32	6.75	99.32	99.32	13.77	13,77	113.09	75.39	20×20
13	74.63	15.32	6.75	96.70	196.02	34.42	48,19	244.21	162.80	20×20
12	74.63	15.32	6.75	96.70	292.72	53.005	101,195	393.91	262.61	25×25
11	74.63	15.32	6.75	96.70	389.42	69.53	170,725	560.14	373.43	25×25
10	74.63	15.32	6.75	96.70	486.12	83.98	254,705	740.82	493.88	30×30
9	74.63	15.32	6.75	96.70	582.82	96.37	351,075	933.89	622.59	30×30
8	74.63	15.32	6.75	96.70	679.52	109.7	460,775	1140.29	760.19	35×35
7	74.63	15.32	6.75	96.70	776.22	116.4	577,175	1353.39	902.29	35×35
6	74.63	15.32	6.75	96.70	872.92	126.11	703,285	1576.20	1050.80	40×40
5	74.63	15.32	6.75	96.70	969.92	136.43	839,715	1809.63	1206.42	40×40
4	74.63	15.32	6.75	96.70	1066.32	148	987,715	2210.83	1473.88	45×45
3	74.63	15.32	6.75	96.70	1163.02	156.8	1144,515	2307.53	1538.35	45×45
2	74.63	15.32	8.03	97.98	1261	175.94	1320,455	2581.45	1720.97	45×45
1	74.63	15.32	10.57	100.52	1361.52	215.32	1535,775	2897.29	1931.52	50×50

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 :

Conditions exigés par RPA	Poteaux	Valeur calculée	Observation
Min (b, h) ≥30 cm Min (b, h) ≥he/20 1/4 <b/h < 4	20×20 20×20	Min(b,h) = 20 <30 he/20 = 300/20 = 10 →20>15 1/4 < b/h < 4	**Conditions non vérifiées**
	25×25 25×25	Min(b,h) = 25 <30 he/20 = 300/20 = 15 → 25 > 15 1/4 < b/h < 4	**Conditions non vérifiées**
	30×30 30×30	Min(b,h) = 30 ≥30 he/20 = 300/20 = 15 → 30 > 15 1/4 < b/h < 4	**Conditions vérifiées**
	35×35 35×35	Min(b,h) = 35 ≥ 30 he/20 = 300/20 = 15 → 35 > 15 1/4 < b/h < 4	**Conditions vérifiées**
	40×40 40×40	Min(b,h) = 40 ≥ 30 he/20 = 300/20 = 15 → 40 > 15 1/4 < b/h < 4	**Conditions vérifiées**
	45×45 45×45	Min(b,h) = 45 ≥ 30 he/20 = 300/20 = 15 → 45 > 15 1/4 < b/h < 4	**Conditions vérifiées**
	45×45	Min(b,h) = 45 ≥ 30 he/20 = 357/20 = 17.85 → 45 > 17.85 1/4 < b/h < 4	**Conditions vérifiées**
	50×50	Min(b,h) = 50 ≥ 30 he/20 = 470/20 = 23.5 → 50 > 23.5 1/4 < b/h < 4	**Conditions vérifiées**

Tableau II-7: Récapitulatif de la descente de charges

Sections des poteaux adoptées :

- Sous sol : 50×50.
- RDC, 1er et 2éme étage :45×45.
- 3éme et 4éme étage :40×40.
- 5éme et 6éme étage :35×35.
- 7éme /…/ 12éme 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($L_f = 0.7\ l_0$).

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

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

Condition	Niveau	Poteau	I_0 (m)	h(m)	λ	Vérification
$\boldsymbol{\lambda = 2.425\frac{I_0}{h}}$	Sou sol	50×50	4.70	0.5	22.795	**CV**
	RDC	45×45	3.57	0.45	19.238	**CV**
	1^{ér} / 2^{ém}étage	45×45	3	0.45	16.166	**CV**
	3^{ém} / 4^{ém}étage	40×40	3	0.4	18.1816	**CV**
	5^{ér} / 6^{ém}étage	35×35	3	0.35	20.785	**CV**
	7^{ém}/…/12^{ém}étage	30×30	3	0.3	24.25	**CV**

Tableau II-8: Vérification de la résistance des poteaux au flambement

La condition de l'élancement **λ ≤ 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 élémentsstructuraux, et que nous avons fait toutes les vérificationsnécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales: (25×35)cm²
- Poutres secondaires: (25×30)cm²
- Poteau sous sol : (50×50)cm².
- Poteaux RDC, 1er et 2éme étage :(45×45)cm².
- Poteaux 3éme et 4éme étage :(40×40)cm².
- Poteaux 5éme et 6éme étage :(35×35)cm².
- Poteaux 7éme /…/ 12éme étage : (30×30) cm².
- Voile sous sol : ep = 25cm
- Voile RDC : ep = 20cm
- Voile étage courant : ep = 15 cm

Chapitre III

Calcul des éléments

INTRODUCTION:

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

III-1-L'ACROTERE :

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 des la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher 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.

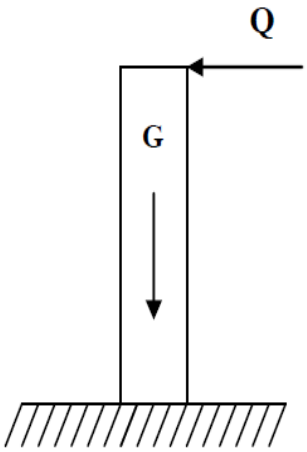


Figure III- 1-1 Schéma statique de l'acrotére.

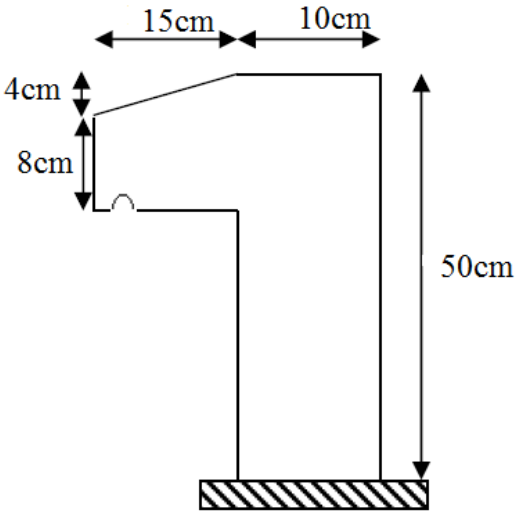


Figure III- 1-2Coupe transversale de l'acrotère.

III-1-1- les sollicitations :

- **Poidspropre G :** $G = \rho \times S \times 1m$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
S : section longitudinale de l'acrotère.

$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + ((0.15 \times 0.04)/2)] \times 25$

G = 1.625 KN/ml.

- **Effort horizontal :** **Q = 1 KN/ml.**
- **Effort normal dû au poids propre G**

$N_G = G \times 1 =$ **1.625 KN.**

- **Effort normal dû à la surcharge Q**

$N_Q = 0$

- **Moment de renversement dû à G**

$M_G = 0$

- **Moment de renversement du à l'effort horizontal :** $M = Q \times H$

$M_Q = 1 \times 0.5 =$ **0.5 KN.m**

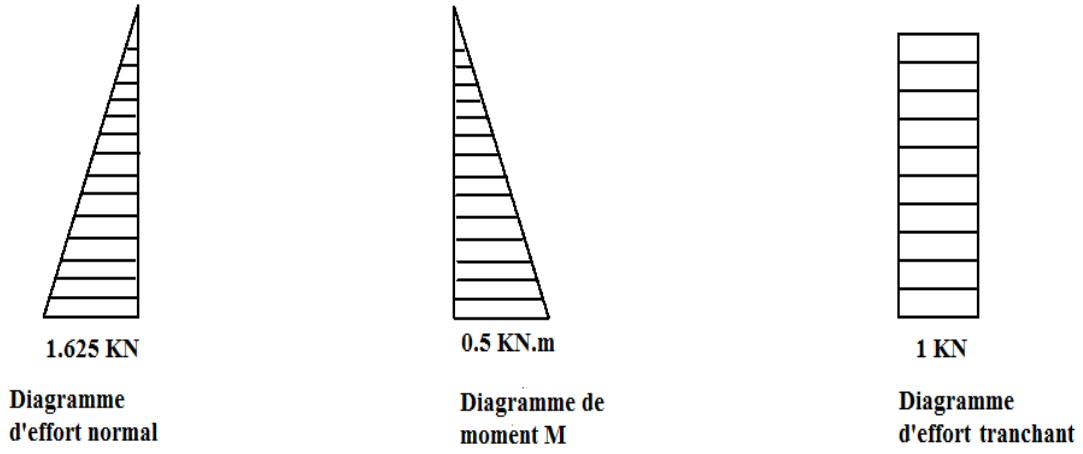


Figure III- 1-3 Diagramme des efforts internes.

A L'ELU :

-Effort normal : $Nu = 1.35N_G + 1.N_Q$
$\rightarrow 1.35 \times 1.625 + 1,5 \times 0 = 2,193KN$
-Moment de renversement: $Mu = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$
$\rightarrow 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.5 = 0.75$ KN.m

A L'ELS :

-Effort normal: $Ns = N_G + N_Q = 1.625KN$
-Moment de renversement: $Ms = M_G + M_Q = M_Q = 0.5$ KN.m

III-1-3- <u>Ferraillage :</u>

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.

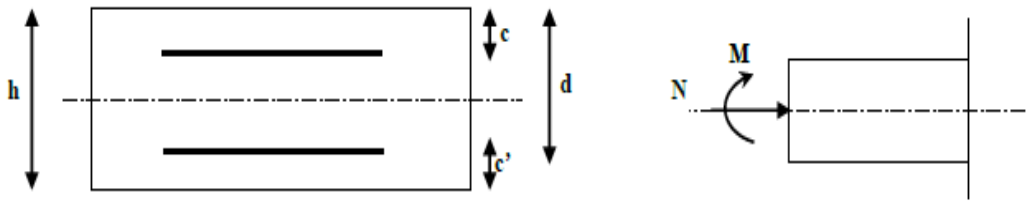


Figure III- 1-4 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm
b : Largeur de la section : 100cm
c et c' : Enrobage : 3cm
d : Hauteur utile (h – c) : 7cm

Calcul de l'excentricité :

$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.193} = 0.3419m = 34.19$ cm

Nous avons : $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$ $\rightarrow e_u > 2cm$ → Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est **<u>partiellement comprimée.</u>**

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.

$M_f = Mu + Nu \times (\frac{h}{2} - c) = 0.75 + 2.193 \times 0.02 = 0.794$

M_f=0.794 KN.m.

❖ Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0.794 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu l = 0.392$$

→La section est simplement armée

$\mu = 0.011 \rightarrow \beta = 0.9945$

❖ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.794 \times 10^3}{0.9945 \times 7 \times 348} = 0.327 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.327 - \frac{2.193 \times 10}{348} = 0.264 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité :** **(Art A-4.2.1/BAEL 91[4])**

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

Avec :

$$e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.5}{1.625} = 0{,}307 \text{ m} = 30{,}7 \text{ cm}$$

$f_{t28} = 2.1$MPa

$$\rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{30.7-(0.455 \times 7)}{30.7-(0.185 \times 7)}\right) = 0.79 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_{st} < A_{min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_{st} = A_{min} = 0.79$ cm²

Soit: **Ast = 4HA8 = 2.01cm²/ml** avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25$cm.

▪ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.502$ cm²

Soit: **Ar = 4HA8 = 2.01cm²/ml** avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25$cm.

❖ **Vérification au cisaillement :**

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

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

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

$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa}\right)$

$\rightarrow \overline{\tau u} =$ **min (2.5MPa, 4 MPa) = 2.5 MPa**

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

$\rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$ ….**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[4]**

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

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28}$

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

D'où : $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

Avec : $\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum Ui}$

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

$\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048$ cm

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

$\tau_{se} = 0.236$ MPa$<\overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa →Donc pas de risque d'entrainement des barres.

❖ **La longueur de scellement droit**: **(BAEL91.1.2.2) [4]**

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

$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$ avec : $_u = 0.6 \times \psi_{s^2} \times f_{t28} =$ 2.835 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) [4]**

Armatures principales :

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

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

Armatures principales :

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

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

Vérifications à l'ELS:

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

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

- $\overline{\sigma_{st}} = \min(\frac{2}{3} fe, (110\sqrt{\eta \times f_{t28}}))$ $\eta = 1.6 \rightarrow$ Barres HA

$\overline{\sigma_{st}} = \min(\frac{2}{3} \times 400, (110\sqrt{1.6 \times 2.1})) \rightarrow \min(266.6 ; 201.63)$

$\overline{\sigma_{st}} = 201.63$ MPa

- $\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$

β_1 est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$

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

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

σ_{st}= 38.816 MPa$<\overline{\sigma_{st}}$= 201.63 MPa……Condition vérifiée.

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

- $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6 × f_{c28} = 15 MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$

ρ = 0.287 →k_1 = 44.17

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

σ_{bc}= 0.878 MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15 MPa.....Condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme: (RPA99/ version 2003. Art 6.2.3)[2]**

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 ×A × C_P×W_p
Avec :
$\boldsymbol{A}$: Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone III, groupe d'usage2
A = 0.25 (tableau 4-1 du RPA 99/2003)**[2]**

$\boldsymbol{C_p}$: Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8

Éléments en console : C_p= 0.8 (tableau 6-1 du RPA 99/2003) **[2]**

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

F_p= 4 ×0.25× 0.8 ×1.625 = 1.3 > Q= 1 KN/ml .....**Condition non vérifiée.**

NB : L'acrotère est considérée comme étant un élément non structuraux, les dommages d'elle peut subir ne sont pas dangereux pour la sauvegarde de la vie humaine, (à savoir que notre ouvrage est de groupe d'usage 2) ; donc il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme (RPA99/ version 2003. Art.6.2.2).

III-2-Les Planchers :

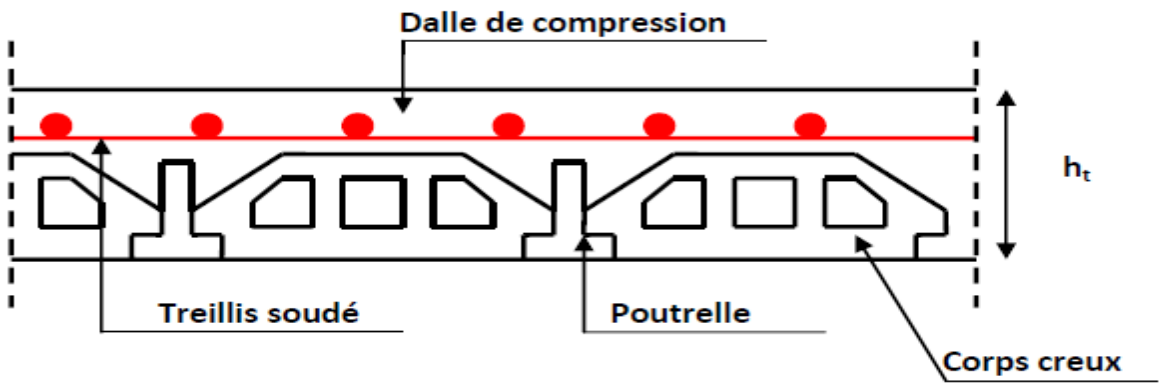


Figure III- 2-1 Coupe transversale du plancher.

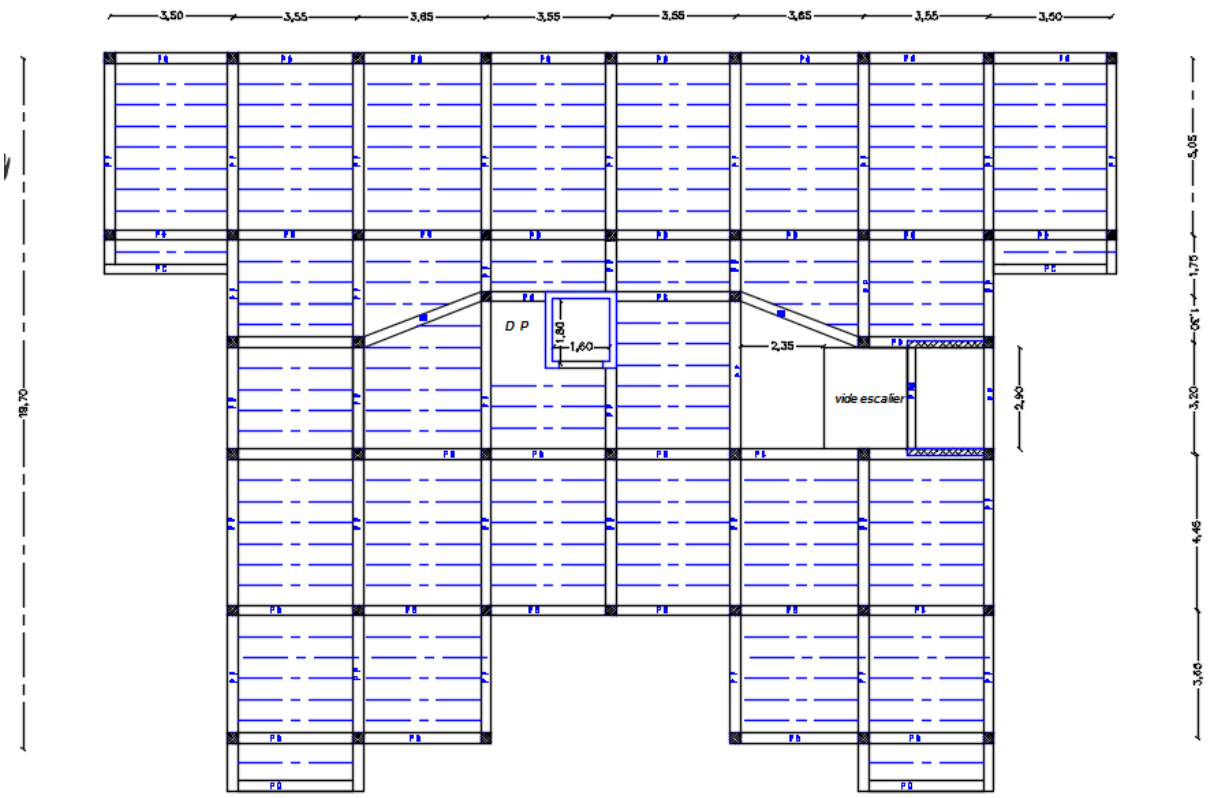
Les planchers corps creux sont constitués :

- De poutrelle préfabriquée.
- De corps creux qui utilisés comme coffrage perdue et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

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 :** les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure ci dessous :



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

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armé d'un quadrillage de treillis soudé de nuance **(TLE 520)** dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :
-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 : $A_{\perp}$

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

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 = 0.98cm²** avec un espacement : $S_t = 20cm$

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

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

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

Nous adoptons : $_{//}$ **= 5T5 = 0.98cm²** avec un espacement : $S_t = 20cm$

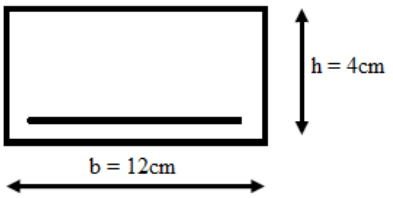
Finalement : On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200)mm².**

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

1er Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm²reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.
Dimensionnement
b = 12cm Largeur de la poutrelle.
h = 4cm Hauteur de la poutrelle.
c = 2cm Enrobage.
d = 2cm Hauteur utile.



Chargement :

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

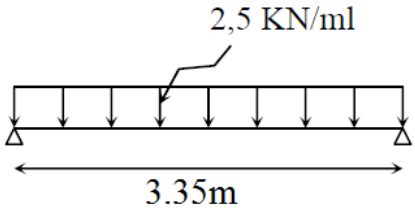


Figure III- 2 -2 Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times (3{,}35)^2}{8} = \mathbf{3.50\ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3.35}{2} = \mathbf{4.18\ KN}.$$

Section d'armatures :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{3.50 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.13 > \mu l = 0.392$$

→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 surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage.

2eme 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.

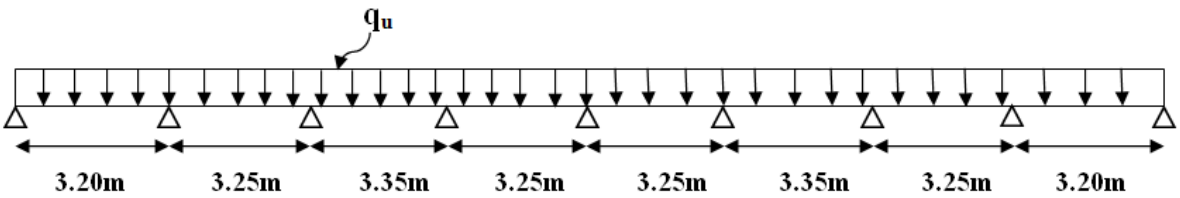


Figure III- 2-3 Schéma statique de la poutrelle.

Dimensionnement :

b = 65cm distance entre deux axes de deux poutrelles
ht = (16+4)cm hauteur du plancher en corps creux
b_0 = 12cm largeur de la poutrelle
h_0 = 4cm épaisseur de la dalle de compression
b_1 : débord

$b_1 = \frac{b-b0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5$ cm

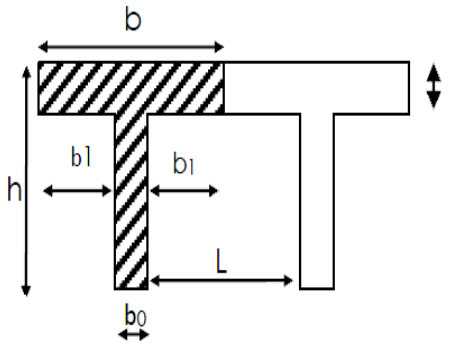
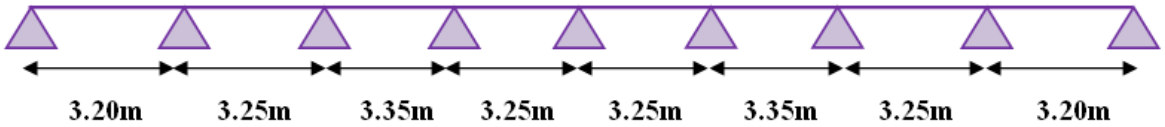


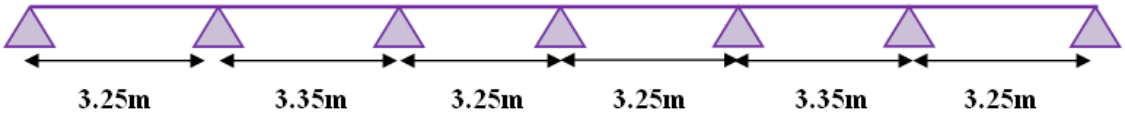
Figure III-4-Coupe transversale de la poutrelle.

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

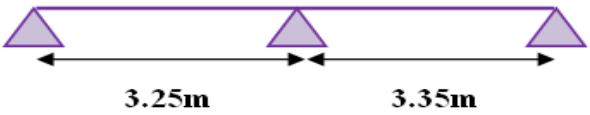
Type 1 : poutrelle sur 9 appuis et 8 travées dans les étages : habitation, service, commerce et terrasse.



Type 2 : poutrelle sur7 appuis et 6 travées dans les étages : habitation, service, commerce et terrasse.



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



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

ELU : (1.35G + 1.5 Q) × 0.65

ELS : (G + Q) × 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	5.42	1.5	6.21	4.49
-Etage de service -Sous sol	5.42	2.5	7.19	5.14
RDC	5.42	5	9.63	6.77

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

Note : Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDCetles étages courants, on effectuera le calcul pour le plancher le plus défavorable :

$$q_u = 9.63 \text{ KN/ml}$$
$$q_s = 6.77 \text{ KN/ml}$$

Méthode de calcul :

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

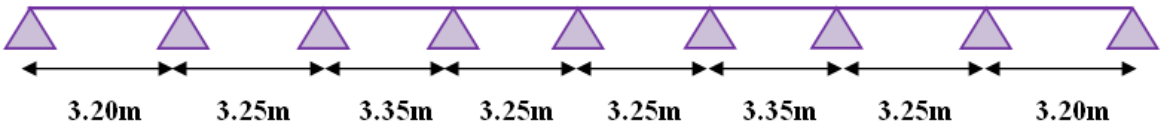
- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot

Méthode forfaitaire :

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

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (BAEL 91,Art. B.6.2 210) [4]:

❖ **Etude du 1er cas :(poutrelle sur 9 appuis et 8 travées)**



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

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

$\longrightarrow$ $Q_{RDC} = 5 \times 0.65 = 3.25$; $2G = 2(5.42 \times 0.65) = 7.046$

$Q = 3.25\ \text{KN/m}^2 \leq 7.046\ \text{KN/m}^2$ **.....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.

$0{,}8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3.20}{3.25} = 0.98 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

$0{,}8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3.25}{3.35} = 0.97 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

$0{,}8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.35}{3.25} = 1.03 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

$0{,}8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3.25}{3.25} = 1 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

$0{,}8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{3.25}{3.35} = 0.97 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

$0{,}8 \leq \frac{l_6}{l_7} = \frac{3.35}{3.25} = 1.03 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

$0{,}8 \leq \frac{l_7}{l_8} = \frac{3.20}{3.25} = 0.98 \leq 1{,}25$ **.....Condition vérifiée.**

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

Exposé de la méthode :

- Le rapport (α) des charges l'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

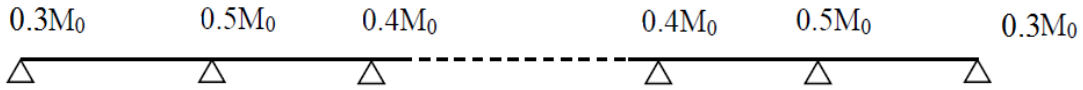
$M_0 = ql^2/8$ dont L longueur entre nus des appuis.

- 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 Me, Mt, doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} Mt + \frac{Mw+Me}{2} \geq \max\ (1+0{,}5)M_0\ ;\ (1+0{,}3\alpha)\ M_0 \\ Mt \geq \frac{(1+0{,}3\alpha)}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ Mt \geq \frac{(1{,}2+0{,}3\alpha)}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive} \end{cases}$$

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 :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5.42+5} = 0.480$$

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

α	$1+0{,}3\alpha$	$\frac{1+0{,}3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0{,}3\alpha}{2}$
0.480	1.144	0.572	0.672

- **A l'ELU: G = 5.42 KN/ml ; Q = 5KN/ml ; qu = 9.63 KN/ml**

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{9.63 \times 3.20^2}{8} = 12.326 KN.m$$

$$M_{02} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{9.63 + 3.25^2}{8} = 12.715 KN.m$$

$M_{03} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{9.63+3.35^2}{8} = 13.509KN.m$

Calcul des moments sur appuis :

$M_A = M_I = 0,3\ M_{01} = 3,698KN.m$
$M_B = M_H = 0,5\ M_{02} = 6,357KN.m$
$M_C = M_D = M_F = M_G = 0,4\ M_{03} = 5,404KN.m$
$M_E = 0,4\ M_{02} = 5,086KN.m$

Calcul des moments en travées :

Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)
A-B	12,326	3,698	6,357	12,771
B-C	12,715	6,357	5,404	15,022
C-D	13,509	5,404	5,404	15,454
D-E	12,715	5,404	5,086	14,703
E-F	12,715	5,086	5,404	14,387
F-G	13,509	5,404	5,404	15,454
G-H	12,715	5,404	6,357	14,069
H-I	12,326	6,357	3,698	15,430

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

Diagramme des moments fléchissant :

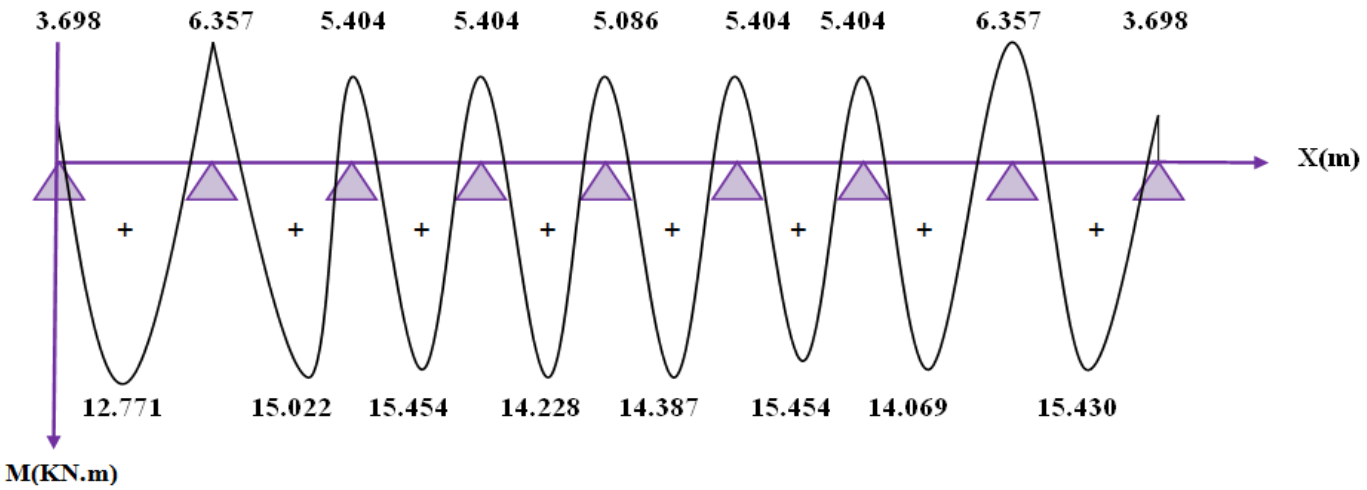


Figure III-2-5- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants :

$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{li}$ T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

Avec : M_{i+1} et M_i en valeurs algébriques.

$\theta(x) = \begin{cases} \text{rt tranchant à gauche de travée.} \\ -\frac{qu \times l}{2} : \text{Effort tranchant à droite de travée.} \end{cases}$

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)	T_{i+1} (KN)
A-B	3,698	6,357	14 ,078	-16 ,737
B-C	6,357	5,404	15,941	-15,357
C-D	5,404	5,404	16,130	-16,130
D-E	5,404	5,086	15,745	-15,550
E-F	5,086	5,404	15,550	-15,745
F-G	5,404	5,404	16,130	-16,130
G-H	5,404	6,357	15,941	-15,355
H-I	6.357	3.698	14.577	-16.239

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

Diagramme des efforts tranchants :

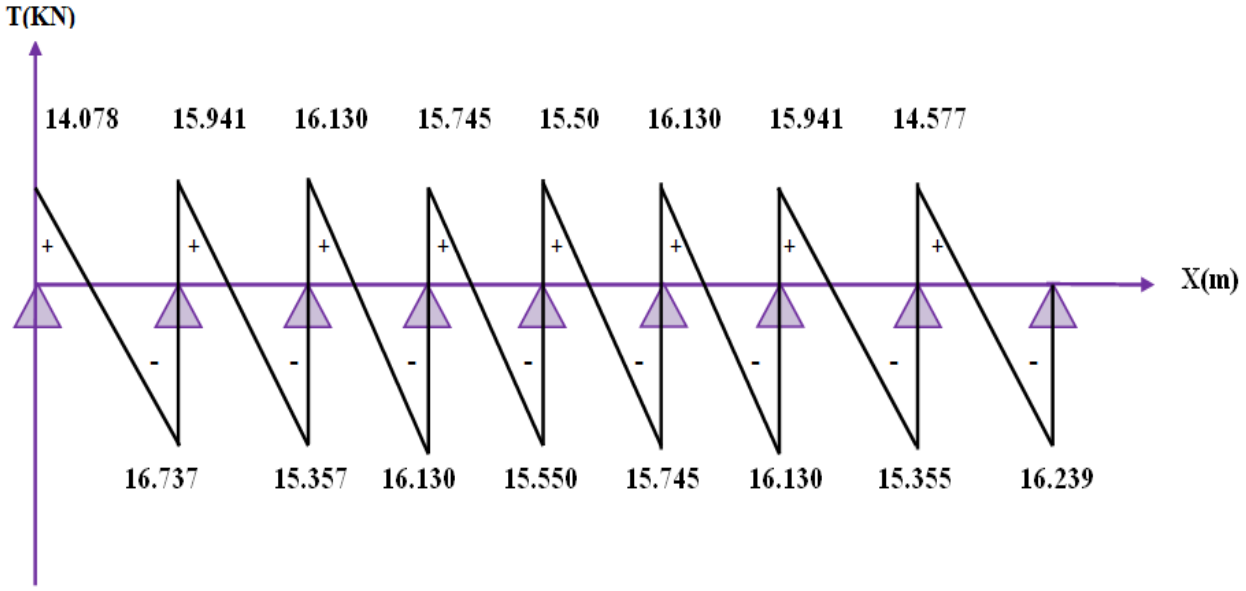
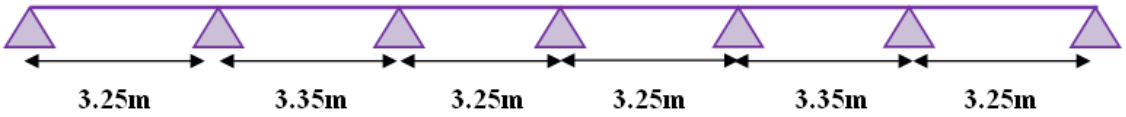


Figure III-2-6- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

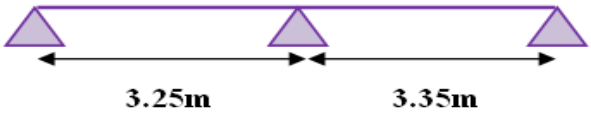
❖ Application de la méthode (pour le 2eme cas) :



Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_i(KN)	T_{i+1}(KN)
A-B	12,715	3 ,814	6.754	13,074	14,743	-16,552
B-C	13,509	6.754	5.403	16,129	16,533	-15,726
C-D	12,715	5,403	5,086	14,703	15,788	-15,507
D-E	12,715	5,086	5,403	14,385	15,550	-15,754
E-F	13,509	5,403	6,754	14,778	15,726	-16,533
F-G	12,715	6,754	3,814	16,014	16,552	-14,743

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

❖ Application de la méthode (pour le 3eme cas) :



Travée	M_0(KN.m)	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_i(KN)	T_{i+1}(KN)
A-B	12,715	3,814	8,105	12,399	14,327	-16,968
B-C	13,509	8,105	3,814	13,308	17,410	-14,849

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 :

$$M_{tmax} = 16,129.m \quad ; \quad M_{amax} = 8,105\ KN.m \quad ; \quad T_u = 16\ ,968KN.$$

Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

En travée : $M_{tmax} = 16,129KN.m$

Le moment équilibré par la table de compression :

$M_0 = b \times h_0 \times (d - \frac{h0}{2}) \times f_{bu}$; $f_{bu} = 14.2$ MPa

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

$M_0 = 59,072$ KN.m

$M_{t\ max}$ =16,129KN. m< M_0 = 59,072 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).

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{16,129 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,054$$

$\mu = 0,054 < \mu_l = 0,392$

→La section est simplement armée.

$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972$

$$Ast = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,129 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 348} = 2,64cm^2$$

On adopte :**Ast = 3HA12 = 3.39 cm²**

Aux appuis : M_{amax} = **8,105 KN.m**

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b_0 = 12 cm, h = 20 cm)

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{8,105 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.146$$

$\mu = 0,146 < \mu l = 0,392$

→La section est simplement armée

$\mu = 0,146 \longrightarrow \beta = 0,921$

$$Ast = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,105 \times 10^3}{0.921 \times 18 \times 348} = 1,40cm^2$$

On adopte :**Ast = 2HA10= 1,57 cm².**

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$\phi_t = \min\left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l\right) = \min(12 ; 5{,}7 ; 10) = 5.7$ mm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec **A_t = 2HA8 = 1,00cm²**.

L'espacement des armatures transversales est égale à : $S_t \leq \min\{0.9\, d, 40cm\} = \min\{16.2, 40cm\} = 16.2$cm

Soit : St=15 cm.

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

$\frac{At \times fe}{b0 \times St} = \geq 0.4$MPa $\rightarrow \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4$ MPa .....**Condition vérifiée.**

<u>Ancrage des barres :</u>

Longueur de scellement droit :

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

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

On prend : **L_s = 40cm.**

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

L_c= 0.4 ×40=**16cm.**

<u>Vérifications à l'ELU:</u>

❖ **<u>Condition de non fragilité</u>** : (**Art A.4.2.2/BAEL 91 modifier 99[4]**)

- **En travée :**

Amin = 0,23 $b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26$ cm².

Ast = 3,39 cm² > Amin=0.26 cm²..... **Condition vérifiée.**

- **aux appuis** :

Amin = 0,23 $b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26$ cm².

Ast = 1,57 cm² > Amin=0.26 cm².....**Condition vérifiée.**

❖ **<u>Vérification de la contrainte tangentielle</u> : (Art A.6.1.3/BAEL91modifier 99[4])**

On doit vérifier que :

$\tau_u = \frac{Tu}{b0\times d} \leq \bar{\tau_u} = (0.2 \times \frac{fc28}{\gamma b} ; 5MPa)$

Avec : T_u effort tranchant maximal **T_u = 16 ,968KN.**

$\tau u = \quad = \frac{16,968 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,785$MPa

$\bar{\tau u} = (0.2 \times \frac{fc28}{\gamma b}, 5MPa) = \min(3.33MPa, 5MPa) = 3,33$ MPa.

$\tau u = 0,785MPa < \bar{\tau u} = 3,33$ MPa…….....**Condition vérifiée.**

❖ **<u>Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement</u>** :

On doit vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$.
$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28}$

$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9\times d\times \sum Ui} = \frac{16,968 \times 10^3}{0.9 \times x\ 180 \times 62.8} = 1,66$ MPa.

Σu: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 2\times\pi\times 10 = 62,8$ mm

$\tau_{se} = 1,66$MPa$<\overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa →Donc pas de risque d'entrainement des barres.

<u>Vérifications à l'ELS:</u>

Les états limites de services sont définit compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs 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 :

$\boldsymbol{\frac{qs}{qu} = \frac{6,77}{9,63} = 0,703}$

Le tableau si dessous résume les résultats pour les trois cas :

	Travée	M_w(KN.m)	M_e(KN.m)	M_t(KN.m)	T_i(KN)	T_{i+1}(KN)
TYPE 01	A-B	2,59	4,46	8,97	9,89	-11,76
	B-C	4,46	3,79	10,56	11,20	-10,79
	C-D	3,79	3,79	10,86	11,33	-11,33
	D-E	3,79	3,57	10,33	11,06	-10,93
	E-F	3,57	3,79	10,11	10,93	-11,06
	F-G	3,79	3,79	10,86	11,33	-11,33
	G-H	3,79	4,46	9,89	11,20	-10,79
	H-I	4,46	2,59	10,84	10,24	-11,41
TYPE 02	A-B	2,68	4,74	9,19	10,36	-11,63
	B-C	4,74	3,79	11,33	11,62	-11,05
	C-D	3,79	3,57	10,33	11,09	-10,90
	D-E	3,57	3,79	10,11	10,93	-11,07
	E-F	3,79	4,74	10,38	11,05	-11,62
	F-G	4,74	2,68	11,25	11,63	-10,36
TYPE 03	A-B	2,68	5,69	8,71	10,07	-11,92
	B-C	5,69	2,68	9,35	12,23	-10,43

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 = 11,33KN.m**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{11.33 \times 1000}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 221.83$$

$\overline{\sigma_{st}}$**= 221.83MPa ≤ 348 MPa**

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$ $\rho = 1.56 \rightarrow k_1 = 15.67$

$$\sigma_{bc} = \frac{221.83}{15.67} = 14{,}15$$

σ_{bc}= 14.15MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15 MPa.....**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 :

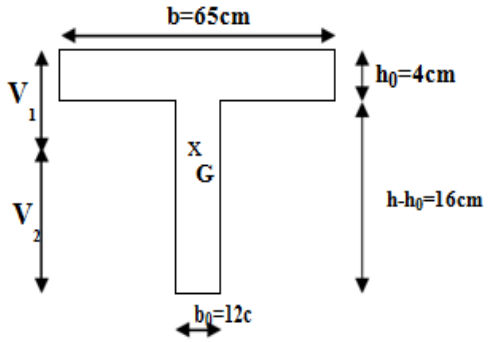
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{335}$ = 0.059 > 0.044.....**Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^S}{10M_0} \rightarrow 0.059 < \frac{11.33}{10\times9.497}$ = 0.11.....**Condition non vérifiée**
- $\frac{A}{b_0\times d} \leq \frac{3,6}{fe} \rightarrow \frac{3.39}{12\times18}$ = 0.015> 0.009.....**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 →$M_0 = q_s\times l^2/8 = 6.77 \times 3.35^2/8$
b_0 : largeur de la poutrelle.
fe : 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 = $3700\sqrt[3]{f_c}$
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)

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

$B_0 = 12\times20 + (65 - 12)\,x4 + 15\times3.39 = 502.85cm^2$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$S/_{xx} = \frac{12\times20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15\times3.39\times 18 = 3739.3cm^2$

Calcul de V_1 et V_2 :

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

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

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

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

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

Calcul de: ;μ ; I_{fv}

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

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

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

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

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

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

Récapitulatif :

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

En travées: **A_t= 3HA12 = 3.39 cm².**

Aux appuis : **A_a = 2HA10 = 2.01 cm².**

Armature transversales : **2HA8 = 1cm².**

III-3- Plancher en dalle pleine :

La partie centrale du plancher, intermédiaire de la cage d'escalier, 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 = 1,55 m) et la grande portée (L_y = 1,70 m).

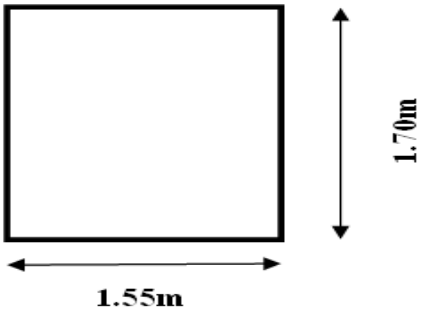


Figure III 3-1 Panneau dalle pleine.

Combinaisons de charges :

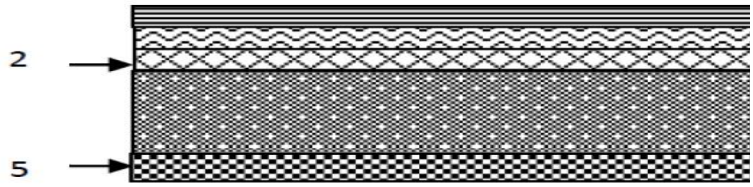


Figure III 3-2- Coupe transversale du plancher en dalle pleine.

Eléments	Epaisseur(m)	(KN/m³)	Poids(KN/m²)
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 III 3-1- Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

G = 5.29 KN/m²
Q = 2.5 KN/m²

- **A l'ELU :**

q_u= 1.35G+ 1.5Q = 1.35(5.29)+1.5(2.5)=10.89KN/m²

- **A l'ELS :**

q_s= G+Q = 5.29 +2.5 = 7.79 KN/m²

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.

$\rho = \frac{1.55}{1.70} = 0.911 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$\mathbf{M_X = \mu_x \times q \times l_x^2}$

$\mathbf{M_Y = \mu_y \times M_X}$

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

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

Moment fléchissant :

$\rho = 0.91 \rightarrow \mu_x = 0.0448$; $\mu_y = 0.798$

$M_X = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0448 \times 10.89 \times (1.55)^2 = 1.172$ KN.m

$M_Y = \mu_y \times M_X = 0.798 \times 1.172 = 0.935$ KN.m

Correction des moments :

- **En travée :** $M^t_X = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 1.172 = 0.996$ KN.m

$M^t_Y = 0.85 \times M_Y = 0.85 \times 0.935 = 0.794$KN.m

- **Au appuis :** $:M^a_X = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 1.172 = -0.351$ KN.m

$M^a_Y = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 1.172 = -0.351$ KN.m

Effort tranchant :

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

$T_u = 10.89 \times 1.55 \times 1.70 / (3 \times 1.70) = 5.62$ KN

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

$T_u = 10.89 \times 1.55 \times 1.70 / (2 \times 1.70 + 1.55) = 5.79$ KN

Ferraillage :

On a:b=100cm, h = 15 cm, c= 2cm

En travée :

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

$\mu_u = \frac{M_x^t}{b\, dx^2 f_{bu}} = \frac{0.996 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_l = 0.392$

→La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.004 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.996 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.22\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8=2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

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

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{0.794 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.003 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.003 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.9985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.794 \times 10^3}{0.9985 \times 13 \times 348} = 0.17\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8=2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{0.351 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.001 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.001 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.9995$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.351 \times 10^3}{0.9995 \times 13 \times 348} = 0.07\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8=2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

Vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99[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 : $A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.91)}{2} = 1.25\text{cm}^2$
$A_{adopté} = 2{,}01\text{cm}^2 > A_x = 1{,}25\ \text{cm}^2$ .....**Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly:

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

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

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

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

$$\overline{\tau_u} = 0{,}07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b \times d} = \frac{5.79 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.044$$

$\tau_u = 0{,}044$ MPa $< \overline{\tau_u} = 1{,}16$ MPa.....**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.

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28}$

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

D'où : $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

Avec : $\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9 \times d \times \sum Ui}$

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

$\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.48$ mm.

$$\tau_{se} = \frac{5.79 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 0.49 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.49$ MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa .....**Condition vérifiée.**

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

Suivant le sens lx :

St= 25cm ≤ min (3h ; 33) = 33cm .....**Condition vérifiée.**

Suivant le sens ly :

St= 25cm ≤ min (4h ; 33) = 33cm .....**Condition vérifiée.**

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

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

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

Calcul à l'ELS :

Moment fléchissant :

$\rho = 0.91 \rightarrow \mu_x = 0.0519$; $\mu_y = 0.861$

$M_X = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0519 \times 7.79 \times (1.55)^2 = 0.971$ KN.m

$M_y = \mu_y \times M_X = 0.861 \times 0.971 = 0.836$KN.m

Correction des moments :

- **En travée :** $M^t_X = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 0.971 = 0.825$KN.m

$M^t_y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.836 = 0.710$KN.m

- **Au appuis :** $M^a_X = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 0.971 = -0.291$KN.m

$M^a_y = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 0.971 = -0.291$ KN.m

Effort tranchant :

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

$T_u = 7.79 \times 1.55 \times 1.70 / (3 \times 1.70) = 4.03$ KN

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

$T_u = 7.79 \times 1.55 \times 1.70 / (2 \times 1.70 + 1.55) = 4.15$ 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 :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \rightarrow \frac{15}{155} = 0.096 \geq \frac{0.825}{20 \times 0.971} = 0.042$.....**Condition vérifiée.**
- $\frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005$.....**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 : **$M_{t\,max} = 0.825$KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

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

$$\sigma_{st} = \frac{0.825 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 33.73$$

$\overline{\sigma_{st}}$= 33.73MPa < 348 MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$

$$\sigma_{bc} = \frac{33.73}{63.12} = 0.534$$

σ_{bc}= 0.534MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Conditionsvérifiée.

- Aux appuis : **$M_{a\,max}$ = 0.291KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

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

$$\sigma_{st} = \frac{0.291 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 11.89$$

$\overline{\sigma_{st}}$= 11.89MPa < 348 MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.89}{63.12} = 0.188$$

σ_{bc}= 0.188 MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Conditionvérifiée.

Récapitulatif :

En travées : sens XX **A_t= 4HA12 = 2.01 cm² (S_t = 25 cm).**
sensYY **A_t = 4HA8 = 2.01 cm² (S_t = 25 cm).**

Aux appuis : sens XX **A_a = 4HA8 = 2.01 cm² (S_t = 25 cm).**
sens YY **A_a= 4HA8 = 2.01 cm² (S_t = 25 cm).**

III-4-Salle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitant un déplacement plus aisé entre les différents étages.
Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entrainement est de (v = 1 m/s), la surface de la cabine est de (1,60 × 1,80) = 2 ,880 m², la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

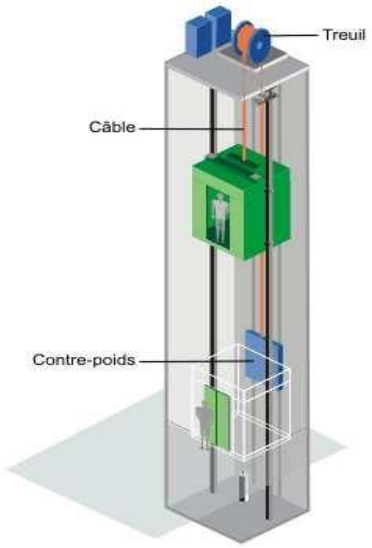


Figure III-4-1- Ascenseur.

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 = 1,6 m) et la grande portée (L_y = 1,80 m).

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

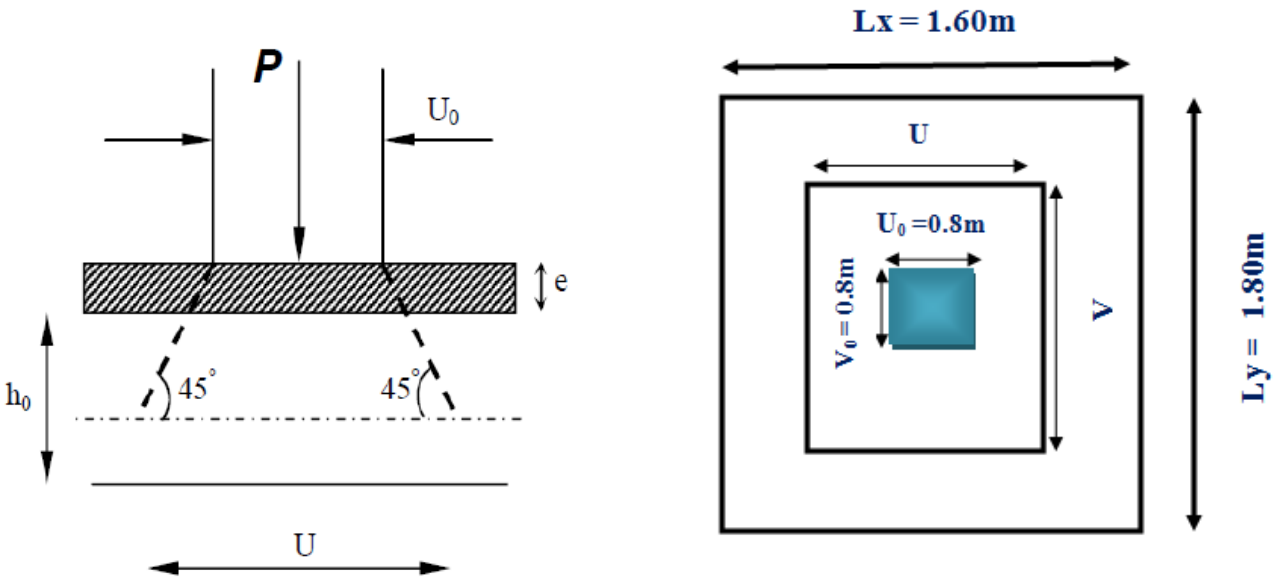


Figure III 4-2- Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

Dimensionnement :

$\rho = \frac{1.60}{1.80} = 0.9 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$ ⟶ Panneau isolé $ep \geq \frac{Lx}{30}$

$ep \geq \frac{160}{30} = 5.33$cm ⟶ L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur **ep = 15 cm**.

$0.4 < \rho < 1$ ⟶ **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

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

Surcharge d'exploitation : $Q = 1$ 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= 8.05 KN/ml

Moment suivant la petite portée : $\mathbf{M_X = \mu_x \times q \times l_x^2}$

Moment suivant la grande portée : $\mathbf{M_Y = \mu_y \times M_X}$

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

$\rho = 0.9$ et $\nu = 0$ (ELU) $\rightarrow \mu x = 0.0458$; $\mu y = 0.778$

$M^1_X = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0458 \times 8.05 \times (1.60)^2 = 0.944$ KN.m

$M^1_Y = \mu_y \times M_X = 0.778 \times 0.944 = 0.734$ KN.m

A l'ELS :

$q_S = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \rightarrow$ **q_S = 5.85 KN/ml**

$\rho = 0.9$ et $\nu = 0.2$ (ELS) $\rightarrow \mu x = 0.0529$; $\mu y = 0.846$

$M^1_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0529 \times 5.85 \times (1.60)^2 = 0.792$ KN.m

$M^1_y = \mu_y \times M_x = 0.846 \times 0.792 = 0.670$ 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 e t M_2: coefficients donnée par les abaques en fonction de $\boldsymbol{\rho}$ et des rapports : $\frac{U}{Lx}$ et $\frac{V}{Ly}$

U et **V (80×80) :** cotés du rectangle sur lesquels 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

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

On a : $\frac{U}{Lx} = 1{,}05 / 1{,}6 = 0.6$; $\frac{U}{Ly} = 1{,}05 / 1{,}8 = 0.6$; $\rho = 0{,}9$

M_1 = 0,085 **M_2 = 0,067**

- **A l'ELU : $v = 0$**
  Pu = 1.35 P = 1.35 × 90 =121.5 KN.

M^2_x= Pu× (M_1+ v × M_2) = 121.5 (0.085) = 10.33 KN.m

M^2_y= Pu × (M_1 ×v+M_2) = 121.5 (0.067) = 8.14 KN.m

- **A l'ELS : $v = 0.2$**
  Ps = P = 90KN.

M^2_x= Ps× (M_1+ v × M_2) = 90 (0.085+ 0.2× 0.067) = 8.85 KN.m

M^2_y= Ps × (M_1 ×v+M_2) = 90 (0.085 × 0.2 +0.067) = 7.56 KN.m

- **Superposition des moments :**
- **A l'ELU :**
  $M_x = M^1_x + M^2_x$=0.944 + 10.33 = 11.274KN.m
  $M_y = M^1_y + M^2_y$ = 0.734 + 8.14 = 8.874 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-encastrements de la dalle au niveau des voiles.

- **En travée :** M^t_x= 0.85× M_x= 0.85 × 11.274= 9.583KN.m

M^t_y =0.85× M_y = 0.85 × 8.874 = 7.543KN.m

- **Aux appuis :** M^a_x = -0.3× M_x= - 0.3 × 11.274= -3.382 KN.m
  M^a_y = -0.3× M_x= - 0.3 × 11.274 = -3.382KN.m

- **A l'ELS :**
  $M_x = M^1_x + M^2_x$=0.792 + 8.85 = 9.642 KN.m
  $M_y = M^1_y + M^2_y$ = 0.670 + 7.56 = 8.23 KN.m.

Correction des moments :

- **En travée :** M^t_x= 0.85× M_x= 0.85 × 9.642= 8.195KN.m
  M^t_y =0.85× M_y = 0.85 × 8.23 = 6.995KN.m

- **Aux appuis :** M^a_x = -0.3× M_x= - 0.3 × 11.274= -2.893KN.m
  M^a_y = -0.3× M_x= - 0.3 × 11.274 = -2.893KN.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= 13cm).
En travée :

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

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b\, dx^2 f_{bu}} = \frac{9.583 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.04 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.980$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.583 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.16\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA10=3.14cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

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

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{7.543 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.031 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.9845$$

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

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA10=3.14cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{3.352 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.014 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.352 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.74\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8=2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

Vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifié 99/ Art B.7.4)**[4]

Armatures suivant le sens de lx :

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

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 : $A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 15 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.9)}{2} = 1.26\text{cm}^2$

$A_{adopté}$ = 3.14cm² > A_x = 1,26 cm² .....**Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly:

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

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

$A_{adopté} = 3{,}14cm^2 > A_y = 1{,}20\ cm^2$ .....**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 :** $Tu = \frac{Pu}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1{,}05} = 38.57KN$
- **Au milieu de V :** $Tu = \frac{Pu}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1{,}05} = 38.57\ KN$

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

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

$\tau_u = 0{,}29\ MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}16\ MPa$.....**Condition vérifiée.**

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

Suivant le sens lx :

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

Suivant le sens ly :

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

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

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

$\phi_{adopté}$: 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.

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

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

$\rightarrow 121.5 \leq 472.5\ KN$ .....**Condition 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 :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 \geq \frac{8.195}{20 \times 9.642} = 0.042$.....**Condition vérifiée.**
- $\frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$.....**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 : **$M_{t\,max}$ = 8.195KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

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

$\sigma_{st} = \frac{8.195 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 217.97 \rightarrow$ **$\overline{\sigma_{st}}$= 217.97MPa < 348 MPa**

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.24 \rightarrow k_1 = 48.29$

$\sigma_{bc} = \frac{217.97}{48.29} = 4.51 \rightarrow$ **σ_{bc}= 4.51MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa**.....**Conditionvérifiée.**

- Aux appuis : **$M_{a\,max}$ = 2.893KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

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

$\sigma_{st} = \frac{2.893 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 118.28 \rightarrow$ **$\overline{\sigma_{st}}$= 118.28MPa < 348 MPa**

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 63.12$

$\sigma_{bc} = \frac{118.28}{63.12} = 1.87 \rightarrow$ **σ_{bc}= 0.188 MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa**.....**Conditionvérifiée.**

Récapitulatif :

En travées : sens XX **A_t= 4HA10 = 3.14 cm² (S_t = 25 cm).**
sensYY **A_t = 4HA10 = 3.14 cm² (S_t = 25 cm).**

Aux appuis : sens XX **A_a = 4HA8 = 2.01 cm² (S_t = 25 cm).**
sens YY **A_a= 4HA8 = 2.01 cm² (S_t = 25 cm).**

III-5- Les balcons:

Pré dimensionnement :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher ; le balcon travaille comme une console encastrée 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

$e_p \geq \frac{135}{10} = 13.5cm$

Soit : **e_p=15 cm**

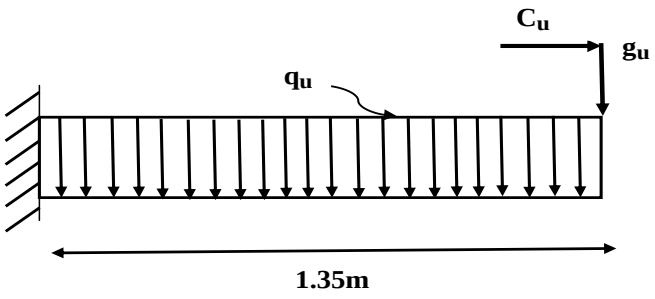


Figure III-5-1- Schéma statique balcon.

Charges et surcharges revenant à la dalle :

- **Charge permanente :**

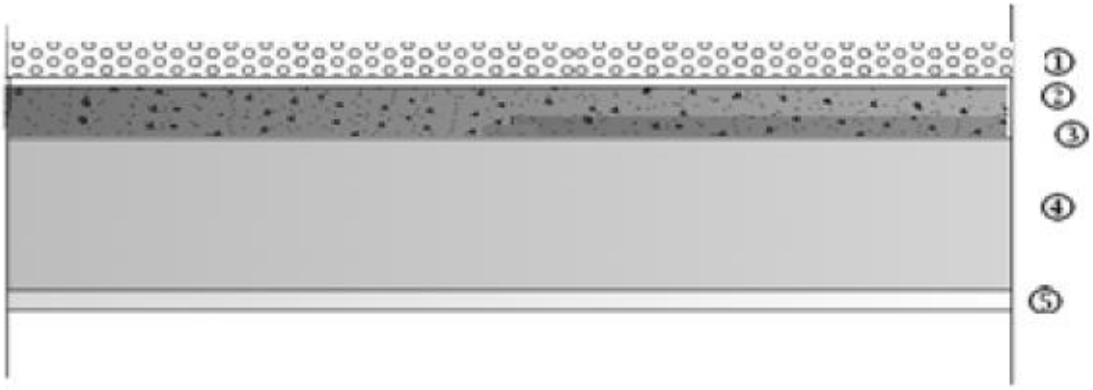


Figure III-5-2- Coupe transversale du balcon.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poidsvolumique (KN/m³)	Poids(KN/m²)
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/m²)
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 KN/m²

Charge horizontale due à la main courante : q_1= 1 KN/m²

Combinaisons des charges :

a) Combinaisons de charge à l'E L U :

Pour la dalle : q_u = (1,35G +1,5Q) = (1.35 × 5.29 + 1.5 × 3.5)

q_u = 12,39 KN/m

Main courante : C_u = 1,5 x 1 = 1,5 KN/m

Garde du corps : g_u = 1,35 x 1,62 = 2,187 KN/m

b) Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle : q_s = Q + G = 5.29 +3.5

q_s = 8.79 KN/m

Main courante : C_s =1 KN/m

Garde du corps : g_s = 1,62 KN/m.

Calcul des moments fléchissant :

A l' ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l + C_u H = \frac{12.39 \times 1.35^2}{2} + 2{,}187 \times 1.35 + 1.5 \times 1$$

M_u = 15.74 KN.ml

A l'état limite de services ELS :

$$M_S = \frac{q_S l^2}{2} + g_S l + C_S H = \frac{8.79 \times 1.35^2}{2} + 1{,}62 \times 1.35 + 1 \times 1$$

M_S = 11.20 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 considérer comme préjudiciable.

Armature principale :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

f_{bu}= 14.2MPa ; σ_{st} = 348MPa ; c = 2cm ; d = 13cm.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.74 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.065 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.065 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.9665$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.74 \times 10^3}{0.9665 \times 13 \times 348} = 3.59\text{cm}$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA12 = 4.52cm²** avec un espacement $S_t = \frac{100}{4}$ = 25cm.

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité(Art A.4.3.2.3 BAEL 91 modifier 99) :**

Le ferraillage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \Longrightarrow A_{st}^{min} = \frac{0.23\times100\times13\times2.1}{400} = 1.56cm^2$$

A_{Adopte} = 4.52cm² >A_{st}^{min} = 1.56cm² ……**Condition vérifiée**.

❖ **Vérification des espacements des barres :**

✓ **Armatures principales :** S_t ≤min(3h ;33cm)=33cm

$S_{t\ Adopter} = 25cm < S_t$= 33cm ……**Condition vérifiée**.

✓ **Armatures de répartition :** S_t ≤min(4h ;45cm)=45cm

$S_{t\ Adopter} = 25cm < S_t$= 45cm ……**Condition vérifiée**.

❖ **Vérification aux cisaillements: (Art A.5.1.1BAEL 91 modifier 99)** [4]

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u}$

Avec : $T_u = q_u \times l + g_u$ = 12.39× 1.35 + 2.187

T_u = 18.91KN.

La fissuration est préjudiciable **(Art A.5.1,211BAEL 91) :**

$\overline{\tau_u}$= min(0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma b}$; 4MPa) = min($\frac{0.15\times25}{1.5}$; 4MPa)

$\overline{\tau_u}$= min(2.5MPa ; 4MPa) = **2.5MPa**.

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{18.91\times10^3}{1000\times130}$ =0.145

τ_u= **0.145MPa**<$\overline{\tau_u}$ = **2.5MPa**……**Condition vérifiée**.

→ Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et de l'entrainement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$.

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28}$ → 1.5 × 25 = 3.15 MPa.

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9\times d\times\sum Ui} = \frac{18,91\times10^3}{0.9\times x\ 130\times150,72} = 1,072MPa.$$

Σu: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 4\times\pi\times12 = 150{,}72$ mm

$\tau_{se} = 1{,}072$ MPa$<\overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa →Donc pas de risque d'entrainement des barres.

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**
Longueur de scellement :

$L_s = \frac{\phi \times fe}{4\times\tau_{su}}$ avec : $_u = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} =$ 2.835 MPa.

$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4\times2.835} = 42.32$ cm →$\boldsymbol{L_s}$ **= 45cm**

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L$_s$** pour les aciers HA.
$L_{ad} = 0.4\ L_s = 0.4\times45 =$ **18cm**.

Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta1\times d\times Ast}$$

β_1 est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100\times Ast}{b_0\times d} = \frac{100\times4.52}{100\times13} = 0.347$
$\rho = 0.347 \rightarrow \beta_1 = 0.908$

$$\sigma_{st} = \frac{11.20\ \times1000}{0.909\times13\times4.52} = 209.68$$

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{st}}}$**= 209.6MPa**

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$

$\rho = 0.347 \rightarrow k_1 = 39.95$

$$\sigma_{bc} = \frac{209.6}{39.95} = 5.24$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$**= 5.24MP***a***<**$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}}$**= 15 MP***a***.....Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche: (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifiée 99)** [4]

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > 0.0625$.....**Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^S}{10M_0} \rightarrow 0.11 > \frac{11.20}{10\times11.20} = 0.1$ .....**Condition vérifiée**
- $\frac{A}{b_0\times d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{4.52}{100\times13} = 0.0034 > 0.0105$.....**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 cm². (St = 25cm)**

Armature de répartition : **A_{st}= 4HA8= 2.01 cm². (St = 25cm)**

Loggia :

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

L : La largeur de la console

$e_p \geq \frac{85}{10} = 8.5cm$; Soit : e_p=15 cm

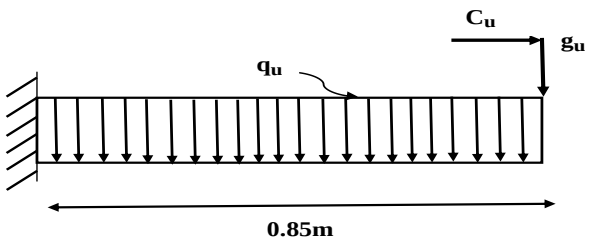


Figure III-5-3- Schéma statique loggia.

Charges et surcharges revenant à la dalle :

Charge permanente : G = 5.29 KN/m²
Charge de concentration due au poids du garde corps : G = 1.62 KN/m²
Charge d'exploitation**:** Q = 3,5 KN/m²
Charge horizontale due à la main courante : q_1= 1 KN/m²

Combinaisons des charges :
a) Combinaisons de charge à l'E L U :
Pour la dalle : q_u = (1,35G +1,5Q) = (1.35 × 5.29 + 1.5 × 3.5)
q_u = 12,39 KN/m
Main courante : C_u = 1,5 x 1 = 1,5 KN/m
Garde du corps : g_u = 1,35 x 1,62 = 2,187 KN/m

b) Combinaison de charge à l'ELS :
La dalle : q_s = Q + G = 5.29 +3.5
q_s = 8.79 KN/m
Main courante : C_s =1 KN/m
Garde du corps : g_s = 1,62 KN/m.

Calcul des moments fléchissant :

- **A l' ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l + C_u H = \frac{12.39 \times 0.85^2}{2} + 2,187 \times 0.85 + 1.5 \times 1$$

M_u = 7.83 KN.ml

- **A l' ELS :**

$M_S = \frac{q_S l^2}{2} + g_S l + C_S H = \frac{8.79\times0.85^2}{2} + 1,62\times 0.85 + 1\times 1$

M_S = 5.55KN.m

Ferraillage:

La console se calcule en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

La loggia étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérer comme préjudiciable.

- **Armature principale :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

f_{bu}= 14.2MPa ; σ_{st} = 348MPa ; c = 2cm ; d = 13cm.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.83\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.032 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{7.83\times10^3}{0.984\times13\times348} = 1.75\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{4}$ = 25cm.

- **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.580\text{cm}^2$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement St= $\frac{100}{43}$ = 25cm.

- **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.3 BAEL 91 modifier 99) [4]:**

Le ferraillage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23\times100\times13\times2.1}{400} = 1.56cm^2$$

A_{Adopte} = 2.01cm² > A_{st}^{min} = 1.56cm² ……**Condition vérifiée**.

- **Vérification des espacements des barres :**

✓ **Armatures principales :** S_t ≤min (3h ;33cm)=33cm

$S_{t\ Adopter} = 25cm < S_t$= 33cm ……**Condition vérifiée**.

✓ **Armatures de répartition :** $S_t \leq$min (4h ;45cm)=45cm

$S_{t\ Adopter} = 25cm < S_t$= 45cm ……**Condition vérifiée**.

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

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u}$

Avec : $T_u = q_u \times l + g_u$ = 12.39× 0.85 + 2.187

T_u = 12.71KN.

La fissuration est préjudiciable **(Art A.5.1,211BAEL 91) :**

$\overline{\tau_u}$= min(0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma b}$; 4MPa) = min($\frac{0.15\times25}{1.5}$; 4MPa)

$\overline{\tau_u}$= min(2.5MPa ; 4MPa) = **2.5MPa**.

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{12.71 \times 10^3}{1000\times130}$ =0.097

τ_u= **0.097MPa**<$\overline{\tau_u}$ = **2.5MPa**……**Condition vérifiée**.

→ Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et de l'entrainement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}}$.
$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{c28}$ → 1.5 × 25 = 3.15 MPa.

$\tau_{se} = \frac{\text{Tu}}{0.9\times d\times\sum \text{Ui}} = \frac{12.71\times 10^3}{0.9 \times x\ 130 \times 100,48}$ = 1.08MPa.

Σu: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum$ Ui = $n \times \pi \times \phi$ = 4×π×8= 100,48 mm

τ_{se} = 1.08MPa<$\overline{\tau_{se}}$= 3.15 MPa →Donc pas de risque d'entrainement des barres.

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**
Longueur de scellement :

$L_s = \frac{\phi \times fe}{4\times\tau_{su}}$avec :$_u$ = 0.6 × $\psi_s^2 \times f_{t28}$ = 2.835 MPa.

$L_s = \frac{1 \times 400}{4\times2.835}$ = 35.27 cm →$\boldsymbol{L_s}$ **= 40cm**

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L**$_s$ pour les aciers HA.
L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4×40 = **16cm**.

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$$

β_1 est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$

$\rho = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.935$

$$\sigma_{st} = \frac{5.55 \times 1000}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 227.16$$

$\overline{\sigma_{st}}$= 227.16MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$ $\rho = 0.154 \rightarrow k_1 = 61.92$

$\sigma_{bc} = \frac{227.16}{61.92} = 3.66$

σ_{bc}= 3.66MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15 MPa.....Condition vérifiée.

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

Vérification de la flèche: (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifiée 99)[4]

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{85} = 0.176 > 0.0625$.....**Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow 0.176 > \frac{5.55}{10 \times 5.55} = 0.1$ .....**Condition vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 > 0.0105$.....**Condition vérifiée**

Conclusion :
Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulatif :

Armature principales : **Ast= 4HA8= 2.01 cm². (St = 25cm)**

Armature de répartition : **Ast= 4HA8= 2.01 cm². (St = 25cm)**

III- 6- Les escaliers :

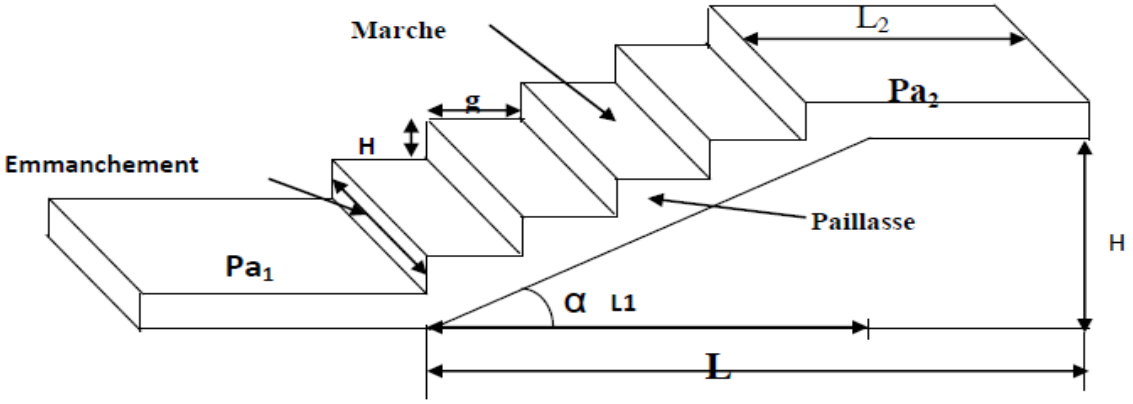


Figure III-6-1 Terminologie de l'escalier.

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc….
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **L'emmarchement :** distance horizontale mesurée entre les nez de deux marchesconsécutives.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ etd'arrivée.
- **La volée :** partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égalessituées entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaireset ou à chaque étage.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

❖ **Dimensionnement :**

a. Schéma statique : Il est constitué d'une volée telle quelle est montrée ci-après :

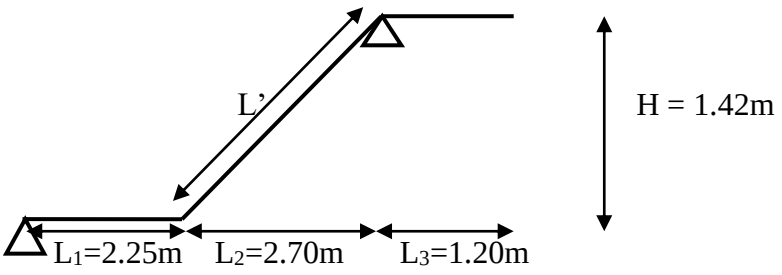


Figure III-6-2 Coupe verticale de l'escalier.

— Hauteur de marche : h= 17cm.

— Le giron : g = 30cm.

— Le nombre de contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{142}{17} = 8.35$. on prend : n = 9.

— Le nombre de marches : m = n − 1 = 9 -1= 8.

b. Vérification de la loi de BLANDEL :

59cm ≤ 2h+g ≤ 64cm

2h+g = (2× 17) + 30 = 64cm

59cm ≤ 2h+g=64cm ≤ 64cm …… **Condition vérifiée donc l'escalier est confort**

c. Dimensionnement de la paillasse :

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

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

L' : Longueur de la paillasse tel que :

On a : $tg\ \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.42}{2.70} = 0.525$ donc : $\alpha = 27.74°$

$\cos\alpha = \frac{L_2}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos\alpha} = \frac{2.70}{\cos\ 27.74°} = 305.06 L = \longrightarrow$ 305.06 cm

D'ou: $\frac{305.06}{30} \leq ep \leq \frac{305.06}{20} \rightarrow 10.16 \leq ep \leq 15.25$

- On adopte: **ep = 15cm**

Epaisseur du palier :

$\frac{L_1}{30} \leq ep \leq \frac{L_1}{20} \rightarrow \frac{225}{30} \leq ep \leq \frac{225}{20} \rightarrow 7.5 \leq ep \leq 11.25$

- On adopte: **ep = 15cm**

❖ **Détermination des charges et surcharges revenant au palier de repos et à la volée :**

➢ **Palier de repos :**

Eléments	Poids (KN/m²)	
Palier	25×0.15×1	3.75
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 = 5.01	
	Q = 2.5	

Tableau III-6-1 Charges et surcharges revenant au palier.

➢ **La volée :**

Eléments	Poids(KN/m²)	
Poids propre de la paillasse	25×ep/cos α = 25×0.15×cos 27.74°	3.31
Poids des marches	25×ep/2 = 25×0.15/2	1.87
Couche de sable	18×0.02×1	0.36
Mortier de pose	20×0.02×1	0.4
Revêtements en carrelage	20×0.02×1	0.4
Poids du garde-corps	/	0.2
Enduit en plâtre	10×0.01×1	0.1
	G = 6.64	
	Q = 2.5	

Tableau III-6-2 Charges et surcharges revenant à la paillasse.

➢ **Mur extérieur :**

Une charge concentrée (P) à l'extrémité du palier, due à la charge du mur extérieur :

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1- Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2-Brique creuse intérieure	0.10	9	0.90
3-Lame d'air	0.05	/	/
4-Brique creuse extérieur	0.10	9	0.90
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
	G =2.36 KN /m²		

Tableau III-6-3- Charges revenant au mur extérieur.

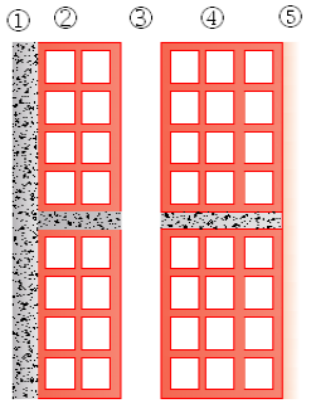


Figure III-6-3 Coupe verticale d'un mur extérieur.

P = 2.36 × 3 × 1 = 7.08KN.

Combinaison de charges:

- **A l'ELU:**

$q_{u\,v}$ =1.35$G_{volée}$ +1.5$Q_{volée}$ =1.35×6.64 +1.5×2.5=**12.71KN/ml**

q_{up} =1.35G_{palier}+1.5Q_{palier}=1.35×5.01+1.5×2.5=**10.51 KN/ml**

Mur extérieur : P_u = 1.35×7.08 = **9.55KN**

- **A l'ELS :**

$q_{s\,v}$ =$G_{volée}$+$Q_{volée}$= 6.64 +2.5 = **9.14KN/ml**

q_{sp} =G_{palier}+Q_{palier}=5.01+2.5= **7.51 KN/ml**

Mur extérieur : P_s = **7.08KN**

Calcul des efforts internes à l'ELU :

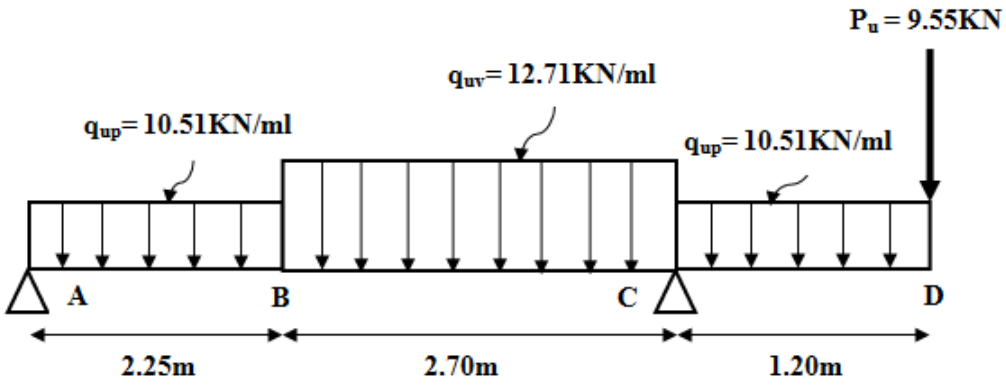


Figure III-6-3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_C = 10.51 \times 2.25 + 12.71 \times 2.70 + 10.51 \times 1.20 + 9.55$

$\Rightarrow R_A + R_C = \mathbf{80.12}\boldsymbol{KN}$.

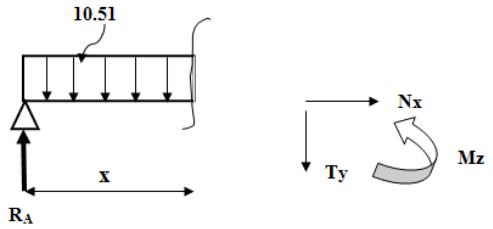
$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (10.51\times2.25 \times2.25/2) + (12.71\times2.70\times(2.70/2+2.25)) - R_C \times4.95 + (10.51\times1.2\times(1.2/2+4.95)) +9.55\times 6.15 = 0$

$R_C = 278.86/4.95 = 56.33$

$\Rightarrow R_C = \mathbf{56.33}\boldsymbol{KN} \Rightarrow R_A = 80.12 - R_C \Rightarrow R_A = \mathbf{23.79}\ \boldsymbol{KN}$.

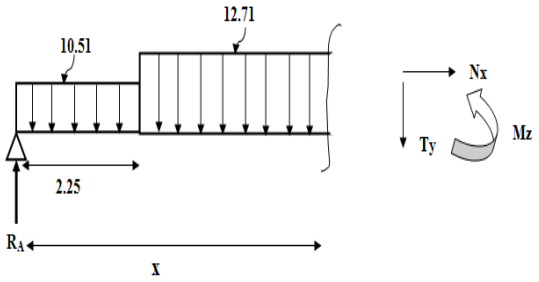
R_C = 56.33KN
R_A= 23.79KN

Effort tranchant et moment fléchissant :



✓ **Tronçon AB :** $0 \leq x \leq 2.25m$

$Ty\ (x) = 10.51x - 23.79 \Rightarrow Ty\ (0) = -23.79KN$.
$Ty\ (2.25) = -0.14KN$.
$M(x) = -10.51\ x \times x/2 + 23.79x \quad \Rightarrow M(0) = 0KN$
$M(2.25) = 26.92KN$.



✓ **Tronçon BC :** $2.25 \leq x \leq 4.95m$

$Ty\ (x) = -10.25 \times 2.25 + 23.79 - 12.71 \times (x - 2.25)$
$Ty\ (x) = -12.71x + 28.73 \Rightarrow Ty\ (2.25) = 0.14KN$.
$Ty\ (4.95) = -34.18KN$.

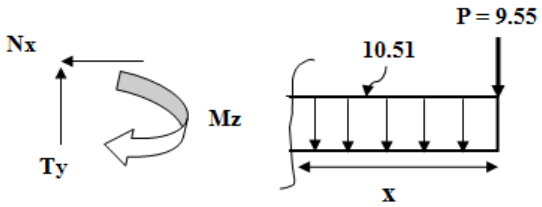
$M(x) = 23.79x - (10.51\times2.25)(x-2.25/2) - 12.71\times(x-2.25)(x-2.25)/2$
$\Rightarrow M(2.25) = 26.92KN$
$M(4.95) = -19.01KN$

Calcul de la valeur de x pour laquelle Ty=0 et M(x)=max :

$M(x) = -6.35x^2 + 28.73x - 5.57$

$T(x) = 0 \leftrightarrow -12.7x + 28.73 = 0$

$x = 2.26m \leftrightarrow M(2.26) = \mathbf{26.92KN.m}$



✓ **Tronçon CD :** $0 \leq x \leq 1.20m$

$Ty\ (x) = 9.55 + 10.51x \Rightarrow Ty\ (0) = 9.55KN$.
$Ty\ (1.20) = 22.16KN$.
$M(x) = -9.55x - (10.51x \times x/2)$
$\Rightarrow M(0) = 0KN$
$(1.20) = -19.02KN$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$Mmax = 26.92KN.m$$
$$Vmax = 34.18KN$$

Remarque : A fin de tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

En travée : M_t = 0.85×26.92 = 22.88KN.m.
Aux appuis : M_a = -0.3×26.92 = -8.07KN.m.

- **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**

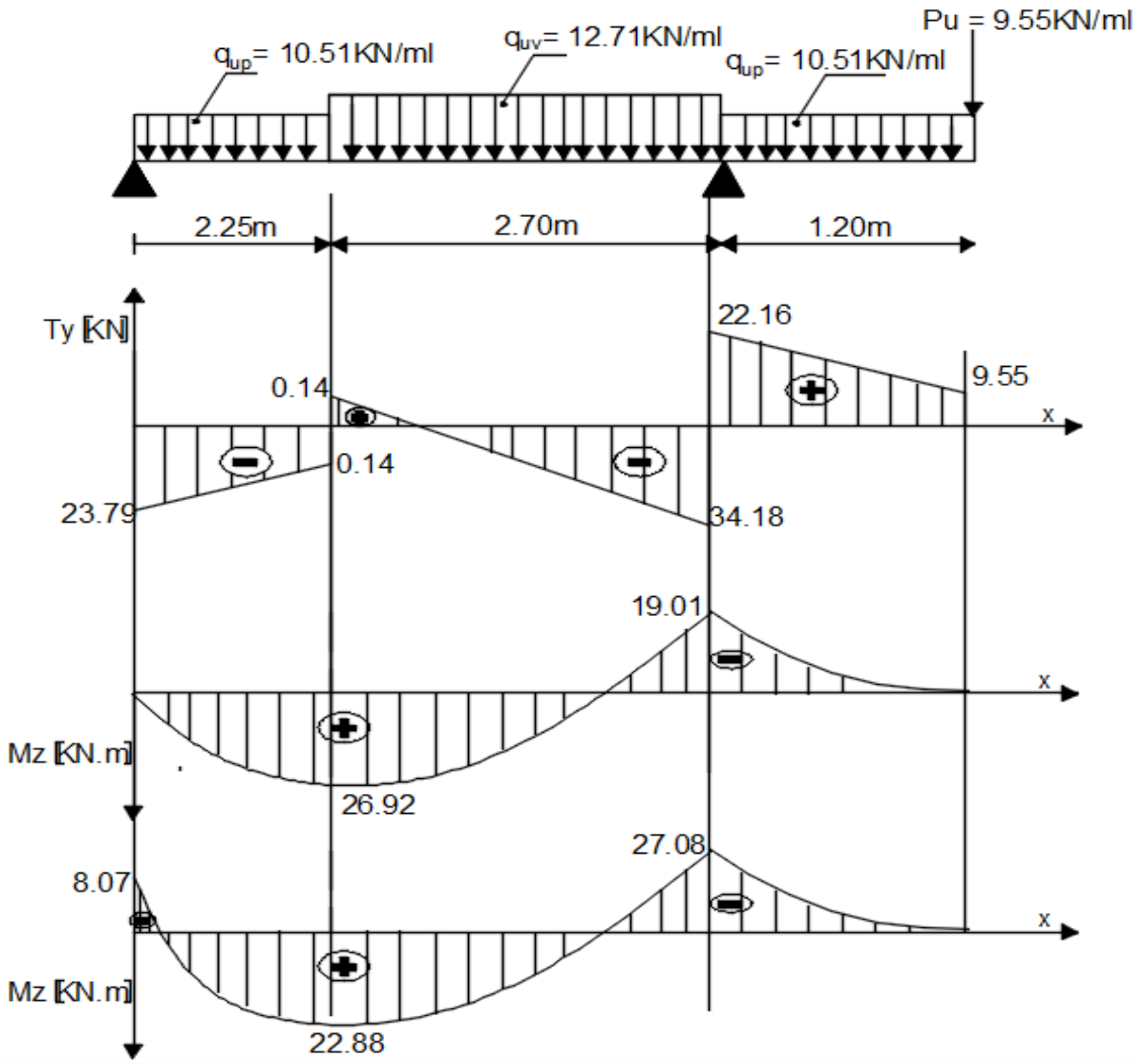


Figure III-6-4- Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Ferraillage des escaliers :

Le ferraillage 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 =100cm; h =15cm; c= 2cm ; d =13cm; f_{C28} =25Mpa ; f_{bu} =14,2MPa ; f_e=400MPa

- **Aux appuis : M_u = 27.08KN.m**

Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{27.08\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.112 < \mu_l = 0.392$$

⇒**Section simplement armée**

$\mu = 0.112 \Rightarrow \beta = 0.940$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{27.08\times10^3}{0.940\times13\times348} = 6.36\ cm^2.$$

Soit : **A_l^a = 6HA12 = 6.78 cm²**Avec un espacement : St = 15 cm

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\ cm^2.$$

Soit : **A_r^a = 5HA10 = 3.92cm²**Avec un espacement : St = 20cm

- **En travée :**

- **Armature longitudinales :**

M_t = 22.88KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{22.88\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.095 < \mu_b = 0.392$$

⇒**Section simplement armée**

$\mu = 0.095 \Rightarrow \beta = 0.9495$

$$A_l^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.88\times10^3}{0.9495\times13\times348} = 5.32\ cm^2.$$

Soit : **A_l^t = 6HA12= 6.78 cm²**Avec un espacement : St = 15 cm.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\ cm^2.$$

Soit : **A_r^a = 5HA10 = 3.92cm²**Avec un espacement : St = 20cm

Vérifications à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

A_{min} = 0.23b×d $\frac{ft28}{fe}$= 0.23 × 100 × 13 ×$\frac{2.1}{400}$ = 1.56 cm²

En travée :A_{st} = 6.78cm²>A_{min}= 1.56 cm² ……**Condition vérifiée**..
En appuis :A_{st} = 6.78cm²>A_{min}= 1.56 cm²……**Condition vérifiée**.

- **Vérification des espacements :**

✓ **Armatures principales :** S_t ≤min(3h ;33cm)=33cm

$S_{t\ Adopter} = 15cm < S_t$=33cm……**Condition vérifiée**.

✓ **Armatures de répartition :** S_t ≤min(4h ;45cm)=45cm

$S_{t\ Adopter} = 20cm < S_t$= 45cm……**Condition vérifiée**.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$\tau_u = \frac{Tu}{b\ x\ d} \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \overline{\tau_u}$ = min {0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa}→ $\overline{\tau_u}$= 3.33 MPa.

$\tau_u = \frac{34.18\times10^3}{1000\times130}$ = 0.26MPa.

τ_u =0.164 MPa <$\overline{\tau_u}$=3.33 MPa……**Condition vérifiée**.

- **Ancrage des armatures :**

$L_s = \frac{\phi \times fe}{4\times\tau_{su}}$avec :u= 0.6 × ψ_{s^2} × f_{t28} = 2.835 MPa.

Pour ϕ = 12mm ↔$L_s = \frac{1.2\times400}{4\times2.835}$ = 42.32 cm →$\boldsymbol{L_s}$ **= 45cm**

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L$_s$** pour les aciers HA.

L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4×45 = **18cm**.

- **Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres:**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$ = 3.15 MPa

$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9xd\ x \sum U_i}$

Avec : $\sum$ Ui = $n \times \pi \times \phi$ = 6×π×12= 226.08 mm

$\tau_{se} = \frac{34.18\times10^3}{0.9\times130\times226.08}$ = 1.29MPa.

τ_{se} = 1.29MPa<$\overline{\tau_{se}}$ = 3.15 MPa ……**Condition vérifiée**.

Calcul des efforts internes à l'ELS :

q_{sv}= **9.14KN/ml**

q_{sp} = **7.51 KN/ml**

Mur extérieur : P_s = **7.08KN**

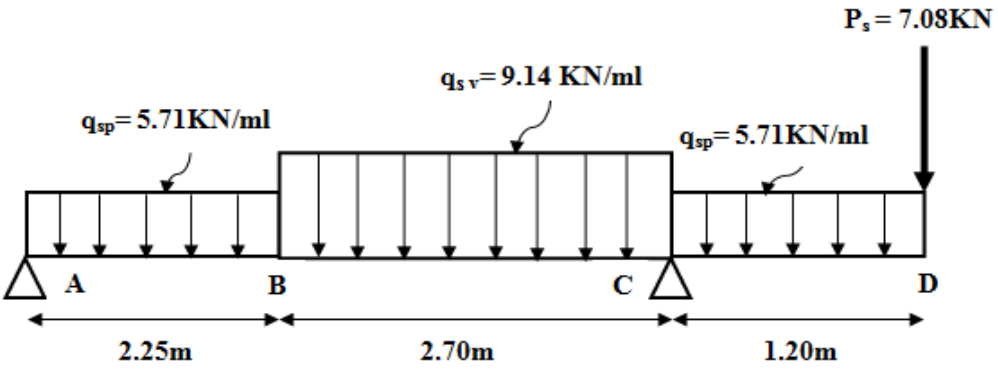


Figure III-6-5- Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

$\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_C = 5.71 \times 2.25 + 9.14 \times 2.70 + 5.71 \times 1.20 + 7.08$

$\Rightarrow R_A + R_C = \mathbf{51.45}\boldsymbol{KN}$.

$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (5.71\times2.25 \times2.25/2) + (9.14\times2.70\times(2.70/2+2.25)) - R_C \times4.95 + (5.71\times1.2\times(1.2/2+4.95)) +7.08\times 6.15 = 0$

$R_B = 183.48/4.95 = 37.06$

$\Rightarrow R_C = \mathbf{37.06}\boldsymbol{KN} \Rightarrow R_A = 51.45 - R_C \Rightarrow R_A = \mathbf{14.39}\boldsymbol{KN}$.

R_C = 37.06KN

R_A= 14.39KN

Effort tranchant et moment fléchissant :

- ✓ **Tronçon AB :** $0 \leq x \leq 2.25m$

$Ty(x) = 5.71\,x - 14.39 \Rightarrow Ty(0) = -14.39$KN.

$Ty(2.25) = -1.54$KN.

$(x) = -5.71x \times x/2 + 14.39x \quad \Rightarrow M(0) = 0$KN

$(2.25) = 17.92KN$.

- ✓ **Tronçon BC :** $2.25 \leq x \leq 4.95m$

$Ty(x) = 14.39 - 5.71\times 2.25 - 9.14\,(x- 2.25) \Rightarrow Ty(2.25) = 1.54$KN.

$Ty(4.95) = -23.13$KN.

$M(x) = 14.39x - (5.71\times2.25)(x-2.25/2) - 9.14\times(x-2.25)(x-2.25)/2$

$\Rightarrow (2.25) = 17.92$KN

$(4.95) = -11.22$KN

Calcul de la valeur de x pour laquelle Ty=0 et M(x)=max :

$M(x) = -4.57x^2 + 22.11x - 8.69$

$T(x) = 0 \leftrightarrow -9.14x + 22.11 = 0$

$x = 2.41m \leftrightarrow M(2.41) =$ **18.05KN.m**

✓ **Tronçon CD :** $0 \leq x \leq 1.20m$

$Ty\ (x) = 7.08 + 5.71x \Rightarrow Ty\ (0) = 7.08KN.$
$Ty\ (1.20) = 13.93KN.$
$M(x) = -7.08x - (5.71x \times x/2) \quad \Rightarrow M(0) = 0KN$
$(1.20) = -12.60KN$

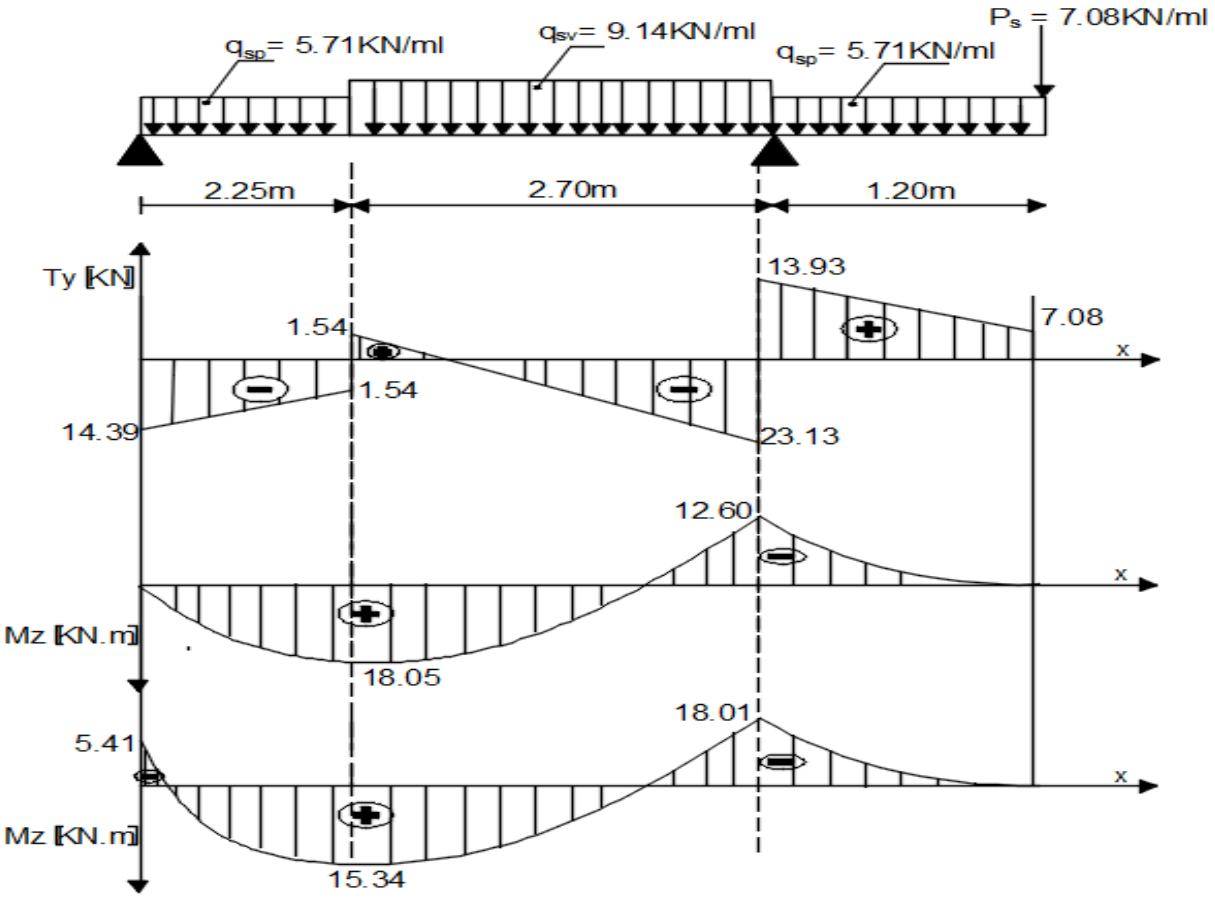
Le moment max et l'effort tranchant max sont :
$\boldsymbol{Mmax = 18.05KN.m}$
$\boldsymbol{Vmax = 23.13\ KN}$

Remarque : A fin de tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

En travée : $\mathbf{M_t = 0.85 \times 18.05 = 15.34KN.}$

Aux appuis : $\mathbf{M_a = -0.3 \times 18.05 = -5.41KN.m.}$

Diagramme des efforts internes à l'ELS :



FigureIII-6-6- Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Vérifications à l'ELS:

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

En travée : **M_s = 15.34KN.m**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$$

β_1 est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.521$

$\rho = 0.521 \rightarrow \beta_1 = 0.891$

$$\sigma_{st} = \frac{15.34 \times 1000}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 195.33$$

$\overline{\sigma_{st}}$= 195.33MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$

$\rho = 0.521 \rightarrow k_1 = 30.87$

$$\sigma_{bc} = \frac{195.33}{30.87} = 6.32$$

σ_{bc}= 6.32MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Condition vérifiée.

Aux appuis : **M_a = 18.01KN.m**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times Ast}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.521$$

$\rho = 0.521 \rightarrow \beta_1 = 0.892$

$$\sigma_{st} = \frac{18.01 \times 1000}{0.936 \times 13 \times 6.78} = 229.07$$

$\overline{\sigma_{st}}$= 229.07MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$

$\rho = 0.521 \rightarrow k_1 = 31.30$

$$\sigma_{bc} = \frac{229.07}{31.30} = 7.31$$

σ_{bc}= 7.31MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{305.06} = 0.049 < 0.0625$.....**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)[4]

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

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = 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)
$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 6.78$
$B_0 = 1601.7cm^2$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$S/_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13 = 2072.1cm^2$

$S/_{xx} = 12572.1cm^2$

Calcul de V_1 et V_2 :

$\mathbf{V_1} = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{12572.1}{1601.7} = 7{,}84$ cm
$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.84 = 7.16$cm

$I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1{}^3 + V_2{}^3\right) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(7.84^3 + 7.16^3) + 15 \times 6.78 \times (7.16 - 2)^2$

$\mathbf{I_0 = 31006.22cm^4}$

Calcul de:λ_V ; μ ; I_{fv}

$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 13} = 0.0052$

$\boldsymbol{\lambda} = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0052} = 4.02$

$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 176.69 + 2.1}; 0\right\} = 0.363$

$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda v} = \frac{1.1 \times 31006.22}{1 + 0.363 \times 4.02} = 13868.74cm^4$

$$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{15.34 \times 3.0506^2}{10 \times 13868.74 \times 10818.86 \times 10^{-8} \times 10^3} = 0.0095\text{mm} = 0.095\text{cm} \leq \bar{f} = \frac{305.06}{500} = 0.61\text{cm}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

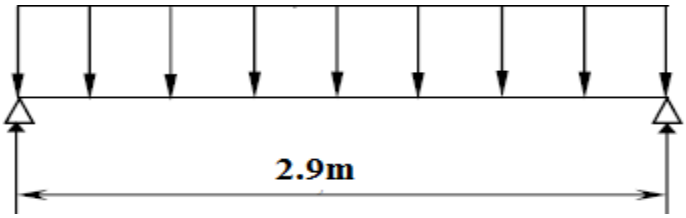
Récapitulatif :

En travées : Armatures principales **A_t= 6HA12 = 6.78 cm² (S_t = 15 cm).**
Armatures de répartition **A_t= 5HA10 = 3.92 cm² (S_t = 20 cm).**

Aux appuis : Armaturesprincipales **A_a = 6HA12 = 6.78 cm² (S_t = 15 cm).**
Armatures de répartition **A_a = 5HA10 = 3.92 cm² (S_t = 20 cm).**

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 :

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

$L = 290cm \leftrightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \leftrightarrow 19.33 \leq h \leq 29$

On prend : h = 25cm

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 30$ cm

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \leftrightarrow 0.3 \times 25 \leq b \leq 0.8 \times 25 \leftrightarrow 7.5 \leq b \leq 20$$

On prend : b = 20cm

Compte tenu des exigences du RPA[2], on opte pour b = 25 cm > 20cm

- **La poutre a pour dimension (b×h) = (25×30) cm²**

❖ **Les charges revenant à la poutre :**

- Poids propre de la poutre palière : 0,25 x 0,30x 25 = **1.875 KN/ml**
- Réaction du palier (ELU) R_B = 56.33 KN/ml.
- Réaction du palier (ELS) R_B = 37.06KN/ml.

Combinaison à considérer

- **L'E LU :**

q_u= 1,35 G + R_B.

q_u= 1,35 × (1.875) + 56.33 = 58.86KN/ml.

- **L' E LS :**

q_s= G + Q

q_s= 1.875 + 37.06 = 38.93 KN/ml.

Calcul à l'ELU :

Moment isostatique: $M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{58.86 \times 2.9^2}{8}$=61.87KN.m

Effort tranchant: $T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{58.86 \times 2.9}{2}$ = 85.34 KN.

Correction des moments

- Aux appuis

M_a = - 0,3 M_o = - 0,3 × 61.87= - 18.56 KN.m.

- En travée

M_t = 0,85 M_o = 0,85 × 61.87= 49.49 KN.m.

- Diagramme des efforts internes à l'ELU :

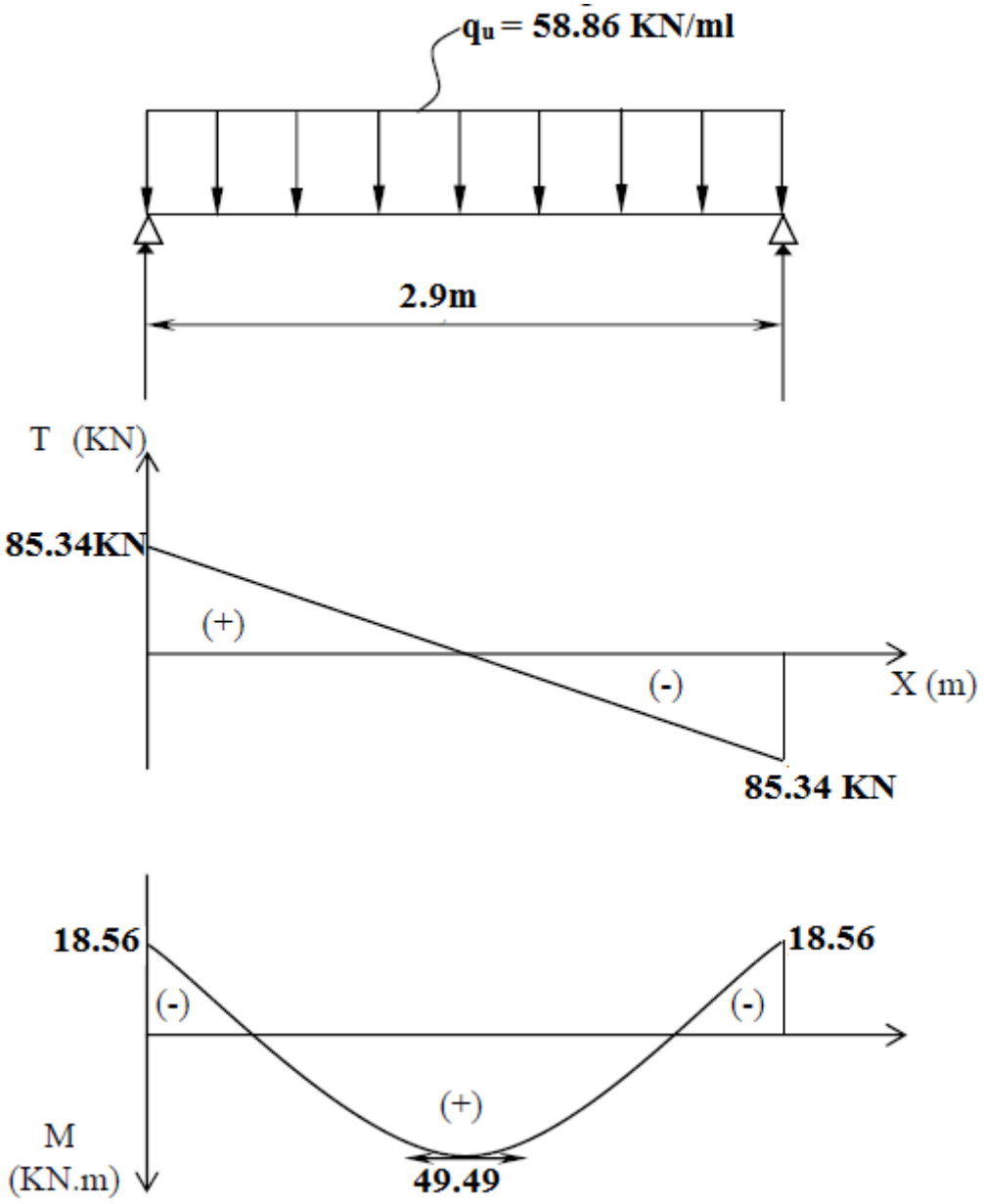


Figure III-7-2- Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Calcul du ferraillage :

- **Aux appuis : M_u = 18.56 KN.m**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{18.56\times10^3}{25\times28^2\times14.2} = 0.066 < \mu_l = 0.392$$

⇒Section simplement armée

$$\mu = 0.066 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18.56\times10^3}{0.966\times28\times348} = 1.97\ cm^2.$$

Soit : **A_l^a = 3HA12 = 3.39 cm²**

En travée : M_t = 49.49KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{49.49\times10^3}{25\times28^2\times14.2} = 0.178 \quad < \quad \mu_b = 0.392$$

⇒Section simplement armée

$\mu = 0.178 \Rightarrow \beta = 0.901$

$$A_l^t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{49.49\times10^3}{0.901\times28\times348} = 5.63 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_l^t = 6HA12= 6.78 cm²**

Vérifications à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd\frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

En travée :$_{st}$ = 6.78cm²>A_{min}= 0.84 cm² ……**Condition vérifiée**..
En appuis :$_{st}$ = 3.39cm²>A_{min}= 0.84 cm² ……**Condition vérifiée**.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La poutre est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\} \rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{85.34\times10^3}{250\times280} = 1.21\text{MPa}.$$

τ_u =1.21MPa<$\overline{\tau_u}$=3.33 MPa……**Condition vérifiée**.

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4\times\tau_{su}} \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_{s^2} \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$\text{Pour } \phi = 12\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

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 = 0.4×42.32 = **16cm**.

- **Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9xd \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 3\times\pi\times12 = 113.04$ mm

$$\tau_{se} = \frac{85.34\times10^3}{0.9\times280\times113.04} = 2.9\text{MPa}.$$

τ_{se} = 2.9MPa<$\overline{\tau_{se}}$ = 3.15 MPa **…….Condition vérifiée**.

- **Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91 /Art A.7.2-2)

ϕ_t < min {ϕ; h/35 ; b/10} = min {12 ; 8,57 ; 25} = 8,57 mm

ϕ_t **= 8mm**.

- ✓ **Espacement des barres :** (Art 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

  - **En zone nodale :** $S_t \leq$ min {h/4 ; 12ϕ} = 7,5 cm

On prend : **S_t = 7 cm**

  - **En zone courante** : $S_t \leq$ h/2 = 30/2 = 15 cm

On prend: **S_t = 15 cm**

- ✓ **Quantité d'armatures transversales minimales:(Art 7.5-2-2 RPA 99 version 2003)**[2]

$$A_{min} = 0{,}003 \times S_t \times b \leq A_t$$
$$A_{min} = 0{,}003 \times 15 \times 20 = 0{,}9 \text{ cm}^2$$
$$A_{min} = 0{,}9 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 0.9\text{cm}^2$$

On prend :**A_t = 4HA8 = 2,01 cm²**

- **Calcul à l'ELS :**

Moment isostatique: $M_s = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{38.93 \times 2.9^2}{8}$=40.92KN.m

Effort tranchant:$T_s = \frac{qs \times l}{2} = \frac{38.93 \times 2.9}{2}$ = 56.44 KN.

Correction des moments

- Aux appuis

M_a = - 0,3 M_o = - 0,3 × 40.92= - 12.27 KN.m.

- En travée

M_t = 0,85 M_o = 0,85 × 40.92= 34.78 KN.m.

Diagramme des efforts internes à l'ELS :

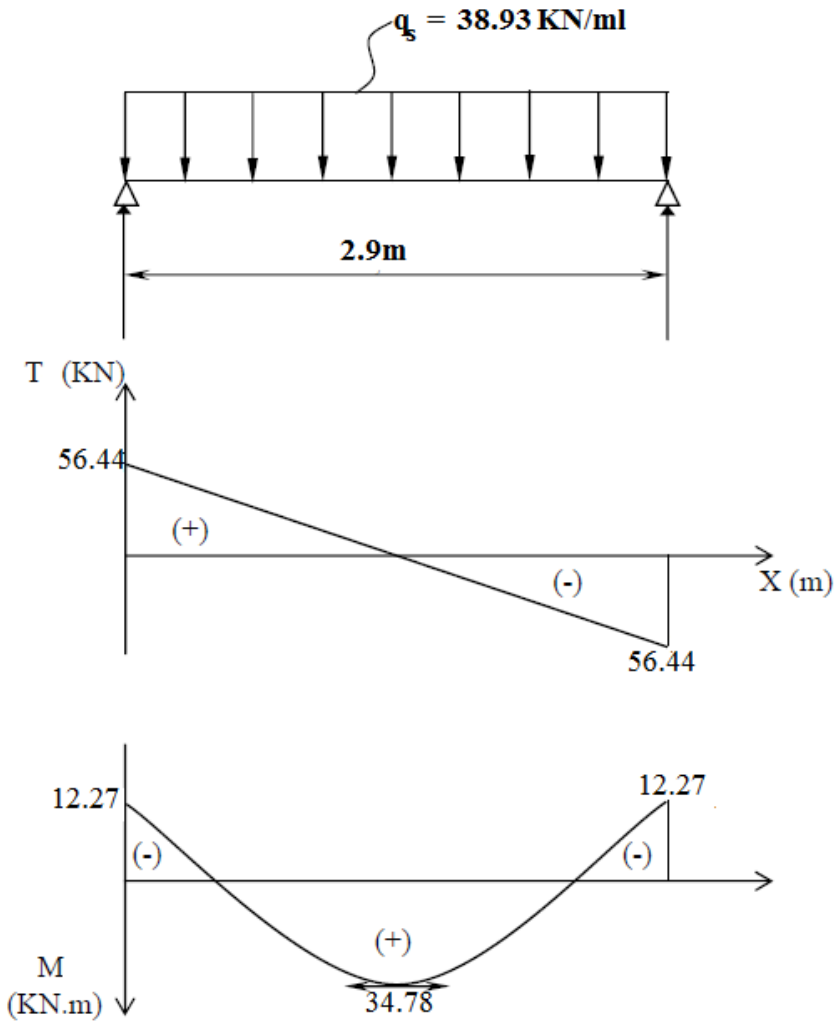


Figure III-7-3- Diagramme des efforts internes à l'ELS.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

En travée : **M_s = 34.78KN.m**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$$

$\beta_1$est en fonction de $\rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.78}{25 \times 28} = 0.968$

$\rho = 0.968 \rightarrow \beta_1 = 0.8626$

$$\sigma_{st} = \frac{34.78 \times 1000}{0.8626 \times 28 \times 6.78} = 212.38$$

$\overline{\sigma_{st}}$= 212.38MPa< 348 MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$ $\rho = 0.968 \rightarrow k_1 = 21.32$

$$\sigma_{bc} = \frac{212.38}{21.32} = 9.96$$

σ_{bc}= 9.96MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....**Conditionvérifiée.**

Aux appuis : **M_a = 12.27KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; $\rho = \frac{100 \times Ast}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$

$\rho = 0.483 \rightarrow \beta_1 = 0.895$

$\sigma_{st} = \frac{12.27 \times 1000}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 144.43$

$\overline{\sigma_{st}}$= 144.43MPa

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$

$\rho = 0.486 \rightarrow k_1 = 32.62$

$\sigma_{bc} = \frac{144.43}{32.62} = 4.42$

σ_{bc}= 4.42MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 > 0.0625$.....**Conditionvérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^S}{10M_0} \rightarrow 0.103 > \frac{34.78}{10 \times 40.92} = 0.08$ .....**Conditionvérifiée**
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{6.78}{25 \times 28} = 0.0096 > 0.0105$.....**Conditionvérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulatif :

Armatures principales En travées: **A_t= 6HA12 = 6.78 cm².**

Aux appuis **:** **A_a = 3HA12 = 3.39cm².**

Armatures transversales : 1cadre et 1 étrier en **HA8**.

Chapitre IV

Modélisation
et vérification des éxigences 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. Vue que le projet est situe 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 considère une analyse de structure sous un chargement dynamique un modèle simplifié qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit. Pour notre projet, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV-1-Description du logiciel ETABS: (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

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-2- 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**[2]**, 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) [2] ,** 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) **[2]**.

Dans notre cas **: H= 42.57m > 30m** → 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 :**

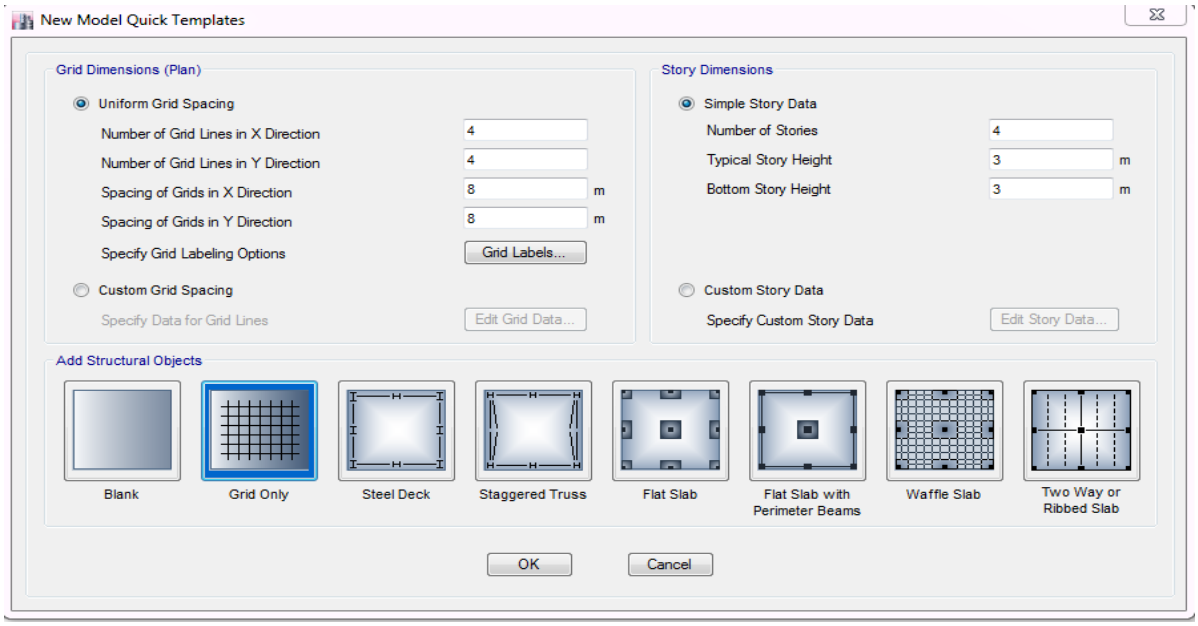
La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-3- Modélisation de la structure:

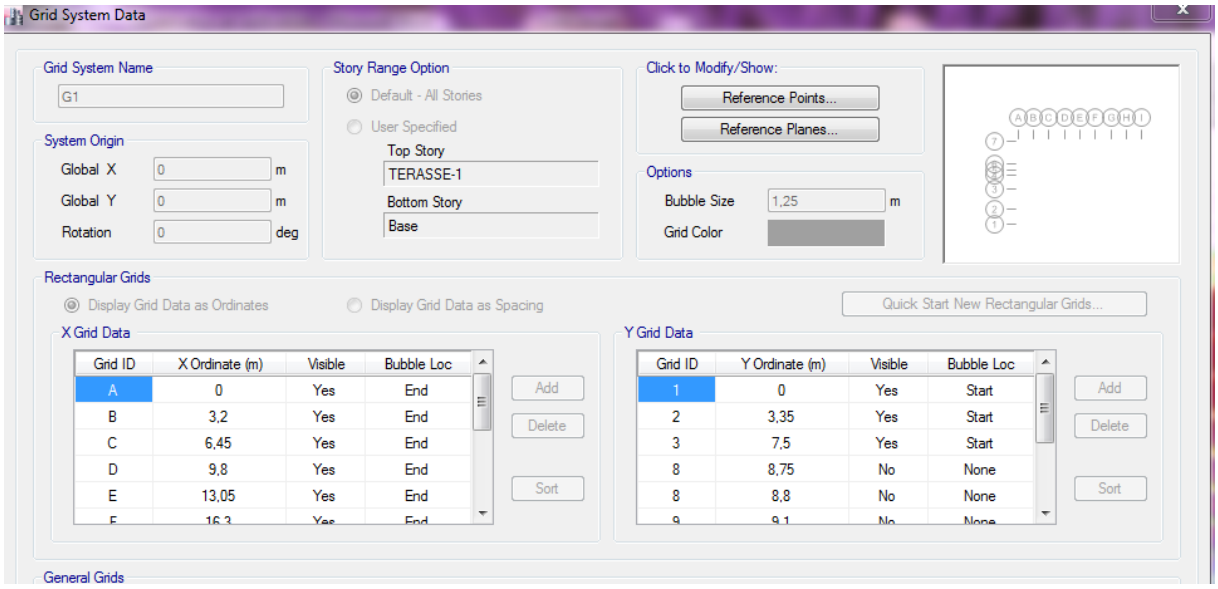
Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 13 niveaux (RDC+12 étages).

▪ **Introduction de la géométrie du modèle** :

- Après avoir lancé l'application ETABS 2016 on commence par choisir les unités avec lesquels 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



Story Data

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
TERASSE	3	39,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET10	3	36,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET9	3	33,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET8	3	30,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET7	3	27,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET6	3	24,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET5	3	21,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET4	3	18,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET3	3	15,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET2	3	12,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET1	3	9,57	No	ET SERVICE	No	0	
ET SERVICE	3	6,57	Yes	None	No	0	
RDC	3,57	3,57	No	None	No	0	

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

▪ Définition des propriétés des matériaux:

- On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System.**

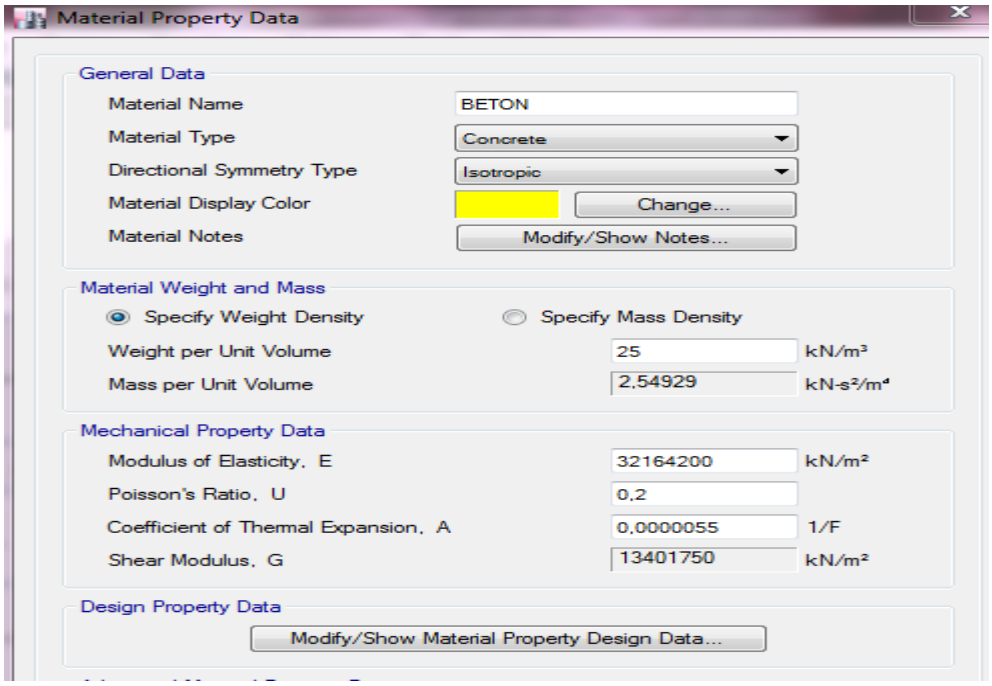
Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

Le béton :

- **Masse per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/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**

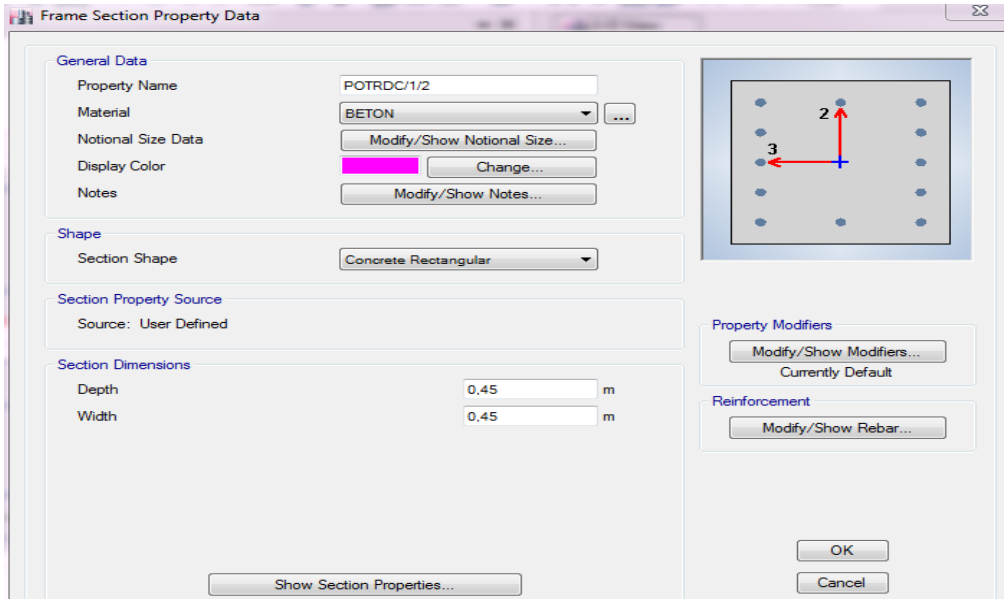


- **Définition des propriétés géométriques des éléments :**

- **Poteaux et poutre** : **Define/ Section proprieties / Frame Sections**

-Dans la boite de dialogue qui apparaît, on sélectionne la forme de la section considérer, Exemple : **add rectangular** pour une section d'une poutre.

- on sélectionne : **Add Rectangular sections** on apporte les modifications nécessaires pour chaque élément

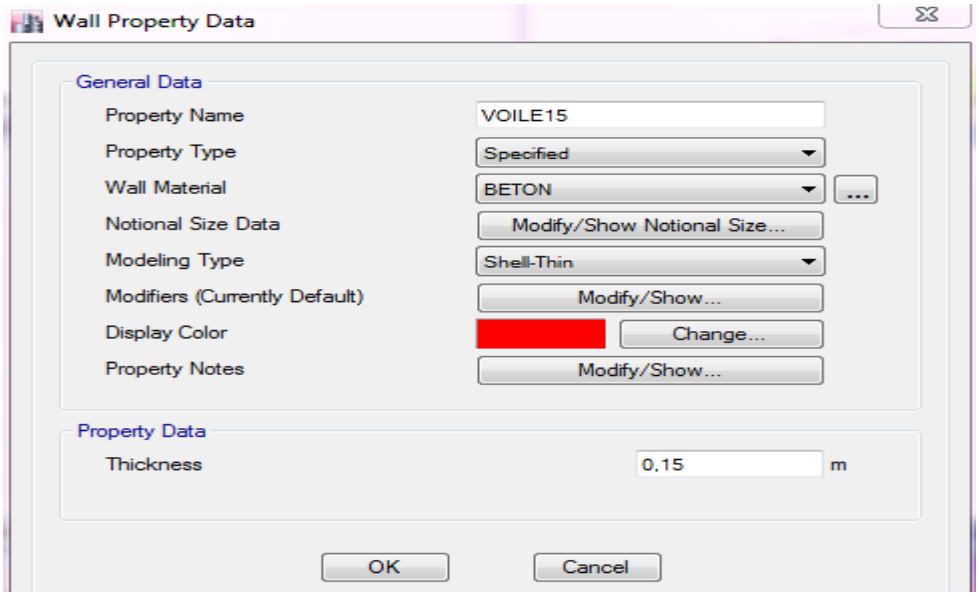


Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres.

- **Plancher, dalle plein, voile :** **Define / Section propreities / 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**.

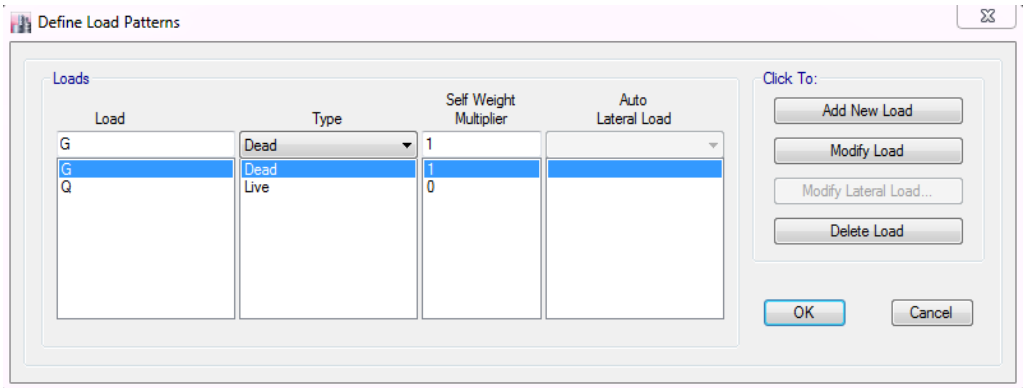
❖ **Charges permanentes :**

Load Name : G (Nom de la charge).
Type : DEAD (permanente).
Self weight multiplier : **1**

Remarque : On introduisant la valeur 1dans la case **Self weight multiplier,** le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Load Name : Q (Nom de la charge).
Type : LIVE(exploitation).
Self weight multiplier : **0**



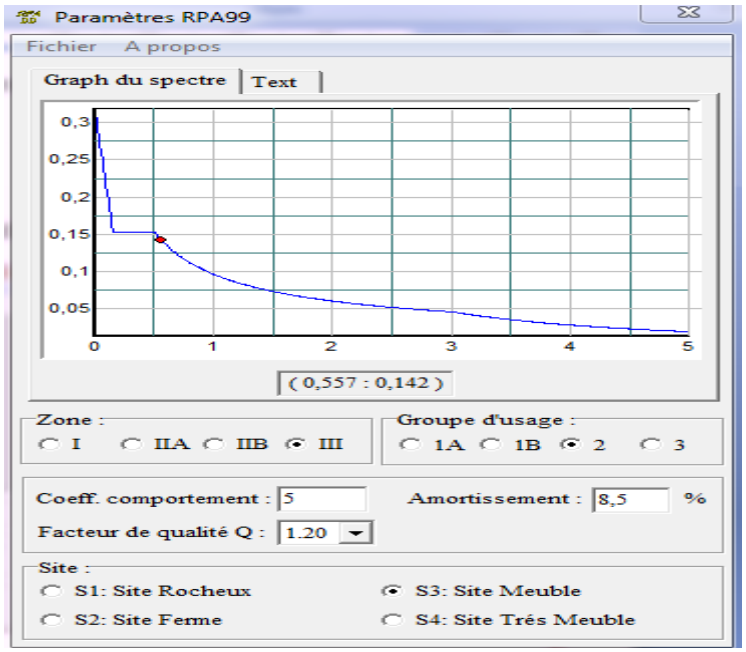
✓ Charge dynamique (E) :

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'accélérations (**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**

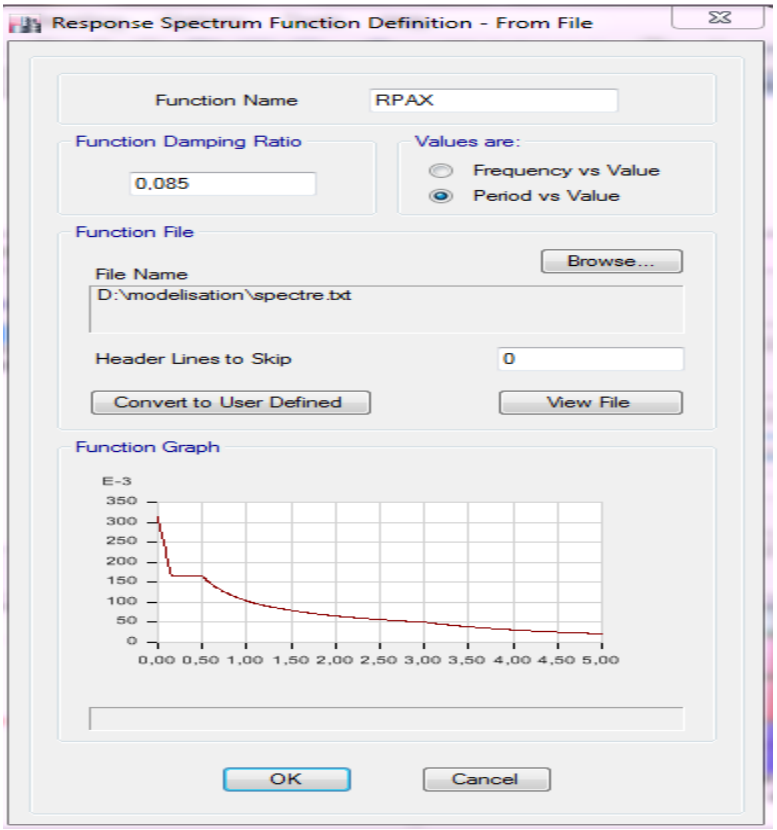
- **Données à introduire dans l'application:**
  - **Zone** : **III**
  - **Groupe d'usage** : **2**
  - **Coef comportement** : **5** Mixte portique/voile avec interaction
  - **Site** : **S3** (site meuble)**.**
  - **Facteur de qualité(Q)** : **1.2**
  - **Amortissement : 8.5%**

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 :

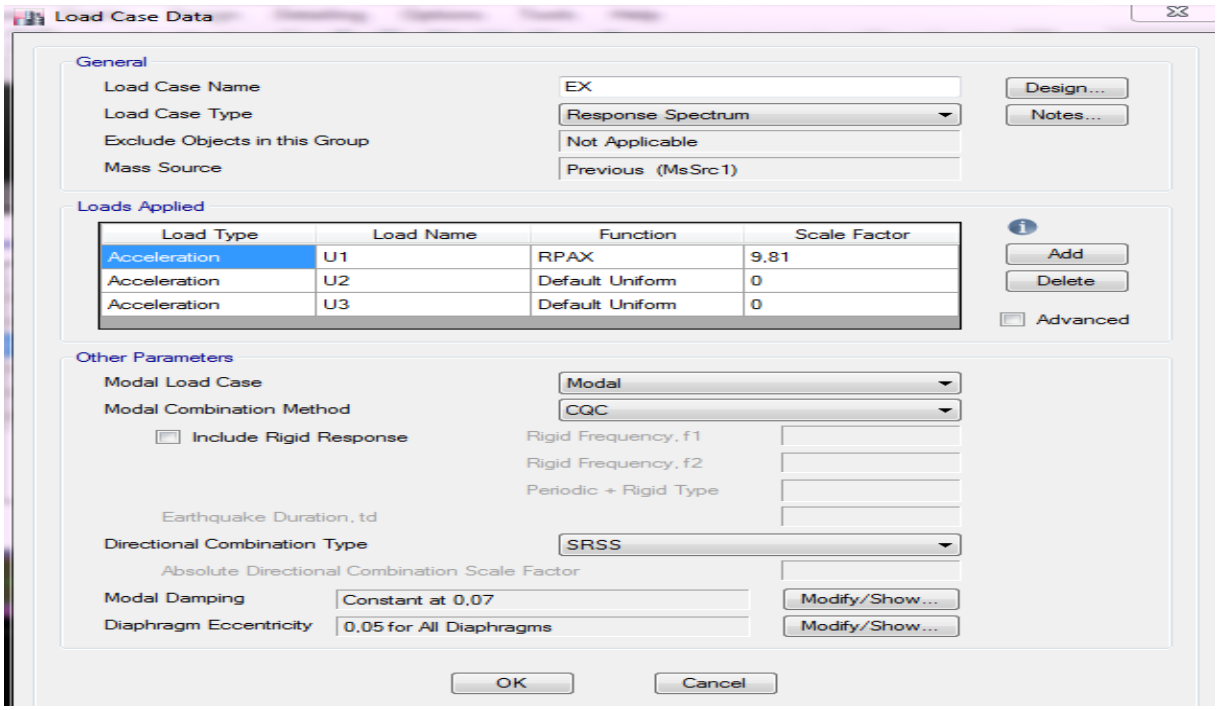
Define → Response Spectrum Functions → Spectrum From File



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 :

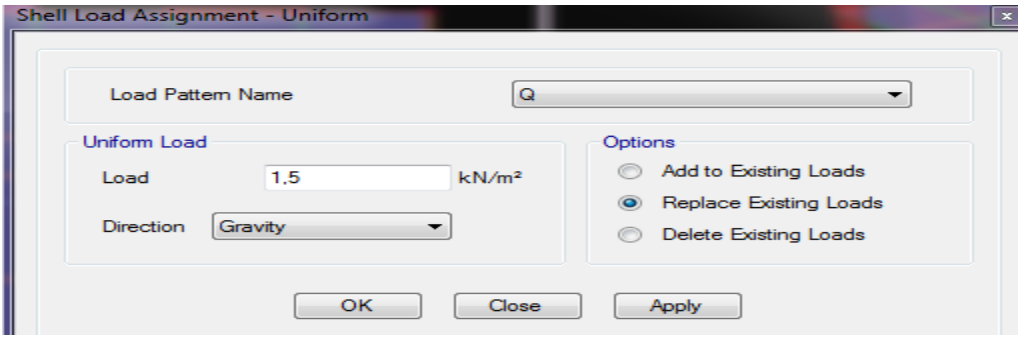
Define → Load cases →Response Spectrum Cases → Add New case



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 + ßQ = : G + 0.2Q

β : Coefficient de pondération avec → β = 0.2 donné par le tableau (4. 5) du RPA[2]

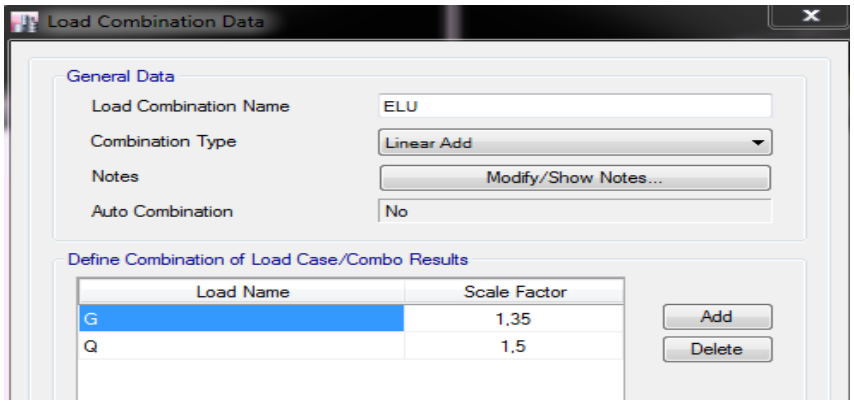
➢ Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G + Q ± E

0,8GE : 0.8G ± 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.

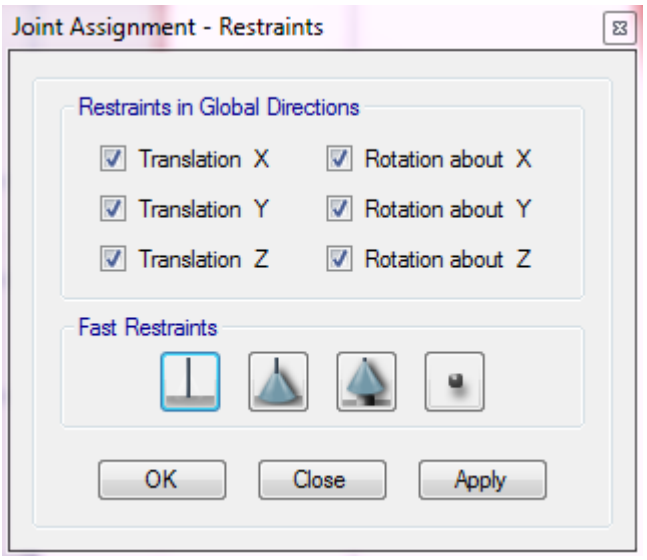
▪ Conditions aux appuis :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

• Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans le sous sol, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Restraints



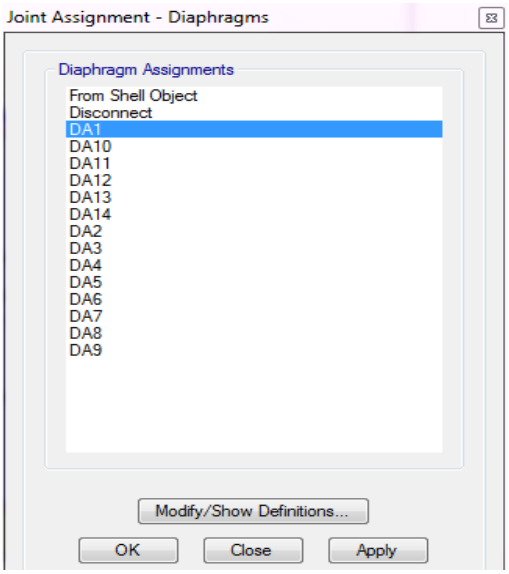
La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.
On donne la valeur **1** pour la charge permanente.
On donne la valeur de **ß (0,2 dans notre cas)** suivant la nature de la structure.

- **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**.

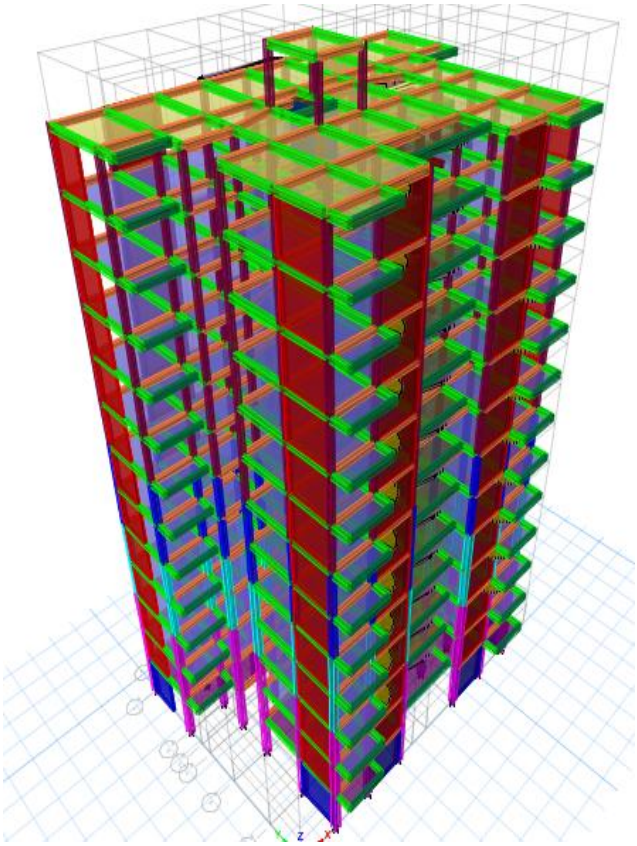


Figure IV-1-1 Modèle 3D de la structure

IV-4- 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** [2], 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.

❖ Vu l'irrégularité en plan de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, la disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous.

Cette disposition a permit d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre avantageusement aux conditions du RPA99 /2003.

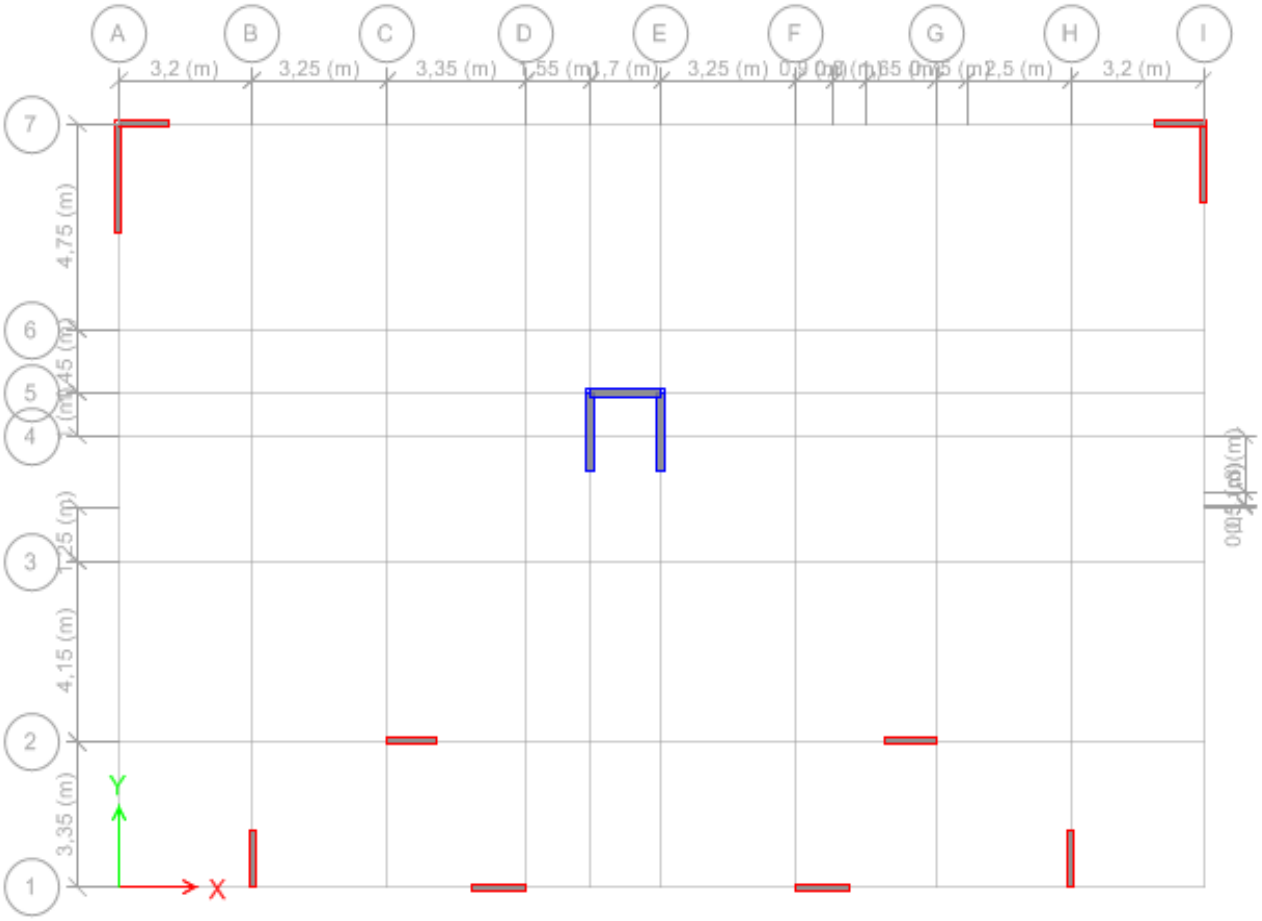


Figure IV-2-1 Disposition des voiles adoptée

On obtient les résultats comme suit: **Display / show tables /Result/ Modal result/ Modal participating mass ratios**

Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	1,324	0,7053	0,0023	0,0011	0,3228	0,0006
Modal	2	1,219	0,7076	0,687	0,3451	0,3237	0,0012
Modal	3	1,1	0,7082	0,688	0,3452	0,324	0,681
Modal	4	0,429	0,8466	0,6883	0,3459	0,6735	0,682
Modal	5	0,391	0,8471	0,8352	0,6567	0,6747	0,6849
Modal	6	0,34	0,8487	0,8397	0,6635	0,6777	0,8368
Modal	7	0,219	0,9039	0,8399	0,664	0,765	0,8381
Modal	8	0,198	0,9046	0,8947	0,7506	0,7662	0,8414
Modal	9	0,162	0,906	0,8992	0,758	0,7691	0,9005
Modal	10	0,137	0,9318	0,8993	0,7583	0,8334	0,9014
Modal	11	0,124	0,9318	0,9225	0,8137	0,8334	0,9024
Modal	12	0,121	0,9393	0,9229	0,8148	0,8509	0,9025

Figure IV-2-2 périodes et participations massiques

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du **7^{éme}** mode suivant **x** et à partir du **11^{éme}** mode suivant **y**:
-Sens-x : 90.39 %.
-Sens-y : 92.25 %.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

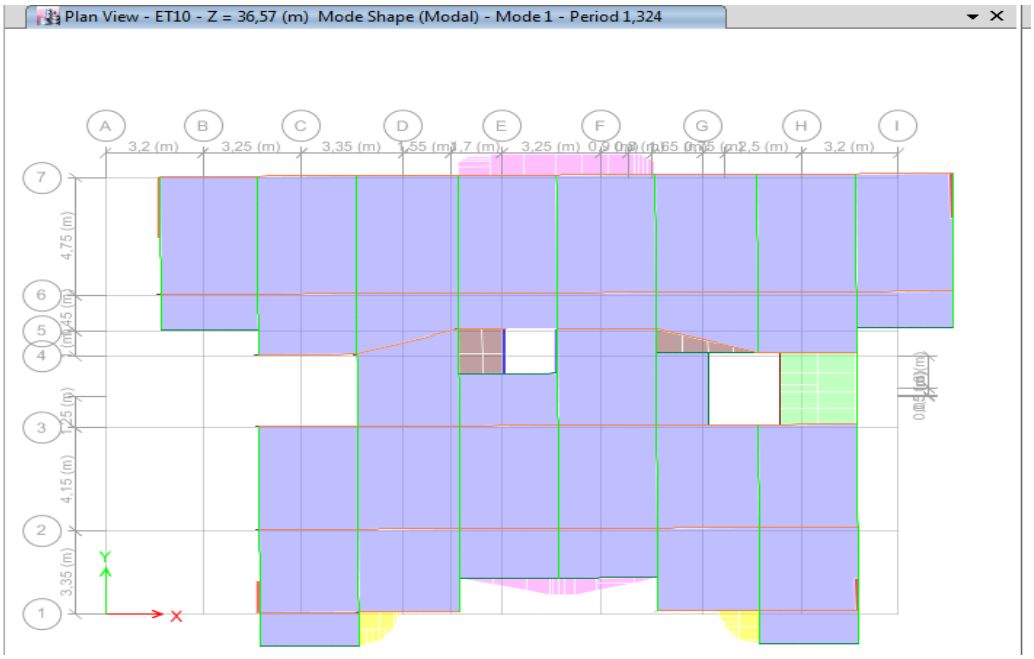


Figure IV-2-3 1er mode de déformation (translation suivant x).

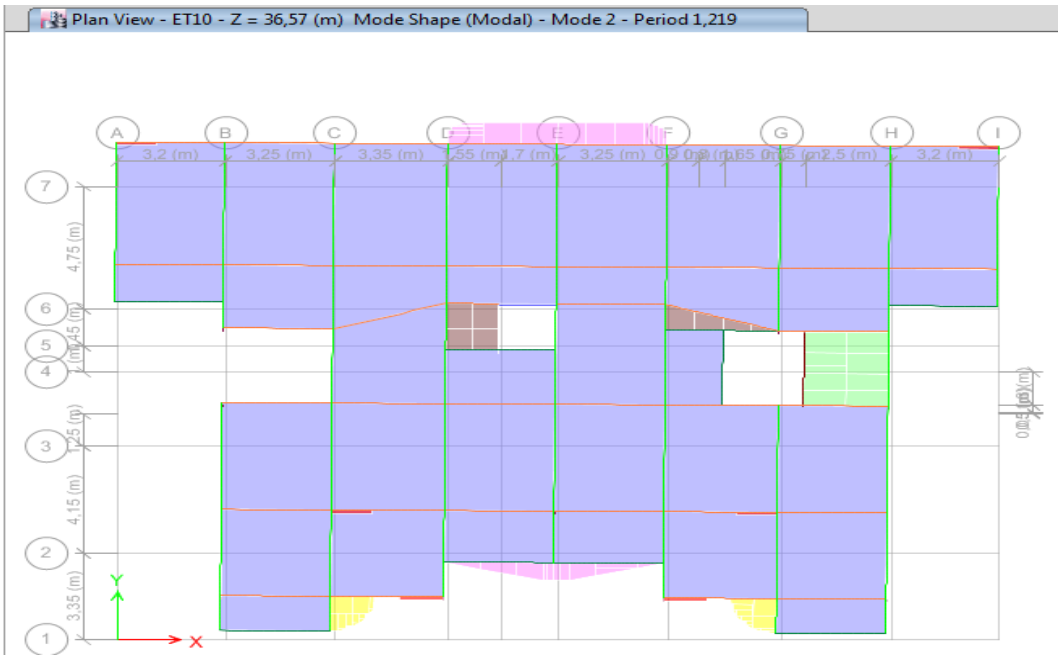


Figure IV-2-4 2eme mode de déformation (translation suivant y).

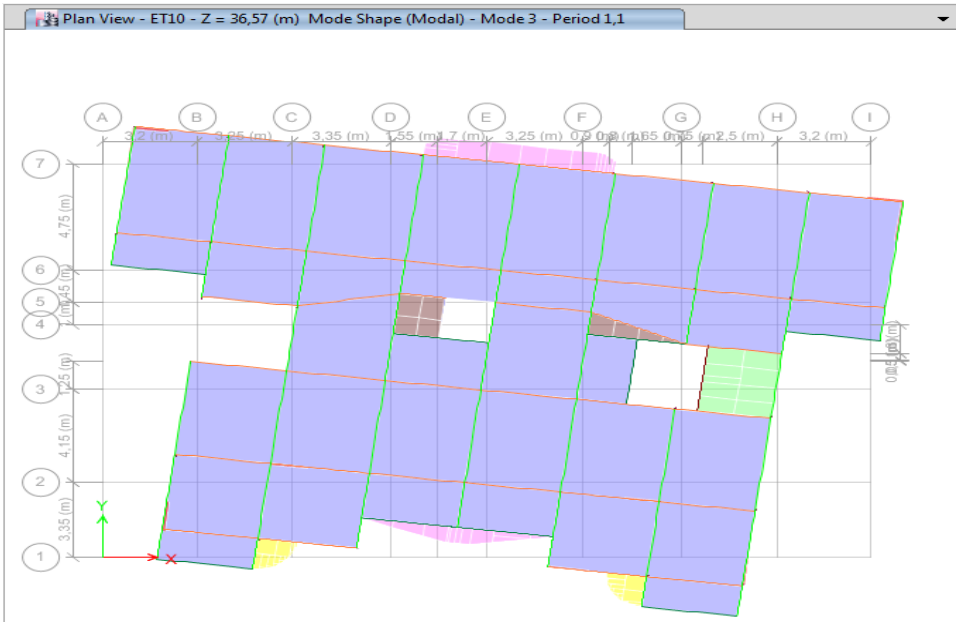


Figure IV-2-5 3eme mode de déformation (rotation suivant z).

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** reprisent par les voiles et les portiques

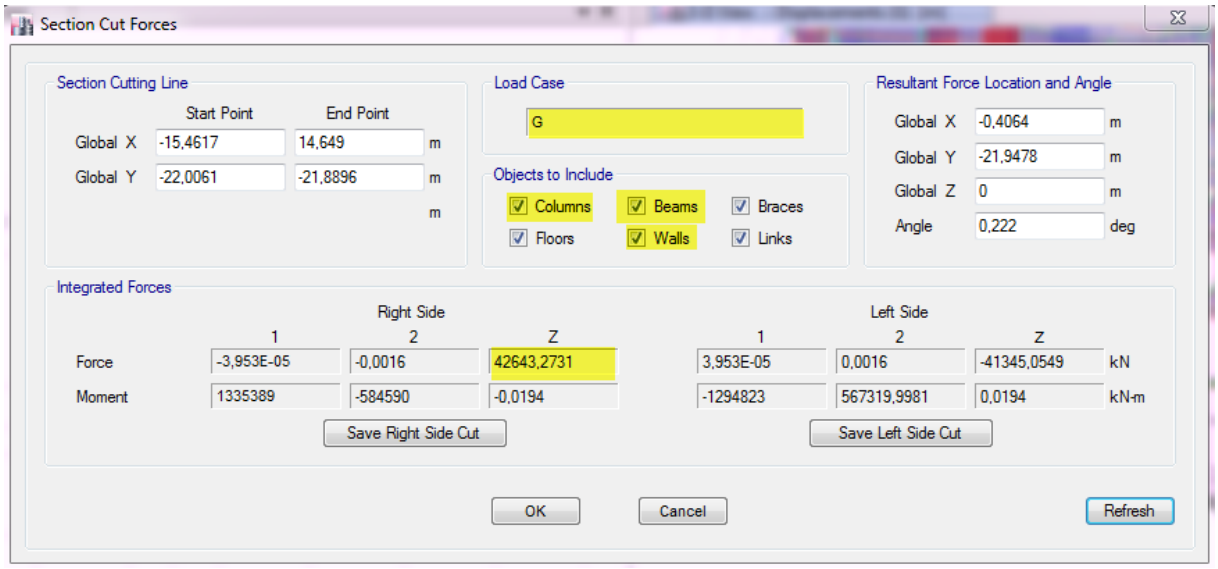
Méthode 01 : Les efforts revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option **« Section Cut »**
On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **G**
Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

- En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

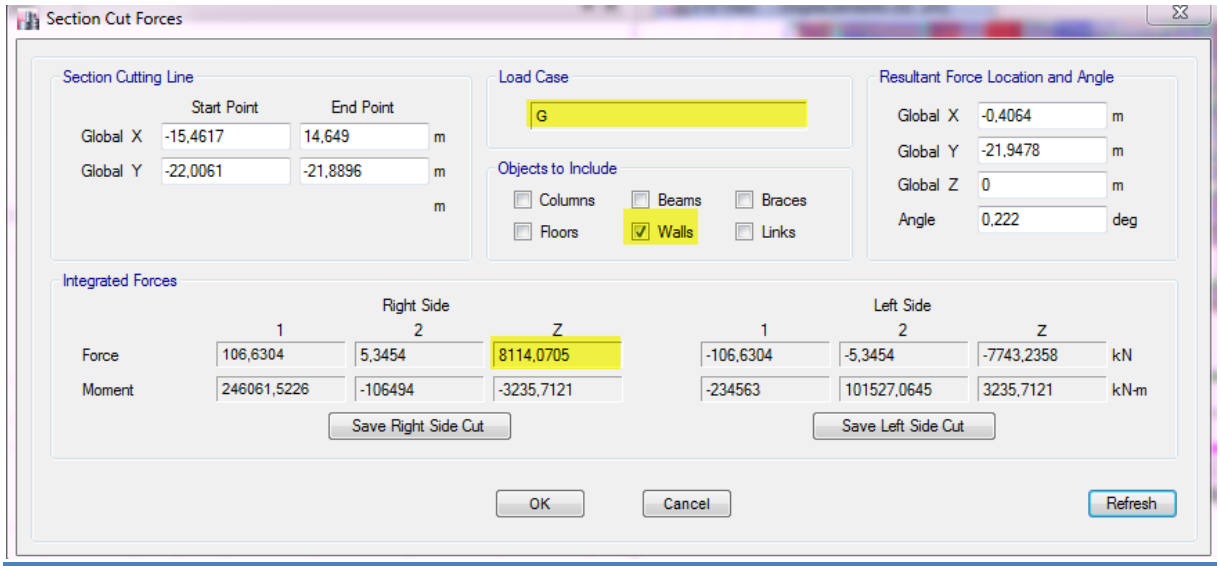
❖ **Sous charges verticales :**

- $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$
- $\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$

▪ **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base :**



▪ **Charges verticales reprise par les voiles**



- Charges verticales reprises par les voiles = **19,02%**
- Charges verticales reprises par les portiques = **80,98%**

Méthode 02

- On clique sur **Display/ Show tables / Results / Reactions / Base reaction** et on sélectionne **la combinaison poids** pour avoir l'effort normal globale de la structure.
- On clique sur **Display/ Show tables / Results / Wall results / Pier forces** et on sélectionne **la combinaison poids** pour avoir l'effort normal des voiles uniquement.

N_{global} = 42643,27 KN.

N_{voiles} = 7994.37 KN.

⟹ **% N_{voiles} = 18.74%**

N_{global} : l'effort normal de la structure global.
N_{voiles}: l'effort normal des voiles.

La figure ci-dessous représente un organigramme proposé par **TALEB. R [6]** , pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b

Pour le système 2 → R=3,5

Pour le Système 4a → R = 5

Pour le Système 4b → R = 4

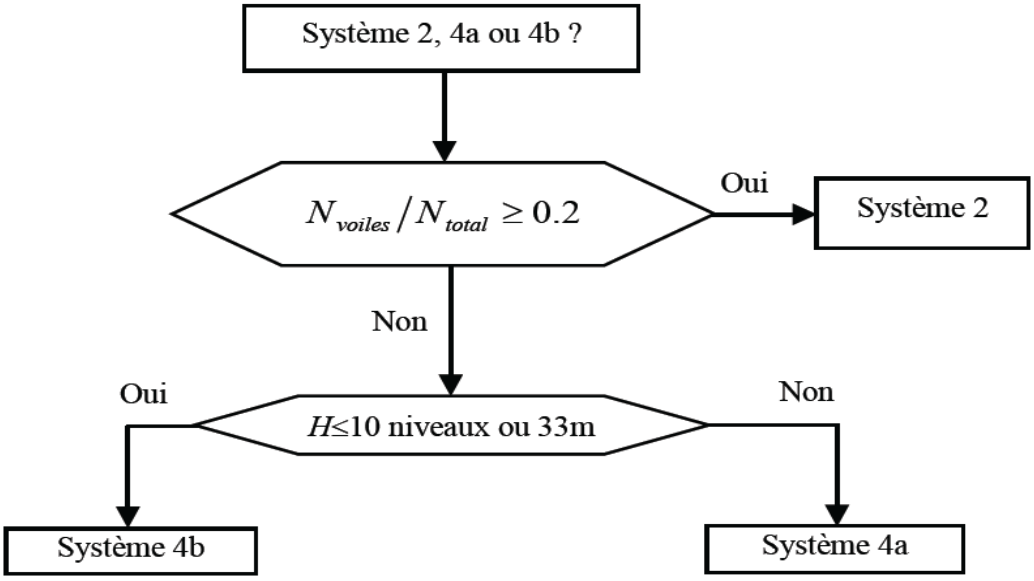


Figure IV-2-6 – Organigramme de classification des systèmes de contreventements

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales, et la hauteur du bâtiment dépasse les **33m** cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système de contreventement mixte avec interaction voiles-portiques**, selon l'article 3-4 paragraphe 4.b **RPA99/Ver2003 [2]**

⟹ **Système 4a → R = 5**

Remarque :

Pour les systèmes de contreventement **4a**, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, ce la veut dire :

Que lors du dimensionnement d'un système structurel dont le système de contreventement est assuré par les voiles et les portiques simultanément, le règlement exige que les portiques **(sans les voiles)** doivent résistés à au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. La vérification de cette exigence se fait par l'analyse du modèle mathématique d'un système structurel identique au système mixte, mais sans les voiles (système en portique auto-stable) sous 25% de la charge sismique, le spectre de réponse de calcul sera ainsi multiplier par **0,25** (dans le cas d'application de la méthode modale spectrale).

- **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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$ **(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003) [2]**

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
2226,62	0,45	0,44	Non vérifié
1574,30	0,40	0,39	Non vérifié
1070,47	0,35	0,34	Non vérifié
693,14	0,30	0,31	Non vérifié

Tableau IV-2-1 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Nouvelles sections des poteaux :

- Poteaux RDC, 1er et 2éme étage : (65×65) cm².
- Poteaux 3éme et 4éme étage : (55×55) cm².
- Poteaux 5éme et 6éme étage : (45×45) cm².
- Poteaux 7éme /…/ 12éme étage : (35×35) cm².

Remarque :

L'analyse a était refaite tout en respectant les nouvelles sections des poteaux, voici les nouveaux pourcentages d'efforts que reprennent les voiles et les portiques sous charges verticales :

Voiles : 14.63%

Portiques : 85%

- **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 $\mathbf{V_t < 0.80\ V}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\mathbf{0.8V/V_t}$.

- **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)**. [2]

Groupe d'usage : 2
Zone III } **A = 0.25**

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R =5**

W : poids total de la structure. → **W = 46536.15 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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003 [2]

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**) [2].

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 1,324s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.7$$

Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003 [2]

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**) [2].

$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 1,83$

D'où :

$$D = 1,06$$

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+ΣPq**

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-2-2 critères du facteur de qualité.

$$Q = 1,20$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,25 \times 1,06 \times 1,20}{5} \times 46536.15$$

$$V = 2959.69 \text{ KN}$$

Sens	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$(KN)	V_t(KN)	Observation
XX	2959.69	2367.75	3111,07	vérifié
YY			3194,11	vérifié

Tableau IV-2-3 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 :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

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
13	0,0552	5	0,276	0,0115	0,03	**Vérifié**
12	0,0529	5	0,2645	0,0135	0,03	**Vérifié**
11	0,0502	5	0,251	0,016	0,03	**Vérifié**
10	0,0470	5	0,235	0,018	0,03	**Vérifié**
9	0,0434	5	0,217	0,021	0,03	**Vérifié**
8	0,0392	5	0,196	0,023	0,03	**Vérifié**
7	0,0346	5	0,173	0,025	0,03	**Vérifié**
6	0,0296	5	0,148	0,025	0,03	**Vérifié**
5	0,0246	5	0,123	0,0255	0,03	**Vérifié**
4	0,0195	5	0,0975	0,025	0,03	**Vérifié**
3	0,0145	5	0,0725	0,024	0,03	**Vérifié**
2	0,0097	5	0,0485	0,0215	0,03	**Vérifié**
1	0,0054	5	0,027	0,0175	0,03	**Vérifié**
RDC	0,0019	5	0,0095	0,0095	0,0357	**Vérifié**

Tableau IV-2-4 Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)

Sens YY :

Niveau	δek (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1%×h (m)	Observation
13	0,0515	5	0,2575	0,0135	0,03	**Vérifié**
12	0,0488	5	0,244	0,018	0,03	**Vérifié**
11	0,0452	5	0,226	0,0165	0,03	**Vérifié**
10	0,0419	5	0,2095	0,0185	0,03	**Vérifié**
9	0,0382	5	0,191	0,0205	0,03	**Vérifié**
8	0,0341	5	0,1705	0,022	0,03	**Vérifié**
7	0,0297	5	0,1485	0,023	0,03	**Vérifié**
6	0,0251	5	0,1255	0,023	0,03	**Vérifié**
5	0,0205	5	0,1025	0,0225	0,03	**Vérifié**
4	0,016	5	0,08	0,021	0,03	**Vérifié**
3	0,0118	5	0,059	0,0205	0,03	**Vérifié**
2	0,0077	5	0,0385	0,0175	0,03	**Vérifié**
1	0,0042	5	0,021	0,014	0,03	**Vérifié**
RDC	0,0014	5	0,007	0,007	0,0357	**Vérifié**

Tableau IV-2-5 Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)

➢ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2° 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)** [2]

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0{,}1$$

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 < θ_k < 0.2** : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/ (1- θ_k).

Si **θ_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 ci-dessous :

			Sens X			Sens Y		
Niveau	**P (Kn)**	**h_k (m)**	**V_k (Kn)**	**Δ_k(m)**	**θ_k**	**V_k (Kn)**	**Δ_k(m)**	**θ_k**
13	133,04	3	39,02	0,0115	0,0130	46,34	0,0135	0,0129
12	3059,14	3	541,56	0,0135	0,0254	562,93	0,018	0,0326
11	3136,95	3	975,83	0,016	0,0171	1015,04	0,0165	0,0169
10	3150,89	3	1319,27	0,018	0,0143	1375,27	0,0185	0,0141
9	3150,89	3	1604,12	0,021	0,0137	1668,71	0,0205	0,0129
8	3150,89	3	1846,14	0,023	0,0130	1914,82	0,022	0,0120
7	3150,89	3	2053,06	0,025	0,0127	2128,48	0,023	0,0113
6	3395,14	3	2246,74	0,025	0,0125	2329,56	0,023	0,0111
5	3395,14	3	2437,51	0,0255	0,0118	2524,26	0,0225	0,0100
4	3706,53	3	2620,30	0,025	0,0117	2710,37	0,021	0,0095
3	3706,30	3	2790,44	0,024	0,0106	2885,28	0,0205	0,0087
2	4077,97	3	2942,88	0,0215	0,0099	3038,57	0,0175	0,0078
1	4071,92	3	3057,57	0,0175	0,0077	3147,50	0,014	0,0060
RDC	4410,64	3,57	3111,06	0,0095	0,0037	3194,12	0,007	0,0027

Tableau IV-2-6 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.

➢ Vérification de la flèche au niveau des porte-à-faux :

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{200}$$

f : Déplacement du porte-à-faux dû aux charges verticales

l : Portée libre du porte-à-faux → l = 2m

$\bar{f}$: Flèche admissible

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ joint displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison **ELS :**

Niveau	*f (m)*	$\bar{f}$ (m)	Observation
12	-0,0029	0,01m	**Vérifié**
11	-0,0029		**Vérifié**
10	-0,0028		**Vérifié**
9	-0,0027		**Vérifié**
8	-0,0026		**Vérifié**
7	-0,0024		**Vérifié**
6	-0,0021		**Vérifié**
5	-0,0020		**Vérifié**
4	-0,0017		**Vérifié**
3	-0,0016		**Vérifié**
2	-0,0014		**Vérifié**
1	-0,0012		**Vérifié**

Tableau IV-2-7 Vérification de la flèche au niveau des porte-à- faut

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 lesquels nous allons ferraillé la structure.

Chapitre V

Ferraillage des éléments

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- Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage 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 → à l'ELU.**
- **G + Q → à l'ELS.**
- **G + Q ± E → RPA99 révisé 2003.**
- **0.8G ± E → 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 **50ϕ_L en zone III**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm en zone III**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

✓ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.9%** de la section du béton : **0.9% × b × h**

- **S-Sol ,RDC, 1er étage et 2^{émé} étage :**
  Poteaux (65×65): A_{min}=65×65×0.009= **38.025cm²**
- **3^{éme} étage et 4^{éme} étage :**
  Poteaux (55×55): A_{min}=55×55×0.009=**27.225 cm²**
- **5^{éme} étage et 6^{éme} étage :**
  Poteaux (45×45): A_{min}=45×45×0.009= **18.225cm²**
- **7^{éme} étage jusqu'au 12^{éme} étage :**
  Poteaux (35×35): A_{min}=35×35×0.009= **10.025cm²**

✓ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

1. **Zone courante :**

- **S-Sol ,RDC, 1er étage et 2^{émé} étage :**
  Poteaux (65×65): A_{min}=65×65×0.04= **169cm²**
- **3^{éme} étage et 4^{éme} étage :**
  Poteaux (55×55): A_{min}=55×55×0.04= **121 cm²**
- **5^{éme} étage et 6^{éme} étage :**
  Poteaux (45×45): A_{min}=45×45×0.04= **81cm²**
- **7^{éme} étage jusqu'au 12^{éme} étage :**
  Poteaux (35×35): A_{min}=40×40×0.04= **49cm²**

2. **Zone de recouvrement :**

- **S-Sol ,RDC, 1er étage et 2^{émé} étage :**
  Poteaux (65×65): A_{min}=65×65×0.06= **253.5cm²**
- **3^{éme} étage et 4^{éme} étage :**
  Poteaux (55×55): A_{min}=55×55×0.06= **181.5cm²**
- **5^{éme} étage et 6^{éme} étage :**
  Poteaux (45×45): A_{min}=45×45×0.06= **121.5cm²**
- **7^{éme} étage jusqu'au 12^{éme} étage :**
  Poteaux (35×35): A_{min}=40×40×0.06= **73.5cm²**

❖ **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 :

$$N_u(d-c)' - M_f \leq [0.337 - 0.08\,\frac{c'}{h}]\ bh^2 f_{bc}$$

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:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \qquad \text{Avec :} \qquad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : μ : moment réduit

- **1er cas :**
  Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. **(A'=0)**
  - Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_S}$
  - Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_S}$ **Avec :** $\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s}$

- **2^éme^ cas :**
  Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. **(A'≠ 0)**
  On calcul : $M_r = \mu_l . bd^2 f_{bc}$
  $\Delta M = M_f - M_r$
  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:

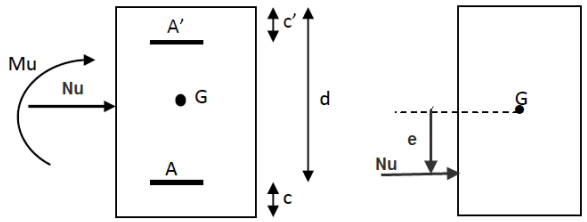
$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_S} \end{cases}$$

2. **<u>Section entièrement comprimée (SEC) :</u>**
   La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d-c)' - M_f > [0.337h - 0.81\,\frac{c}{h}]\ bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
Deux cas peuvent se présenter :



- **1er cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_r \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$

→ la section est doublement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s} \qquad A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

- **2eme 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 $A_1' = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \qquad \textbf{Avec :} \qquad \psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c \qquad g = \frac{h}{2} - c - eu$$

La section d'armature :

$$As_i = \frac{N_u \; g}{(d - c)\sigma_{10}} \qquad As_s = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - As_i$$

Avec :

σ_{10}: $\frac{f_e}{\gamma_s} =$ 348 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 : Sous sol ; RDC ; 1er étage ; 2^éme^ étage (poteaux 65×65)
Zone II : 3^éme^ ; 4^éme^ étage (poteaux 55×55)
Zone III : 5^éme^ ; 6^éme^ étage (poteaux 45×45)
Zone IV : 7^éme^ … 12^éme^ étage (poteaux 35×35)

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91) [4]**

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 :

$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ ⟹ N_s , M_s : effort normal et moment fléchissant à **l'état limite de SERVICE**

	Sollicitation	Efforts normal (KN)	Moment (KN.m)	A_{min} (cm²)
Zone I	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1628.96	1.99	12.02
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-503.76	1.98	12.20
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-1269.64	39.60	**14.61**
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1184.99	-0.10	8.48
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-395.56	1.49	8.68
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-802.40	-42.61	**14.60**
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-920.53	-0.07	5.61
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-299.63	4.18	6.33
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-588.62	-32.28	**13.57**
Zone IV	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-975.81	-0.076	3.32
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-34.53	7.54	0.61
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-493.89	-20.81	**8.17**

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 : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

M_{cor} = 16.85 KN.m
N_{max} = 955.56KN (N effort de traction) } **situation accidentelle (0.8G+Ey)**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16,85}{955.56} = 0.0176m$

$(\frac{h}{2} - c) = 0.295m$

$e_u < \frac{h}{2} - c$ ⟹ **Section entièrement tendue**

$g = \frac{h}{2} - c - eu = 0.2774m$

La section d'armature :

$$As_{inf} = \frac{N_u \; g}{(d-c)\sigma_{10}} \qquad As_{sup} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - As_i$$

Avec : σ_{10}: $\frac{f_e}{\gamma_s}$ = 400 MPa

$$As_{inf} = \frac{955.56 \times 10^3 \times 277.4}{(620-30)400} = 1123 \text{ mm}^2$$

$$As_{inf} = 11.23 cm^2$$

$$As_{sup} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - As_i$$

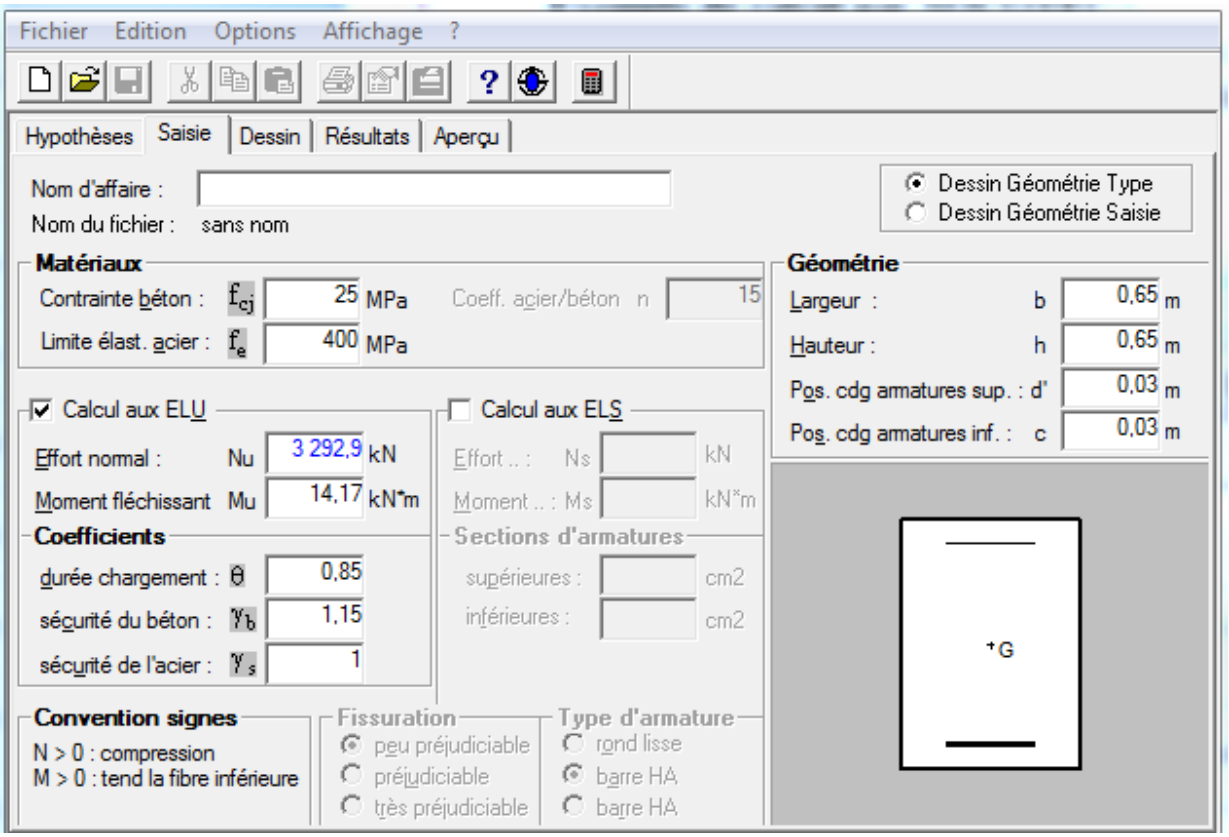
$As_{sup} = \left(\frac{955.56 \times 10}{400}\right) - 11.23 = 11.82$

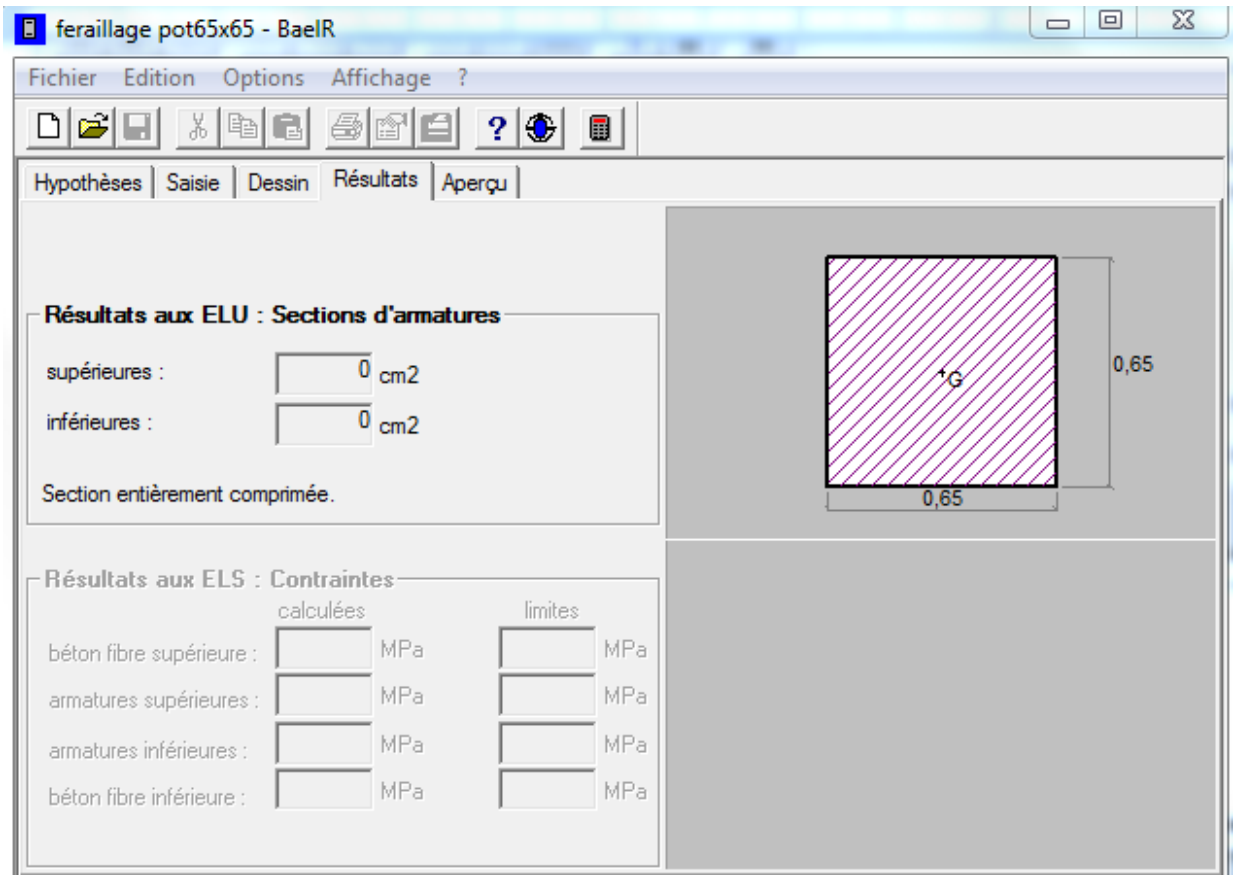
As_{sup} = 12.66cm²

Pour la détermination du ferraillage 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= 0.65m ; h= 0.65m ; c =0.03m ; Situation accidentelle
Les sollicitations : $N_{min} \rightarrow M_{cor}$





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	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	**0.8G+Ey**	955.56	16.85	**SET**	11.23	12.66	**14.61**	5HA20
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	**G+Q+Ey**	-3292.92	14.17	**SEC**	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	**G+Q-Ex**	-2076.50	-256.16	**SEC**	0	0		
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	**0.8G+Ey**	527.73	8.04	**SET**	6.19	7.01	**14.60**	5HA20
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	**G+Q+Ey**	-2307.79	-144.31	**SEC**	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	**G+Q+Ey**	-1318.55	-158.78	**SEC**	0	0		
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	**0.8G+Ey**	356.17	9.37	**SET**	3.85	5.05	**13.57**	5HA20
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	**G+Q+Ey**	-1513.78	-92.04	**SEC**	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	**G+Q+Ex**	-656.63	-121.21	**SEC**	0	0		
Zone IV	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	**0.8G+Ey**	193.32	10.23	**SET**	1.53	3.30	**8.17**	2HA20+ 2HA12
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	**G+Q+Ey**	-932.27	-0.09	**SEC**	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	**G+Q+Ex**	-147.99	-70.93	**SPC**	4.02	0		

Tableau V-1-2 : Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau si dessous (Tableau V-1-3) résume les sections totales adoptées pour tout les niveaux :

Section	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
65×65	16HA20 = **50.26**	38.025	CV
55×55	16HA20 = **50.26**	27.225	CV
45×45	16HA20 = **50.26**	18.225	CV
35×35	4HA20+8HA12 = **21.61**	10.025	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** [2] ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq 10cm$

En zone courante : $S_t \leq \min\{ b/2 ; h/2 ; 10\varphi_l \} = \min\{ 17.5 ; 10\times1.2\}$

φ_l : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale : $\mathbf{S_t = 10cm}$

En zone courante : $\mathbf{S_t = 10cm}$

- **La section d'armatures transversales :** **Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003** [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \Longrightarrow A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

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) : $\lambda_g = 3.84$
- Poteau (55×55) : $\lambda_g = 3.81$
- Poteau (45×45) : $\lambda_g = 4.66$

$\Big\}$ $\lambda_g < 5 \rightarrow \boldsymbol{\rho_a = 3.75}$

- Poteau (35×35) : $\lambda_g = 6 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \boldsymbol{\rho_a = 2.5}$

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm²)
		St = 10cm
Zone I	341.15	4.92
Zone II	286.52	4.88
Zone III	177.36	3.69
Zone IV	98.08	1.75

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 et III) : $3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow A_t = 0.0055\ S_t \times b$
Zone (IV) : $\lambda_g > 5 \Longrightarrow A_t = 0.003\ S_t \times b$

	$A_{adoptée}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	Observation
Zone I	5.15	3.57	CV
Zone II	5.15	3.02	CV
Zone III	4.01	2.47	CV
Zone IV	2.01	1.05	CV

Tableau V-1-5 : Vérification des sections d'armatures transversales adoptées

On opte pour :
Zone I, II et III: 2 cadre φ10 et 2 cadres φ8 $\Longrightarrow$ **A_t = 5.15 cm² = 4HA10 + 4HA8**
Zone IV : 2 cadres φ8 $\Longrightarrow$ **A_t = 2.01 cm² = 4HA8**

- **Longueur de recouvrement :**

Pour le φ 20 => L = 40 φ = 40 × 2 = 80 cm
Pour le φ 12 => L = 40 φ = 40 × 1.6 = 48 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:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone (I II et III) $\lambda_g < 5 \Longrightarrow$ $\rho_d = 0.04$ $\overline{\tau_u} = 0.04 \times 25 =$ **1Mpa**

Zone (IV) $\lambda_g > 5 \rightarrow \Longrightarrow$ $\rho_d = 0.04$ $\overline{\tau_u} = 0.075 \times 25 =$ **1.875Mpa**

	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Zone I	0.897	1	**CV**
Zone II	0.988		**CV**
Zone III	0.973		**CV**
Zone IV	0.889	1.875	**CV**

Tableau V-1-6 : Vérification des contraintes tangentielles

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 : $\overline{\sigma_{bc}}$ **= 15 MPa.**

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{st}}$ **= 348MPa**

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « **SOCOTEC** » **:**

	sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN)	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	σ_{bc} (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
						sup	inf	sup	inf		
Zone I	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1628.96	1.99	15.70	15.70	2.82	2.77	42.3	41.6	**15**	**348**
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-503.76	1.98			0.97	0.91	14.5	13.7		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-1269.64	39.60			3.03	1.92	44.7	29.6		
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1184.99	-0.10	15.70	15.70	2.78	2.79	41.7	41.9		
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-395.56	1.49			1.2	1.12	17.9	16.8		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-802.40	-42.61			1.51	3.02	23.9	44.1		
Zone III	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-920.53	-0.07	15.70	15.70	3.17	3.19	47.6	47.8		
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-299.63	4.18			1.41	1.19	20.9	18.1		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-588.62	-32.28			1.37	3.6	22.8	51.7		
Zone IV	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-975.81	-0.076	8.54	8.54	3.74	3.77	56.1	56.5		
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-34.53	7.54			1.81	1.26	26.4	19.6		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-493.89	-20.81			1.2	4.48	22.2	63		

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- Ferraillage 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}=25×35×0.005= **4.375cm²**

Poutres secondaires: (25×30) A_{min}=25×30×0.005= **3.75cm²**

Poutres de chainage: (25×35) A_{min}=25×35×0.005= **4.375cm²**

✓ **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}=25×35×0.04= **35cm²**

Poutres secondaires: (25×30) A_{min}=25×30×0.04= **30cm²**

Poutres de chainage: (25×35) A_{min}=25×35×0.04= **35cm²**

b) **Zone de recouvrement :**

Poutres principales: (25×35) A_{min}=25×35×0.06= **52.5cm²**

Poutres secondaires: (25×30) A_{min}=25×30×0.06= **45cm²**

Poutres de chainage: (25×35) A_{min}=25×35×0.06= **52.5cm²**

La longueur minimale de recouvrement est de : 50φ en zone III

❖ **Calcul des armatures longitudinales:**

Dans le cas de la flexion simple, le calcul des armatures se fait comme suit :
Soit :

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

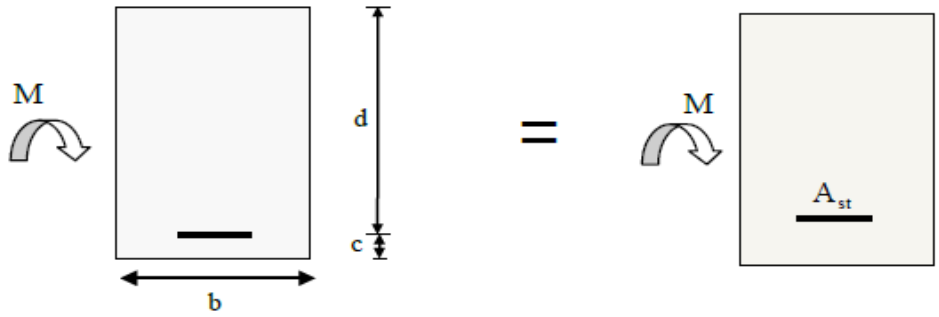
On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

- **1er cas :**

  Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ → la section est simplement armée. **(A_{sc}=0)**

  A_{sc} : section d'acier comprimée

  A_{st} : section d'acier tendue.

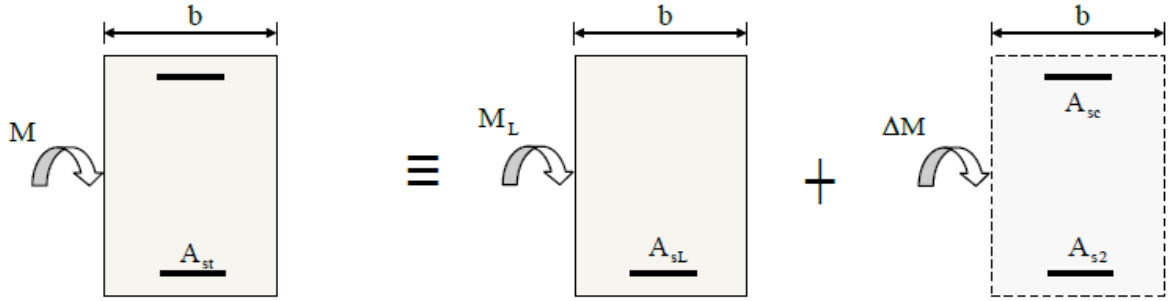


$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_S}$$

- **2^éme^ cas :**

  Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$ → la section est doublement armée. **($A_{sc} \neq 0$)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{st\,l} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_S} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_S}$$

$$A_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_S}$$

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91) [4]**

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 ferraillage sera fait par zone :

Zone I : Sous sol ; RDC ; 1er étage ; 2^éme^ étage

Zone II : 3^éme^ ; 4^éme^ étage

Zone III : 5^éme^ ; 6^éme^ étage

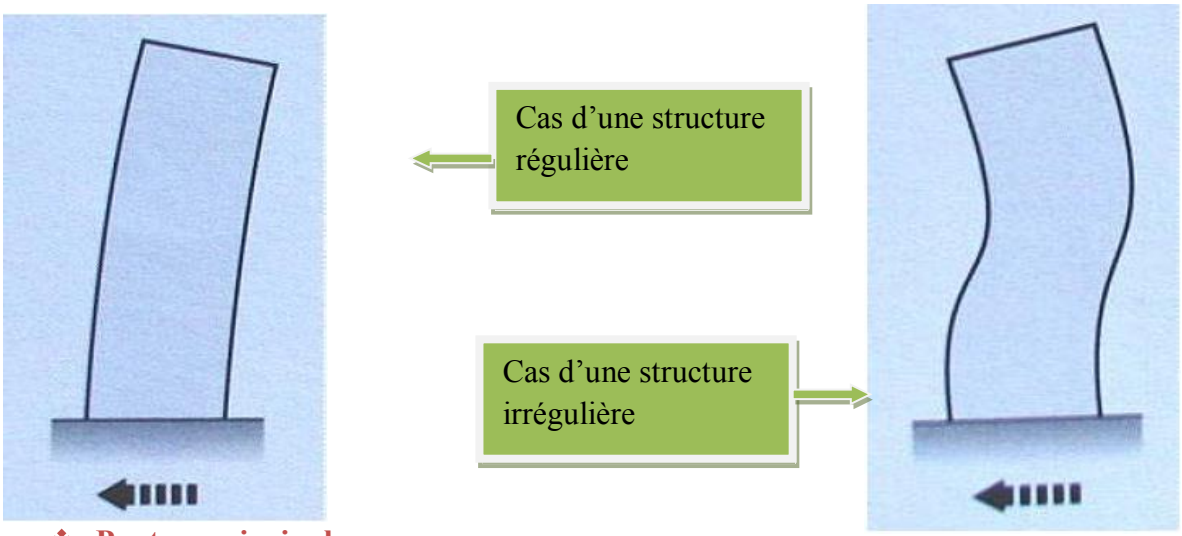
Zone IV : 7^éme^ … 12^éme^ étage

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 [8]

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. [7]
- **De façon plus ou moins irrégulière** (à droite) : la structure ne se déforme pas dans la même direction [7]



❖ **Poutres principales:**

- **Aux appuis:** il faut déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis ce qui permettra d'avoir le ferraillage des nappes supérieures et inferieures :

		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+Ey**	M_{sup} =-75.70	6.52	**0.95**	3HA16(fil) + 1HA12(chap)	7.16
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =68.19	5.82		3HA16(fil)	6.03
Zone II	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-92.02	8.09	**0.95**	3HA16(fil) + 2HA12(chap)	8.29
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =78.01	6.74		3HA16(fil) + 1HA12(chap)	7.16
Zone III	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-98.25	8.71	**0.95**	3HA16(fil) + 3HA12(chap)	9.42
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =77.95	6.73		3HA16(fil) + 1HA12(chap)	7.16
Zone IV	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-96.50	8.53	**0.95**	3HA16(fil) + 3HA12(chap)	9.42
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =63.37	5.28		3HA16(fil)	6.03

Tableau V-2-1 : Ferraillage 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+Ey**	44.64	3.71	**0.95**	3HA16	6.03
Zone II	**G+Q+Ey**	50.56	4.23	**0.95**	3HA16	6.03
Zone III	**G+Q+Ey**	49.70	4.15	**0.95**	3HA16	6.03
Zone IV	**G+Q+Ey**	46.96	3.91	**0.95**	3HA16	6.03

Tableau V-2-2 : Ferraillage des Poutres Principales en travée.

Remarque :

Vu que les combinaisons sismiques sont les plus défavorables dans le calcul du ferraillage 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 (cm^2)	A $_{min}$ (cm^2)	Observation
Zone I	6HA16 + 1HA12 = 13.19	**4.375**	CV
Zone II	6HA16+3HA12 = 15.45	**4.375**	CV
Zone III	6HA16+ 4HA12 = 16.58	**4.375**	CV
Zone IV	6HA16 + 3HA12 = 15.45	**4.375**	CV

Tableau V-2-3 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis)

En travée :

	A adoptée (cm^2)	A $_{min}$ (cm^2)	Observation
Zone I	6HA16= 12.06	**4.375**	CV
Zone II	6HA16= 12.06	**4.375**	CV
Zone III	6HA16= 12.06	**4.375**	CV
Zone IV	6HA16= 12.06	**4.375**	CV

Tableau V-2-4 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée)

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que les poutres principales de portée L =1.45m sont **très** sollicitées par rapport aux autres poutres, nous allons leurs adopter un ferraillage particulier

	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**	M_{sup} = -130.83	12.16	0.95	3HA16(fil) + 2HA20(chap)	12.31
	0.8G +Ey	M_{inf} = 124.90	11.50	0.95	3HA16(fil) + 3HA16(chap)	12.06
Zone II	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -135.26	12.66	0.95	3HA16(fil) + 2HA20(chap) +1HA10	13.09
	0.8G +Ey	M_{inf} = 125.21	11.54	0.95	3HA16(fil) + 3HA16(chap)	12.06
Zone III	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -130.41	12.11	0.95	3HA16(fil) + 2HA20(chap)	12.31
	0.8G +Ey	M_{inf} = 109.05	9.81	0.95	3HA16(fil) + 3HA14(chap)	10.65
Zone IV	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -112.90	10.21	0.95	3HA16(fil) + 3HA16(chap)	10.65
	0.8G +Ey	M_{inf} = 77	6.64	0.95	3HA16(fil) + 1HA12(chap)	10.65

Tableau V-2-5 : Ferraillage poutres principales (L=1.45m)

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

	A adoptée (cm^2)	A $_{min}$ (cm^2)	Observation
Zone I	9HA16+2HA20 = 24.37	**4.375**	CV
Zone II	9HA16+2HA20+1HA10 = 25.15	**4.375**	CV
Zone III	6HA16+3HA14+2HA20 = 22.96	**4.375**	CV
Zone IV	9HA16+1HA12 = 21.3	**4.375**	CV

Tableau V-2-6 : Vérification des sections adoptées pour les PP (L=1.4m) selon le RPA

Poutres principales adhérées aux voiles :

Dans le cas de ces poutres (faibles longueurs), le ferraillage 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} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Zone I	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -157.48	15.32	0.95	3HA16 (fil)+3HA20 (chap)	15.45
	0.8G +Ey	M_{inf} = 154.26	14.92	0.95	3HA16 (fil)+3HA20 (chap)	15.45
Zone II	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -174.04	17.49	0.95	3HA16 (fil)+3HA20(chap) +2HA12 (chap)	17.71
	0.8G -Ey	M_{inf} = 170.95	17.07	0.95	3HA16 (fil)+3HA20(chap) +2HA12 (chap)	17.71
Zone III	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -171.97	17.21	0.95	3HA16 (fil)+3HA20(chap) +2HA12 (chap)	17.71
	0.8G +Ey	M_{inf} = 164.21	16.18	0.95	3HA16 (fil)+3HA20 (chap)	15.45
Zone IV	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -149.71	14.36	0.95	3HA16 (fil)+3HA20 (chap)	15.45
	0.8G -Ey	M_{inf} = 137.09	12.87	0.95	3HA16(fil) + 2HA20(chap) +1HA10	13.09

Tableau V-2-7 : Ferraillages des poutres principales adhérées aux voiles

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

	A adoptée (cm^2)	A $_{min}$ (cm^2)	Observation
Zone I	6HA20+6HA16 = 30.9	**4.375**	CV
Zone II	6HA20+6HA16 + 4HA12 = 35.42	**4.375**	CV
Zone III	6HA20+6HA16 + 2HA12 = 33.16	**4.375**	CV
Zone IV	5HA20+6HA16+1HA10 = 28.54	**4.375**	CV

Tableau V-2-8 : 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+Ex**	-63.34	6.6	**0.81**	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88
Zone II	**G+Q+Ex**	-76.47	8.17	**0.81**	3HA14 (fil)+ 3HA14(chap)	9.24
Zone III	**G+Q+Ex**	-82.37	8.9	**0.81**	3HA14 (fil)+ 3HA14(chap)	9.24
Zone IV	**G+Q+Ex**	-78.04	8.36	**0.81**	3HA14 (fil) +3HA14(chap)	9.24

Tableau V-2-9 : Ferraillage 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+Ex**	38.20	3.81	**0.81**	3HA14 (fil)	4.62
Zone II	**G+Q+Ex**	35.38	3.51	**0.81**	3HA14 (fil)	4.62
Zone III	**0.8G+Ex**	35.06	3.48	**0.81**	3HA14 (fil)	4.62
Zone IV	**0.8G+Ex**	31.38	3.10	**0.81**	3HA14 (fil)	4.62

Tableau V-2-10 : Ferraillage des Poutres secondaires en travée.

Vu que les combinaisons sismiques sont les plus défavorables dans le calcul du ferraillage 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	6HA14+ 4HA12= 13.75	**3.75**	CV
Zone II	12HA14= 18.48	**3.75**	CV
Zone III	12HA14= 18.48	**3.75**	CV
Zone IV	12HA14= 18.48	**3.75**	CV

Tableau V-2-11: 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	6HA14= 9.23	**3.75**	CV
Zone II	6HA14= 9.23	**3.75**	CV
Zone III	6HA14= 9.23	**3.75**	CV
Zone IV	6HA14= 9.23	**3.75**	CV

Tableau V-2-12: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée)

Poutres secondaires adhérées aux voiles :

Dans le cas de ces poutres (faibles longueurs), le ferraillage 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} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Zone I	**G+Q+Ex**	M= -121.17	14.39	0.81	3HA14 (fil)+3HA20(chap)+ 1HA10 (chap)	14.82
Zone II	**G+Q+Ex**	M = -128.39	15.58	0.81	3HA14 (fil)+3HA20(chap)+ 2HA10 (chap)	15.61
Zone III	**G+Q+Ex**	M= -122.29	14.57	0.81	3HA14 (fil)+3HA20(chap)+ 1HA10 (chap)	14.82
Zone IV	**G+Q+Ex**	M = -105.62	12.03	0.81	3HA14(fil) + 2HA20(chap) +1HA14(chap)	12.44

Tableau V-2-13: Ferraillages des poutres secondaires adhérées aux voiles.

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

	A adoptée (cm^2)	A $_{min}$ (cm^2)	Observation
Zone I	6HA20+6HA14+2HA10 = 29.66	**3.75**	CV
Zone II	6HA20+6HA14+4HA10 = 31.24	**3.75**	CV
Zone III	6HA20+6HA14+2HA10 = 29.66	**3.75**	CV
Zone IV	4HA20+8HA14 = 18.6	**3.75**	CV

Tableau V-2-13: Vérification des sections adoptées pour les PS (adhérées) selon le RPA

❖ Poutres de chainage:

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Appuis	**G+Q+Ex**	M_a=-34.10	2.75	**0.95**	3HA12	3.39
Travée	**G+Q-Ex**	M_t= 64.91	5.52	**0.95**	3HA12+3HA12	6.78

Tableau V-2-14: Ferraillage des poutres de chainages

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

$A_{adoptée}$ = 10.17cm² > A_{min} (RPA) = 4.375cm² ……condition vérifiée.

❖ Calcul des armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; B/10, \varphi_l)$$

φ_l : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

Poutres principales, poutres de chainages: $\varphi_t \leq \min(35/35 ; 25/10, 1.2) = 10mm$
Poutres secondaires: $\varphi_t \leq \min(30/35 ; 25/10, 1.2) = 8.57mm$

Soit : **φ_t = 8mm**
On opte pour **: un cadre φ8 + épingle** ⟹ **A_t=4HA8 = 2.01cm²**

- **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, poutres de chainages :
En zone nodale : $S_t \leq \min\{ 35/4 ; 12\times0.8 \}$= 8.75cm
En zone courante : $S_t \leq 35/2$ = 17.5cm

Soit :

En zone nodale : **S_t = 8cm**
En zone courante : **S_t = 10cm**

Poutres secondaires :
En zone nodale : $S_t \leq \min\{ 30/4 ; 12\times0.8 \}$= 7.5cm
En zone courante : $S_t \leq 30/2$ = 15cm
Soit :

En zone nodale : **S_t = 7cm**
En zone courante : **S_t = 10cm**

- **La quantité d'armatures transversales minimale:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003\ S_t \times b$$

	$A_t = 0.003\ S_t \times b$		$A_{calculée}$ (cm²)	OBS
	En zone nodale	En zone courante		
Poutres principales Poutres de chainages	0.6	0.75	2.01	Cv
Poutres secondaires	0.525	0.75	2.01	Cv

Tableau V-2-15: Vérification des quantités d'armatures transversales

Vérifications à l'ELU:

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$ $\rightarrow \overline{\tau_u} = \min\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\}$ $\rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa.

Poutres principales:

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Zone I	94.86	1.20	3.33	CV
Zone II	102.99	1.30		CV
Zone III	100.93	1.28		CV
Zone IV	82.57	1.04		CV

Tableau V-2-16: Vérification des contraintes tangentielles (PP)

Poutres principale L= 1.45m :

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Zone I	196.85	2.49	3.33	CV
Zone II	189.05	2.40		CV
Zone III	167.70	2.13		CV
Zone IV	127.14	1.61		CV

Tableau V-2-17: Vérification des contraintes tangentielles (PP L=1.45m)

Poutres secondaires:

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Zone I	120.37	1.78	3.33	CV
Zone II	124.61	1.84		CV
Zone III	124.61	1.84		CV
Zone IV	86.79	1.28		CV

Tableau V-2-17: Vérification des contraintes tangentielles (PS)

Poutres de chainages:

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{75.37 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 350} = 0.95 \leq \overline{\tau_u} = 3.33$ MPa. ……**Condition vérifiée**.

❖ **Poutres adhérées aux voiles:**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	152.42	1.93	3.33	**CV**
Poutres secondaires	124.46	1.84		**CV**

Tableau V-2-18: Vérification des contraintes tangentielles (Poutres adhérées aux voiles)

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :(article A.5.1.32 BAEL 91):**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4\times \frac{0.9\times b\times d\times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	T_u (KN)	$\overline{T_u}$ (KN)	Observation
Poutres principales	102.99	616.30	**CV**
Poutres secondaires	124.61	528.26	**CV**
Poutres de chainages	75.37	616.30	**CV**
Poutres principales L=1.45m	196.85	616.30	**CV**
Poutres principales adhérées aux voiles	152.42	616.30	**CV**
Poutres secondaires adhérées aux voiles	124.46	528.26	**CV**

Tableau V-2-19: Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

- **Vérification d'adhérence et de l'entrainement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) [4]:**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec : $\sum Ui = n \times \pi \times \phi$

Poutres principales : $(3 \times 14 + 3\times 16) \times \pi = 282.6$mm

Poutres secondaires : $(3 \times 14 + 3\times 16) \times \pi = 282.6$mm

Poutres de chainages: $(6\times 12) \times \pi = 226.08$mm

Poutres principales L= 1.45m : $(3 \times 12 + 3\times 20) \times \pi = 301.44$mm

Poutres principales adhérées aux voiles : $(3 \times 16 + 3\times 20) \times \pi = 339.12$mm

Poutres secondaires adhérées aux voiles : $(3 \times 14 + 3\times 20) \times \pi = 320.28$mm

	T_u (KN)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	102.99	1.28	3.15	**CV**
Poutres principales L = 1.45m	196.85	2.07		**CV**
Poutres secondaires	124.61	1.81		**CV**
Poutres de chainages	75.37	1.17		**CV**
Poutres principales adhérées aux voiles	152.42	1.58		**CV**
Poutres secondaires adhérées aux voiles	124.46	1.60		**CV**

Tableau V-2-20: Vérification de l'entrainement des barres

- **<u>Ancrage des armatures :</u>**

$L_s = \frac{\phi \times fe}{4\times \tau_{se}}$ avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} =$ 2.835 MPa.

Pour $\phi = 12mm$ $\leftrightarrow$ $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4\times 2.835} = 42.32$ cm

Pour $\phi = 14mm$ $\leftrightarrow$ $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4\times 2.835} = 49.38$ cm

Pour $\phi = 16mm$ $\leftrightarrow$ $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4\times 2.835} = 56.43$ cm

Pour $\phi = 20mm$ $\leftrightarrow$ $L_s = \frac{2 \times 400}{4\times 2.835} = 70.54$ 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 $\phi = 12mm$ $L_{ad} = 0.4\ L_s = 0.4\times 42.32 =$ **16cm**.

Pour $\phi = 14mm$ $L_{ad} = 0.4\ L_s = 0.4\times 49.38 =$ **20cm**.

Pour $\phi = 16mm$ $L_{ad} = 0.4\ L_s = 0.4\times 56.43 =$ **22cm**.

Pour $\phi = 20mm$ $L_{ad} = 0.4\ L_s = 0.4\times 70.54 =$ **28cm**.

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 : $\overline{\sigma_{bc}}$ **= 15 MPa.**

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{st}}$ **= 348MPa**

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}= -24.25	7.16	4.29	126	15	348
		M_{inf} =23.07	6.03	4.08	119.9		
	Travée	M_t= 18.80	6.03	4.11	144		
Zone II	Appuis	M_{sup}= -18.21	8.29	2.96	81.6		
		M_{inf} =16.05	7.16	2.61	71.9		
	Travée	M_t= 14	6.03	3.06	107.2		
Zone III	Appuis	M_{sup}= -27	9.42	4.55	121.2		
		M_{inf} =26.08	7.16	4.44	135.3		
	Travée	M_t= 19.19	6.03	4.2	147		
Zone IV	Appuis	M_{sup}= -30.10	9.42	5.32	156.4		
		M_{inf} =30.97	6.03	5.47	160.9		
	Travée	M_t= 24.75	6.03	5.42	189.6		

Tableau V-2-21: 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	-4.26	6.88	1.01	26.7	15	348
	Travée	5.56	4.62	1.62	51.2		
Zone II	Appuis	-6.07	9.24	1.3	32.8		
	Travée	6.72	4.62	1.95	61.9		
Zone III	Appuis	-7.21	9.24	1.43	33.9		
	Travée	6.91	4.62	2	63.7		
Zone IV	Appuis	-12.32	9.24	2.44	57.9		
	Travée	7.52	4.62	2.18	69.3		

Tableau V-2-22: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

❖ Poutres de chainages:

	M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
Appuis	-22.83	6.78	4.61	121.3	15	348
Travée	15.23	3.39	3.46	157.3		

Tableau V-2-23: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PC).

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

- **Etat limite de déformation du béton: (Art B.6.5-3 du BAEL 91)** [4]

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 = 4.75m**

	f (m)	$\bar{f}$ (m)	OBS
Zone I	0.00074	**0.0095**	CV
Zone II	0.0012		CV
Zone III	0.0018		CV
Zone IV	0.0030		CV

Tableau V-2-24: Vérification de la flèche (PP).

❖ **Poutres secondaires: L = 3.35m**

	f (m)	$\bar{f}$ (m)	OBS
Zone I	0.00078	**0.0067**	CV
Zone II	0.0013		CV
Zone III	0.0019		CV
Zone IV	0.0032		CV

Tableau V-2-25: Vérification de la flèche (PS).

V -3- Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi 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.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- **1.35G + 1.5Q → à l'ELU.**
- **G + Q → à l'ELS.**
- **G + Q ± E → RPA99 révisé 2003.**
- **0.8G ± E → 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 :

✓ Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

✓ **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

– **Règles communes :**

✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : **0.15%B**
- En zone courante : **0.10%B_c**

✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times ep$$

$$S_t \leq 30cm$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser L/10 de l'épaisseur du voile.

✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

– 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

– 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1\frac{\overline{T}}{f_e} \quad ; \text{Avec :} \quad T = 1.4\ Tu$$

Tu : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ 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).**

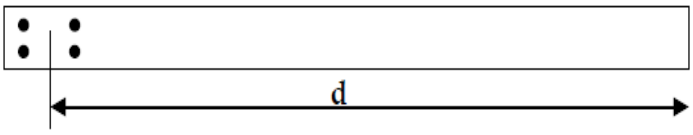
Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression : $$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

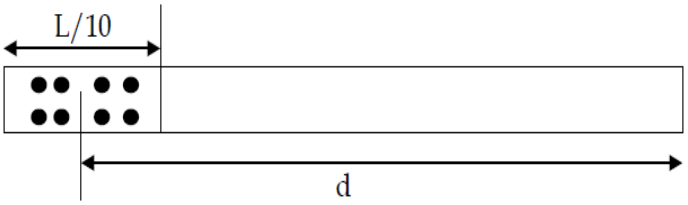
Calcul de la hauteur utile d **:**

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

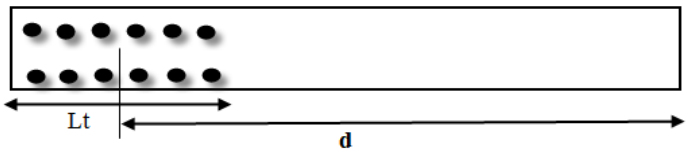
Cas 01: Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



Cas 02 : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.



Cas 03 : En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec: $\frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : Section du voile

I: Moment d'inertie
y: Bras de levier y = L/2

Armatures verticales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : RDC
Zone II : 1^{éme} ; 2^{éme} étage
Zone III : 3^{éme} ; 4^{éme} étage
Zone IV : 5^{éme} ; 6^{éme} étage
Zone V : 7^{éme} … 12^{éme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens transversal :
Exemple : Zone I: $VT_{11} = 2.5m$, $VT_{12} = 1.8m$, $VT_{13} = 1.3m$
Sens longitudinal :
Exemple : Zone I: $VL_{11} = 1.2m$, $VL_{12} = 1.3m$, $VL_{13} = 1.6m$

De même pour les autres zones

Remarque :
Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91) [4]**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

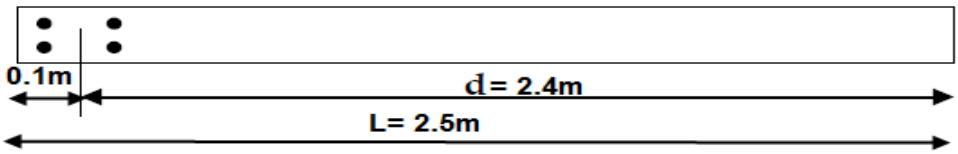
$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :
$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ ⟹ N_s , M_s : effort normal et moment fléchissant à **l'état limite de service**

Exemples de calcul : Nous proposons le calcul détaillé pour le voile VL_1 **et** VT_1 en zone I :

Exemple01: VT_{11}: ep = 20cm; l = 2.5m c = 5cm
Les sollicitations : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

Cas 01 : d = l – (5- 10/2) = 240cm = 2.4m



$M_{cor} = 517.86$ KN.m
$N_{max} = 1252.21$ (N effort de traction)
} **situation accidentelle (0.8G+Ey)**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{517.86}{1252.21} = 0.41m$

$(\frac{h}{2} - c) = 1.15m$

$e_u < \frac{h}{2} - c$ ⟹ **Section entièrement tendue**

$g = \frac{h}{2} - c - eu = 0.74m$

La section d'armature :

$$\mathbf{As_{inf}} = \frac{\mathbf{N_u\ g}}{\mathbf{(d-c)\sigma_{10}}} \qquad \mathbf{As_{sup}} = \frac{\mathbf{N_u}}{\mathbf{\sigma_{10}}} - \mathbf{As_i} \qquad \text{Avec :} \quad \sigma_{10}: \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As_{inf} = \frac{1252.21\times10^3 \times 740}{(240-10)400} = 1007 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{As_{inf} = 10.07cm^2}$$

$$As_{sup} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - As_i$$

$$As_{sup} = \left(\frac{1252.21\times10}{400}\right) - 10.07 = 21.30$$

$$\mathbf{As_{sup} = 21.30cm^2}$$

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

b= 0.20m ; h= 2.5 m ; c = d'= 0.1m ; Situation accidentelle

Les sollicitations : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

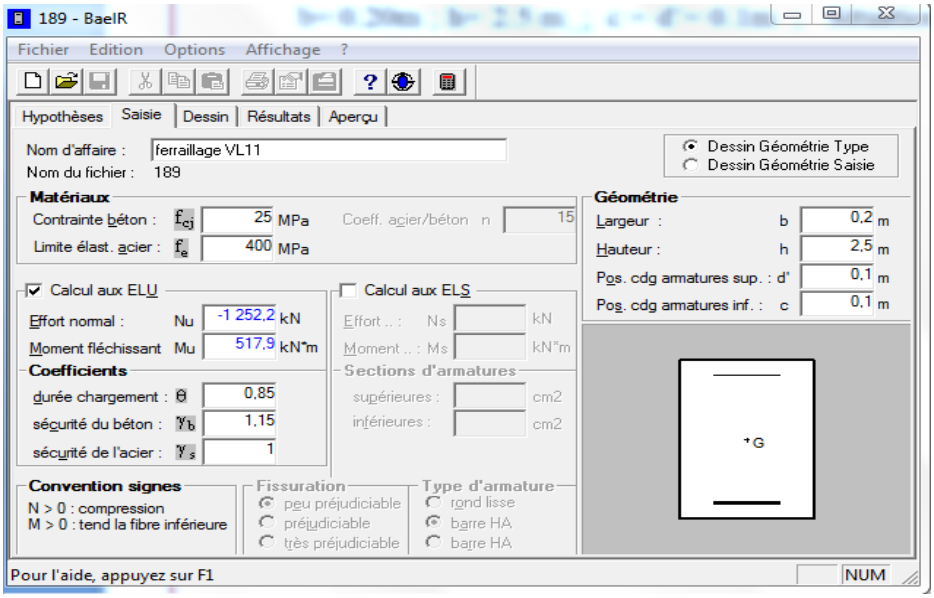


Figure V-3-1- Exemple de ferraillage du voile VL1 avec SOCOTEC

Résultat :

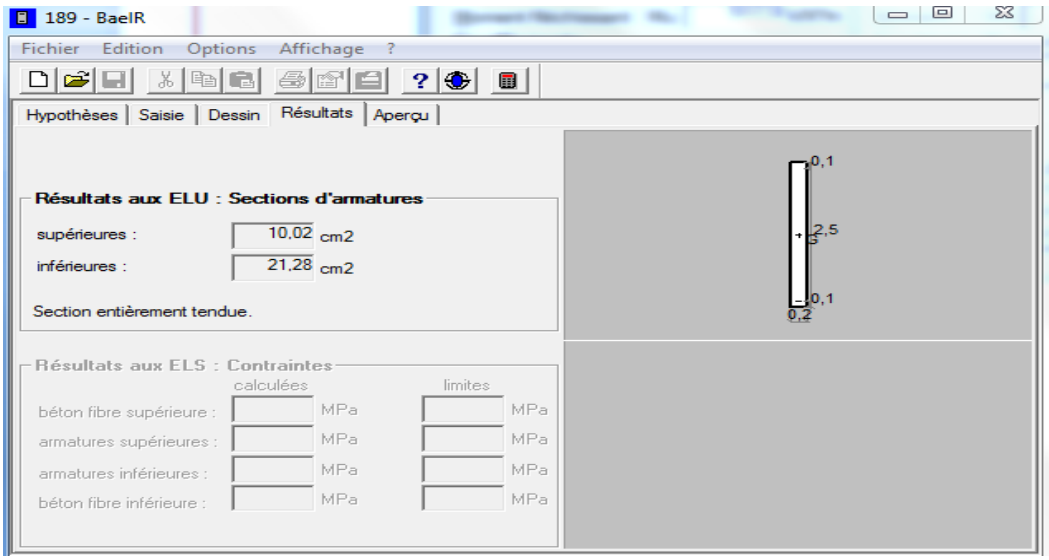


Figure V-3-1- Ferraillage du voile VL1 donné par SOCOTEC.

On adopte : **4HA20 = 12.56cm²**

Calcul des armatures verticales dans la zone courante:

L_c= L – ((0.05+ 0.1)×2) = 2.5 – 0.3 = **2.2 m.**

Armatures verticales de la zone courante :

$$A_C = 0.10\% \times B_C$$

Avec :

B_c = la section de la zone courante ⟶ B_c = 2.2 × 0.20= 0.44m²

A_C = 0.001×0.44 =0.00044m² = **4.4cm²**

Soit : **2×(11HA8)** avec un espacement de : **20 cm**

$$A_{c\ adoptée} = 22\ HA8 = 11\ cm^2$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile :

Soit **:** **S_t = 10cm en zone nodale.**

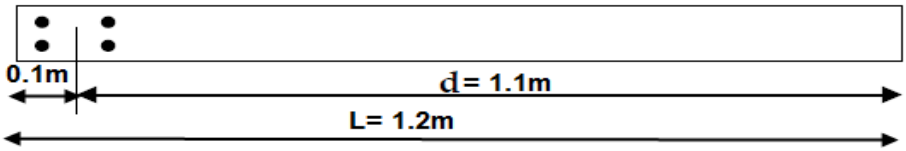
S_t = 20cm en zone courant.

$$A_{T\ adoptée} = 8\ HA20 + 22\ HA8 = 36.17cm^2$$

Example 02 VL_1 : ep = 20cm; l = 1.20 m c = 5cm

Les sollicitations : $M_{max} \rightarrow N_{cor}$

Cas 01 : d = L – (5- 10/2) = 110cm = 1.1m



M_{max} = 572.24 KN.m
N_{cor} = -52.42(N effort de compression) } **Situation accidentelle (G+Q+Ey)**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{572.24}{52.42} = 10.91m$

$(\frac{h}{2} - c) = 0.5m$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Longrightarrow$ **Section partiellement comprimée**

$\mathbf{M_f = M - N\,(d - \frac{L}{2})}$ = 572.24 – 52.42 (1.1 -1.2/2) = 546.03 KN.m

Détermination des armatures:

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ = **21.73 MPa** (situation accidentelle)

$\mu = \frac{546.03 \times 10^3}{20 \times 110^2 \times 21.73} = 0.104$

$\mu \leq \mu_l$ = **0.392** → la section est simplement armée → **β= 0.945**

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_S} = \frac{546.03 \times 10^3}{0.945 \times 110 \times 400} = 13.13cm^2$
- Armatures réelles : $A_T = A_f - \frac{N_u}{\sigma_S} = 13.13 - \frac{52.42 \times 10}{400}$

A_T = **11.81cm²**

On adopte : **4HA20 = 12.56cm²**

Calcul des armatures verticales dans la zone courante:

L_c= L – ((0.05+ 0.1)×2) = 1.2 – 0.3 = **0.9 m.**

Armatures verticales de la zone courante :

A_C = **0.10%** × B_C

Avec :
B_c = la section de la zone courante → B_c = 0.9× 0.20= 0.18m²
A_C = 0.001×0.44 =0.00044m² = **1.8cm²**
Soit : **2×(5HA8)** avec un espacement de : **15 cm**
$A_{c\ adoptée}$ = **10HA8 = 5.02cm²**

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile :
Soit **:** S_t **= 10cm en zone nodale.**
S_t **= 15cm en zone courant.**

$A_{T\ adoptée}$ = **8 HA20 +10HA8 = 30.15 cm²**

Remarque:
On remarque que les sections d'armatures trouvées manuellement sont les mêmes que celles données par « **SOCOTEC** », donc pour la détermination du ferraillage des autres sections nous allons utilisés ce dernier.

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voilesVL_1 et VT_2 dans les différentes zones.

VT_1 : L = 2.5m

- **Armatures verticales :**

Espacement : Zone nodale → **10cm** Zone courante → **20cm**

	N (KN)	M (KN.m)	e_p (cm)	obs	A_{tendue} (cm²)	A_{cnf} (cm²)	$A_{t\ adoptée}$ (cm²)	A_c (cm²)	$A_{c\ adoptée}$ (cm²)
Zone I	N_{max}=1252.21	M_{cor}=517.86	0.2	SET	10.07	1.54	(4HA20)	4.4	(10HA8)
	N_{min} =-2564.35	M_{cor}=2994.56		SPC	8.08				
	N_{cor}=-2564.35	M_{max}=2994.56		SPC	8.08				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone II	N_{max}=592.37	M_{cor}=215.18	0.15	SET	4.19	1.29	(4HA16)	4.4	(10HA8)
	N_{min}= -1637.84	M_{cor}=1688.96		SEC	0.86				
	N_{cor}=-1637.84	M_{max}=1688.96		SEC	0.86				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	N_{max} = -956.92	M_{cor}=127.37	0.15	SEC	0	1.26	(4HA16)	4.4	(10HA8)
	N_{min} =-92.32	M_{cor}=271.61		SPC	1.67				
	N_{cor}=-270.99	M_{max}=964.64		SPC	7.02				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone IV	N_{max}=-762.04	M_{cor}=104.48	0.15	SEC	0	1.28	(4HA14)	4.4	(10HA8)
	N_{min} =-14.03	M_{cor}=309.37		SPC	3.07				
	N_{cor}=-241.15	M_{max}=689.43		SPC	4.32				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone V	N_{max} = 269.97	M_{cor}=439.05	0.15	SPT	8.13	1.18	(6HA14)	4	(9HA8)
	N_{min} = -729.01	M_{cor} =339.03		SEC	0				
	N_{cor} = -109.81	M_{max} =564.48		SPC	4.75				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L/10 =25cm								

Tableau V-3-1- Ferraillage des VT1 dans les différentes zones.

- **Armatures horizontales:** $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : S_t = 20cm

	$A_{v\ adoptée}$ (cm²)	A_H (cm²)	$A_{H\ adoptée}$ (cm²)
Zone I	8HA20+20HA8 = 35.12	8.78	**14HA10 = 10.92**
Zone II	8HA16+20HA8 = 26.08	6.52	**14HA10 = 10.92**
Zone III	8HA16+20HA8 = 26.08	6.52	**14HA10 = 10.92**
Zone IV	8HA14+20HA8 = 22.32	5.58	**14HA10 = 10.92**
Zone V	12HA14+18HA8 = 27.52	6.88	**14HA10 = 10.92**

Tableau V-3-2- Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones

VL_1 : L = 1.2m

- **Armatures verticales :**

Espacement : Zone nodale → **10cm** Zone courante → **15cm**

	N (KN)	M (KN.m)	e_p (cm)	obs	A_{tendue} (cm²)	A_{cnf} (cm²)	$A_{t\ adoptée}$ (cm²)	A_c (cm²)	$A_{c\ adoptée}$ (cm²)
Zone I	N_{max}=163.68	M_{cor}=83.06	**0.2**	**SPC**	4.12	1.42	**(4HA20)**	1.8	10HA8
	N_{min}=-1156.03	M_{cor}=409.70		**SEC**	0				
	N_{cor}= -52.42	M_{max}=572.24		**SPC**	11.81				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone II	N_{max}=-736.19	M_{cor}=343.28	**0.15**	**SEC**	0	0.83	**(4HA12)**	1.8	10HA8
	N_{min}= -119.59	M_{cor}= 79.29		**SPC**	0.23				
	N_{cor}=-736.19	M_{max}=343.28		**SPT**	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	N_{max}=-687.76	M_{cor}=12.64	**0.15**	**SEC**	0	0.60	**(4HA12)**	1.8	10HA8
	N_{min}= -197.52	M_{cor}=134.55		**SPC**	0.54				
	N_{cor}=-564.78	M_{max}= 233.42		**SEC**	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone IV	N_{max} =-687.71	M_{cor}=20.43	**0.15**	**SEC**	0	0.63	**(4HA12)**	1.8	10HA8
	N_{min} =-165.09	M_{cor} =120.21		**SPC**	0.61				
	N_{cor}=-627.25	M_{max}=204.47		**SEC**	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone V	N_{max}= 19.92	M_{cor}=48.87	**0.15**	**SPC**	1.39	0.52	**(4HA12)**	1.8	10HA8
	N_{min} =-660.81	M_{cor}=28.39		**SEC**	0				
	N_{cor}= -597.01	M_{max}=194.29		**SEC**	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

Tableau V-3-3- Ferraillage des VL1 dans les différentes zones.

- **Armatures horizontales:** $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : S_t = 20cm

	$A_{v\ adoptée}$ (cm²)	A_H (cm²)	$A_{H\ adoptée}$ (cm²)
Zone I	8HA20+10HA8 = 30.15	7.53	**14HA10 = 10.92**
Zone II	8HA12+10HA8 = 14.07	3.51	**14HA10 = 10.92**
Zone III	8HA12+10HA8 = 14.07	3.51	**14HA10 = 10.92**
Zone IV	8HA12+10HA8 = 14.07	3.51	**14HA10 = 10.92**
Zone V	8HA12+10HA8 = 14.07	3.51	**14HA10 = 10.92**

Tableau V-3-4- Armatures horizontales adoptées pour VL1 dans les différentes zones

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armature sont reliées par **4 épingles en HA8** par mètre carré de surface verticale.

- **Armatures de couture :**

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaire.

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau si dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones:

$$A_{min} = 0.15\% \times B$$

Zone	A adoptée (cm^2)		A $_{min}$ (cm^2)		Observation
	VT_1	VL_1	VT_1	VL_1	
Zone I	35.12	30.15	**7.5**	**3.6**	CV
Zone II	26.08	14.07			CV
Zone III	26.08	14.07			CV
Zone IV	22.32	14.07			CV
Zone V	27.52	14.07			CV

Tableau V-3-5- Vérification des sections adoptées selon le RPA

Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003** :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.2 \times f_{c28}$$

b : épaisseur du voile
d : hauteur utile =0,9h
h : hauteur totale de la section brute

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
	VT_1	VL_1	VT_1	VL_1		
Zone I	704.48	288.39	1.56	1.33	5	CV
Zone II	511.88	237.06	1.51	1.46		CV
Zone III	379.74	129.16	1.12	0.79		CV
Zone IV	319.76	125.76	0.94	0.77		CV
Zone V	306.32	122.72	0.90	0.75		CV

Tableau V-3-6- Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA

- **Selon l'art A.5.1.1 BAEL91:**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{2/3}$$

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
	VT_1	VL_1	VT_1	VL_1		
Zone I	704.48	288.39	1.56	1.33	4.75	CV
Zone II	511.88	237.06	1.51	1.46		CV
Zone III	379.74	129.16	1.12	0.79		CV
Zone IV	319.76	125.76	0.94	0.77		CV
Zone V	306.32	122.72	0.90	0.75		CV

Tableau V-3-7- Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL

Vérification des contraintes dans le béton :

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 MPa.**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

Zone	N_s (KN)		σ_b (MPa)		$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Observation
	VT_1	VL_1	VT_1	VL_1		
Zone I	-702.48	-512.21	1.23	1.61	15	CV
Zone II	-558.20	-443.02	1.29	1.86		CV
Zone III	-496.76	-423.91	1.14	1.89		CV
Zone IV	-440.92	-442.59	1.03	1.97		CV
Zone V	-371.48	-405.77	0.85	1.85		CV

Tableau V-3-8- Vérification des contraintes dans le béton.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, casde fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où pardes éléments spéciaux (puits, pieux).
Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peuttransmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut êtrevariable 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 leurrésistance 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.

- **Fondationprofondes** :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les chargesdues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches située depuis la surfacejusqu'à une profondeur variante de quelque mètres à plusieurs dizaine demètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante poursupporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelleou 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 :

$$\sigma_{sol}=2.5bars.$$

VI-1-1-Choix et type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder, donc 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)
- Facilite 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 sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

(A × B) Dimension de la semelle
(a× b) Dimension du poteau
N_s : effort normal à l'ELS
σ_{sol}: capacité portante du sol →(σ_{sol}= 2.50 bar =250KN/m² = 0.250 MPa)

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{65}{65} = 1 \rightarrow A = B\ t$$

Donc : $A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

N_s**=2473.76 KN→A≥ 3.14m**

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/m²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
VL1	250	1711.57	2.5	2.73
VL2		1016.21	2	2.03
2VL3		1008.45	1.8	2.24
2VL4		420.38	1.3	1.30
			S = 22.32	

Tableau VI-1-1-Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

- Sens transversale :

Voile	σ_{sol} (KN/m²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
2VT1	250	673.31	1.2	2.24
2VT2		558.32	1.3	1.71
VT3		1024.70	1.6	2.56
			S = 10.46	
			S = 22.32	

Tableau VI-1-2-Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_{tot} = 32.78m^2$

- **Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : **R =** $\sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : **e =** $\frac{N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire

$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$

$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right)$

$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$

- **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_{max} (KN)	$q_{L/4}$ (KN)
C1	448.67	-13.05	7.88	-5855.14	0.076	138.14	133.39	136.95
C2	420.40	-9.85	23.33	-4140.94				
C3	428.87	-6.6	22.67	-2823.54				
C4	467.45	-3.25	22.22	-1519.21				
C5	471.44	3.25	22.49	1532.18				
C6	431.37	6.6	23.21	2847.04				
C7	420.76	9.85	23.96	4144.48				
C8	454.64	13.05	8.03	5933.05				
	3543.6		153.28	117.92				

Tableau VI-1-3-Surface de semelles filantes sous poteaux(sens longitudinal)

$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{136.95}{250} = 0.547m$

On prend**B = 0.6m**

S = B × L = 0.6 × 26.1 = 15.66 m²
S tot = 2 × 15.66 = 31.33m²

Sens transversal:

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni× ei(KN.m)	e (m)	q_{max} (KN)	q_{max} (KN)	$q_{L/4}$ (KN)
C1	428.87	-8.8	22.67	-3774.05	**1.42**	**190.57**	**548.21**	**458.80**
C2	1464.31	-4.05	16.11	-5930.45				
C3	451.43	-1.55	13.08	-699.71				
C4	1687.20	1.35	8.67	2277.72				
C5	1322.70	5.45	7.85	7208.71				
C6	1146.81	8.8	2.88	10091.92				
	6501.32		71.26	9174.14				

Tableau VI-1-4-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal)

$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{458.80}{250} = 1.83m$

On prend**B = 1.85m**

S = B × L = 1.85 × 17.6 = 32.56 m²
S_{tot} = 6 × 32.56 = 195.36m²

Surface totale des semelles filantes :

$S_{voiles} + S_{poteaux}$ = 226.68 + 32.78 = 259.46m²

50% $S_{bâtiment}$ = 381.78 ×0.5 = 190.89 m²

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

$\mathbf{h_t} \geq \frac{Lmax}{20}$ avec une hauteur minimale de 25 cm
L_{max}: portée maximale, L_{max}= 4.75m

$\mathbf{h_t \geq 23.75cm}$ on opte pour $\mathbf{h_t = 30\ cm}$

- **Hauteur des nervures :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie :
$\mathbf{h_n} \geq \frac{Lmax}{10}$ $\mathbf{h_n \geq 47.5cm}$ on opte pour $\mathbf{h_n=50\ cm}$

Condition de la longueur élastique :

$$\mathbf{Le} = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :
L_e:Longueur élastique.
K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40Mpa).
L_{max}: Distance maximale entre nus des nervures.
De la condition précédente, nous tirons h

$$\mathbf{h} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times \mathbf{L_{max}}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m).
E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée (E = 10818,86 MPa).

$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}}$ = 0.97mon prendra **100 cm**

- **Largeur de la nervure :**

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$ 40 cm $\leq b_n \leq$ 70cm on prend $\mathbf{b_n = 60cm}$

- **Hauteur de la dalle flottante :**

$\frac{Lmax}{50} \leq \mathbf{h_d} \leq \frac{Lmax}{40}$ (dalle sur 4 appuis)
9.5cm$\leq h_d \leq$ 11.87cm on prend $\mathbf{h_d=20cm}$

Conclusion :
On optera pour les dimensions suivantes :

- Hauteur du tablier h_t= **30 cm**
- Hauteur de la nervure h_n= **100 cm**
- Largeur de la nervure b_n=**60 cm**
- Hauteur de la dalle flottante h_d=**20 cm**

Détermination de la surface du radier:

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

N_u= **87943.80KN**
N_s= **64031.42 KN**

- **ELU :** $S_{radier} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{87943.80}{1.33 \times 250}$ = **264.49 m²**
- **ELS :** $S_{radier} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{64031.42}{250}$ = **256.12 m²**

$\Rightarrow$ S_{radier} = **264.49m²**

$S_{batiment}$= **381.78 m²** > S_{radier} = **264.49m²** $\Rightarrow$ 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** $(\frac{h_n}{2}$ **; 30cm)** = (50cm ; 30cm) $\Rightarrow$ on opte pour h_{deb}=**50 cm**

S_{deb} = (26.10+12.4+ 22.8+ 13.2+6.5) × 0.5 = **40.5m²**

Donc on aura une surface totale du radier :S_{radier}+ S_{deb} = **422.28m²**

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 :S_{radier}×h_t× ρ_b= 422.28 × 0.30× 25 = **3167.10KN**

Poids de la dalle flottante : S_{radier}×h_d× ρ_b = 422.28 × 0.20 ×25 = **2111.4 KN**

Poids des nervures:b_n× (h_n- h_t)×L×n × ρ_b= (0.6×(1-0.3)×(26.1×2+ 13+19.7×2+6.6×2 +17.6×6+16.89 +6.2×2))×25= **2653.24KN**

Poids du remblai : ((S_{radier}- $S_{nervures}$) × (h_n- h_t)) × poids volumique remblai = (422.28 - 178.88) ×(1-0.3))×17 = **2896.46KN.**

Avec :

$S_{nervures}$= (26.1×2+ 13+19.7×2+6.6×2 +17.6×6+16.89 +6.2×2)×(1-0.3)= **176.88m²**

G_{radier}= **10828.2KN**

❖ **Poids du bâtiment:**

$G_{batiment}$ = **54022.24KN**

$\Rightarrow$ G_{total}= 10828.2+54022.24 =**64850.44KN**

Surchargesd'exploitations :Q_{total}=$Q_{batiment}$+Q_{radier}

$Q_{batiment}$= **10009.17KN**

Q_{radier}= 422.28 ×2.5 = **1055.7KN**

G_{total} = 10009.17 +1055.7= **11064.87KN.**

Combinaison d'actions :

- **ELU :**N_u= 1.35G +1.5Q = **104145.29**KN
- **ELS :**N_s= G + Q = **75915.31** KN

Vérifications :

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \bar{\tau_u} \rightarrow \bar{\tau_u} = \min\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\} \rightarrow \bar{\tau_u} = 2.5MPa.$

b = 1m , d = 0.9×h_t= 0.27cm

$T_u = \frac{N_u \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{104145.29 \times 1}{422.28} \times \frac{4.75}{2}$ = **585.73KN**

$\tau_u = \frac{585.73 \times 10^3}{1000 \times 270}$ = **2.16MPa< 2.5MPa ……Condition Vérifiée.**

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous leradier qui est sollicité par un effort normal (N) dus aux charges verticales et a unmoment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

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 :

$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$= 13.64m $\qquad$ $Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$ =9.49m

Avec :
S_i : Aire du panneau considéré.
X_i, Y_i: Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$I_X = \sum[I_x + S_i(X_i - X_G)]$ = **19981.61m^4**

$I_Y = \sum[I_y + S_i(Y_i - Y_G)]$ = **9854.89 m^4**

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

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)

$M = M_0 + V_0 \times h$

M_0 Tiré à partir du logiciel

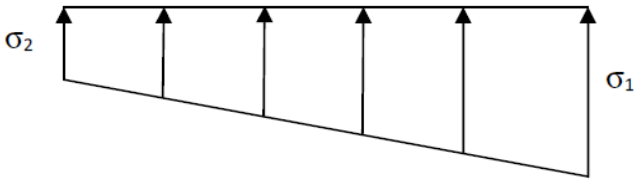


Figure VI 2-1- Diagramme des contraintes

M_{0x} = 97058.09 KN.m **M_{0y} = 92894.37KN.m**

V_{0x}= 3286.40KN **V_{0y}= 3147.08KN**

N_u = 104145.29KN **N_S = 75915.31KN**

		ELU			ELS				
	M (KN.m)	σ_1 (KN/m²)	σ_2 (KN/m²)	σ_m (KN/m²)	σ_1 (KN/m²))	σ_2 (KN/m²)	σ_m (KN/m²)	$1.3\sigma_{sol}$	**Obs**
Sens X	**100344.19**	315.11	178.13	280.86	248.26	111.28	214.01	**325**	CV
Sens Y	**96041.45**	339.1	154.14	**292.86**	272.54	87.29	**226.22**		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 4 BAEL91)[4]**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

Vérification pour les poteaux :

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à **2463.72 KN**
U_c: Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.
h: Épaisseur totale du radier égale à 100cm

$U_c = (a + b + 2\times h)\times 2 = (0{,}65 + 0{,}65 + 2\times 1)\times 2 = 6.6$ m

$0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 6.6 \times 25000 = 7425$ KN

$N_u = 2463.72$KN < 7425KN ⟹ **Condition vérifiée**

Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 1 ml du voile

e = 25 cm, b = 1ml

N_u= **3839.48KN**

$U_c = (a + b + 2\times h)\times 2 = (0{,}25 + 1 + 2\times 1)\times 2 = 6.5$ m

$0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 6.5 \times 25000 = 7312.5$ KN

N_u= 3839.48KN < 7312.5KN ⟹ **Condition vérifiée**

Ferraillage du radier :

Le ferraillage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables :

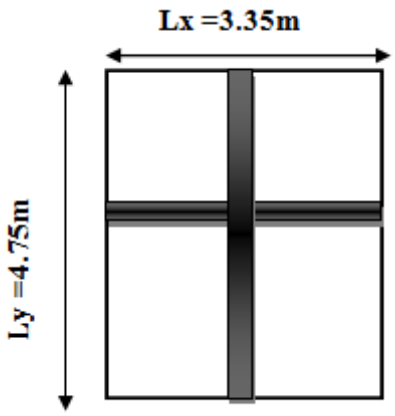
- **1.35G + 1.5Q → à l'ELU.**
- **G + Q → à l'ELS.**
- **G + Q ± E → RPA99 révisé 2003.**
- **0.8G ± E → RPA99 révisé 2003.**

- **Ferraillage de la dalle** :

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99.
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformémentrépartie **à l'ELU**, sera vérifié ainsi à l'ELS.
Les contraintes prises en compte dans le calcul sont:

ELU : $q_u = \sigma_m^{max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 292.86 - \frac{10828.2}{422.28} = 267.21$ KN/ml

ELS : $q_s = \sigma_m^{max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 226.22 - \frac{10828.2}{422.28} = 200.57$KN/ml



Remarque :
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau si dessous :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{3.35}{4.75} = 0.70$$

$\rightarrow 0.4 < \rho < 1$

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

- **Calcul à l'ELU :**

q_u= 267.21 KN/ml , ν= 0

$\rho = 0.70 \rightarrow \mu_x = 0.0683$; $\mu_y = 0.436$

$M_X = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0683 \times 267.21 \times (3.35)^2 = 204.81$KN.m

$M_Y = \mu_y \times M_X = 0.436 \times 204.81 = 89.29$ KN.m

Correction des moments :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

  Moment en travée : **$0,75M_x$** ou **$0,75M_y$**

  Moment sur appuis : **$0,5\ M_x$**ou**$0,5\ M_y$**

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré unencastrement partiel

  Moment en travée : **$0,85M_x$** ou **$0,85M_y$**

  Moment sur appuis : **$0,3M_x$**ou**$0,3M_y$** ⟶ **appuis de rive**

  $0,5\ M_x$ou**$0,5\ M_y$**appuis intermédiaire

- **En travée :** $M^t_X = 0.75 \times M_X = 0.75 \times 204.81 =$ **153.60KN.m**

$M^t_Y = 0.75 \times M_Y = 0.75 \times 89.29 =$ **66.96KN.m**

- **Au appuis :** :$M^a_X = -0.5 \times M_X = -0.5 \times 204.81 =$ **-102.40KN.m**

$M^a_Y = -0.5 \times M_Y = -0.5 \times 89.29 =$ **-44.64KN.m**

Ferraillage

b=100cm, h =30cm , c= 5cm

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

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b\,dx^2 f_{bu}} = \frac{153.60 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.173 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.173 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.904$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{153.60 \times 10^3}{0.904 \times 25 \times 348} = 19.53\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **A_{st}= 7HA20=21.99cm²**avec un espacement **St = 14cm.**

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\,dy^2 f_{bu}} = \frac{102.40 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.115 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$\mu_u = 0.115 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.938$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{102.40 \times 10^3}{0.938 \times 25 \times 348} = 12.54\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **A_{st}= 7HA16=14.04cm²**avec un espacement **St =14cm**.

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

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{66.96 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.075 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$\mu_u = 0.075 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.960$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66.96 \times 10^3}{0.960 \times 25 \times 348} = 8.01\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **A_{st}= 6HA14=9.23cm²** avec un espacement **St=15cm.**

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{44.64 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

→**La section est simplement armée**.

$\mu_u = 0.050 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.974$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.64 \times 10^3}{0.974 \times 25 \times 348} = 5.26\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **A_{st}= 6H12=6.78cm²** avec un espacement **St= 15cm.**

○ **Vérifications à l'ELU :**

❖ **<u>Condition de non fragilité</u> : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99)**[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 : $A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 27 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.70)}{2} = 2.48\text{cm}^2$

<u>Travée :</u>$A_{adoptée}$ = 21.99cm² > A_x = 2.48 cm² .....**Condition vérifiée.**

<u>Appuis :</u>$A_{adoptée}$ = 14.07cm² > A_x = 2.48 cm² .....**Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly:

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

Donc : $A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_x \geq 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16cm^2$

Travée : $A_{adoptée} = 9.23cm^2 > A_y = 2.16\ cm^2$ .....**Condition vérifiée.**

Appuis: $A_{adoptée} = 6.78cm^2 > A_y = 2.16\ cm^2$ .....**Condition vérifiée.**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\} = 2.5MPa$$

Effort tranchant :

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

$T_u = 266.86 \times 3.35 \times 4.75 / (3 \times 4.75) = 298$ KN

$\tau_u = 1.10$ MPa$<\bar{\tau}_u = 2.5$MPa .....**Condition vérifiée.**

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

$T_u = 266.86 \times 3.35 \times 4.75/ (2 \times 4.75 + 3.35) = 330.45$ KN

$\tau_u = 1.22$ MPa$<\bar{\tau}_u = 2.5$MPa .....**Condition vérifiée.**

- **Calcul à l'ELS :**

q_u= 200.57KN/ml , $\nu = 0.2$

$\rho = 0.70 \rightarrow \mu_x = 0.0743$; $\mu_y = 0.585$

$M_X = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0743 \times 200.57 \times (3.35)^2 = 167.06$KN.m

$M_y = \mu_y \times M_X = 0.585 \times 167.06 = 97.73$KN.m

Correction des moments :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  Moment en travée : **$0,75M_x$** ou **$0,75M_y$**
  Moment sur appuis : **$0,5\ M_x$**ou**$0,5\ M_y$**

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré unencastrement partiel
  Moment en travée : **$0,85M_x$** ou **$0,85M_y$**
  Moment sur appuis : **$0,3M_x$**ou**$0,3M_y$** ⟶ **appuis de rive**
  $0,5\ M_x$ou**$0,5\ M_y$appuis intermédiaire**

- **En travée :** $M^t_x = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 167.06 =$ **125.29KN.m**

$M^t_y = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 97.73 =$ **73.29KN.m**

- **Au appuis :** $M^a_x = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 167.06 =$ **-83.53KN.m**

  $M^a_y = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 97.73 =$ **-48.86KN.m**

- **Vérifications à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

- $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}fe, \left(110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)\right)$ $\eta = 1.6 \rightarrow$ 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 MPa**

- En travée **:** $M_{t\,max}$ **= 125.29KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

$\rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 21.99}{100 \times 25} = 0.879 \rightarrow \beta_1 = 0.867$

$\sigma_{st} = \frac{125.29 \times 1000}{0.867 \times 25 \times 21.99} = 262.86$

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.879 \rightarrow k_1 = 22.59$

$\sigma_{bc} = \frac{262.86}{22.59} = 11.63$

σ_{bc}= 11.63MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Conditionvérifiée.

- Aux appuis **:** $M_{a\,max}$ **= 83.53KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

$\rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 14.07}{100 \times 25} = 0.562$; $\rightarrow \beta_1 = 0.888$

$\sigma_{st} = \frac{83.53 \times 1000}{0.888 \times 25 \times 14.07} = 267.42$

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.562 \rightarrow k_1 = 29.64$

$$\sigma_{bc} = \frac{267.42}{29.64} = 9.02$$

σ_{bc}= 9.02MPa<$\overline{\sigma_{bc}}$= 15MPa.....Conditionvérifiée.

Ferraillage de débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, du moment qu'il est moins charger par rapport à la dalle et la nervure donc les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

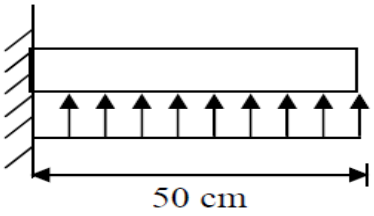


Figure VI 2-2- Schéma statique du débord

VI-1-3-Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis, et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

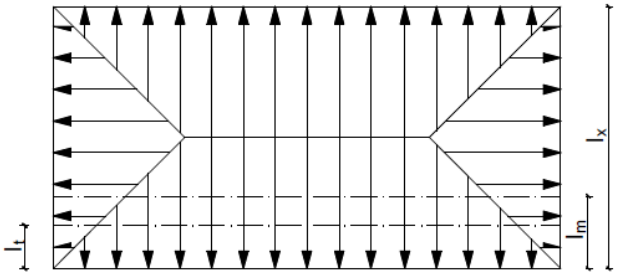


Figure VI -2-3- Modes de transmission de charges

- **Charge trapézoïdale :**

$$L_m = l_x \times (0.5 - \frac{\rho^2}{6})$$

$$L_t = l_x \times (0.5 - \frac{\rho}{4})$$

- **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 : $Q = q \times L_t$

ELU :q_u = $\sigma_m^{max} - (\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}})$ $= 292.86 - \frac{10828.2}{422.28} - \frac{2211.03}{176.86}$ **= 254.72 KN/m²**

ELS :q_s = $\sigma_m^{max} - (\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}})$ $= 226.22 - \frac{10828.2}{422.28} - \frac{2211.03}{176.86}$ **= 188.07KN/m²**

Le calcul se fera pour les nervures de la file (5) et la file (C) :

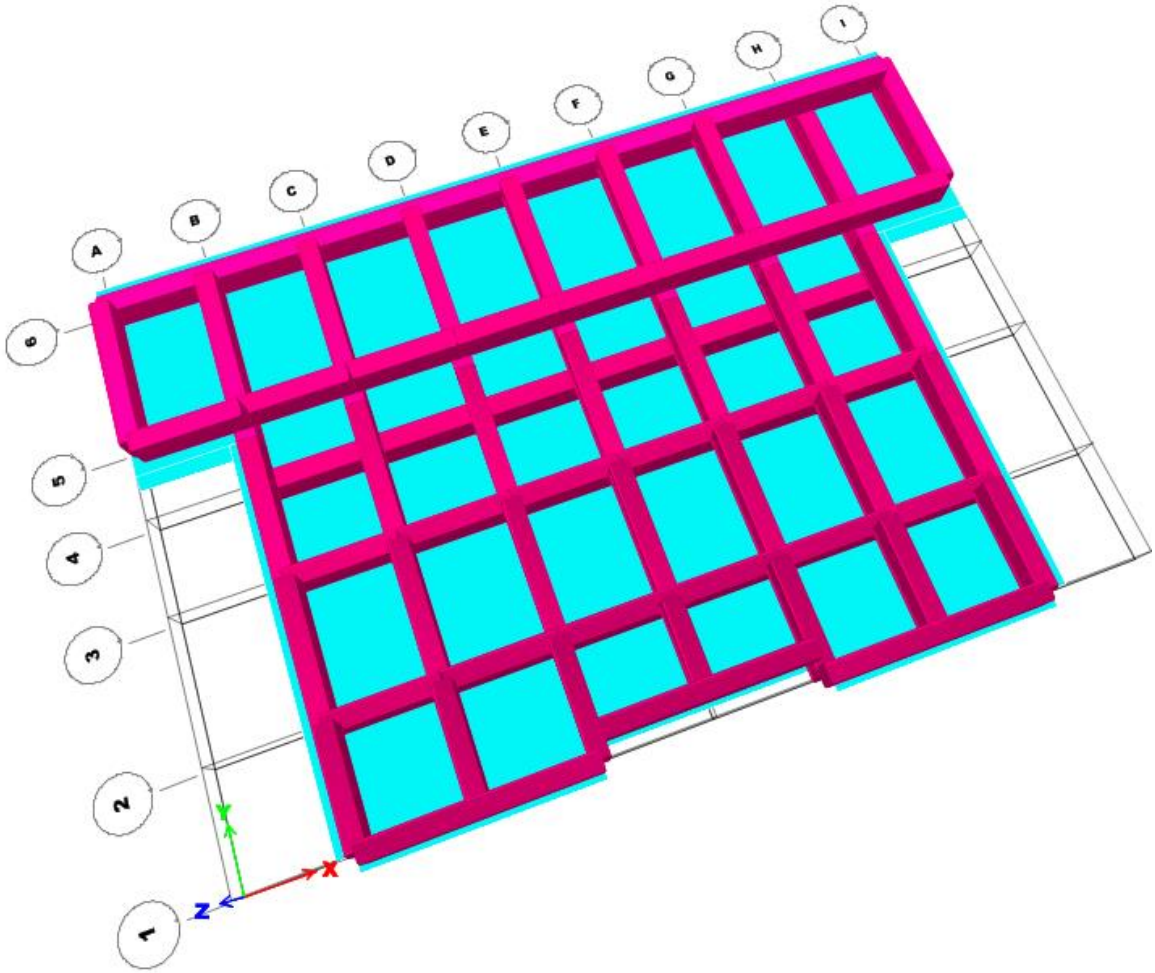


Figure VI -2-4- Model du radier en 3D

- **Calcul à l'ELU:**
  - **Sens YY(file C) :**

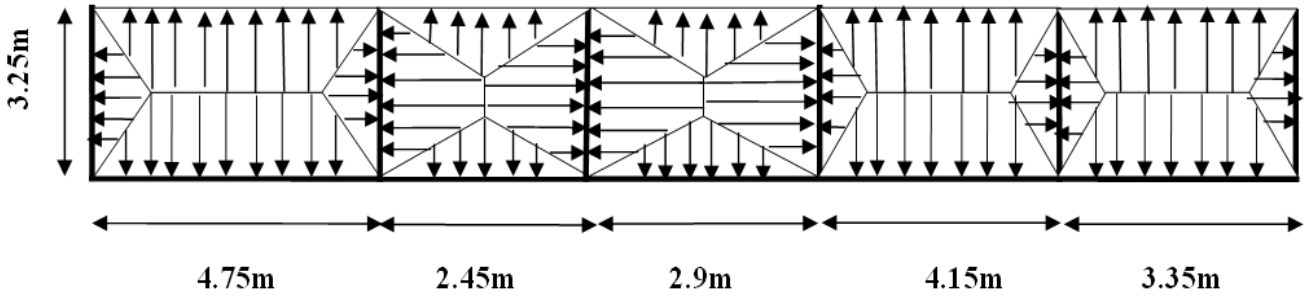


Figure VI -2-5- Schéma explicatif de la répartition des charges dans la nervure (sens YY)

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
5-6	B-C	3.25	4.75	0.68	Trapèze	1.374	1.072	254.72	349.49	**705.84**	272.67	**549.4**
	C-D	3.35	4.75	0.70	Trapèze	1.401	1.088		356.35		276.73	
4-5	B-C	2.45	3.25	0.75	Triangle	0.815	0.612		207.30	**414.6**	155.66	**311.32**
	C-D	2.45	3.35	0.73	Triangle	0.815	0.612		207.30		155.66	
3-4	B-C	2.9	3.25	0.89	Triangle	0.965	0.725		245.45	**490.9**	184.41	**268.82**
	C-D	2.9	3.35	0.86	Triangle	0.965	0.725		245.45		184.41	
2-3	B-C	3.25	4.15	0.78	Trapèze	1.295	0.991		329.39	**664.29**	252.07	**507.7**
	C-D	3.35	4.15	0.80	Trapèze	1.317	1.005		334.9		255.63	
1-2	B-C	3.25	3.35	0.97	Trapèze	1.115	0.836		283.61	**567.44**	212.64	**425.5**
	C-D	3.35	3.35	1	Trapèze	1.116	0.837		283.86		212.86	

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 :

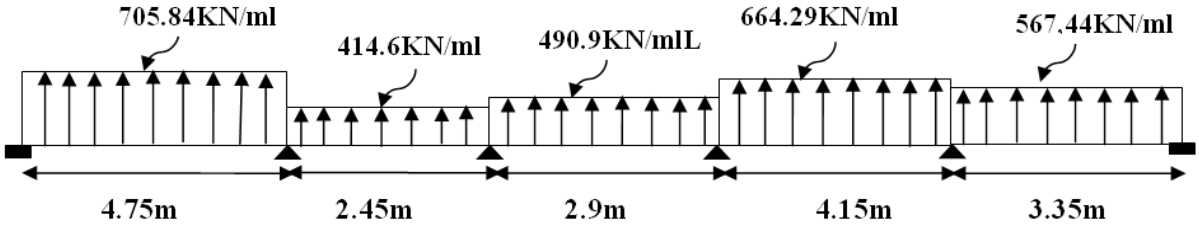


Figure VI -2-6- Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

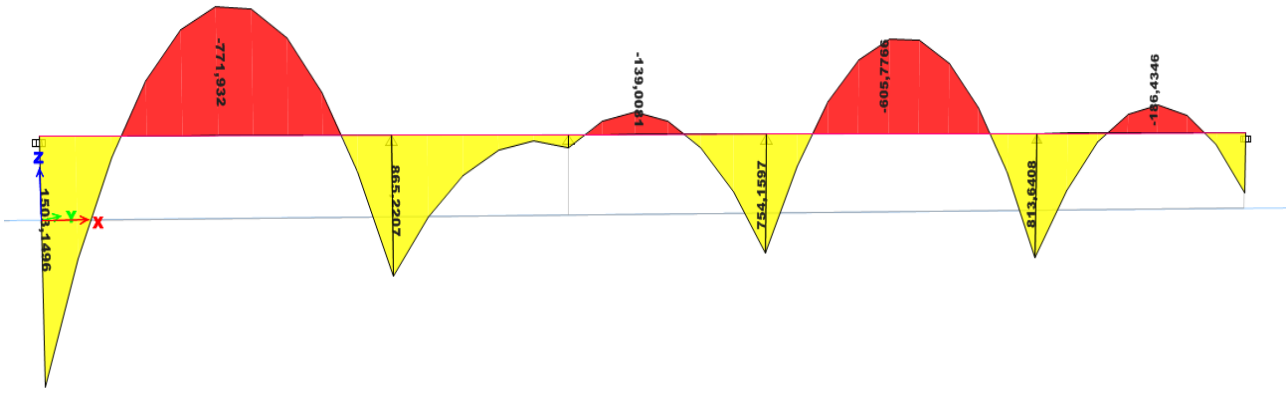


Figure VI -2-7- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

Effort tranchant :

Schéma statique :

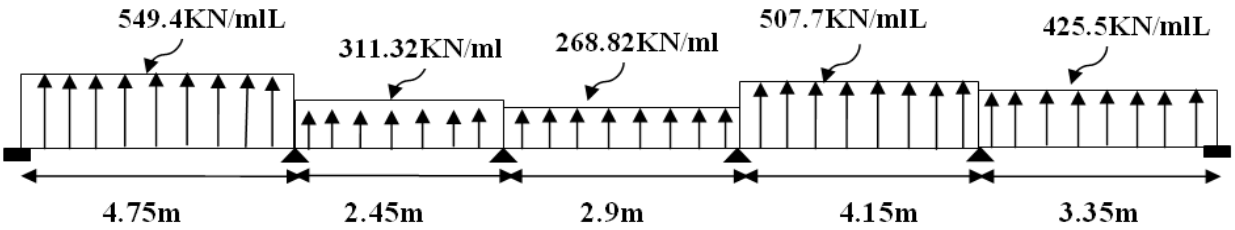


Figure VI -2-8- Schéma statique des nervures (effort tranchant)

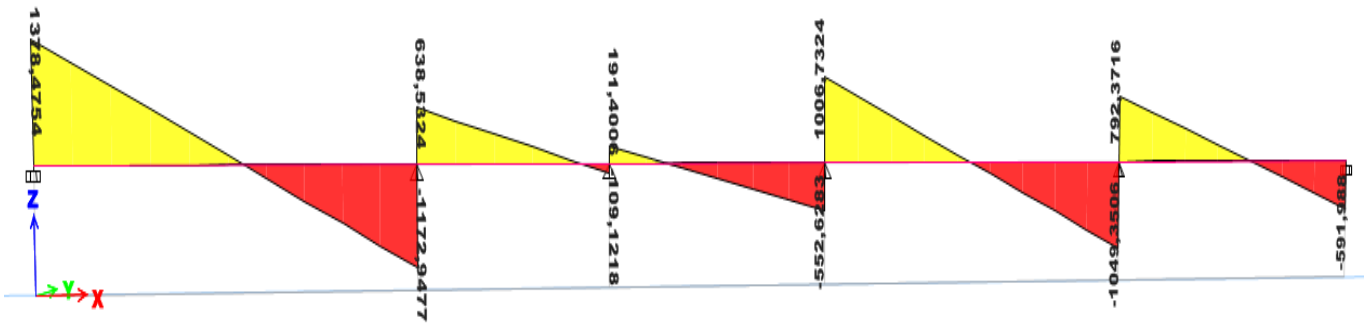


Figure VI -2-9- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

❖ **Sens XX (file 6):**

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
A-B	6-5	3.20	4.75	0.67	Triangle	1.065	0.8	254.72	270.89	**552.26**	203.48	**435.45**
	5-4	2.45	3.20	0.51	Trapèze	1.118	0.912		284.37		231.97	
B-C	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082	0.812		275.21	**528.29**	206.54	**401.12**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995	0.765		253.08		194.58	
C-D	6-5	3.35	4.75	0.70	Triangle	1.115	0.837		283.61	**539.75**	212.89	**408.74**
	5-4	2.45	3.35	0.73	Trapèze	1.007	0.77		256.14		195.85	
D-E	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082	0.812		275.21	**528.29**	206.54	**401.12**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995	0.765		253.08		194.58	
E-F	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082	0.812		275.21	**528.29**	206.54	**401.12**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995	0.765		253.08		194.58	
F-G	6-5	3.35	4.75	0.70	Triangle	1.115	0.837		283.61	**539.75**	212.89	**408.74**
	5-4	2.45	3.35	0.73	Trapèze	1.007	0.77		256.14		195.85	
G-H	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082	0.812		275.21	**528.29**	206.54	**401.12**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995	0.765		253.08		194.58	
H-I	6-5	3.20	4.75	0.67	Triangle	1.065	0.8		270.89	**552.26**	203.48	**435.45**
	5-4	2.45	3.20	0.51	Trapèze	1.118	0.912		284.37		231.97	

Tableau VI – 2- 3- Répartition des charges dans les nervures (sens XX)

Moment fléchissant :

Schéma statique :

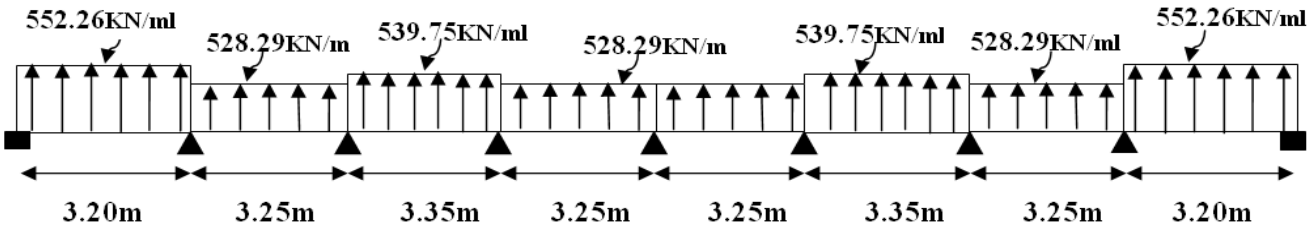


Figure VI – 2-10- Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

Effort tranchant :

Schéma statique :

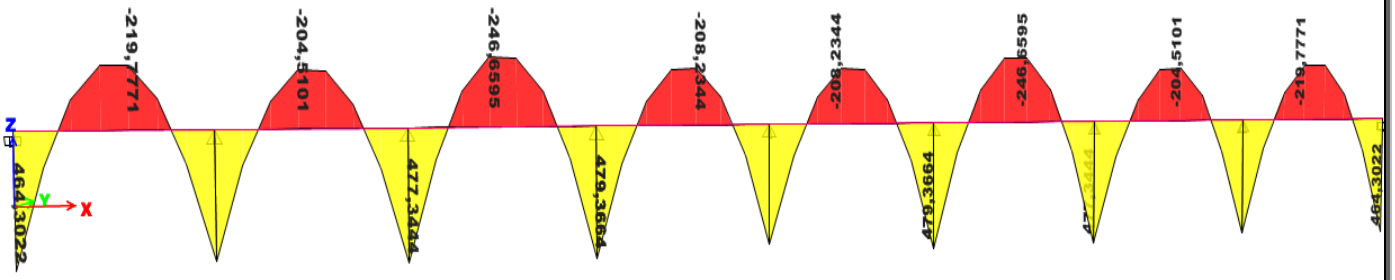


Figure VI – 2-11- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

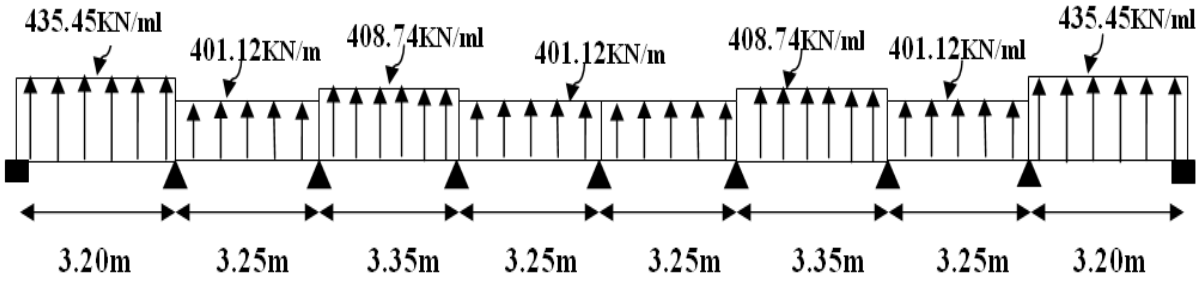


Figure VI – 2-12- Schéma statique des nervures (effort tranchant)

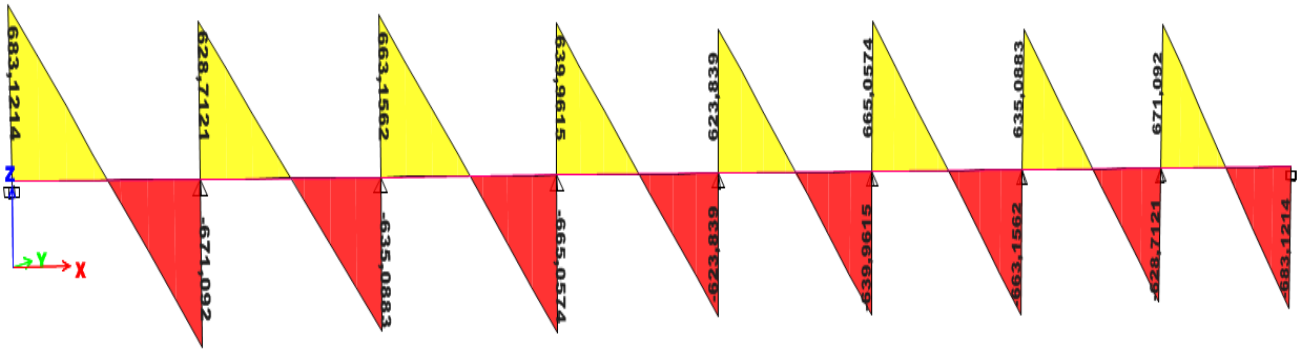


Figure VI – 2-13- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)

Apres analyse nous avons tiré les résultats suivant :

- **Sens YY(filec):**

Moments aux appuis:

M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
1503.14	865.22	85.30	754.15	813.64	398.62

TableauVI – 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}

TableauVI – 2-5- Moments fléchissant max en travées

Effort tranchant:

T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6
1378.47	-1172.94	191.40	1006.73	-1049.35	591.98

TableauVI – 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	M_9
464.30	452.08	477.34	479.36	444.04	479.36	477.34	452.08	464.30

TableauVI – 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}	M_{8-9}
-219.77	-204.51	-246.65	-208.23	-208.23	-246.65	-204.51	-219.77

TableauVI – 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	T_9
683.12	-671.09	663.15	-665.5	623.83	665.05	-663.15	671.09	-683.12

TableauVI – 2-9- Efforts tranchants max

Ferraillage:

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissurations et sollicitées 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 cm ; b =60 cm ; c = 5 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 ferraillage 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 = 1503.14	51.33	6.88	5HA20 (fil)+12HA20 (chap)	53.38
	Travée	M_t = -771.93	25.03		5HA20 (fil)+7HA14 (chap)	26.47
Sens XX	Appuis	M_a = 479.36	15.11		5HA16 (fil)+7HA14 (chap)	20.82
	Travée	M_t = -246.65	7.62		5HA16 (fil)+7HA14 (chap)	20.82

TableauVI – 2-10- Ferraillage 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**

$$A_{min}=60\times100\times0.005= \mathbf{30cm^2}$$

		A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
Sens YY	Appuis	22HA20 = 69.08	**30**	CV
	Travée	13HA20= 40.82		CV
Sens XX	Appuis	10HA16+7HA14 = 30.87		CV
	Travée	10HA16+7HA14 = 30.87		CV

Tableau VI – 2-11: Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

❖ **Calcul des armatures transversales:**

$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; b/10, \varphi_l)$$

φ_l : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.
$\varphi_t \leq \min(100/35 ; 60/10, 2) = (28.5mm ; 60mm ;20mm)$

Soit : φ_t = **10mm**
On opte pour **: 2 cadre φ10 + épingle** ⟹ **A_t=4HA10+2HA8 = 4.14cm²**

- **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 : $S_t \leq \min\{100/4 ; 12\times1\}= 12cm$
En zone courante : $S_t \leq 100/2 = 25cm$

Soit :

En zone nodale : **S_t = 10cm**
En zone courante : **S_t = 15cm**

- **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 disposéesparallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur directionen l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en endehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100cm**, la quantité d'armatures de peaunécessaire est donc :

Ap = 3 cm² /ml× 1 = 3cm²Soit donc **2HA14** avec **As= 3.08 cm²**

Vérifications à l'ELU:

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \bar{\tau_u} \rightarrow \bar{\tau_u} = \min\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\} \rightarrow \bar{\tau_u} = 2.5MPa.$$

	T_u(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau_u}$(MPa)	Observation
Sens XX	683.12	1.19	**2.5**	**CV**
Sens YY	1378.47	2.41		**CV**

Tableau VI – 2-13- Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures

○ Calcul à l'ELS:

❖ Sens YY (file C):

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
5-6	B-C	3.25	4.75	0.68	Trapèze	1.374	187.86	258.11	**521.3**
	C-D	3.35	4.75	0.70	Trapèze	1.401		263.19	
4-5	B-C	2.45	3.25	0.75	Triangle	0.815		153.10	**306.2**
	C-D	2.45	3.35	0.73	Triangle	0.815		153.10	
3-4	B-C	2.9	3.25	0.89	Triangle	0.965		181.28	**362.56**
	C-D	2.9	3.35	0.86	Triangle	0.965		181.28	
2-3	B-C	3.25	4.15	0.78	Trapèze	1.295		243.27	**490.68**
	C-D	3.35	4.15	0.80	Trapèze	1.317		247.41	
1-2	B-C	3.25	3.35	0.97	Trapèze	1.115		209.46	**419.11**
	C-D	3.35	3.35	1	Trapèze	1.116		209.65	

Tableau VI – 2-14- Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

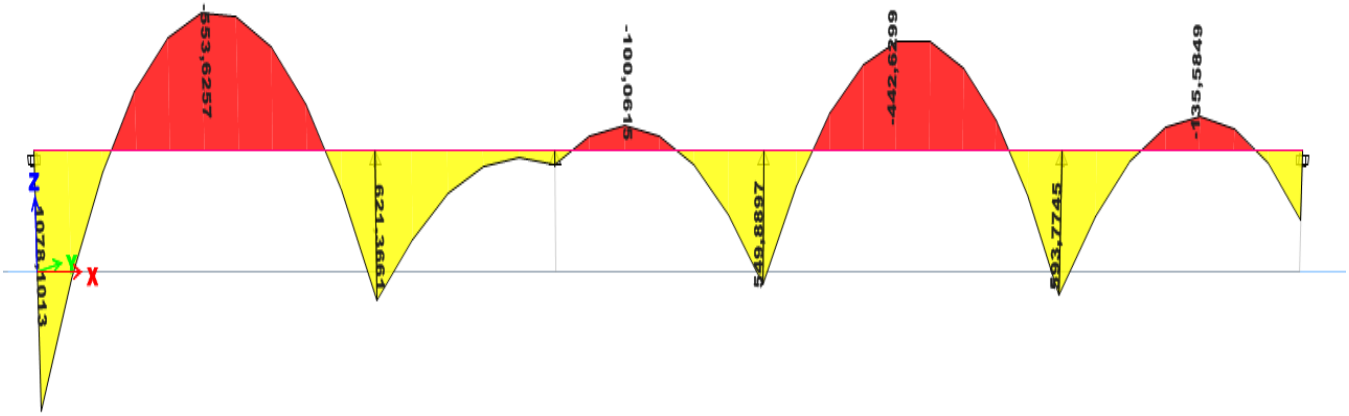


Figure VI – 2-14- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

❖ Sens XX (file 6) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
A-B	6-5	3.20	4.75	0.67	Triangle	1.065	**187.86**	200.07	**410.09**
	5-4	2.45	3.20	0.51	Trapèze	1.118		210.02	
B-C	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082		203.26	**390.18**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995		186.92	
C-D	6-5	3.35	4.75	0.70	Triangle	1.115		209.46	**398.63**
	5-4	2.45	3.35	0.73	Trapèze	1.007		189.17	
D-E	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082		203.26	**390.18**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995		186.92	
E-F	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082		203.26	**390.18**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995		186.92	
F-G	6-5	3.35	4.75	0.70	Triangle	1.115		209.46	**398.63**
	5-4	2.45	3.35	0.73	Trapèze	1.007		189.17	
G-H	6-5	3.25	4.75	0.68	Triangle	1.082		203.26	**390.18**
	5-4	2.45	3.25	0.75	Trapèze	0.995		186.92	
H-I	6-5	3.20	4.75	0.67	Triangle	1.065		200.07	**410.09**
	5-4	2.45	3.20	0.51	Trapèze	1.118		210.02	

Tableau VI – 2-15- Répartition des charges dans les nervures (sens XX)

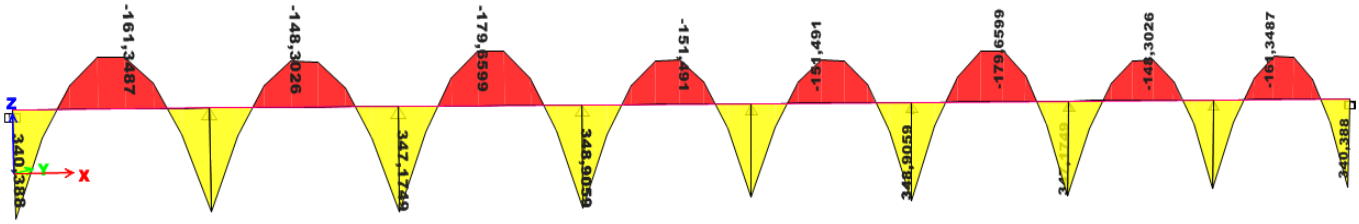


Figure VI – 2-15- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	M_a = 340.38KN.m	M_t = -179.65KN.m
Sens YY	M_a = 1078.10KN.m	M_t = -553.62KN.m

Tableau VI – 2-16- Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

- **<u>Vérification des contraintes dans le béton :</u> (Art A.4.5.2/BAEL 91).[4]**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}fe\ ,\ (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right)$ $\qquad \eta = 1.6 \rightarrow$ 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 MPa**

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

		M_s(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{st}(MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$(MPa)	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)
Sens XX	Appuis	M_a=340.38	20.82	193.6	**201.6**	5.64	**15**
	Travée	M_t= -179.65	20.82	28.6		2.91	
Sens YY	Appuis	M_a= 1078.10	53.38	**240.4**		9.93	
	Travée	M_t=-553.62	26.47	79.7		6.52	

Tableau VI – 2-17-Vérifications des contraintes dans le béton

Remarque :

Les contraintes de tractions dans les armatures aux appuis pour les nervures (sens YY) ne sont pas vérifiées, Afin de satisfaire la condition citée dans l'article **A.4.5.2/BAEL 91**[4],il y lieu d'augmenter la section d'armatures adoptées aux appuis :

A_a= 5HA20 (fil) **+ 16HA20** (chap)

σ_{st}= 196.9 MPa< $\overline{\sigma_{st}}$ = 201.6MPa ……..Condition vérifiée

σ_{bc}= 9.34 MPa< $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa…… Condition vérifiée

Chapitre VII

Etude du voile péripherique

INTRODUCTION:

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII – 1- Pré dimensionnement du voile périphérique :

Selon l'**RPA 99[2]**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de **15 cm.**
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Caractéristique des voiles :
Hauteur : h=4.70m.
Epaisseur **: e=25cm**.

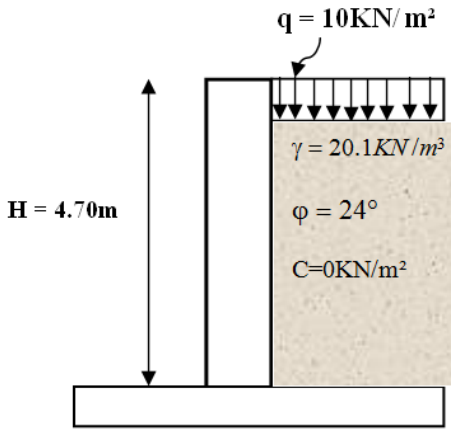


Figure VII-2-2 Schéma du Voile périphérique

VII – 2- Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile: σ_H et σ_V.

σ_H : Contrainte horizontales.
σ_V : Contrainte verticales.

Type de sol	Poussée	Butée
Sol frottant (φ ≠0 , c =0)	$\sigma_a = K_a \times \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \times \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0$, $c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2\ c_u$	$\sigma_p = \sigma_v + 2\ c_u$
Sol frottant et cohérent (φ ≠0,c ≠0)	$\sigma_a = K_a \times \sigma_v - 2\ c_u \sqrt{K_a}$	$\sigma_p = K_p \times \sigma_v - 2\ c_u \sqrt{K_p}$

Tableau VII-2-1 Exposé de la méthode de RANKINE suivant les différents types de sols

Avec :

$K_a = tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ ⟹ Pour la poussée.

$K_p = tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ ⟹ Pour la butée.

φ : Angle de frottement interne.

Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20.1 KN/m^3$

Angle de frottement : $\varphi = 24°$

Cohésion : C=0KN/m²

q= 1t/m² = 10KN/m² (surcharge éventuelle)

Calcul des sollicitations:

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0$, $c = 0$) , notre voile est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

$K_a = tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0.421$

- **ELU :**

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$

h = 0 m → σ_{H1} = 0.421 (1.35× 20.1× 0 +1.5 ×10) = **6.31KN/m²**

h = 4.70m → σ_{H2} = 0.421 (1.35× 20.1× 4.70 +1.5 ×10) = **60KN/m²**

- **ELS:**

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$

h = 0 m → σ_{H1} = 0.421 (20.1× 0 +10) = **4.21KN/m²**

h = 4.70m → σ_{H2} = 0.421 (20.1× 4.70 +10) = **43.98KN/m²**

Diagramme des contraintes:

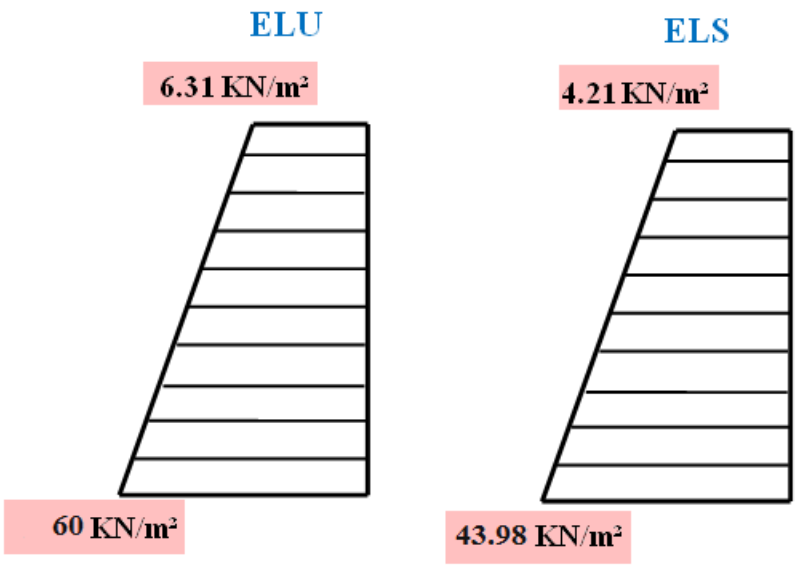


Figure VII-2-2 Diagramme des contraintes

Pour une bande de 1m :

ELU : $q_u = \frac{3\sigma_{H2}+\sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3\times60+6.31}{4} =$ **46.58KN/ml**

ELS : $q_s = \frac{3\sigma_{H2}+\sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3\times43.98+4.21}{4} =$ **34.03KN/ml**

VII – 3- Ferraillage du voile périphérique :

Méthode de calcul:

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré à la base et semi encastré des trois autres coté :

-Encastrement : au niveau de l'infrastructure

-Semi encastrement : au niveau des poteaux et poutres

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres

Détermination des moments :

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, les moments seront affectés des coefficients suivant :

-Moment en travée : 0.85

-Moment d'encastrement sur les deux grands cotés

0.3 appuie de rive

La détermination des moments de flexion se sera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive dont, l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui : 0.3

Identification des panneaux :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{4.70}{4.75} = 0.98 \quad \rightarrow 0.4 < \rho < 1$

Donc le panneau travaille dans les deux sens.

$$\mathbf{M_X} = \boldsymbol{\mu_x} \times \mathbf{q} \times \boldsymbol{l_x^2}$$

$$\mathbf{M_Y} = \boldsymbol{\mu_y} \times \mathbf{M_X}$$

Avec :

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

(ν = 0 à l'ELU ; ν = 0,2 à l'ELS).

- **Calcul à l'ELU :**

q_u = 46.58KN/ml , ν = 0

$\rho = 0.98 \rightarrow$ $\mu_x = 0.0385$; $\mu_y = 0.956$

$M_X = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0385 \times 46.58 \times (4.70)^2 = 39.61$ KN.m

$M_y = \mu_y \times M_X = 0.956 \times 39.61 = 37.86$ KN.m

Correction des moments :

- **En travée :** $M^t_X = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 39.61 =$ **33.66 KN.m**
  $M^t_y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 37.86 =$ **32.18KN.m**

- **Au appuis : :** $M^a_X = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 39.61 =$ **-11.88KN.m**
  $M^a_y = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 37.86 =$ **-11.35 KN.m**

<u>Ferraillage</u>

b=100cm, h =25cm , c= 5cm

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

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b\, dx^2 f_{bu}} = \frac{33.66 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.059 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.66 \times 10^3}{0.969 \times 20 \times 348} = 4.99\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **A_{st}= 6HA12=6.78cm²** avec un espacement **St = 15cm**.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{11.88 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.021 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.88 \times 10^3}{0.989 \times 20 \times 348} = 1.72\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **5HA10= 3.92cm²** avec un espacement **St = 20cm**.

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

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{32.18 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.056 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.18 \times 10^3}{0.971 \times 20 \times 348} = 4.76\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **6HA12= 6.78cm²** avec un espacement **St =15cm**

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{11.35 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée**.

$$\mu_u = 0.02 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.35 \times 10^3}{0.990 \times 20 \times 348} = 1.64\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature A_{st}= **5HA10= 3.92cm²** avec un espacement **St = 20cm**

○ **Vérifications à l'ELU :**

❖ **<u>Condition de non fragilité</u> :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99). **[4]**

Armatures suivant le sens de lx :

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

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 : $A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 25 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.98)}{2} = 2.02 cm^2$

<u>Travée :</u> $A_{adoptée} = 6.78\ cm^2 > A_x = 2.02\ cm^2$ ..... **Condition vérifiée.**

<u>Appuis :</u> $A_{adoptée} = 3.92 cm^2 > A_x = 2.02\ cm^2$ ..... **Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly :

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

Donc : $A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_x \geq 100 \times 25 \times 0.0008 = 2\ cm^2$

<u>Travée :</u> $A_{adoptée} = 6.78 cm^2 > A_y = 2\ cm^2$ ..... **Condition vérifiée.**

<u>Appuis:</u> $A_{adoptée} = 3.92 cm^2 > A_y = 2 cm^2$ ..... **Condition vérifiée.**

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\} = 2.5\ MPa$$

Effort tranchant :

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

$T_u = 46.58 \times 4.70 \times 4.75 / (3 \times 4.75) = 72.97\ KN$

$\tau_u = 1.45\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa$ ..... **Condition vérifiée.**

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

$T_u = 46.58 \times 4.70 \times 4.75 / (2 \times 4.75 + 4.70) = 73.23 KN$

$\tau_u = 1.46\ MPa < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Recommandations du RPA : (Art 10-1-2)** [2]

  - Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10%b×h** dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$\mathbf{A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5\ cm^2}$$

Sens XX : Travée : $A_{adoptée}$ =6.78cm² > A_{min} = 2.5 cm² ..... **Condition vérifiée.**

Appuis: $A_{adoptée}$ = 3.92cm² > A_{min} = 2.5 cm² ..... **Condition vérifiée.**

Sens YY : Travée : $A_{adoptée}$ =6.78cm² > A_{min} = 2.5 cm² ..... **Condition vérifiée.**

Appuis: $A_{adoptée}$ = 3.92cm² > A_{min} = 2.5 cm² ..... **Condition vérifiée.**

- **Calcul à l'ELS :**

q_u = **34.03 KN/ml** , $\nu = 0.2$

$\rho = 0.98 \rightarrow$ $\mu_x = 0.0459$; $\mu_y = 0.970$

$M_X = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0459 \times 34.03 \times (4.70)^2 = 34.50$ KN.m

$M_y = \mu_y \times M_X = 0.970 \times 34.50 = 33.46$ KN.m

Correction des moments :

- **En travée :** $M^t_X = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 34.50 =$ **29.32KN.m**
  $M^t_y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 33.46 =$ **28.44KN.m**

- **Au appuis : :** $M^a_X = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 34.50 =$ **-10.35KN.m**
  $M^a_y = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 33.46 =$ **-10.03 KN.m**

- **Vérifications à l'ELS :**

❖ **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)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

- $\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} fe , \left(110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)\right)$ $\eta = 1.6 \rightarrow$ 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 MPa**

- En travée : **$M_{t\,max}$ = 29.32KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

$\rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 20} = 0.34 \rightarrow \beta_1 = 0.990$

$$\sigma_{st} = \frac{29.32 \times 1000}{0.909 \times 20 \times 6.78} = 237.87$$

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

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.34 \rightarrow k_1 = 39.95$

$$\sigma_{bc} = \frac{237.87}{39.95} = 5.95$$

σ_{bc} = 5.95 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa..... Condition vérifiée.

- Aux appuis **: $M_{a\,max}$ = 13.96 KN.m**

$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times Ast}$; β_1 est en fonction de ρ

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 20} = 0.196 \; ; \quad \rightarrow \beta_1 = 0.928$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.96 \times 1000}{0.928 \times 20 \times 3.92} = 142.25$$

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

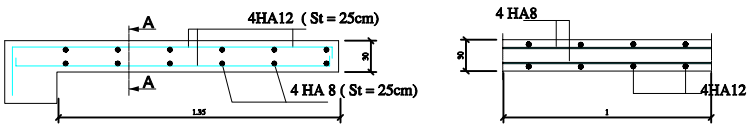
- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{k1}$; $\rho = 0.196 \rightarrow k_1 = 54.44$

$$\sigma_{bc} = \frac{142.25}{54.44} = 2.61$$

σ_{bc} = 2.61MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa..... Condition vérifiée.

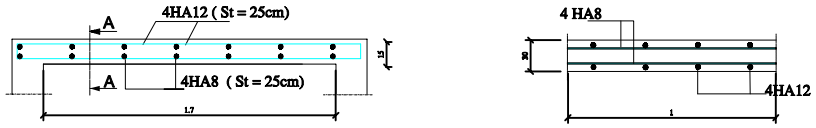
Plans d'éxecution

Ferraillage des balcons



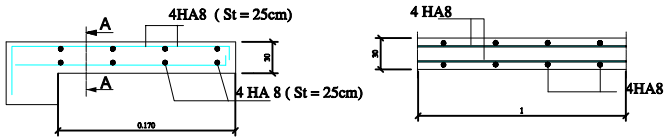
Coupe A-A

Ferraillage du plancher en dalle pleine



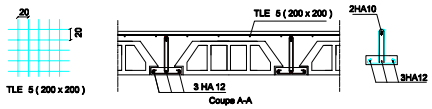
Coupe A-A

Ferraillage des loggia

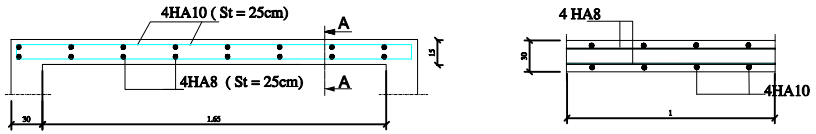


Coupe A-A

Ferraillage du plancher en corps creux



Ferraillage dalle salle machine



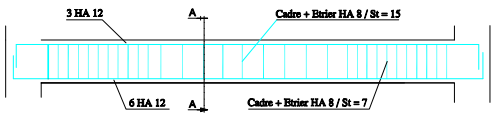
Coupe A-A

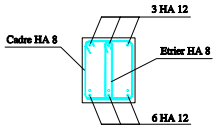
Ferraillage de l'acrotere

Coupe A-A

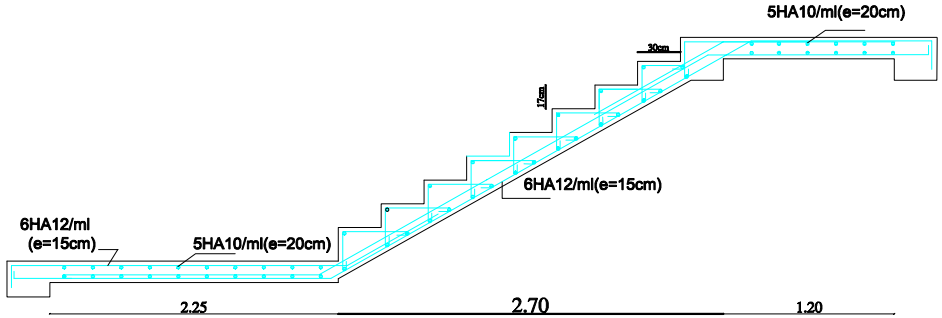
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plans de Ferraillage : Consoles, Planchers , Acrotére , Dalle salle machine	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

Poutre palière



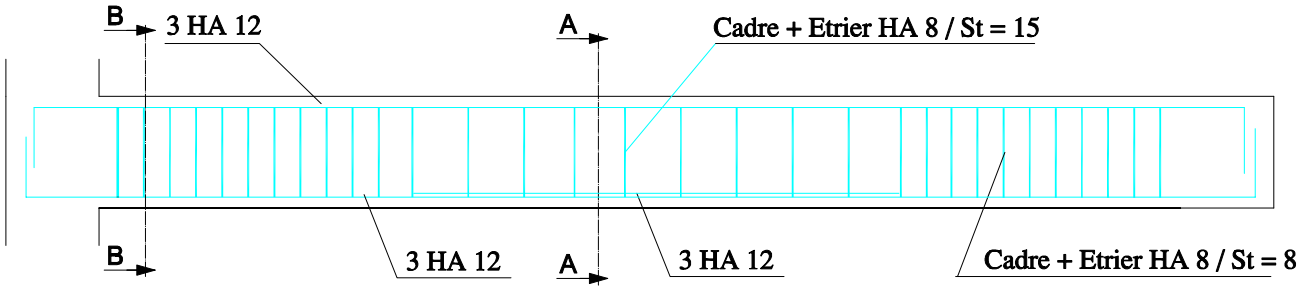


Coupe AA

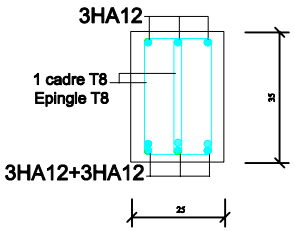


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage escalier , poutre palière	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Févriers 2021

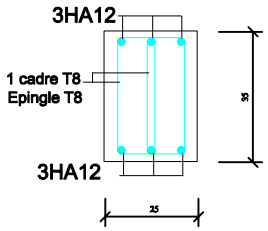
Ferraillage de la poutre de chainage



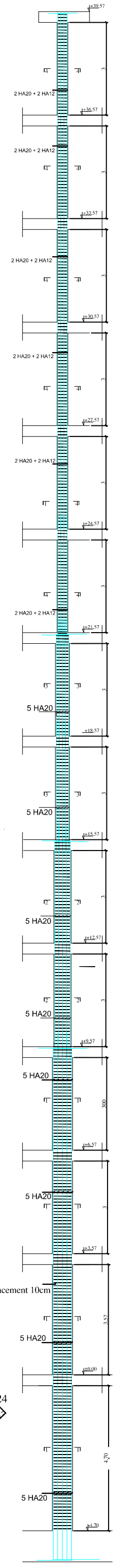
Coupe A-A

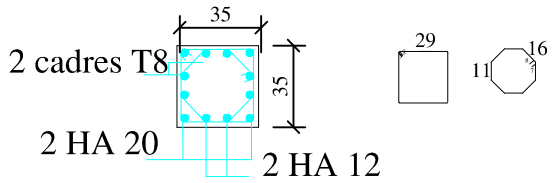


Coupe B-B

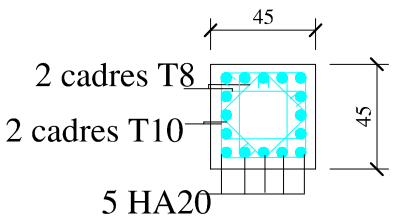


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage poutre de chaînage	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

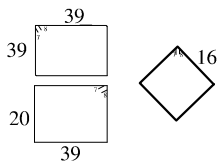


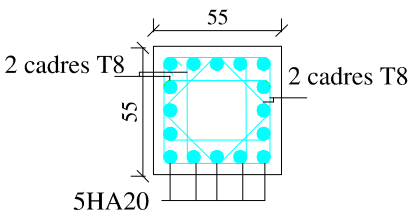


Coupe 4 -4

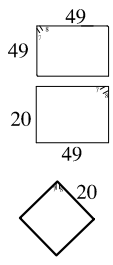


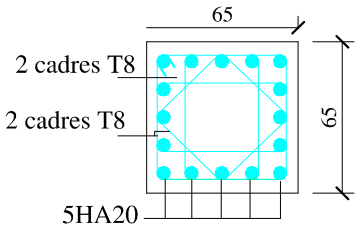
Coupe 3 -3



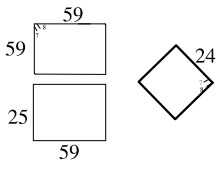


Coupe 2 -2

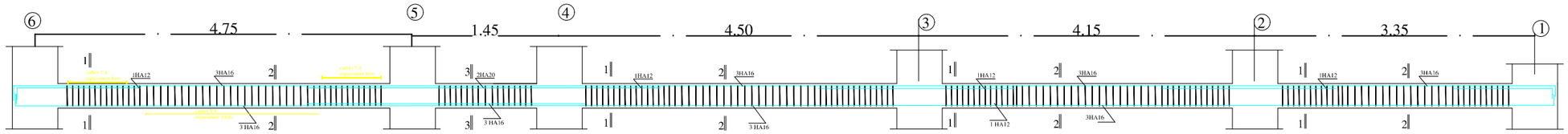




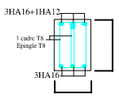
Coupe 1 -1



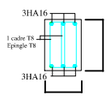
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des poteaux	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

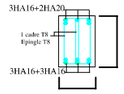


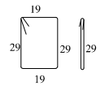
Coupe 1 - 1



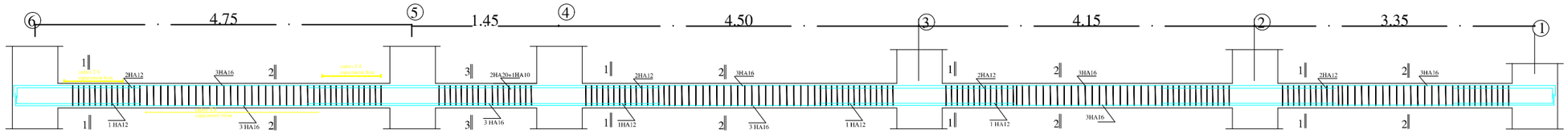
Coupe 2 - 2



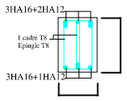




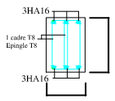
Poutres principales zone I : RDC, 1er et 2 eme étage



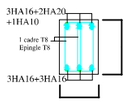
Coupe 1 - 1

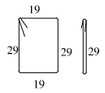


Coupe 2 - 2

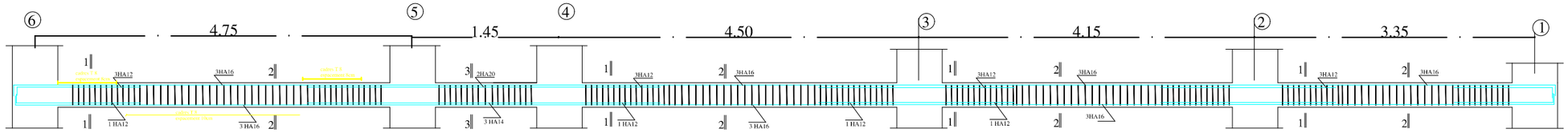


Coupe 3 - 3

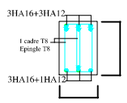




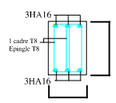
Poutres principales zone II : 3eme, 4eme étage



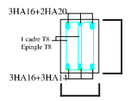
Coupe 1 - 1

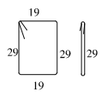


Coupe 2 - 2

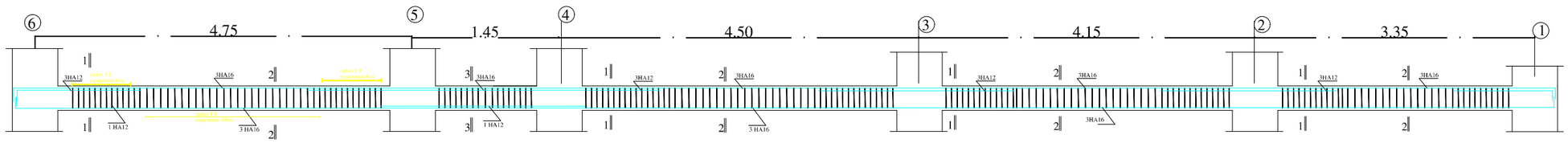


Coupe 3 - 3

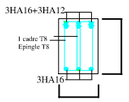




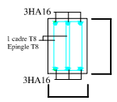
Poutres principales zone III: 5eme, 6eme étage



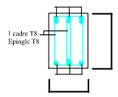
Coupe 1 - 1



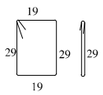
Coupe 2 - 2



Coupe 3 - 3

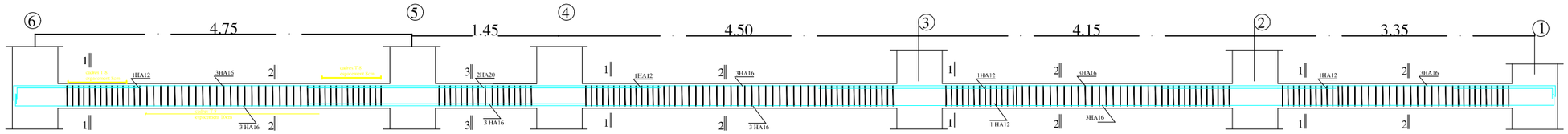


3HA16+3HA16

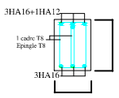


Poutres principales zone IV : 7eme... 12eme étage

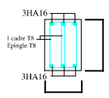
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des poutres principales	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

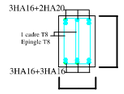


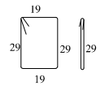
Coupe 1 - 1



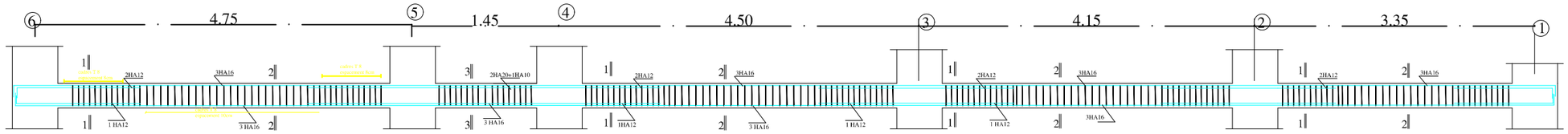
Coupe 2 - 2



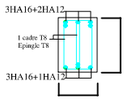




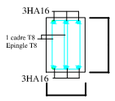
Poutres principales zone I : RDC, 1er et 2 eme étage



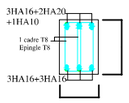
Coupe 1 - 1

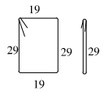


Coupe 2 - 2

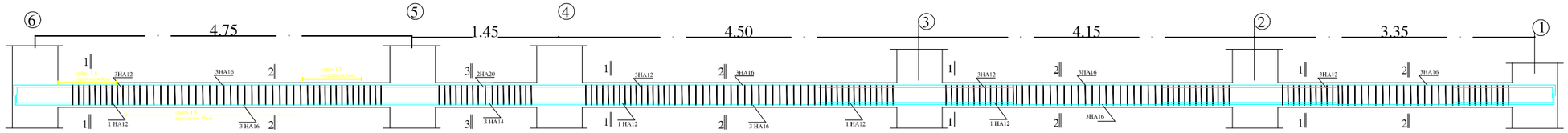


Coupe 3 - 3

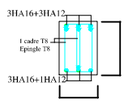




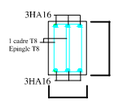
Poutres principales zone II : 3eme, 4eme étage



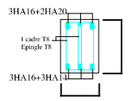
Coupe 1 - 1

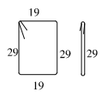


Coupe 2 - 2

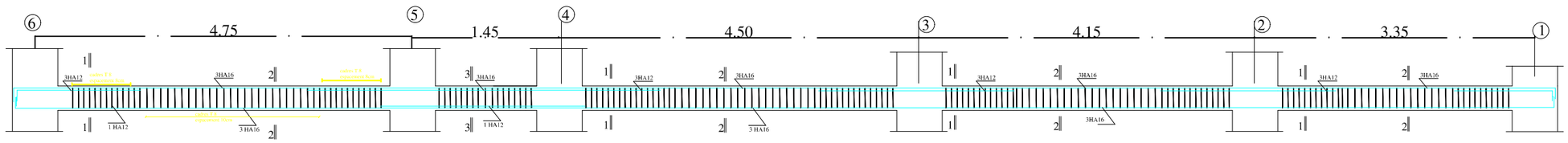


Coupe 3 - 3

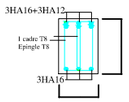




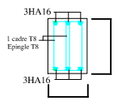
Poutres principales zone III: 5eme, 6eme étage



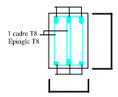
Coupe 1 - 1



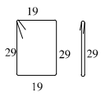
Coupe 2 - 2



Coupe 3 - 3

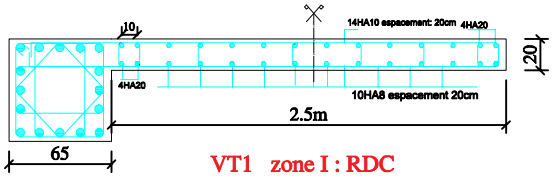


3HA16+3HA16

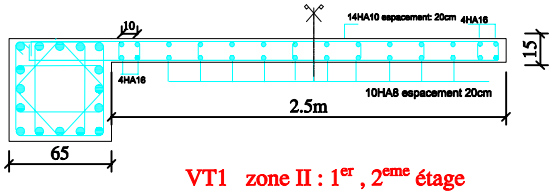


Poutres principales zone IV : 7eme... 12eme étage

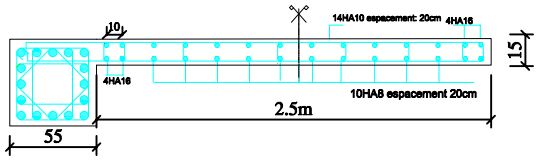
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des poutres principales	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021



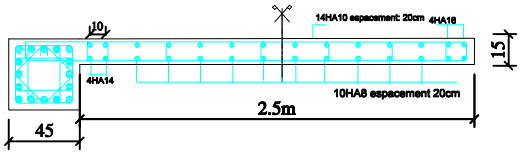
VT1 zone I : RDC



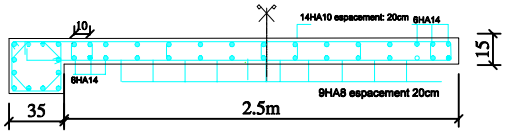
VT1 zone II : 1er , 2eme étage



VT1 zone III: 3eme , 4eme étage

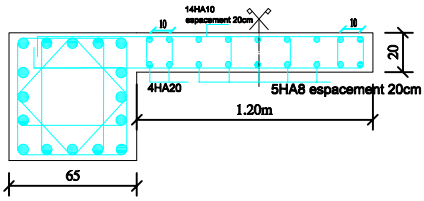


VT1 zone IV: 5eme , 6eme étage

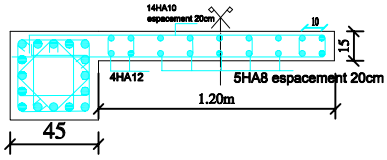


VT1 zone V : : 7eme ...12eme étage

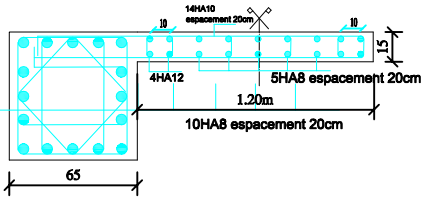
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des voiles transversales	Echelle:
Dirigé par:	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021



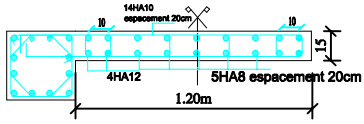
VL1 zone I : RDC



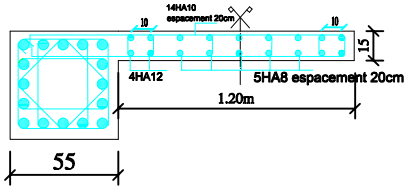
VL1 zone IV: 5eme , 6eme étage



VL1 zone II : 1er , 2eme étage

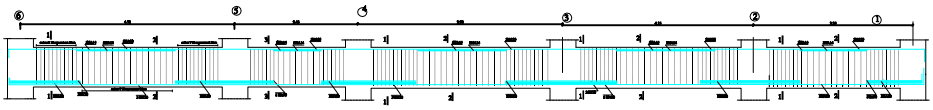


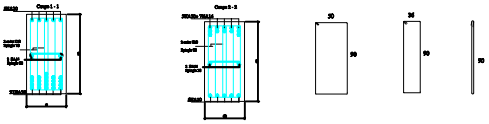
VL1 zone V : 7eme ...12eme étage



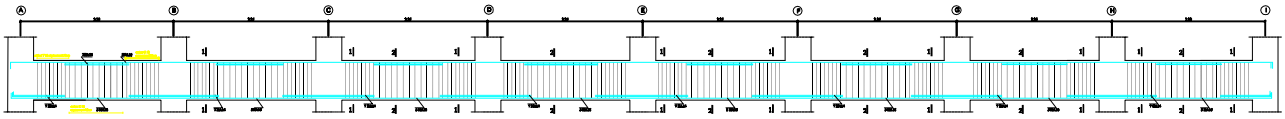
VL1 zone III: 3eme , 4eme étage

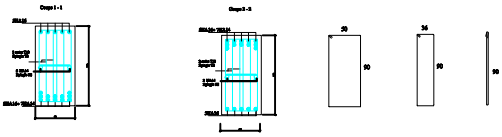
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des voiles longitudinales	Echelle:
Dirigé par:	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021





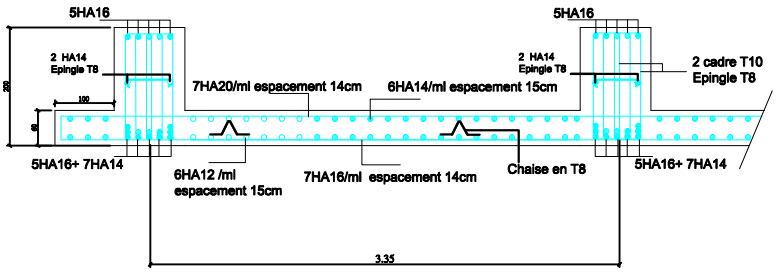
Nervures sens transversal



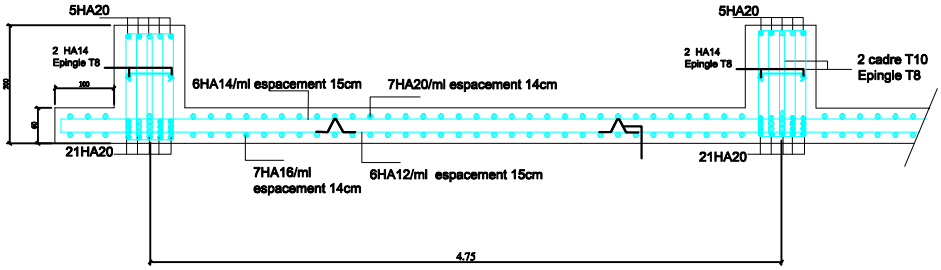


Nervures sens longitudinal

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 LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des nervures	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

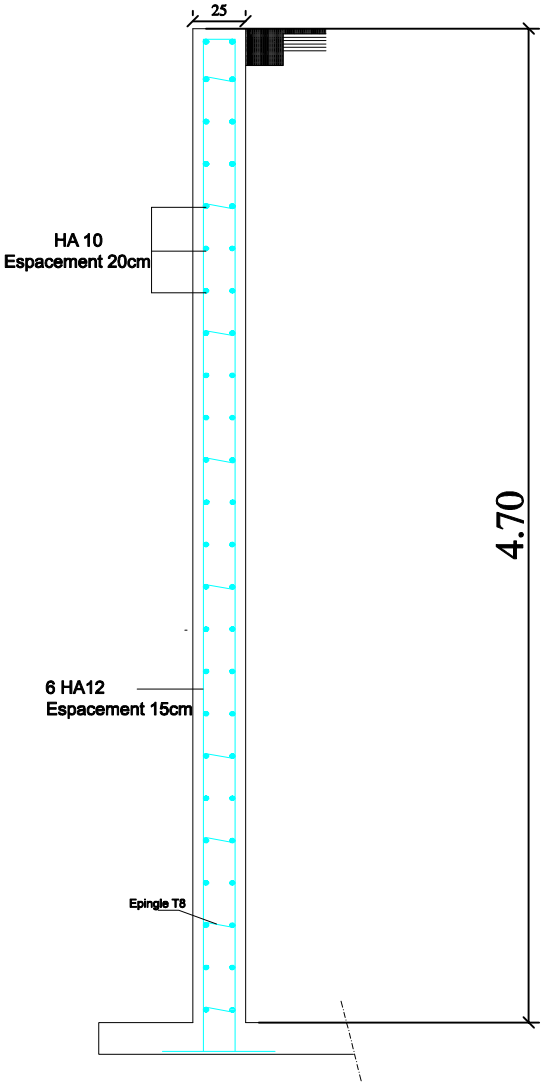


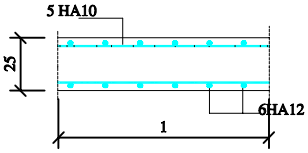
Ferraillage du radier dans le sens longitudinal



Ferraillage du radier dans le sens transversal

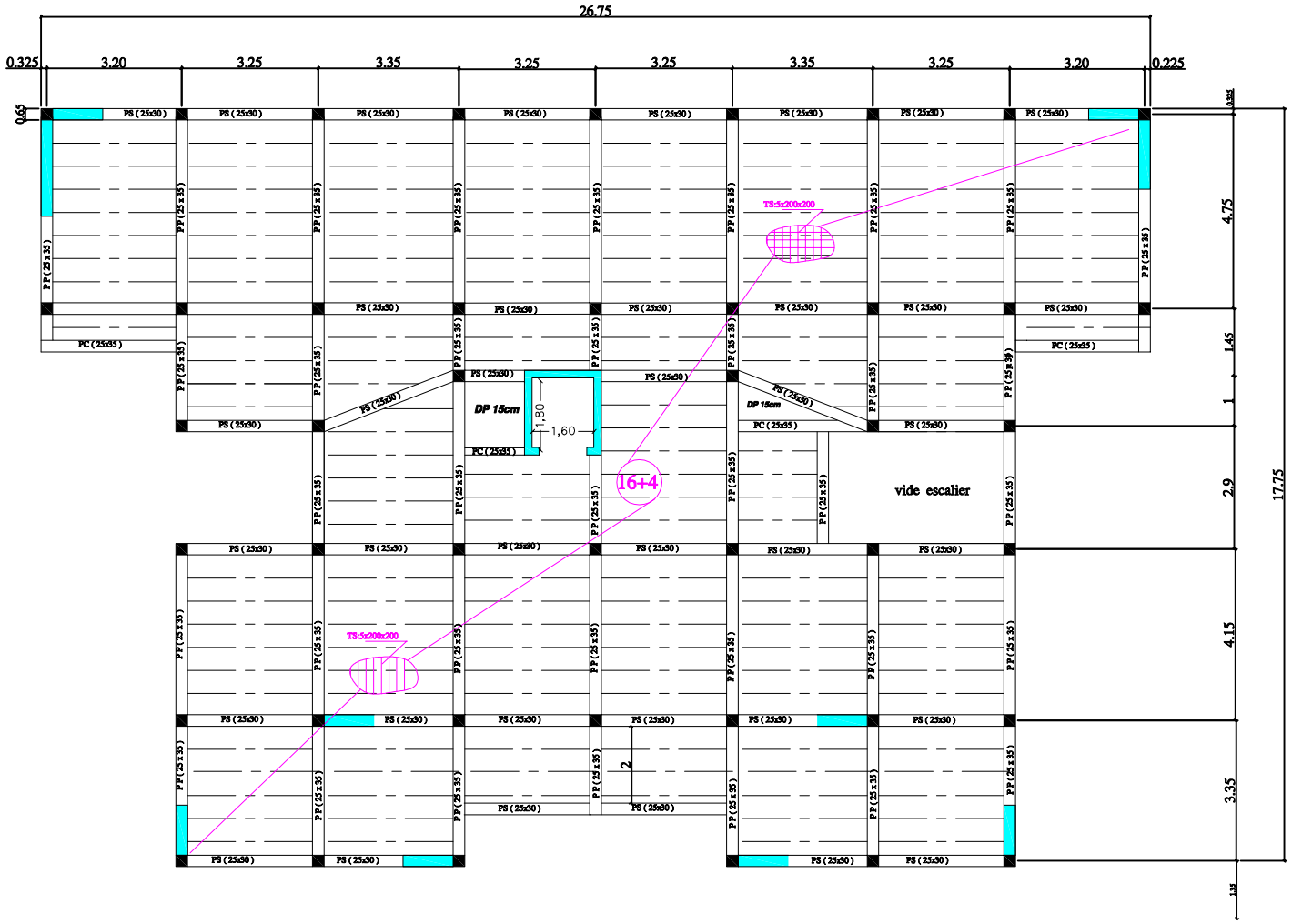
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage des nervures	Echelle: 1 /50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021





Coupe A-A

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 LAMMARI Meriem	Plan de Ferraillage du voile périphérique	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Févriers 2021

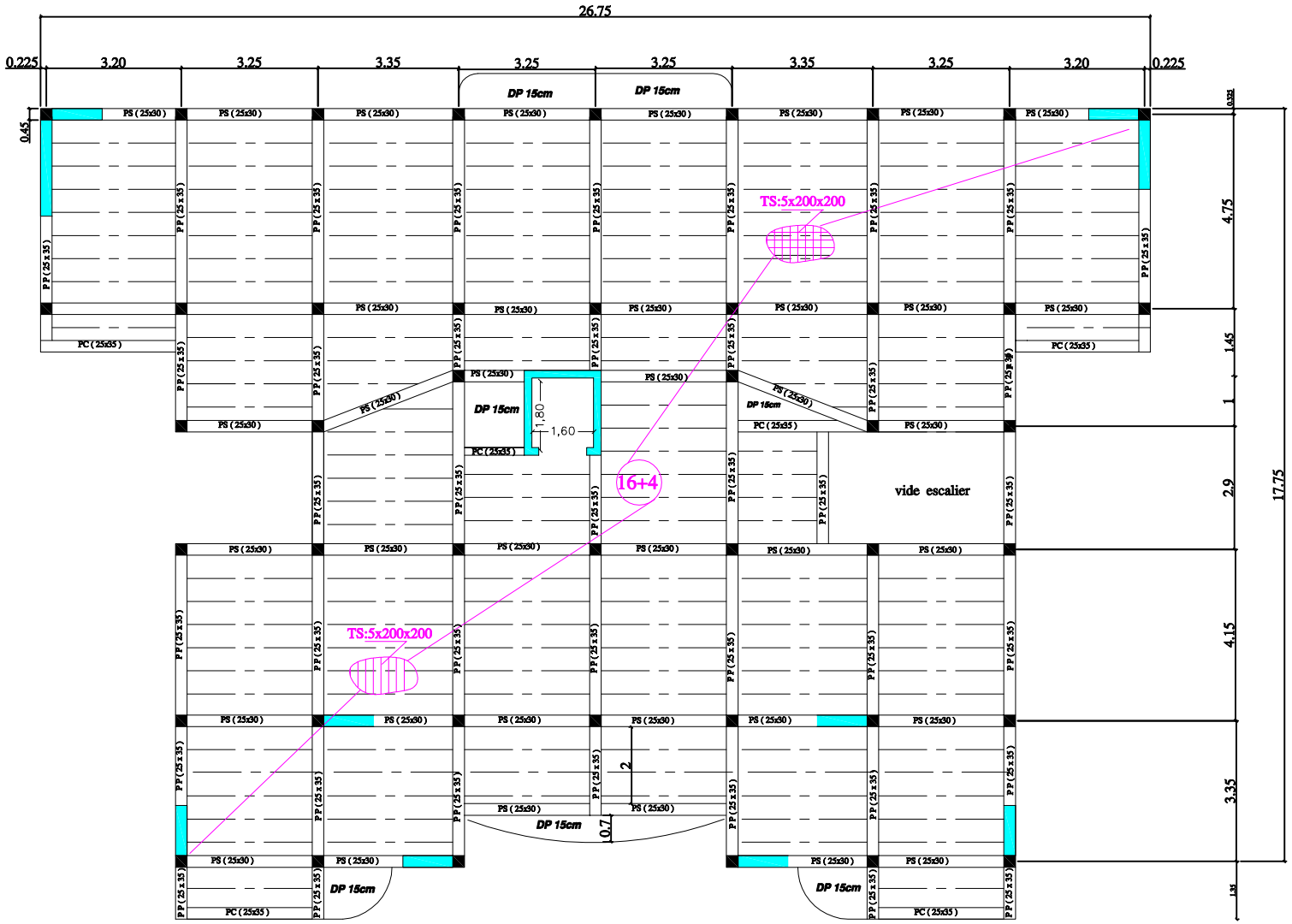


Plan coffrage RDC

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 LAMMARI Meriem	Plan de Coffrage RDC	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

Plan coffrage d'etage de service

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 LAMMARI Merien	Plan de Coffrage étage de service	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021



Plan coffrage d'etage 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 LAMMARI Meriem	Plan de Coffrage étage courant	Echelle:1/50
Dirigé par	Mr KHELIL Mr NEKMOUCHE	Février 2021

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études fût une expérience très enrichissante non seulement par le fait de synthétiser les différents acquis (ce qui m'a permis de faire un lien entre la théorie et la pratique) mais aussi en s'initiant au différents logiciels de calcul et de dessin, et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment dont notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols.

Ajouté à cela les différentes recherches bibliographiques effectuées tout au long de ce travail qui m'a apporté un nouvel enseignement très profitable et fructueux. De plus, les échanges avec les ingénieurs et les techniciens côtoyés ont également été très profitables.

J'ai aussi pris conscience que 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

J'espère que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Réferences et Bibloghraphie

[1]. Rapport ; « Séisme du 21 mai 2003 en ALGERIE - rapport préliminaire» C.G.S. Juillet 2003

[2]. DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; C.G.S ; Alger

[3]. DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).

[4]. Jean-Pierre Mougin, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris

[5]. DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989

[6]. TALEB R « Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions ». JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES 4 (2017) 139-154.

[7]. Milan ZACEK « Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé » Novembre 2010.

[8]. Patricia BALONDIER « LE SEISME ET LES BATIMENTS, Pourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit « costaud » pour résister aux séismes » volume 3