

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



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile Et Industrielle.

Thème

Étude d'une structure d'un bâtiment en (RDC + 8étages courants +Sous-Sol) à usage multiple contreventée par voiles et portiques avec l'application du logiciel ETABS V-9.7.0



✎ Étudié par:

- Mr : BEN HADJI Amirouche.
- Mr : YOURARI Aziouez.

✎ Dirigé par :

- M^{me} : CHAHOUR.K

Promotion
2021-2022

Remerciement

*Au premier lieu, nous remercions Dieu le tous puissant.
En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver
au terme de ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs
années d'études.*

*Nos remerciements les plus sincères pour notre promoteur
qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux
dans le travail et du savoir dans ce domaine.*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à
notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont
participé à la réalisation de ce travail, sans oublier le
Personnel de la bibliothèque.*

*Nous remercions aussi les membres de jury qui nous feront
l'honneur de juger notre travail.*

Dédicace

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je Dédie :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Ma MÈRE et mon PÈRE ; sans eux je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude.

Que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

À ceux que j'aime et que j'adore :

Mes frères : JUBA, SLIMANE.

Mes sœurs : YASMINA, KATIA, LOUIZA et son mari ZAKARIA, LILA et ses trois enfants ALICIA, AMÉLIA, ILYANE et son mari KHELAF.

Mon binôme AZIOUEZ.

Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon parcours et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Tous mes adorables amis (es) sans exception, je cite :

AMEL, KAHINA, GHILES, HOCINE, YASMINE, SOUAD, NASSER, JUGURTA, OUIZA, NAIMA, MAKHLOUF, AMIROUCHE, NABILA, KARIMA, SALIM, AMEZIANE, KARIMA, IMANE, MASSINISSA, NABIL, THINHINANE, KATIA, RABEH, MAHMOUD, MERYEM, SAMIA, AHMED, KOUCEILA, FAREZ, KHALED.



À toute la promotion 2021/2022.

AMIROUCHE

Dédicace

Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je Dédie :

À Mes très chers parents pour avoir été à tous moments à mes côtés et les remercie de m'avoir toujours soutenu et encouragé.

À mes très cher frère et sœurs que j'aime et que J'adore.

À toute ma famille.

À mon binôme AMIROUCHE.

À toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon parcours et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

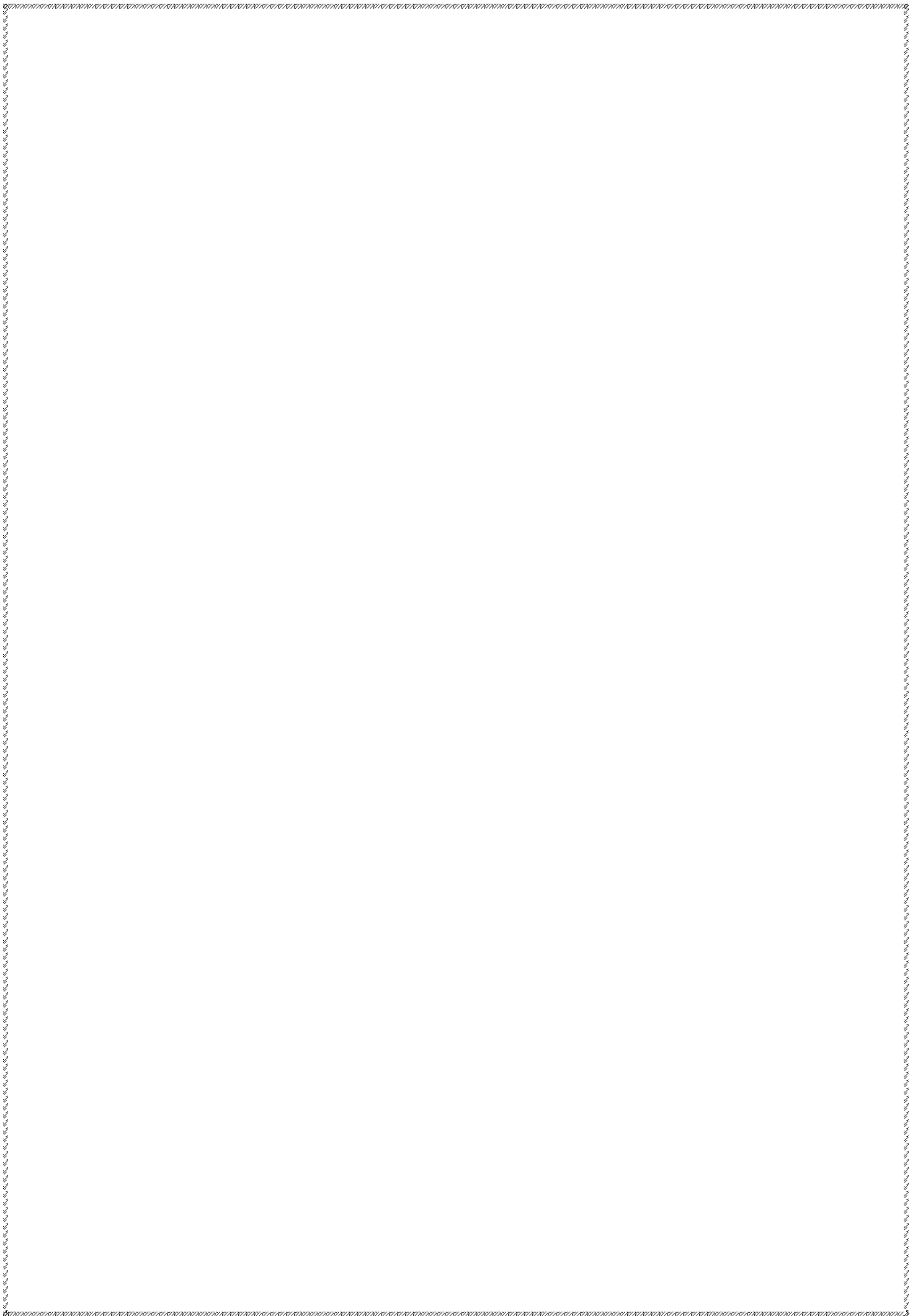
À tous mes adorables ami(es) sans exception, je site :

KAHINA, AMEL.

À toute la promotion 2021/2022.



AZIOUEZ



Sommaire

Introduction Générale.

CHAPITRE I : Description et présentation de l'ouvrage.....	01
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments constructifs.....	14
CHAPITRE III : Calcul des éléments	30
III.A- Acrotère	30
III.B- Planchers	37
III.C- Escaliers	55
III.D- Salle machine.....	73
III.E- Poutre palière	85
III.F- Balcon	93
III.G- Porte à faux.....	98
CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des conditions du RPA.....	104
Chapitre V : Ferrailage des éléments	126
V-1- Poteaux	126
V.2-Poutres	140
V.3- Voiles	149
CHAPITRE VI : Étude de l'infrastructure	163
CHAPITRE VII : Étude du mur plaque.....	185

Conclusion Générale.

Bibliographie.

Liste des figures

<i>Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage</i>		
Figure I.1	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.	07
Figure I.2	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	08
Figure I.3	Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	12

<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i>		
Figure II.1	Coupe d'un plancher en corps creux.	14
Figure II.2	Voile composé sous forme de U.	17
Figure II.3	Voile composé sous forme de L.	17
Figure II.4	Voile simple.	17
Figure II.5	Coupe en élévation d'un voile.	18
Figure II.6	Surface d'influence du Poteau (E2).	19
Figure II.7	Coupe du plancher terrasse inaccessible.	20
Figure II.8	Coupe du plancher étage courant.	21
Figure II.9	Coupe du plancher de la dalle pleine.	21
Figure II.10	Coupe du mur extérieur.	22
Figure II.11	Coupe du mur intérieur.	22
Figure II.12	Coupe des murs de séparation.	23
Figure II.13	Coupe de l'acrotère.	23
Figure II.14	Schéma de la descente des charges.	25

<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>		
Figure III.A.1	Schéma statique de l'acrotère.	30
Figure III.A.2	Coupe transversale de l'acrotère.	30
Figure III.A.3	Diagramme des efforts internes	31
Figure III.A.4	Schéma statique de la section de l'acrotère avec les efforts internes.	32
Figure III.A.5	Schéma statique des distances.	32
Figure III.A.6	Ferraillage de l'acrotère.	36
Figure III.B.1	Coupe transversale du plancher en corps creux.	37
Figure III.B.2	Section en T.	37
Figure III.B.3	Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.	38
Figure III.B.4	Diagramme des moments en travées.	41

Figure III.B.5	Schéma statique.	42
Figure III.B.6	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	45
Figure III.B.7	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	45
Figure III.B.8	Section en T à l'ELU.	45
Figure III.B.9	Section rectangulaire.	
Figure III.B.10	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	43
Figure III.B.11	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	43
Figure III.B.12	Section en T à l'ELS.	52
Figure III.B.13	Ferraillage de plancher.	54
Figure III.C.1	Coupe verticale de l'escalier.	55
Figure III.C.2	Schéma statique de l'escalier.	56
Figure III.C.3	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.	61
Figure III.C.4	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.	69
Figure III.D.1	Coupe verticale de la charge de l'ascenseur.	73
Figure III.D.2	Les moments des charges locales.	74
Figure III.D.3	les moments fléchissant à l'ELU.	77
Figure III.D.4	Ferraillage de la salle machine.	84
Figure III.E.1	Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.	86
Figure III.E.2	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.	87
Figure III.E.3	Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.	90
Figure III.E.4	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.	91
Figure III.E.5	Ferraillage de la poutre palière.	92
Figure III.F.1	Schéma statique du balcon.	93
Figure III.F.2	Ferraillage du balcon.	97
Figure III.G.1	Schéma statique de la porte à faux.	98
Figure III.G.2	Ferraillage de la porte à faux.	103

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Figure IV.1	Modèle 3D de la structure	115
Figure IV.2	Disposition des voiles adoptée	116
Figure IV.3	Périodes et participations massiques	116

Chapitre V : Ferraillage des éléments		
Figure V.1.1	Les moments dans les poteaux.	126
Figure V.2.1	Section rectangulaire doublement armée.	142
Figure V.3.1	Disposition des armatures verticales dans les voiles.	153

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		
Figure VI.1	Schéma d'une semelle.	164
Figure VI.2	Diagramme des contraintes.	171
Figure VI.3	Entre axes du panneau.	172
Figure VI.4	Présentation des chargements simplifiés.	177
Figure VI.5	Schéma statique des nervures (moment fléchissant).	178
Figure VI.6	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY).	178
Figure VI.7	Schéma statique des nervures efforts tranchant.	178
Figure VI.8	Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY).	179
Figure VI.9	Schéma statique des nervures (moment fléchissant).	179
Figure VI.10	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX).	179
Figure VI.11	Schéma statique des efforts tranchant.	179
Figure VI.12	Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens XX).	180
Figure VI.13	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY).	182
Figure VI.14	Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).	183

Chapitre VII : Etude du voile périphérique		
Figure VII.1	Schémas statique du mur plaque	185
Figure VII.2	Diagramme des contraintes à l'ELU	186
Figure VII.3	Diagramme des contraintes à l'ELS	186
Figure VII.4	Le panneau le plus sollicité	187
Figure VII.5	Schéma statique de ferrailage du mur plaque	189
Figure VII.6	Ferrailage du mur plaque	194

Liste des tableaux

<i>Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage</i>		
Tableau I.1	Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	02
Tableau I.2.A	Caractéristiques mécaniques des aciers	10
Tableau I.2.B	Caractéristiques mécaniques des aciers	10
Tableau I.3	Contraintes limites (admissible) de l'acier	11

<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i>		
Tableau II-1	Vérifications RPA	16
Tableau II-2	Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.	20
Tableau II.3	Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.	21
Tableau II.4	Caractéristiques des éléments de la dalle pleine.	21
Tableau II.5	Caractéristiques des éléments du mur extérieur.	22
Tableau II.6	Caractéristiques des éléments du mur intérieur.	22
Tableau II.7	Caractéristiques des éléments du mur de séparation	23
Tableau II.8	Surcharges d'exploitation des différents éléments.	24
Tableau II.9	Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$.	26
Tableau II.10.A	Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (E2).	26
Tableau II.10.B	Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (E2).	27
Tableau II.11	Récapitulatif de la descente des charges	27
Tableau II.12	Vérification de la résistance des poteaux au flambement.	28
Tableau II.13	Pré-dimensionnement des éléments structuraux	29

Chapitre III : Calcul des éléments		
Tableau III.B.1	Récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU.	44
Tableau III.B.2	Récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.	49
Tableau III.C.1	Charge totale de la volée	57
Tableau III.C.2	Charge totale du palier	58
Tableau III.C.3	Résumé des efforts internes à L'ELU.	60
Tableau III.C.4	de résumé des efforts internes	67

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Tableau IV.1	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.	121
Tableau IV.2	Critères du facteur de qualité.	122
Tableau IV.3	Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.	123
Tableau IV.4	Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)	123
Tableau IV.5	Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)	124
Tableau IV.6	Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.	125
Tableau IV.7	Vérification de la flèche au niveau des porte-à- faux	125

Chapitre V : Ferrailage des éléments		
Tableau V.1.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	126
Tableau V.1.2	Les efforts nécessaires pour le ferrailage des poteaux	131
Tableau V.1.3	Ferrailage des poteaux	132
Tableau V.1.4	Les résultats de calculs à l'aide du logiciel « SOCOTEC »	137
Tableau V.1.5	Les résultats de calculs à l'aide du logiciel « SOCOTEC »	138
Tableau V.1.6	Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS	138
Tableau V.1.7	Le ferrailage final des poteaux	139
Tableau V.2.1	Ferrailage des poutres principales	143
Tableau V.2.2	Ferrailage des poutres secondaire	143
Tableau V.2.3	Vérification du ferrailage des poutres principales	147
Tableau V.2.4	Vérification du ferrailage des poutres secondaire	147
Tableau V.3.1	Ferrailage du voile VT1	158
Tableau V.3.2	Ferrailage du voile VT2	159
Tableau V.3.3	Ferrailage du voile VL3	160
Tableau V.3.4	Ferrailage du voile VL1	161
Tableau V.3.5	Ferrailage du voile VL2	162

<i>Chapitre VI : Étude de l'infrastructure</i>		
Tableau VI.1	Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)	165
Tableau VI.2	Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)	165
Tableau VI.3	Surface de semelles filantes sous poteaux	166
Tableau VI.4	Récapitulatif des contraintes	171
Tableau VI.5	Répartition des charges dans les nervures (sens YY)	178
Tableau VI.6	Répartition des charges dans les nervures (sens XX)	179
Tableau VI.7	Sollicitations maximales	180
Tableau VI.8	Ferraillage des nervures	180
Tableau VI.9	Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA	181
Tableau VI.10	Vérification des quantités d'armatures transversales	181
Tableau VI.11	Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures	182
Tableau VI.12	Répartition des charges dans les nervures (sens YY)	182
Tableau VI.13	Répartition des charges dans les nervures (sens XX)	183
Tableau VI.14	Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.	183
Tableau VI.15	Vérifications des contraintes dans le béton	184

<i>Chapitre VII : Étude du voile périphérique</i>		
Tableau VII.1	Ferraillage du mur plaque	190
Tableau VII.2	Vérification des contraintes à l'ELS	192

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale :

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

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

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

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

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure R+8+SS à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventée par voiles et portiques.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE
ΠΡΕΣΕΝΤΑΤΙΟΝ ΔΕ Τ. ΟΥΒΡΑΓΕ

ET CARACTÉRISTIQUES
ΕΤ ΣΥΜΦΕΡΕΤΙΣΤΙΟΝΕΣ

MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX
ΜΕΧΑΝΙΟΝΕΣ ΔΕΣ ΜΑΤΕΡΙΑΟΥ

INTRODUCTION :

En Génie Civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. La stabilité de l'ouvrage est en fonction des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) des différentes sollicitations (traction, compression, flexion, torsion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et leurs dimensions et caractéristiques (acier et béton).

I.1) Présentation et description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments d'un bâtiment en béton armé de 10 niveaux (RDC, 8 étages courants, sous-sol) à usage d'habitation et commerciale comportant des portiques et voiles dont il est classé sur le **SITE 3 (S₃)**.

Ce projet est implanté à la Wilaya de **TIZI-OUZOU**, d'après **RPA 99 version 2003** la wilaya de **TIZI-OUZOU** est classée en zone de **moyenne sismicité (zone IIa)**, d'où il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

Notre ouvrage appartient au groupe d'**USAGE 2**, car sa hauteur totale ne dépasse pas **48 m** : «**Ouvrages d'importance moyenne**», en vertu du **RPA 99 - V 2003**. Sa réponse sismique est calculée en utilisant le **logiciel ETABS**.

Une bâtisse qui se compose de :

- ✓ Sous-sol
- ✓ RDC (à usage commercial).
- ✓ Huit (8) étages courants (pour habitation).
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une cage d'ascenseur.
- ✓ Terrasse inaccessible.

❖ Règlements utilisés et normes de conception :

- ☞ **(RPA 99 / version 2003)** : Règles Parasismique Algérienne.
- ☞ **(CBA 93)** : Conception et calcul des ouvrages en béton armé ou Code de Béton Algérien.
- ☞ **(BAEL 91 / modifiée 99)** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Construction en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites.
- ☞ **(DTR BC 2.2)** : Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.

❖ Données du site :

- a) Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de **moyenne sismicité (zone II a)**.
- b) Le site est considéré **ferme (S2)** d'après le rapport final de l'étude du sol.
- c) La Contrainte admissible du sol **$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$** (rapport final d'étude de sol).

I.2) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage:

	Dimensions	Cotes
Élévation	Hauteur du sous-sol	3.06 m
	Hauteur du RDC	4.08 m
	Hauteur des étages courants	3.06 m
	Hauteur total sans acrotère	28.56 m
	Hauteur de l'acrotère	0.6 m
Plan	Largeur du rez-de-chaussée	15.40 m
	Largeur de l'étage courant	18.10 m
	Longueur total	23.40 m

Tableau I.1 : Caractéristiques géométrique de l'ouvrage**I.3) Élément constructifs de l'ouvrage (conception) :****a) Le contreventement :**

Ce bâtiment est en **ossature mixte**, composé de portiques et voiles :

- Il se compose d'un système mixte de poteaux-poutres (portiques) longitudinalement et transversalement, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Un voile périphérique, formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage sous séisme disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux.

b) Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successif d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation.

Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assuré le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,...).

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participant à la stabilité de la structure).
- Support des plafonds et revêtement.

▪ b.1) Dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs et elle sera coulée sur place pour les portes à faux, cage d'ascenseur, escaliers et balcons.

▪ b.2) Plancher à corps creux :

Réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux ensuite aux éléments verticaux. La distance entre-axes des poutrelles varie de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.

Le plancher terrasse qui est inaccessible, il comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) Les balcons :

Les balcons sont faits de dalle pleine en béton armé.

d) Cage d'escalier :

C'est un élément essentiel pour le passage d'un niveau à l'autre, elle est construite en béton armé et coulé sur place. L'escalier est constitué d'un palier, paillasse et par une série de marches et contre marches.

• Remarque :

(Le type d'escalier est à deux volées et droit).

e) Cage d'ascenseur :

Tenant compte de la hauteur de notre bâtiment, une cage d'ascenseur est nécessaire pour un déplacement vertical entre étages et mieux facilité la tâche. La cage d'ascenseur est composée de la machine mécanique et de la cabine de déplacement.

f) Terrasse :

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

g) L'acrotère :

Est une partie du périmètre d'une bâtisse sur la terrasse, réalisé en béton armé de hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

h) Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses, on a deux types :

▪ h.1) Murs intérieur (murs de séparation) :

Ils seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm d'épaisseur.

▪ h.2) Murs extérieur (murs de façade) :

Ils seront réalisés en double cloisons composées de briques creuses de 15 cm à l'extérieur et de 10 cm à l'intérieur séparées par une lame d'air de 5 cm.

j) Revêtements :

Il y a plusieurs types de revêtements qu'on les utilise selon les éléments de constructions comme suite :

- ✓ **Mortier de ciment** : pour les murs intérieurs, extérieurs, plafonds, cuisines, balcons, salle de bain et WC.
- ✓ **Plâtre** : pour les murs intérieurs, plafonds, chambres, les séjours et les couloirs intérieurs.
- ✓ **Carrelage (scellé)** : c'est pour les planchers, les balcons et les escaliers.
- ✓ **Céramique**: c'est pour les salles d'eau et les cuisines.

k) Fondations :

C'est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception engendre la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles sont :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux exigences des règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) et des règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91**).

a) Le béton :

C'est un matériau hétérogène qui se compose d'un liant (ciment), de granulats (sable et gravier), d'eau de gâchage. Le béton doit être conforme aux règles techniques d'étude et de la conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**).

Il est défini par sa résistance qui varie avec la granulométrie, quantité de ciment, eau de gâchage et l'âge du béton.

a.1) Les composants du béton :

▪ **Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions des calcaire et d'argile. C'est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

▪ **Granulats :**

Les sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

▪ **Les graviers :**

C'est un granulat de roche dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Constituent le squelette du béton. Ils comprennent les sables et les pierrailles.

▪ **Eau de gâchage :**

Appelé eau de gâchage parce qu'elle doit présenter les propriétés d'une eau potable. Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation. Dans le cas courant **1m³** de béton est composé de :

- Dosage de ciment moyennement 325 Kg/m³.
- Sable propre de 380 à 450 cm³.
- Gravier de 750 à 850 cm³.
- Eau de gâchage de 150 à 200 L/m³.

a.2) Résistance mécanique du béton :

• **Résistance du béton à la compression :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression. Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16×32) cm², à 28 jours d'âge elle est notée **f_{c28}** et s'exprime en [MPa].

✓ Pour des résistances : **f_{c28} ≤ 40 MPa : (BAEL91/Art A.2.1 ,11).**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 60 \text{ jours.} \quad \text{valeur en [MPa]}$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{si : } j > 60 \text{ jours.} \quad \text{valeur en [MPa]}$$

✓ Pour des résistances : **f_{c28} > 40 MPa : (BAEL91/Art A-2.1 ,11).**

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 28 \text{ jours.} \quad \text{valeur en [MPa]}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si : } j > 28 \text{ jours.} \quad \text{valeur en [MPa]}$$

À noter :

En prend dans notre cas le **f_{c28} = 25 [MPa]**.

Sous conditions idéals pour ce béton, ainsi on aura :

- Première semaine la résistance du béton atteint 50%.
- Deuxième semaine la résistance du béton atteint 80%.
- Troisième semaine la résistance du béton atteint 90%.
- Dernière semaine la résistance du béton atteint 100%.

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{si : } f_{c28} < 60 \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL91/Art A-2.1, 12}).$$

$$f_{tj} = 0.275 \times (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si : } f_{c28} \geq 60 \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL91/Art A-2.1, 12}).$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$, donc : On aura finalement que : $f_{t28} = 2.1 \text{ [MPa]}$.

a.3) États limites de contraintes du béton en compression :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle elle est conçue, on distingue les catégories d'état limites suivants :

a.3.1) État limite ultime (ELU) :

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des États suivants (**Art A.4.3, 41 BAEL91, modifié99**) :

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} : \text{valeur en [MPa]}.$$

Avec :

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application [T] des actions.

$$\theta = 0.85 \quad \text{pour : } T < 1\text{h}$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{pour : } 1\text{h} < T < 24\text{h}$$

$$\theta = 1 \quad \text{pour : } T > 24\text{h}$$

T : durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel du béton :

- **Situation courante** : $\gamma_b = 1.5$
- **Situation accidentelle** : $\gamma_b = 1.15$

À : $j = 28$ jours :

- $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$ (Situation accidentelle) : $f_{bu} = 14.16$ [MPa].
- $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$ (Situation durable) : $f_{bu} = 21.74$ [MPa].

Diagramme des contraintes-réformations du béton à (ELU) :

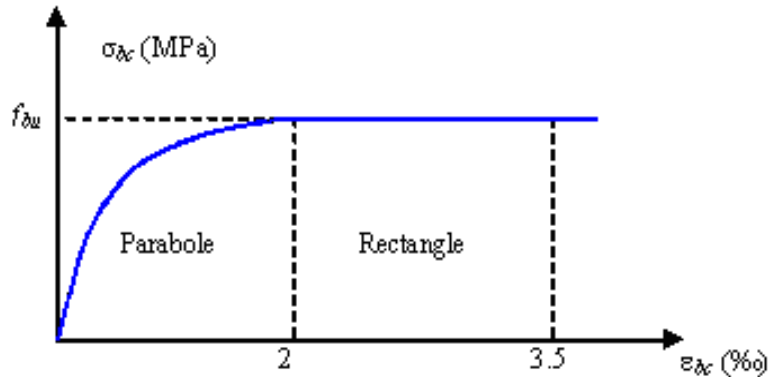


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

- **phase 1 État élastique :** $0 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ Compression pure (ε_{bc} raccourcissement du béton).
- **Phase 2 État plastique :** $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ Compression avec flexion.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$.

- En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2 ‰.
- En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5 ‰.

a.3.2) 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 (Art A.4.5.2 BAEL91, modifié99). On distingue :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj} \quad \text{avec : } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}.$$

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$. Le béton est considéré comme élastique et linéaire.

Diagramme des contraintes-réformations du béton à (ELS) :

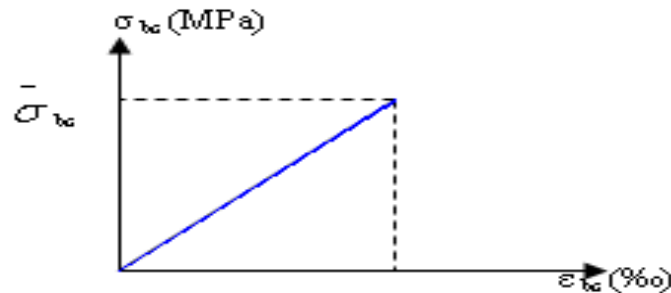


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Vérification à l'ELS :

La condition de vérification est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \tau_u \text{ est exprimé en [MPa].}$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU) en [N].

b : Largeur de la section cisailée en [mm].

d : Hauteur utile ($d = h - c$) en [mm].

c : Enrobage de protection des armatures en [mm].

h : hauteur total de la section en [mm].

La contrainte doit respecter les valeurs suivantes :

- ✓ $\tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ pour une fissuration peu nuisible.
- ✓ $\tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable.

Vérification :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

➤ **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale (**BAEL91 Art A.2.1.3**), il est égal :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta L/L}$$

$\nu = 0$ à l'ELU prendre en considération la fissuration du béton.

$\nu = 0,2$ à l'ELS béton non fissuré.

Avec :

$\Delta d/d$: c'est la déformation relative transversale.

$\Delta L/L$: c'est la déformation relative longitudinale.

➤ **Module d'élasticité du béton :**

• **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante (**Art .A.2.1.3/BAEL99 modifié99**) :

$$G = \frac{Eb}{2(1+\nu)} \quad G \text{ est exprimé en [MPa].}$$

Eb : Module de YOUNG (Module d'élasticité du béton).

ν : Coefficient de Poisson.

• **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$ et selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

• **Module de déformation instantanée E_{ij} Art A.2.1, 21/ BAEL 91 modifié 99) :**

Sous des contraintes normales et d'une durée inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané (E_{ij}) à l'âge de « j » jours :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad E_{ij} \text{ est exprimé en [MPa].}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ [MPa], alors : $E_{i28} = 32164.19$ [MPa].

• **Module de déformation différée E_{vj} : (Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99) :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée supérieure à 24 heures (cas courant) qui prends en compte les déformations de fluage du béton (la loi de fluage est une relation entre les contraintes et les vitesses de déformation) et aussi l'effet de retrait (le volume de la pièce diminue due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton). Le module de YOUNG différé

béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de «j» jour qui est donnée par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \cong \frac{1}{3} \times E_{ij} \quad E_{vj} \text{ est exprimé en [MPa] .}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ [MPa], alors : $E_{v28} = 10818.86$ [MPa].

b) Les aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage) et il présente une très bonne résistance à la traction et à la compression.

Utilisé aussi pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances (f_e), leurs états de surface, leurs formes et leurs modules d'élasticité $E_s = 200\,000$ [MPa]. Il y a 2 types utilisés :

- **Les aciers à haute adhérence (H.A)** : dans le but d'augmenter l'adhérence béton- acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.
- **Treillis soudés (TS)** : sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement et constituent un grillage pour l'armature de dalles pleines ou des dalles de compression ou des planchers en béton.

▪ **b.1) Caractéristiques des aciers :**

Les nuances des aciers les plus courantes utilisées pour le béton armé sont représentés dans les tableaux suivants :

Types d'aciers	Nominations	Nuances	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]
Aciers en barres	Hautes adhérences (HA)	Fe E500	500	550
		Fe E400	400	480
Aciers en treillis	Treillis à soudés (TS (Ø < 6 mm))	TLE 520	520	550

Tableau I.2.A : Caractéristiques mécaniques des aciers

Types d'aciers	Nuances	Allongement relatif à la rupture ‰	Coefficient de Fissuration η	Coefficient de cisaillement Ψ
Aciers en barres	HA	Fe E500	1.6 / 1.3	1.5
		Fe E400		
Aciers en treillis	TLE	TLE 520	1	

Tableau I.2.B : Caractéristiques mécaniques des aciers

Dans notre ouvrage on utilise :

- ☞ L'acier a haute adhérence (HA) : Fe E400 pour les armatures longitudinales et transversales.
- ☞ L'acier treilles soudé (TLE) : Fe E520 pour la dalle de compression.

➤ **Module d'élasticité longitudinale :**

Il est noté (**E_s**) module de déformation longitudinale, sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier, il est donné par l'article (**Art A.2.2, 1/ BAEL91**) par : $E_s = \tan(\alpha) = 200\ 000$ [MPa].

▪ **Contrainte limite dans les aciers :**

➤ **État limite ultime (ELU) (Art A.4.3.1 B.A.E.L91, modifié99) :**

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_{st} \text{ est exprimé en [MPa].}$$

Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2 ‰.

Avec :

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

σ_{st} : La contrainte d'acier à l'ELU.

γ_s : Coefficient de sécurité partiel de l'acier, (**Art A.4.3.2 BAEL91, modifié99**).

- **Situation courante : $\gamma_s = 1.15$**
- **Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$**

Nuance de l'acier f_e [MPa]	Situation durable σ_{st} [MPa]	Situation accidentelle σ_{st} [MPa]
Fe E400	348	400
Fe E500	435	500

Tableau I.3 : Contraintes limites (admissible) de l'acier

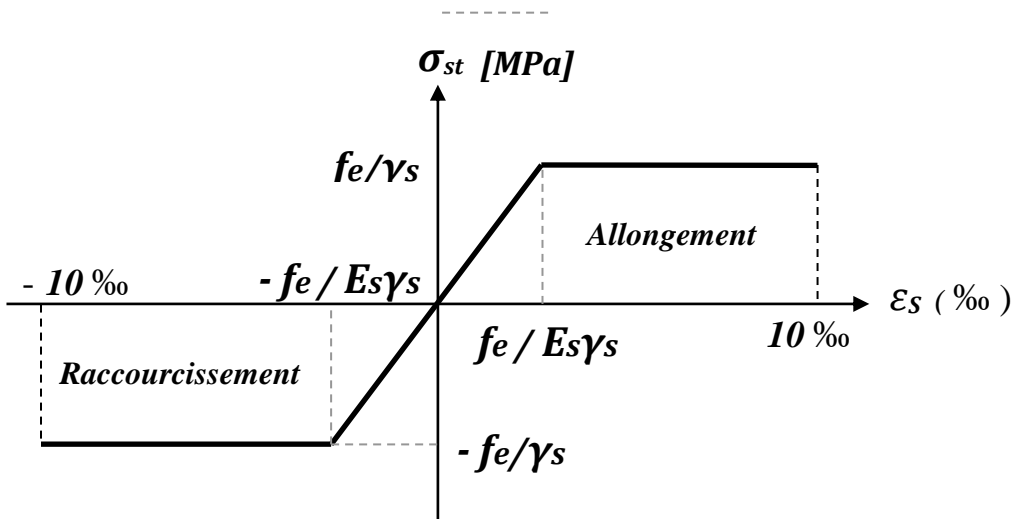


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- Avec :

$$\epsilon_s = f_e / (E_s \cdot \gamma_s) = \Delta L / L$$

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

➤ **État limite de service (ELS) :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles du BAEL 91 révisées 99, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas d'éléments non exposés aux intempéries et aux milieux agressifs car la contrainte n'est pas soumise à aucune limitation si les aciers sont suffisamment protégés. Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire (**Article A.4.5,32 du BAEL 91**).

- **Fissuration préjudiciable :**

En milieu moyennement agressif les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations, il y a risque d'infiltration d'eau (**Article A.4.5,33 du BAEL91**). La vérification à l'état limite ultime est suffisante :

$$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, avec :

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence dont : $\emptyset \geq 6$ mm.

$\eta = 1,3$ Pour les armatures à haute adhérence dont : $\emptyset < 6$ mm.

- **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à des milieux agressifs (eau de mer, l'atmosphère marine, ou aux gaz) ou doivent assurer une étanchéité parfaite (**Article A.4.5.34 du BAEL 91**) :

$$\sigma_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$$

- **Protection des armatures :**

Afin d'avoir un bétonnage correct et d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur (c) de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage, on doit donc respecter les prescriptions suivantes (**Art A. 7.2 .4 BAEL 91 / modifié99**) :

- ✓ $c \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- ✓ $c \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓ $c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- **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 la description et présentation de l'ouvrage, puis caractériser la géométrie de l'ouvrage, on a pu déterminer les caractéristiques de tous les éléments de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux suivant les réglementations nous pouvons passer au pré-dimensionnement des éléments.

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT
ΠΡΕΔΙΜΕΝΣΙΟΝΝΕΜΕΝΤ

DES ÉLÉMENTS CONSTRUCTIFS
ΔΕΣ ΕΓΕΜΕΝΤΣ ΚΟΝΣΤΡΚΤΙΕΣ

INTRODUCTION :

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

II.1) Pré-dimensionnement des planchers :

II.1.1) Les planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression qui repose sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Qui ont un rôle pour :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Le pré-dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche (**BAEL 91 (Art B 6.8.4.2.4)**) :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

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

h_t : hauteur total du plancher.

$$\text{On a : } L_{max} \geq 400 - 25 = 375 \text{ [cm]} \longrightarrow L_{max} \geq \frac{375}{22.5} = 16.66 \text{ [cm]}.$$

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

Donc on adopte un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

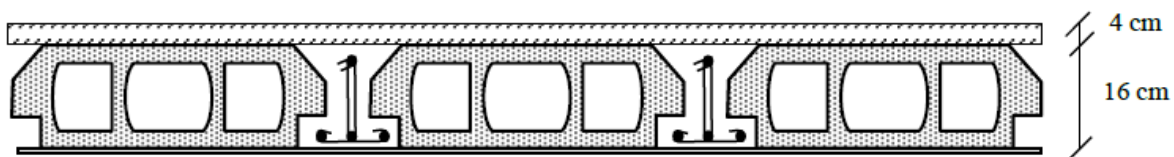


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

II.1.2) Les dalles pleines :

C'est une dalle mince et plane réalisée en béton armée uniquement .Elle repose avec ou sans continuités sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de (**CBA 93**) :

- ✓ Condition de sécurité contre l'incendie.
- ✓ Condition d'isolation acoustique.
- ✓ Condition de non dépassement de la flèche.

➤ **Condition de sécurité contre l'incendie :**

- $e_p = 7 \text{ cm}$ → 1 heure coupe-feu.
- $e_p = 11 \text{ cm}$ → 2 heures coupe-feu.
- $e_p = 17.5 \text{ cm}$ → 4 heures coupe-feu.

Pour 2 heures d'expositions au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être supérieure ou égale à $e_p = 11 \text{ cm}$.

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique est égale à **47,161 [dB]**.

- **Les bruits aériens :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \times \text{Log}(10 \times M) \quad \text{si : } M \leq 350 \text{ Kg/m}^2.$$

$$L = 15 \times [\text{Log}(M)] + 9 \quad \text{si : } M > 350 \text{ Kg/m}^2.$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 D'où l'épaisseur minimale de la dalle égale :

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \quad \longrightarrow \quad e_p = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} \quad \longrightarrow \quad e_p = 14 \text{ cm}.$$

- **Les bruits d'impacts :**

La loi de la masse nous donne :

$$M \geq 400 \text{ kg/m}^2 \quad \longrightarrow \quad M = \rho \times e_p \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \quad \longrightarrow \quad e_p = 16 \text{ cm}.$$

Donc on opte : $e_p = 16 \text{ cm}$.

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

Si : $0.4 < \rho < 1$: la dalle porte sur deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{Lx}{30} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{Lx}{40} \end{array} \right.$$

Si : $\rho < 0.4$: la dalle porte sur un seul sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Panneau isolé } ep \geq \frac{Lx}{20} \\ \text{Panneau continu } ep \geq \frac{Lx}{25} \end{array} \right.$$

On a : $Lx = 160 \text{ cm}$, $Ly = 220 \text{ cm}$.

$0.4 < 0.727 < 1$: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow ep \geq \frac{450}{30} \rightarrow ep \geq 15 \text{ cm}$.

Donc on opte : $e_p = 15 \text{ cm}$.

Finalement :

on doit opter la dalle pleine d'un épaisseur de : $e_p = \text{Max} (11 ; 15 ; 16) \longrightarrow e_p = 16 \text{ cm.}$

II.2) Pré-dimensionnement des poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux. Leurs dimensions sont données par référence au (**BAEL 91**) et les sections trouvées doivent vérifier les prescriptions de (**l'article 7.5.1 du RPA 99/version 2003**) comme suit :

II- 2.1) Poutres principales :

On a : $L_{\text{max}} = 540 \text{ cm.}$

$$\frac{L_{\text{max}}}{10} \geq h \geq \frac{L_{\text{max}}}{15} \longrightarrow 54 \text{ cm} \geq h \geq 36 \text{ cm} \longrightarrow h = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } 0.7h \geq b \geq 0.4h \longrightarrow 31.5 \text{ cm} \geq b \geq 18 \text{ cm} \longrightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

II.2.2) Poutres secondaires :

On a : $L_{\text{max}} = 400 \text{ cm.}$

$$\frac{L_{\text{max}}}{10} \geq h \geq \frac{L_{\text{max}}}{15} \longrightarrow 40 \text{ cm} \geq h \geq 26.66 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } 0.7h \geq b \geq 0.4h \longrightarrow 24.5 \text{ cm} \geq b \geq 14 \text{ cm} \longrightarrow b = 25 \text{ cm.}$$

Vérification au coffrage (Zone de moyenne sismicité IIa) :

D'après (RPA99 mod 2003/ Art 7.5.1) il faut vérifier que :

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h / b \leq 4$	1,5	1,4	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérifications RPA

Conclusion :

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

- Poutres principales (45 x 30) cm².
- Poutres secondaires (35 x 25) cm².

II.3) Pré-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**). 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.

➤ **Au sous-sol et aux étages courants :**

$$h_e = h_{s-sol} - e_p = h_{s-sol} - h_t = 306 - 20 \longrightarrow h_e = 286 \text{ cm.}$$

• **Voiles rigides des deux côtés :**

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{286}{25}$$

$$e \geq 11.44 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On opte pour : } e = 20 \text{ cm.}$$



Figure II.2 : Voile composé sous forme de U.

• **Voiles rigides d'un seul côté :**

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{286}{22}$$

$$e \geq 13 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On opte pour : } e = 20 \text{ cm. .}$$



Figure II.3 : Voile composé sous forme de L.

• **Voiles rigides linéaire :**

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20}$$

$$e \geq 14.3 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On opte pour : } e = 20 \text{ cm.}$$



Figure II.4 : Voile simple.

Finalement : l'épaisseur des voiles opté au sous-sol et les étages courants est : **e = 20 cm.**

➤ **Au rez-de-chaussée :**

$$h_e = h_{RDC} - e_p = h_{RDC} - h_t = 408 - 20 \longrightarrow h_e = 388 \text{ cm.}$$

• **Voiles rigides des deux côtés :**

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{388}{25}$$

$$e \geq 15.52 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On opte pour : } e = 20 \text{ cm.}$$

• **Voiles rigides d'un seul côté :**

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{388}{22}$$

$$e \geq 17.63 \text{ cm.} \longrightarrow \text{On opte pour : } e = 20 \text{ cm.}$$

- Voiles rigides linéaire :

$$e > \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20}$$

$e \geq 19.4 \text{ cm.} \longrightarrow$ On opte pour : $e = 20 \text{ cm.}$

Finalement : l'épaisseur des voiles opté au rez-de-chaussée est : $e = 20 \text{ cm.}$

Vérifications RPA :

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

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

Donc la largeur de nos voiles doit être égale ou dépasse **80 cm.**

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

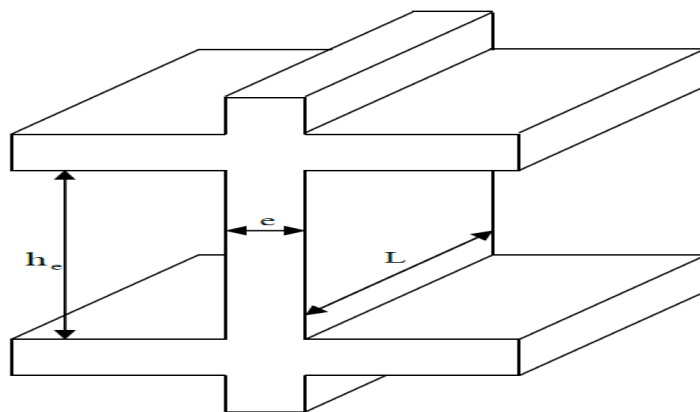


Figure II.5 : Coupe en élévation d'un voile.

II.5) Pré-dimensionnement des poteaux :

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

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

La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad N_s = G + Q \text{ (en tenant compte de la dégression de charges).}$$

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

N_s : effort normal de compression repris par le poteau.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

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

● **Remarque :**

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA qui est supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ dans notre cas (**ZONE IIa**).

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone I et II} \\ \min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone III} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

b_1 : Le petit côté de la section.

h_1 : Le grand côté de la section.

h_e : La hauteur d'étage.

II.5.1) Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (**E2**) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

On propose une section de $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

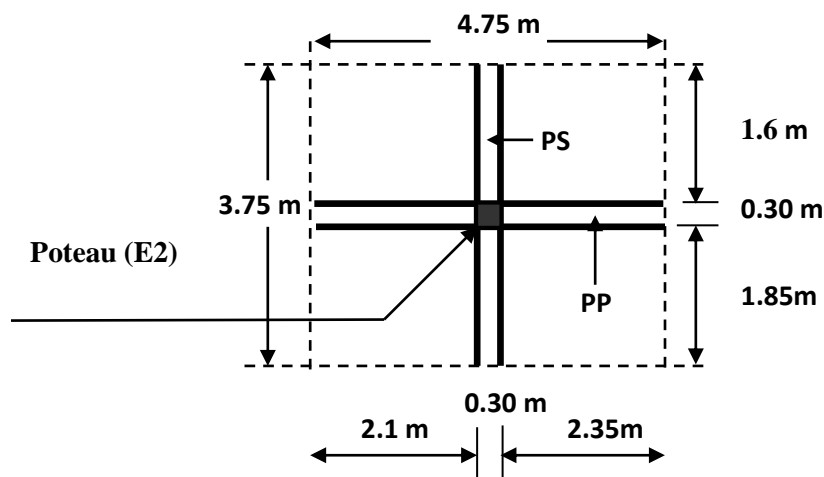


Figure II.6 : Surface d'influence du poteau (E2).

S : La surface du plancher revenant au poteau E2.

$$S_{\text{Nette}} = (4.75 - 0.30) \times (3.75 - 0.30) = 15.353 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{Brute}} = 4.75 \times 3.75 = 17.813 \text{ m}^2.$$

II.5.2) Charges permanente G :

On a : $G = \rho \times e_p$

ρ : C'est le poids volumique.

e_p : L'épaisseur de l'élément.

II.5.2.1) Plancher terrasse :

Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Étanchéité de type multiple	0.02	6	0.12
4	Peton en forme de pente	0.06	22	1.32
5	Pare vapeur	0.01	1	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Plancher corps creux (16+4)	(16 + 4)	14	2.8
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.45

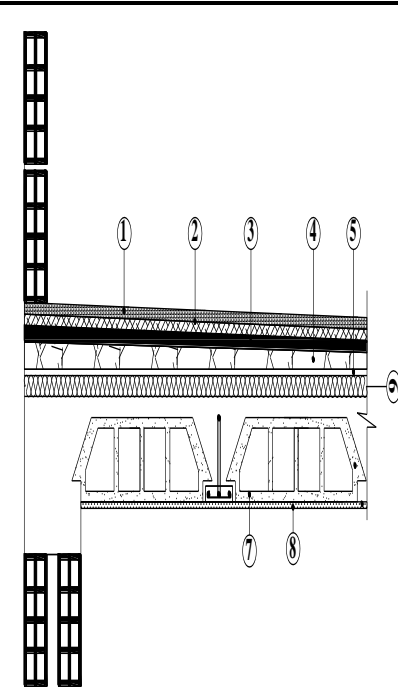


Figure II.7 : coupe du plancher terrasse inaccessible

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

II.5.2.2) Plancher d'étage courant :

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1 Maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2 Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
3 Mortier de pose	0.02	22	0.44
4 Couche de sable	0.02	18	0.36
5 Plancher en corps creux	(16 + 4)	14	2.8
6 Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL			5.1

Figure II.8 : coupe du plancher étage courant

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

II.5.2.3) Dalle pleine :

Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1 Carrelage	0.02	20	0.4
2 Chape de mortier	0.02	22	0.44
3 Lit de sable	0.02	18	0.36
4 Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
5 Enduit en ciment	0.02	22	0.44
TOTAL			5.39

Figure II.9 : Coupe du plancher de la dalle pleine

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments de la dalle pleine.

II.5.2.4) La maçonnerie :

A) Les murs extérieurs :

Sont en double cloisons de 25 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm.

Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.15	9	1.35
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				3.61

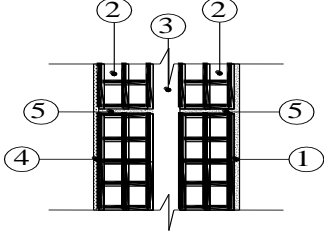


Figure II.10 :
Coupe du mur extérieur

Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur.

B) Les murs intérieurs :

Sont des murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et un enduit plâtre des deux faces et le mortier de pose entre les briques.

Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Briques creuses	0.1	9	0.9
2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
3	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				1.46

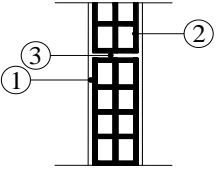


Figure II.11 :
Coupe du mur intérieur

Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur.

C) Les murs de séparation entre logements :

Désignation des éléments		Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0.9
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				2.92

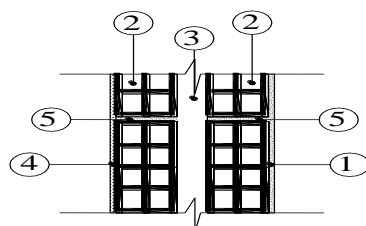


Figure II.12 : Coupe des murs de séparation

Tableau II.7 : Caractéristiques des éléments du mur de séparation

II- 5.2.5) L'acrotère :

Le calcul du poids propre de l'acrotère est :

$$G = \rho \times S$$

$$G = 25 \times [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03/2)] \times 25.$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

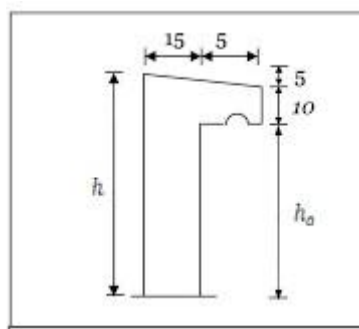


Figure II.13 : Coupe de l'acrotère.

II.5.3) surcharges d'exploitation Q :

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

<i>Éléments</i>	<i>Surcharges Q (KN / m²)</i>
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher sous-sol	2.5
Plancher RDC	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1
Porte-à-faux	1.5

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

II.5.4) Calcul du poids propre des éléments :

- **Poids revenant à chaque plancher :**

Plancher terrasse : $G_t = 15.353 \times 5.45 = 83.67 \text{ KN}$.

Planchers étages courants : $G_c = 15.353 \times 5.1 = 78.30 \text{ KN}$.

- **Poids revenant à chaque poutres :**

Poutres principales = $(2.1 + 2.35) \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 15.02 \text{ KN}$.

Poutres secondaires = $(1.85 + 1.6) \times 0.35 \times 0.25 \times 25 = 7.54 \text{ KN}$.

D'où le poids total des poutres est : $P_{\text{Total}} = 15.02 + 7.54 = 22.56 \text{ KN}$.

- **Poids revenant à chaque poteaux ;**

Pour le pré dimension des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

✓ $b = 30 \text{ cm}$.

✓ $h = 30 \text{ cm}$.

- **Poids des poteaux des étages courants et du sous-sol :**

$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25$

$G = 6.885 \text{ KN}$.

- **Poids des poteaux du RDC :**

$G = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25$

$G = 9.18 \text{ KN}$.

II.5.5) Calcul de la surcharge des éléments :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q_0 = 1 \times 15.353 = 15.353 \text{ KN.}$$

- **Plancher de l'étage courant :**

$$Q_1 \longrightarrow Q_8 = 1.5 \times 15.353 = 23.029 \text{ KN.}$$

- **Plancher RDC :**

$$Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 15.353 = 38.382 \text{ KN.}$$

- **Plancher SOUS-SOL :**

$$Q_{\text{sous-sol}} = 2.5 \times 15.353 = 38.382 \text{ KN.}$$

II.5.6) Dégressions de charges d'exploitation (descente de charges) :

Les règles du **BAEL 91** exigent l'application de la **dégression des surcharges** d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers peuvent être considérées comme indépendantes.

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

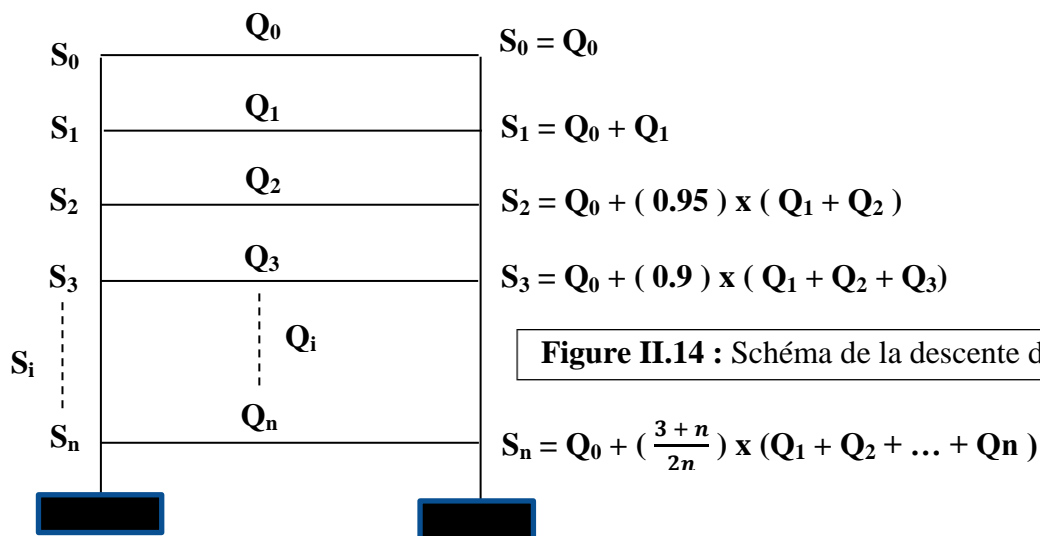


Figure II.14 : Schéma de la descente des charges.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 10).

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

La loi de dégression est :

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

• Coefficients de dégression des charges :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.66

Tableau II.9 : Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$.

Niveau 08 : $Q_0 = 15.353 \text{ KN}$.

Niveau 07 : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 38.382 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 59.108 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_3 = Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 77.531 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 93.651 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_5 = Q_0 + 0.80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 107.469 \text{ KN}$.

Niveau 02 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 118.983 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_7 = Q_0 + 0.71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 129.807 \text{ KN}$.

Niveau RDC : $Q_8 = Q_0 + 0.69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 142.473 \text{ KN}$.

Niveau sous-sol : $Q_9 = Q_0 + 0.66 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 187.611 \text{ KN}$.

NIVEAUX	Charges permanentes KN					Charges d'exploitations KN	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum
08	83.67	47.75	0.00	131.42	131.42	15.35	15.35
07	78.30	47.75	6.885	132.93	264.35	23.03	38.38
06	78.30	47.75	6.885	132.93	397.28	23.03	61.41
05	78.30	47.75	6.885	132.93	530.21	23.03	84.44
04	78.30	47.75	6.885	132.93	663.14	23.03	107.47
03	78.30	47.75	6.885	132.93	796.07	23.03	130.5
02	78.30	47.75	6.885	132.93	929	23.03	153.53
01	78.30	47.75	6.885	132.93	1061.93	23.03	176.56
RDC	78.30	47.75	9.18	135.23	1197.16	76.76	253.32
SOUS-SOL	78.30	47.75	6.885	132.93	1330.09	38.38	291.7

Tableau II.10.A : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (E2).

NIVEAUX	Efforts normaux KN	Section en cm ²	
	$N_s = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Sections adoptés
08	146.77	97.84	(30x30)
07	302.73	201.82	(30x30)
06	458.69	305.79	(30x30)
05	614.65	409.76	(35x35)
04	770.61	513.74	(35x35)
03	929.57	617.71	(35x35)
02	1082.53	698.65	(40x40)
01	1191.74	721.68	(40x40)
RDC	1450.48	966.98	(40x40)
SOUS-SOL	1621.79	1081.2	(45x45)

Tableau II.10.B : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau (E2).

II.5.7) Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003) (Art 7.4.1) :

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

Conditions exigés par RPA	Poteaux	Valeur calculée	Observation
<p><i>Pour la zone IIa :</i></p> <p>$Min(b, h) \geq 25$</p> <p>$Min(b, h) \geq he/20$</p> <p>$1/4 < b / h < 4$</p>	30x30	$Min(b,h) = 30 \geq 25$	Conditions Vérifiées
	30x30	$he/20 = 306/20 = 15.3 \rightarrow 30 > 15.3$	
	30x30	$1/4 < b/h < 4 \rightarrow b/h = 1$	
	35x35	$Min(b,h) = 35 \geq 25$	Conditions Vérifiées
35x35	$he/20 = 306/20 = 15.3 \rightarrow 35 > 15.3$		
35x35	$1/4 < b/h < 4 \rightarrow b/h = 1$		
<p>$Min(b, h) \geq he/20$</p> <p>$1/4 < b / h < 4$</p>	40x40	$Min(b,h) = 40 \geq 25$	Conditions Vérifiées
	40x40	$he/20 = 306/20 = 15.3 \rightarrow 40 > 15.3$	
	40x40	$he/20 = 408/20 = 20.4 \rightarrow 40 > 20.4$ $1/4 < b/h < 4 \rightarrow b/h = 1$	
	45x45	$Min(b,h) = 45 \geq 25$ $he/20 = 306/20 = 15.3 \rightarrow 45 > 15.3$ $1/4 < b/h < 4 \rightarrow b/h = 1$	Conditions Vérifiées

Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente des charges.

● **Sections des poteaux adoptées :**

- Sous-sol : 45x45 cm².
- RDC, 1er et 2ème étages : 40x40 cm².
- 3ème, 4ème et 5 étages : 35x35 cm².
- 6ème, 7ème et 8ème étages : 30x30 cm².

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

- Des valeurs trouvées dans le tableau II-8.
- Pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- Afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.

II.5.8) Vérification au flambement des poteaux :

Lorsqu'un élément élancé (**poteau**) est soumis à un effort de compression, il se produit une déformation latérale.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Condition	Niveaux	Poteau	I ₀ (m)	h (m)	λ ≤ 50	Vérifications
$\lambda = 2.425 \frac{I_0}{h}$	Sous-sol	45×45	3.06	0.45	16.49	CV
	RDC	40×40	4.08	0.40	24.735	CV
	1er / 2ème étages	40×40	3.06	0.40	18.55	CV
	3ème / 4ème / 5ème étages	35×35	3.06	0.35	21.20	CV
	6ème / 7ème / 8ème étages	30×30	3.06	0.30	24.735	CV

Tableau II.12 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement.

Avec :

λ : Élancement du poteau.

L_f : la longueur de flambement (L_f = 0.7 x I₀).

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

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

I₀ : hauteur libre du poteau.

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

$$\text{Donc on a : } \lambda = \frac{0,7I_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7I_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7I_0}{h} \longrightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{I_0}{h} = 2.425 \frac{I_0}{h}$$

Conclusion :

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

N.B : les éléments structuraux sont maintenant pré-dimensionné, mais les sections adaptées ne sont pas définitives, elles peuvent être modifiée après l'étude dynamique.

Voici le récapitulatif des éléments pré-dimensionné à l'aide des différents lois et règles et documents techniques.

Les éléments	Les dimensions
Poutres principales	(30x45)cm ²
Poutres secondaire	(25x35)cm ²
Poteaux sous-sol	(45x45)cm ²
Poteaux RDC, 1er et 2ème étages	(40x40)cm ²
Poteaux 3ème, 4ème et 5ème étages	(35x35)cm ²
Poteaux 6ème, 7ème et 8ème étages	(30x30)cm ²
Voiles sous-sol	ep = 20 cm
Voiles RDC	ep = 20 cm
Voiles étages courants	ep = 20 cm
Corps creux	ep = 20 cm
Dalles pleines	ep = 16 cm

Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Conclusion :

Nous avons ainsi pré-dimensionnée les éléments qui constituent notre structure, nous devons maintenant passer au calcul des éléments non structuraux

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS
CALCUL DES ÉLÉMENTS

CONSTRUCTIFS
CONSTRUCTIFS

INTRODUCTION :

Ce chapitre concerne l'étude des éléments constructifs, ce dernier terme signifie que ces éléments n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble (ne font pas partie du système de contreventement), alors nous allons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent.

Le calcul sera fait conformément au règlement de BAEL 91 modifiée 99 et le RPA 99 version 2003.

III.A) Calcul de l'acrotère

III.A.1) Définition de l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, c'est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastree au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effet (G) dû à son poids. Propre et un effet latéral (Q = 1 KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement (Mr) dans la section d'encastrement. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

✓ **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.

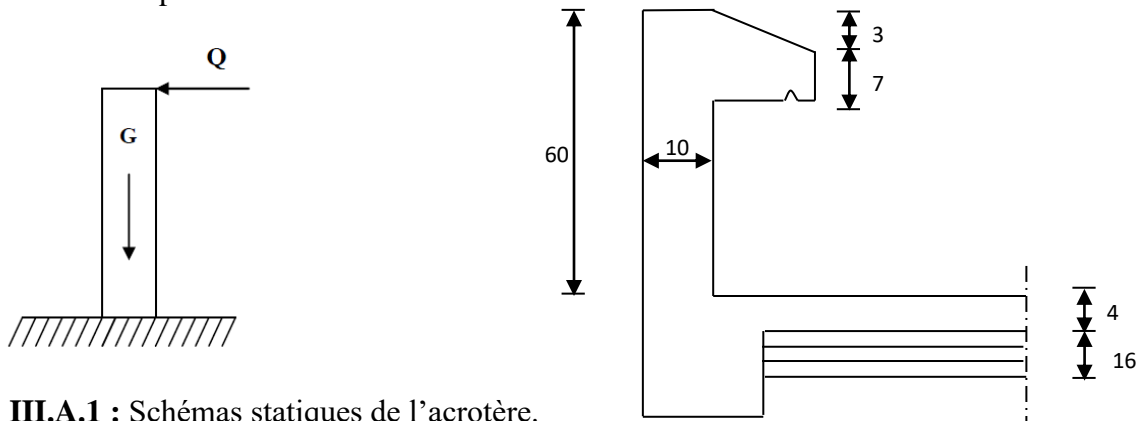


Figure III.A.1 : Schémas statiques de l'acrotère.

Figure III.A.2 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.A.2) Les sollicitations :

• **Poids propre G :** $G = \rho \times S \times 1m$

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.1 \times 0.03)/2)] \times 25.$

$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$

- ✓ **Effort horizontal :** $Q = 1 \text{ KN/ml.}$
- ✓ **Effort normal dû au poids propre G :** $N_G = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN.}$
- ✓ **Effort normal dû à la surcharge Q :** $N_Q = 0 \text{ KN.}$
- ✓ **Moment de renversement dû à G :** $M_G = 0 \text{ KN.m.}$

✓ **Moment de renversement du à l'effort horizontal : $M_Q = Q \times H$.**

$M_Q = 1 \times 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$.

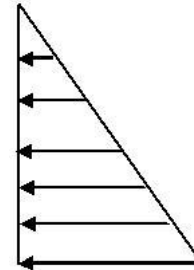
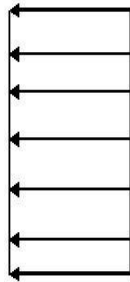
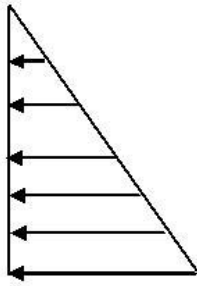


Diagramme des moments :

$M = Q.H = 0.6 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts

Tranchants : $T = Q = 1 \text{ KN}$

Diagramme des efforts normaux :

$N = G = 1.7125 \text{ KN}$

Figure III.A.3 : Diagrammes des efforts internes.

➤ **Les combinaisons :**

• **À l'ELU :**

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

$1.35 \times 1.7125 + 1,5 \times 0 = \mathbf{2,312 \text{ KN}}$.

- Effort tranchant : $T_u = 1.5T_Q$

$1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$.

- Moment renversant : $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$

$1.35 \times 0 + 1,5 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$.

• **À l'ELS :**

- Effort normal : $N_s = N_G + N_Q$

$1.7125 + 0 = \mathbf{1.7125 \text{ KN}}$.

$N_s = \mathbf{1.7125 \text{ KN}}$.

- Effort tranchant : $T_s = T_Q$

$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$.

- Moment renversant : $M_s = M_G + M_Q$

$0 + 0.6 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$.

$M_s = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$.

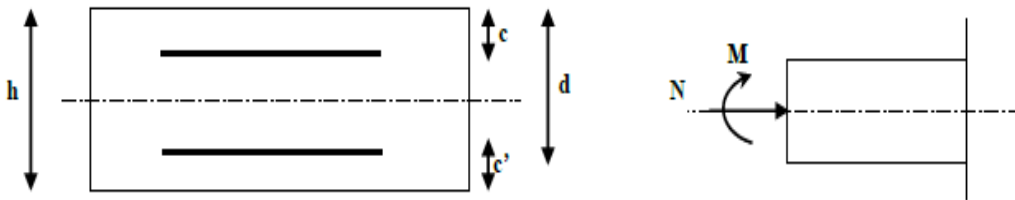


Figure III.A.4 : Schéma statique de la section de l'acrotère avec les efforts internes.

h : Épaisseur de la section : **10cm**.

b : Largeur de la section : **100cm**.

c et **c'** : Enrobage : **3cm**.

d : Hauteur utile ($h - c'$) : **7cm**.

• **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 ($b \times h$) soumise à la flexion composée. Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

III.A.3) le ferrailage :

• **Calcul de l'excentré :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

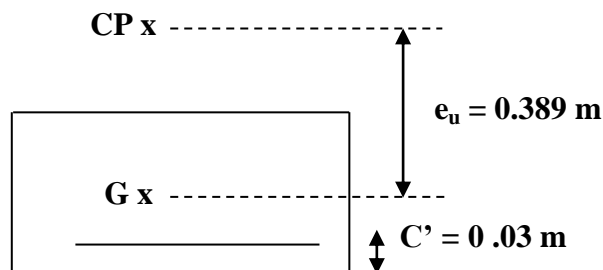


Figure III.A.5 : Schéma statique des distances.

La section des armatures fictives (en flexion simple) :

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$M_f = 0.9 + 2.312 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.946 \text{ KN.m.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392.$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993.$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.391 \text{ cm}^2.$$

La section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_u = 0.391 - \frac{2.312}{348 \times 0.1} = 0.324 \text{ cm}^2.$$

III.A.4) Vérifications

❖ Vérifications à l'ELU :

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

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

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}.$$

$$\text{Et : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$\rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{35 - (0.455 \times 7)}{35 - (0.185 \times 7)} \right) = 0.7978 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_{st} < A_{\min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_{st} = A_{\min} = 0.7978 \text{ cm}^2$.

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

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2. \quad \text{avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

• Vérification au cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times Q}{b \times d}.$$

Avec :

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

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

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

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

$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

\rightarrow 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.

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

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

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.053 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.53} = 0.237 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Donc pas de risque d'entraînement 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 ».

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

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 30 \text{ cm.}$$

▪ **Vérification des espacements (BAEL91/ Art. A.4.5.33) [4] :**

• **Armatures principales :**

$$St \leq \min(3h ; 33).$$

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

• **Armatures principales :**

$$St \leq \min(4h ; 45).$$

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

❖ **Vérification à L'ELS :**

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• **Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91) :**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.6\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

On a :

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

$$\text{Donc : } \rho_1 = \frac{100 x A}{b x d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287.$$

$$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.915 \longrightarrow K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 1000}{0.915 \times 70 \times 201} = 46.60$$

$$\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91) :

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

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

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

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) [RPA99 version 2003] Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale tiré de tableau (6-1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**.

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1,7125 KN/ml**.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

- Remarque :

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).

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

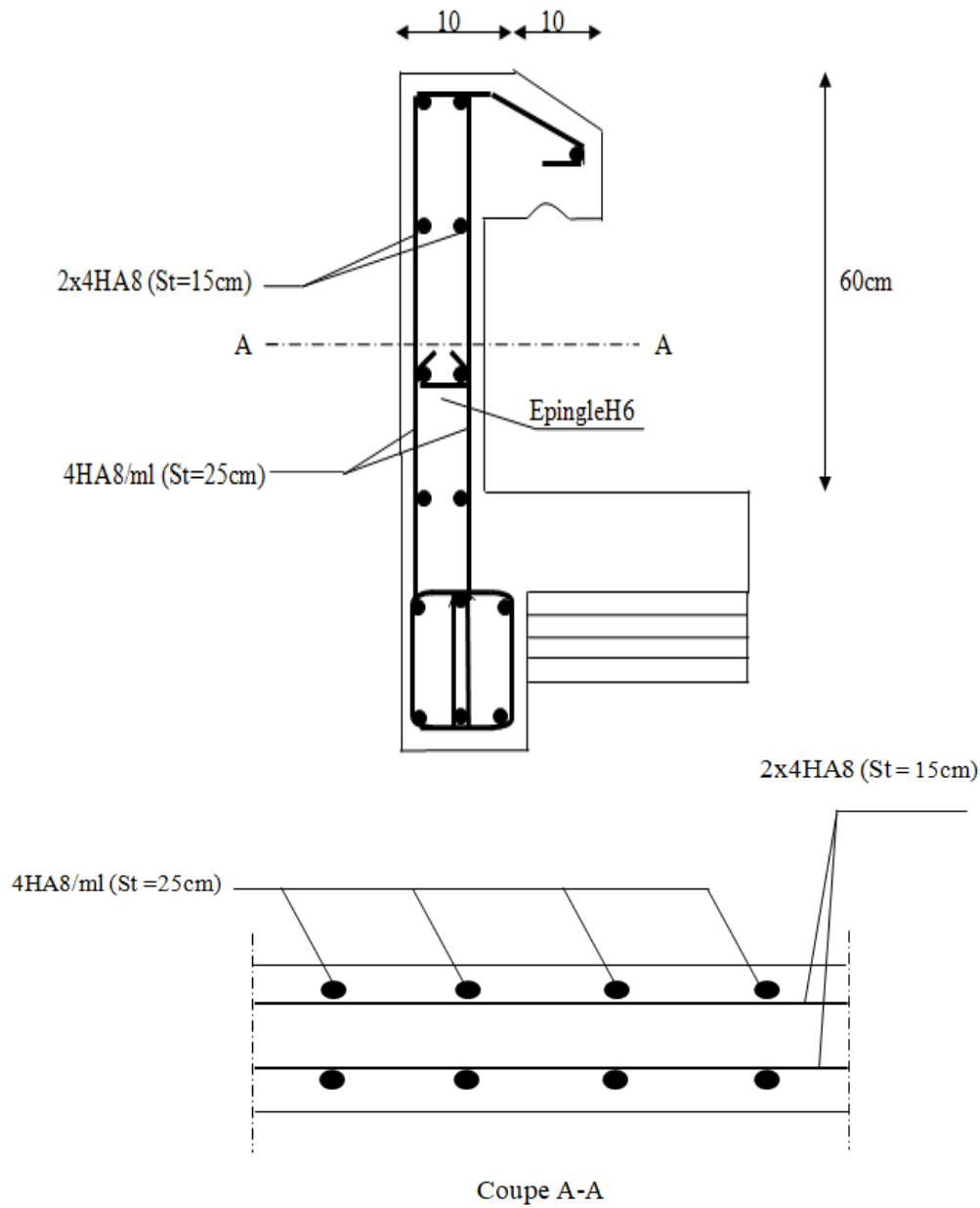


Figure III.A.6: Ferrailage de l'acrotère

III.B) Calcul des planchers :

III.B.1) Définition du plancher

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

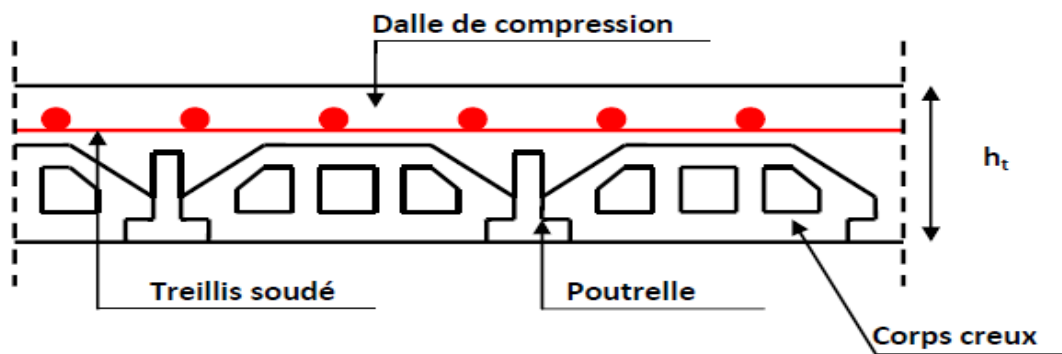


Figure III.B.1 : Coupe transversale du plancher en corps creux.

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.

➤ Détermination des dimensions de la section en T :

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

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

h_0

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

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

b_1 : largeur de l'hourdis

$$\text{Avec : } b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

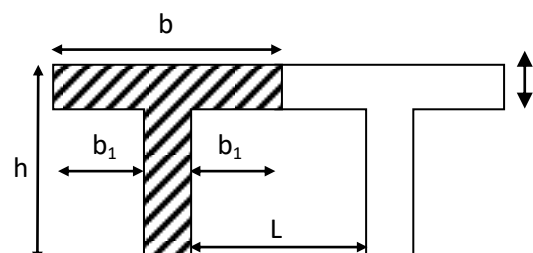


Figure III.B.2 : Section en T.

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$L = 65 - 12 = 53$ cm

$L_1 = 400$ cm

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 40, 32) \longrightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

b : largeur de la table de compression

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

III.B.2) Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- { 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- { 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : **A_⊥ = 6T5 = 1,17cm²** ; avec **S_t = 15 cm**.

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,58\text{cm}^2$$

Soit : **A_{//} = 6T5 = 1,17 cm²/ml**, avec **S_t = 15 cm**

III.B.3) Calcul de la poutrelle à l'ELU :

❖ Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

1. poids propre de la poutrelle : 25 x 0,12 x 0,04 = 0,12KN/ml
2. poids propre du corps creux : 0,65 x 0,95 = 0,62 KN/ml
G = 0.12 + 0.62 = 0,74 KN/ml
3. surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : **Q = 1KN/m.**

➤ Combinaison de charge :

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

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

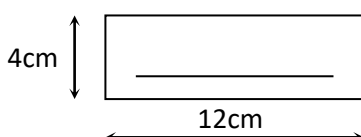
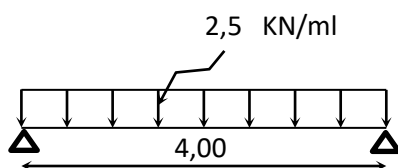


Figure III.B.3 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.

➤ **Le moment en travée :**

$$M_t = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4)^2}{8} = 5 \text{ KN.ml.}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN.}$$

➤ **Section d'armatures :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,335 > \mu_l = 0,392$$

→ 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 surchargent auxquelles elles sont soumises avant coulage (espacement entre étais : 80 à 190cm).

❖ **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 **T** avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérer comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simple.

➤ **Poids du plancher :**

▪ **Plancher terrasse :**

Charges permanentes: $G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

Charges permanentes: $G = 5,1 \times 0,65 = 3,31 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher RDC (usage commercial) :**

Charges permanentes: $G = 5,1 \times 0,65 = 3,31 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges :**

▪ **Plancher terrasse :**

ELU: $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,54) + (1,5 \times 0,65) = 5,754 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,54 + 0,65 = 4,19 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.31) + (1.5 \times 0.975) = 5.931 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.31 + 0.975 = 4.285 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher RDC (usage commercial) :**

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.31) + (1.5 \times 1.625) = 6.906 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.31 + 1.625 = 4.935 \text{ KN/ml}$

• **Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui du RDC.

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- ┌ Méthode forfaitaire.
- ├ Méthode des trois moments.
- └ Méthode de Caquot.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :

1. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité → **Condition Vérifiée.**

2. La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5 KN/m^2 , c'est-à-dire : $[Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN} / \text{m}^2)]$.

$$\left\{ \begin{array}{l} Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \\ G=5.1 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 10.2 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

3. Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{360}{310} = 1.16 \\ \frac{310}{310} = 1 \\ \frac{310}{360} = 0.86 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **Condition Vérifiée.**

• **Conclusion :**

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

❖ **Principe de la méthode :**

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

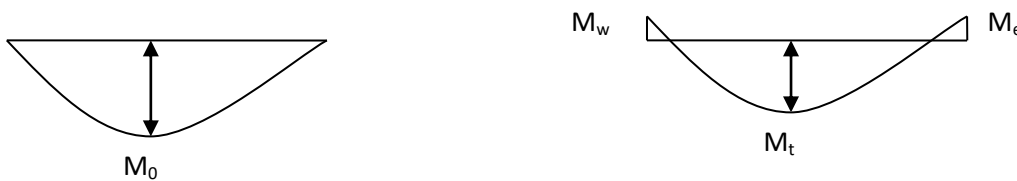


Figure III.B.4 : Diagramme des moments.

Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour : $Q=0 \mapsto \alpha =0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha =2/3$.

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis.

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

Avec :

L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \text{Max} (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0). \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive.} \end{array} \right.$$

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

- ✓ 0.6M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- ✓ 0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ 0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ 0.3M₀ pour les appuis de rive semi encastés.

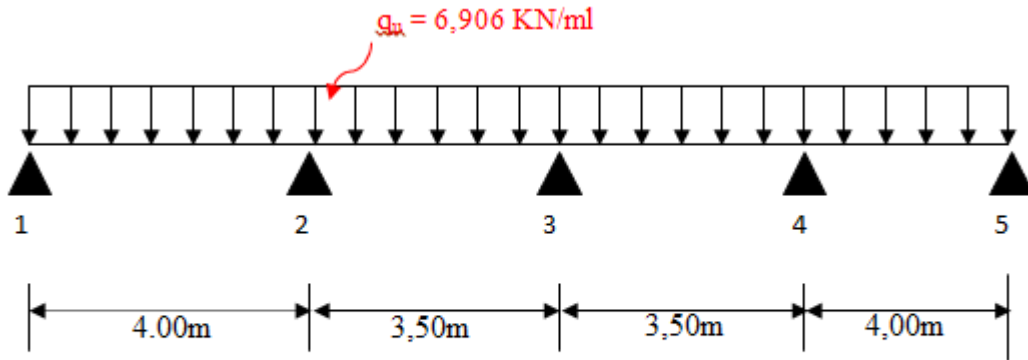


Figure III.B.5 : Schéma statique

➤ **Calcul des coefficients :**

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.31} = 0,329 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,329$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1,098 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0,549 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0,649 \end{array} \right.$$

Méthode forfaitaire :

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

On a : $q_u = 6.906 \text{ KN/m}$.

❖ **Travée 1-2 :**

$$M_0^1 = \frac{q x L^2}{8} = \frac{6.906 x 4^2}{8} = \mathbf{13.812 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée 2-3 :**

$$M_0^2 = \frac{q x L^2}{8} = \frac{6.906 x 3.5^2}{8} = \mathbf{10.574 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée 3-4 :**

$$M_0^3 = \frac{q x L^2}{8} = \frac{6.906 x 3.5^2}{8} = \mathbf{10.574 \text{ KN.m}}$$

❖ **Travée 4-5 :**

$$M_0^4 = \frac{q x L^2}{8} = \frac{6.906 x 4^2}{8} = \mathbf{13.812 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 x 13.812 \Rightarrow M_1 = 4.143 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (13.812 ; 10.574) \Rightarrow M_2 = 6.906 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 x 10.574 \Rightarrow M_3 = 4.229 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,5 \max (10.574 , 13.812) \Rightarrow M_4 = 6.906 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_0^4 = 0,3 x 13.812 \Rightarrow M_5 = 4.143 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

➤ **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t12} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,649 M_0^1$$

$$M_{t12} \geq 0.649 x 13.812 \longrightarrow M_{t12} \geq \mathbf{8.964 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,098 M_0^1 \longrightarrow \frac{4.143 + 6.906}{2} \geq 1.098 M_0^1$$

$$M_{t12} = \mathbf{9.641 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t12} = \mathbf{9.641 \text{ KN.m}}$

➤ **Travée intermédiaire 2-3:**

$$M_{t23} + \frac{4.229 + 6.906}{2} \geq 1.098 M_0^2 \longrightarrow M_{t23} = \mathbf{6.043 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t23} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t23} \geq 0,549 M_0^2$$

$$M_{t23} = 0.549 x 10.574 \longrightarrow M_{t23} = \mathbf{5.805 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t23} = \mathbf{6.043 \text{ KN.m}}$

❖ **Travée intermédiaire 3-4 :**

$$M_{t34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,098 M_0^3 \longrightarrow M_{t23} + \frac{4,229 + 6,906}{2} \geq 1,098 M_0^3$$

$M_{t34} = 6.043 \text{ KN.m}$

$$M_{t34} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0^3 \Rightarrow M_{t34} \geq 0,549M_0^3$$

$$M_{t34} = 0,549 \times 10,636 \longrightarrow M_{t34} = 5.805 \text{ KN.m}$$

On prend le max **$M_{t34} = 6.043 \text{ KN.m}$**

❖ **Travée de rive 4-5 :**

$$M_{t45} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_0^5 \Rightarrow M_{t45} \geq 0,649M_0^5$$

$$M_{t45} \geq 0,649 \times 13,892 \longrightarrow M_{t45} = 8.964 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} + \frac{4,143 + 6,906}{2} \geq 1,098 M_0^5 \longrightarrow M_{t45} = 9.641 \text{ KN.m}$$

On prend le max **$M_{t45} = 9.641 \text{ KN.m}$**

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	1-2=4.00m	2-3=3.5m	3-4=3.5m	4-5=4.00m
M0 (KN.m)	13.812	10.574	10.574	13.812
Mw (KN.m)	4.143	6.906	4.229	6.906
Me (KN.m)	6.906	4.229	6.906	4.143
Tw (KN)	13.121	12.850	11.320	14.503
Te (KN)	-14.503	-11.320	-12.850	-13.121
Mt (KN.m)	9.641	6.043	6.043	9.641

Tableau III.B.1 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

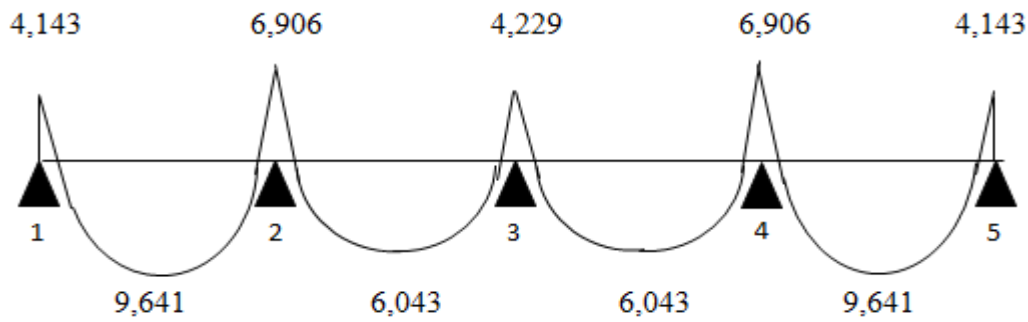


Figure III.B.6 : Diagramme des moments à l'ELU

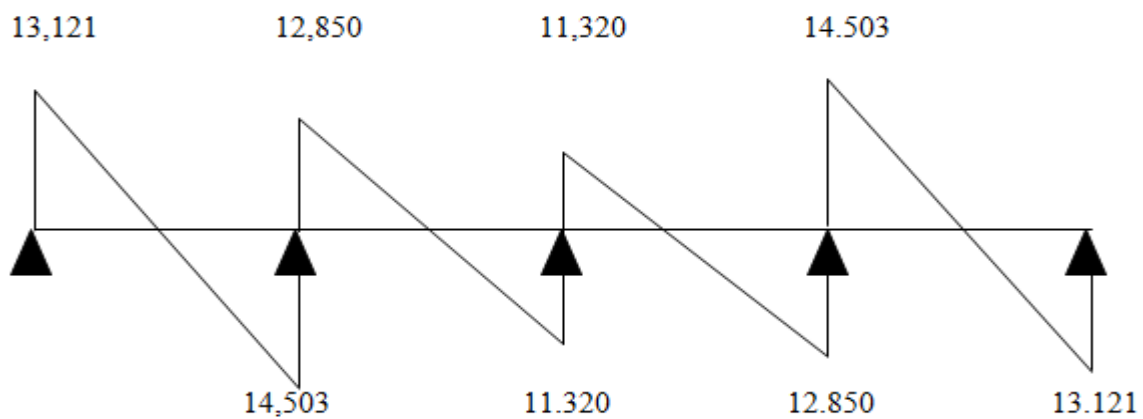


Figure III.B.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.B.4) Ferrailage à l'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{Max} = 9.641 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{Max} = 6.906 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 14.503 \text{ KN}$$

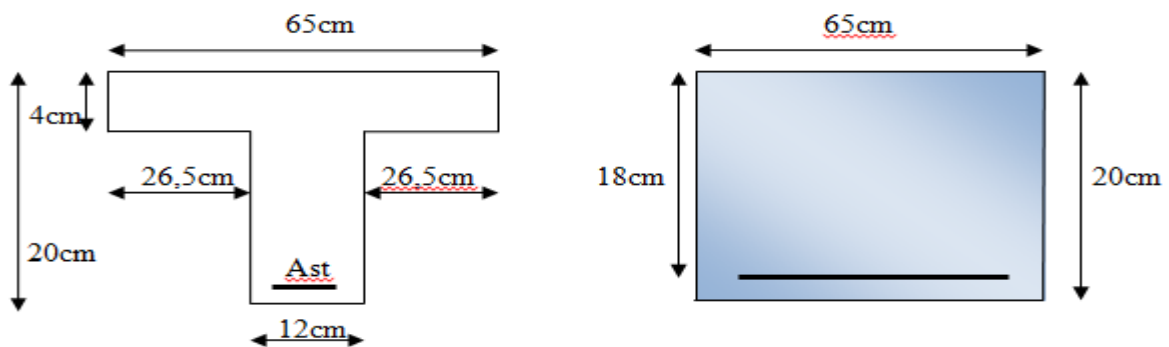


Figure III.B.8 : Section en T

➤ Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 9.641 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une **section rectangulaire (bxh)**.

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.641 \times 0.001}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.032 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{St} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_b} \right)} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : armature en travées } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_a^{\max} = 6.906 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.906 \times 0.001}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.125 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,125 \rightarrow \beta = 0,933$$

$$A_a = \frac{6.906 \times 0.001}{0.933 \times 0.18 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : armature aux appuis } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

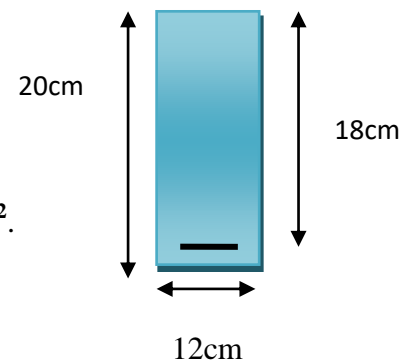


Figure III.B.9 : Section rectangulaire.

➤ Calcul des armatures transversales :

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.1/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10 \right) = 0.571 \text{ cm.}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \varphi = 8 \text{ mm.}$$

$$\text{On adopte : armature transversal } 2\text{HA}8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d \cdot 40\text{cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2\text{cm}$$

On prend : **St=15 cm.**

III.B.5) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \longrightarrow \text{«Fissuration peu nuisible».$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14.503 \times 0.001}{0.12 \times 0.18} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

❖ **En travée :**

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_a = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.58 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.95\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; avec : $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} = 14.58\text{KN} \leq 129,6\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.B.6) Calcul de la poutrelle à l'ELS :

▪ **Calcul des moments isostatiques :**

On a : $q_s = 4,935 \text{ KN/m}$.

➤ **Travée 1-2 :**

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,935 \times 4^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 2-3 :**

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,935 \times 3.5^2}{8} = 7.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 3-4:**

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,935 \times 3.5^2}{8} = 7.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée 4-5 :**

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,935 \times 4^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 9.87 = 2.96 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (9.87 ; 7.55) \Rightarrow M_2 = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \times 7.60 \Rightarrow M_3 = 3.02 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,5 \max (7.60, 9.93) \Rightarrow M_4 = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 (M_0^4) = 0,3 \times 9.93 \Rightarrow M_5 = 2.96 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

➤ **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t12} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,649 M_0^1$$

$$M_{t12} \geq 0.649 \times 9.87 \longrightarrow M_{t12} \geq \mathbf{6.40 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,098 M_0^1 \longrightarrow \frac{2.96 + 4.93}{2} \geq 1.098 M_0^1$$

$$M_{t12} = \mathbf{6.89 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t12} = \mathbf{6.89 \text{ KN.m}}$

➤ **Travée intermédiaire 2-3:**

$$M_{t23} + \frac{4.93 + 3.02}{2} \geq 1.098 M_0^2 \longrightarrow M_{t23} = \mathbf{4.32 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t23} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t23} \geq 0,549 M_0^2$$

$$M_{t23} = 0.549 \times 7.55 \longrightarrow M_{t23} = \mathbf{4.14 \text{ KN.m}}$$

On prend le max $M_{t23} = \mathbf{4.32 \text{ KN.m}}$

➤ Travée intermédiaire 3-4 :

$$M_{t34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,098 M_0^3 \longrightarrow M_{t23} + \frac{3,02 + 4,93}{2} \geq 1,098 M_0^3$$

$M_{t34} = 4.32 \text{ KN.m}$

$$M_{t34} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0^3 \Rightarrow M_{t34} \geq 0,549M_0^3$$

$M_{t34} = 0,549 \times 7.55 \longrightarrow M_{t34} = 4.14 \text{ KN.m}$

On prend le max $M_{t34} = 4.32 \text{ KN.m}$

➤ Travée de rive 4-5 :

$$M_{t45} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0^5 \Rightarrow M_{t45} \geq 0,649M_0^5$$

$M_{t45} \geq 0,649 \times 9.87 \longrightarrow M_{t45} = 6.40 \text{ KN.m}$

$$M_{t45} + \frac{4,93 + 2,96}{2} \geq 1,098 M_0^5 \longrightarrow M_{t45} = 6.89 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t45} = 6.89 \text{ KN.}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$T_e = T_w + q_s L$

Avec :

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	1-2=4.00m	2-3=3.50m	3-4=3.50m	4-5=4.00m
M0 (KN.m)	9.87	7.55	7.55	9.87
Mw (KN.m)	2.96	4.93	3.02	4.93
Me (KN.m)	4.93	3.02	4.93	2.96
Tw (KN)	9.37	9.18	8.08	10.36
Te (KN)	-10.36	-8.08	-9.18	-9.37
Mt (KN.m)	6.89	4.32	4.32	6.89

Tableau III.B.2 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

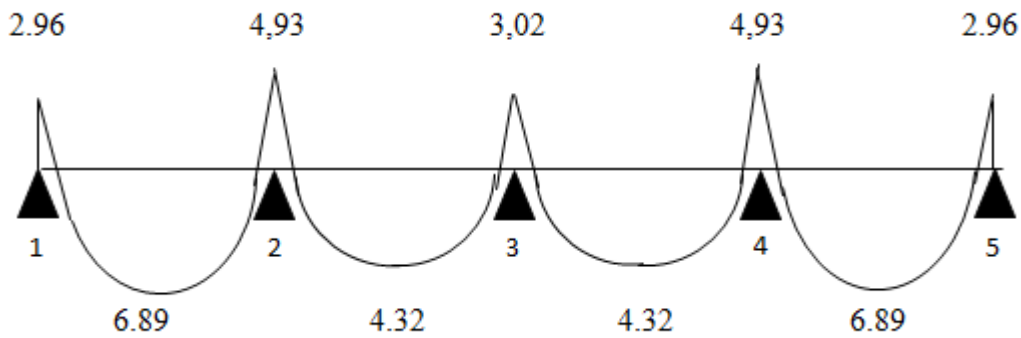


Figure III.B.10: Diagramme des moments à l'ELS

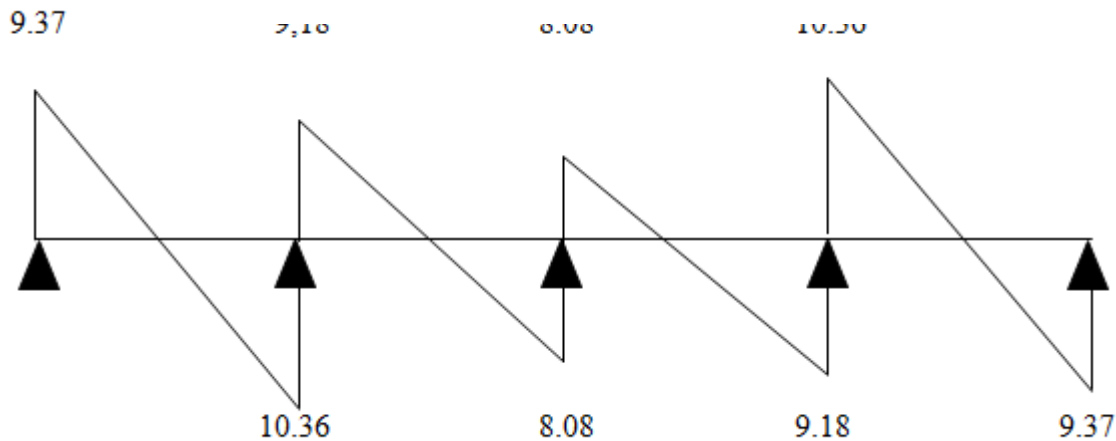


Figure III.B.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.B.7) Vérifications à L'ELS :

➤ **État limite de la compression du béton :** (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 mod 99)

✓ **En travée :** $M_t^{max} = 6.89 \text{ KN.m}$

❖ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,8563 \rightarrow K_1 = 19,80$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.89 \times 0.001}{0.8563 \times 0.18 \times 2.35} = 190.22 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{191,32}{19,80} = 9,66 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = 9,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

✓ **Aux appuis** : $M_a^{\max} = 4,93 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,726$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25,50$$

❖ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_S = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,93 \times 0,001}{0,876 \times 0,18 \times 1,57} = 199,14 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} =$$

$$\sigma_{bc} = 7,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

▪ **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

▪ **Etat limite de déformation :** (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\triangleright \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3,6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

b₀ : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,05 > \frac{6,93}{15 \times 9,93} = 0,046 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2,35}{18 \times 12} = 0,010 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

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

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

$$a^\circ) F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

$$b^\circ) F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,6 \text{ MPa}$$

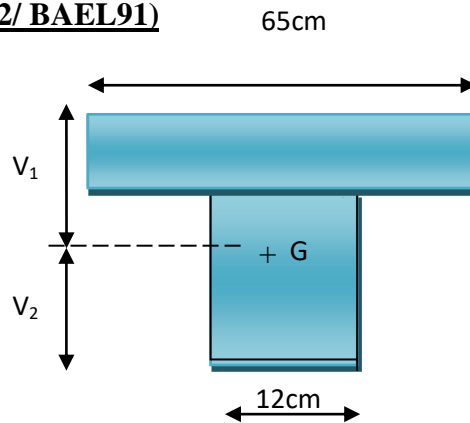


Figure II.B.12 : Section en T

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B₀ = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

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

$$S /_{xx} = \frac{12x(20)^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + (15x2,35x18) = 3458,5cm^3$$

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1cm$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9cm$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65-12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,35 \cdot (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24cm^4$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

ρ : le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6,89 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 235} = 185,94 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \text{pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,010 \cdot \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,644 \quad \text{pour les déformations de longue durée}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,01 \times 185,94) + 2,1} = 0,385$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,385 \times 1,64)} = 13487,53 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,385 \times 4,11)} = 8547,96 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = 0.756 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$F_i = 0.397 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Conclusion :

Le ferrailage des poutrelles dans tous les niveaux est :

- **Armatures longitudinal**
3HA10= 2.35cm² En Travée
2HA10= 1.18cm² Aux appuis
- Armatures transversales**
2HA8 = 1cm²

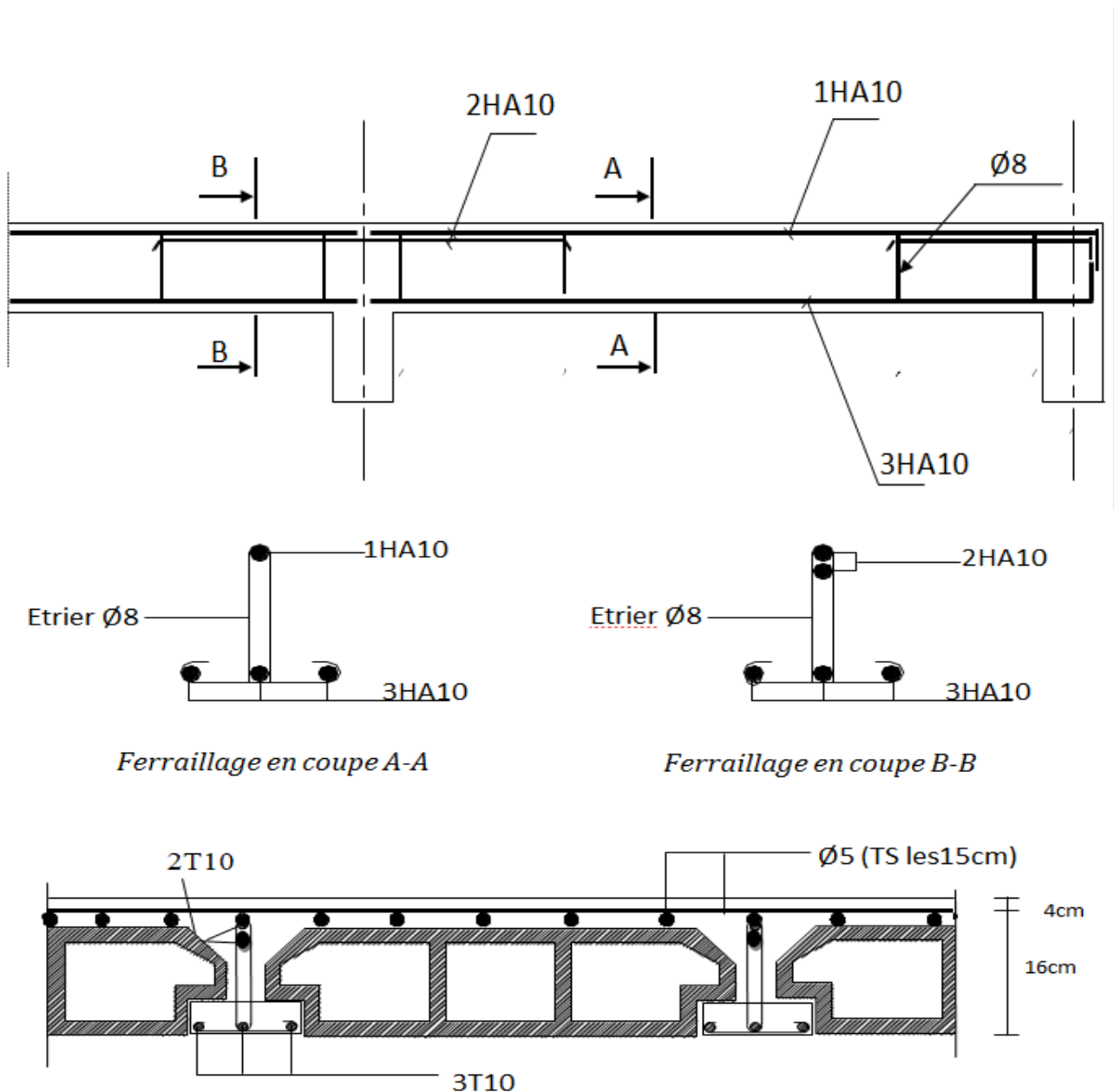


Figure III.B.13 : Ferrailage de plancher

III.C) Calcul des escaliers :

III.C.1) Définition de l'escalier

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

III.C.2) 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 évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

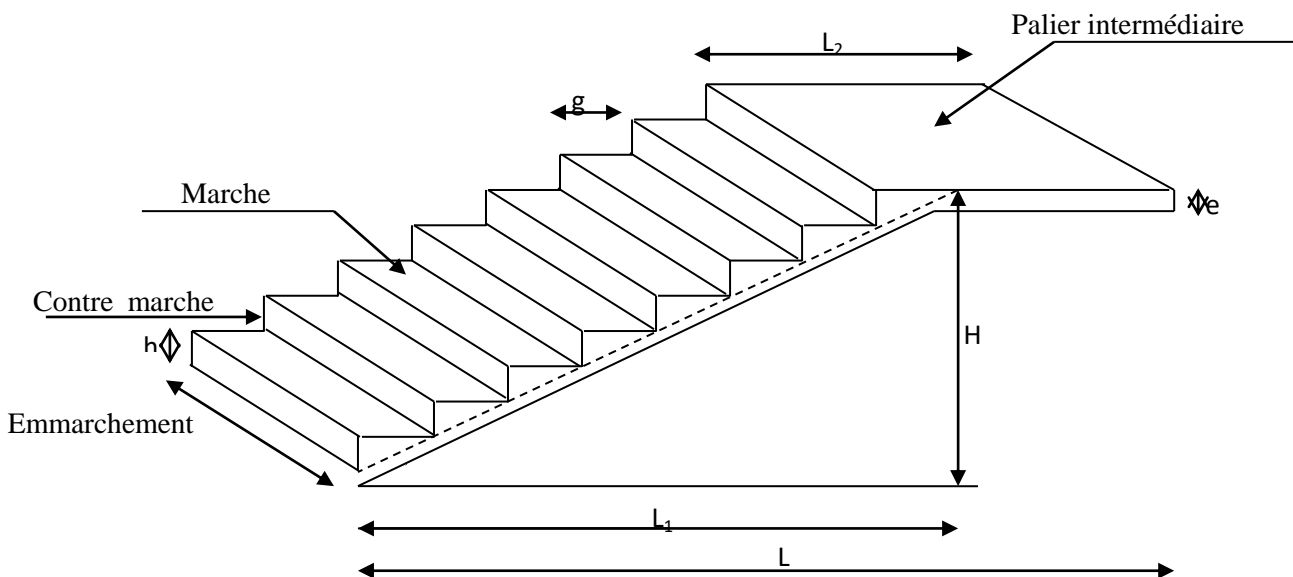


Fig. III.C.1 : Coupe verticale de l'escalier

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

III.C.3) Pré-dimensionnement de l'escalier :

✓ Volée ($h=1.53m$) :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Le schéma statique d'escalier

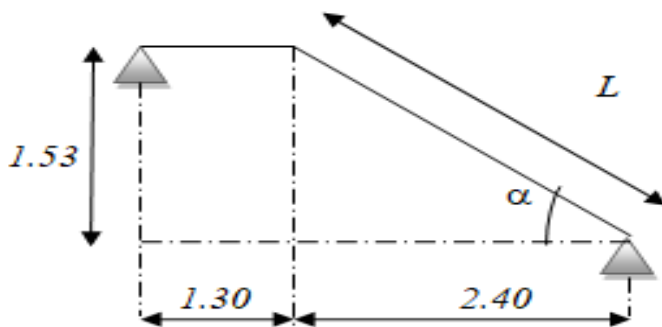


Figure III.C.2 : Schéma statique de l'escalier

$H_t = 153 \text{ cm}$

Soit : $h = 17\text{cm}$

$n = \frac{153}{17} = 9$ le nombre des marches $9-1=8$ marches

Relation de BLANDEL

$$59 \leq g+ (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm}$$

Soit : $g=30$

Relation de BLANDEL

$$59 \leq g+ (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm}$$

Soit : $g=30$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h+g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

!

La paillese:

L'épaisseur de la paillese est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillese : $L = L_1$

On: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \implies L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \implies \alpha = 32,51^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32.51} = 284.69 \text{ cm}$

D'où $L = 284.69 + 130 = 414.69 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillese est : $\frac{414.69}{30} \leq e_p \leq \frac{414.69}{20} \implies 13.82 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.73 \text{ cm}$

Soit : $e_p = 17 \text{ cm}$

III.C.4) Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport a la porté de la paillese, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la palliasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :**

1. La volée :

Éléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillese	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 32,51} = 5.04$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0.44 + 0.36 + 0.44 + 0.2 = 1.44$
	G = 8.605

Tableau III.C.1: Charge totale de la volée.

2. Le palier :

Éléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	25x0,17=4,25
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,44
	G =5.69

Tableau III.C.2 : Charge totale du palier

3. Les charges concentrées (mur): Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (1,53 - 0,40) \times 2,99 \times 1 = 3,38 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

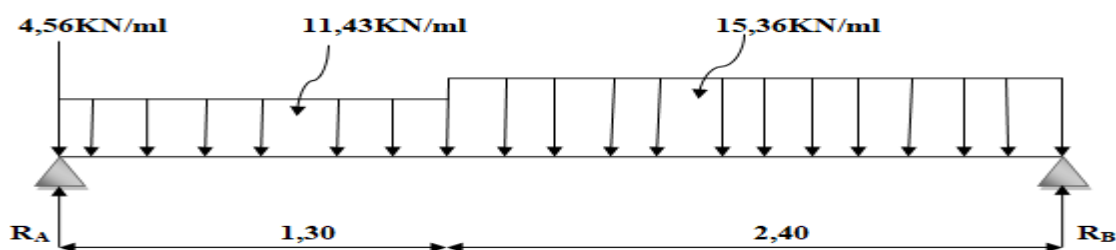
4. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,605 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15,36 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,69 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11,43 \text{ KN/ml}$
- Le mur : $P_u = 1,35 \times 3,38 = 4,56 \text{ KN/ml}$

III.C.5) Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M



• Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = (15,36 \times 2,4) + (11,43 \times 1,3) + 4,56 = 56,28 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 56,28 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 3,7 - [(15,36 \times 2,4) \times 2,5] - [(11,43 \times 1,3) \times 0,65] = 0$$

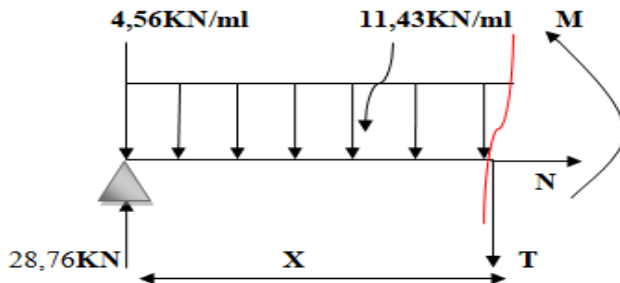
$$\implies R_B = 27,52 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \implies -R_A \times 3,7 + [(15,36 \times 2,4) \times 1,2] + [(11,43 \times 1,3) \times 3,05] + 4,56 \times 3,7 = 0$$

$$\implies R_A = 28,76 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,3 \text{ m}$



• Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = -11,43x + 24,2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 24,2 \text{ KN} \\ X = 1,3 \text{ m} \implies T(1,30) = 9,34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Moments fléchissant :

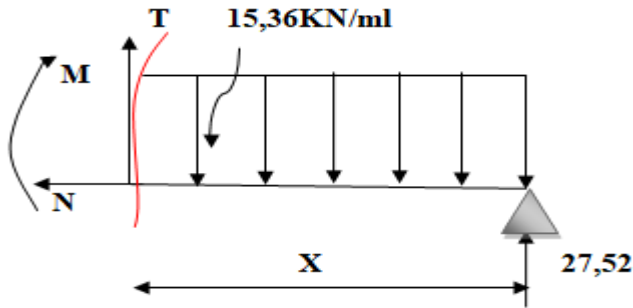
$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -5,715x^2 + 24,2x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,3 \text{ m} \implies M(1,3) = 21,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_{max}} \implies \mathbf{T} = 0 \implies \mathbf{x} = 2,12 \text{ m}$$

$$\mathbf{M_{max}} = M(2,12) = 25,62 \text{ KN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon: $0 \leq X \leq 2.4\text{m}$



• **Efforts tranchants :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 15,36 x - 27,52$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -27,52 \text{ KN} \\ X = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T(2.40) = 9,34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Moments fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -7,68x^2 + 27,52 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.40) = 21,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,80 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,80) = 24,65 \text{ KN.m}$$

Tableau III.C.3 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
$0 \leq X \leq 1,30$	$-11,43 x + 24,2$	$-5,715 x^2 + 24,2 x$	0	24,2	0
			1,30	9,34	21,80
$0 \leq X \leq 2.40$	$15,36 x - 27,52$	$-7,68 x^2 + 27,52 x$	0	-27,52	0
			2.40	9,34	21,80

Remarque :

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (21,80) = -6,54 \text{ KN.}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (21,80) = 18,53 \text{ KN.m}$$

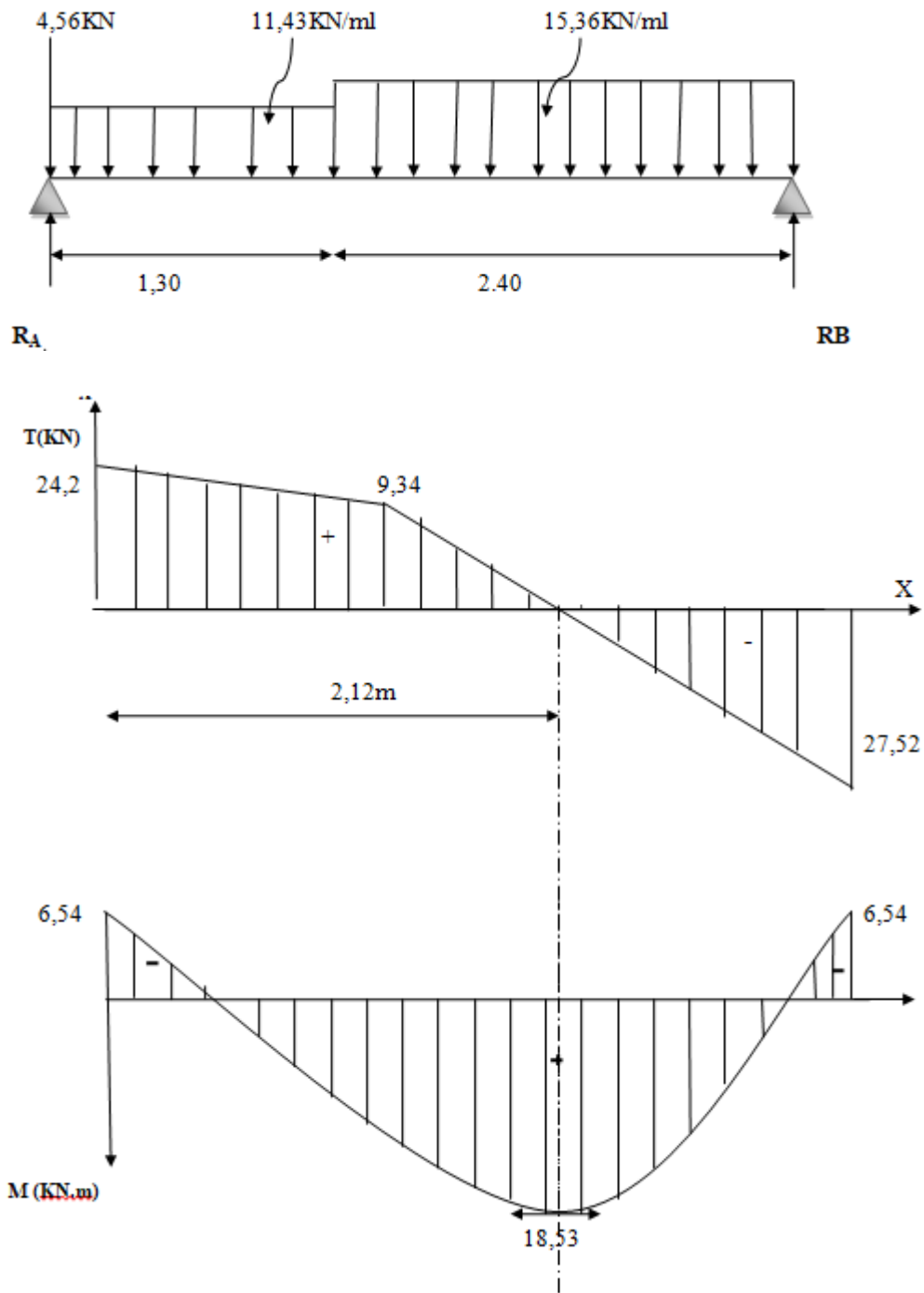
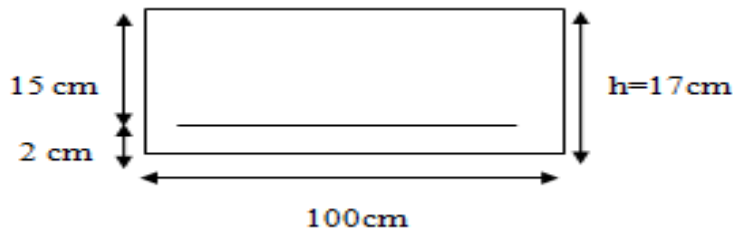


Figure III.C.3 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.C.6) Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



Aux appuis : $M_{uap} = 6,54 \text{ KN.m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b.d^2 . f_{bc}} = \frac{6,54 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,020$$

$$\mu_a = 0.020 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_a = 0,020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6,54 \times 10^3}{0.990 \times 15 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **6HA12 = 6,78cm²** avec **S_t = 15cm.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : **6HA8=3,02cm²** avec **S_t = 15cm.**

➤ **En travée :** $M_{utra} = 18,53 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2 . f_{bc}} = \frac{18,53 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,058$$

$$\mu = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0.058 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_r = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18,53 \times 10^3}{0.970 \times 15 \times 348} = 3,66 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA12=6,78cm²** avec **S_t = 15cm**

- *Armatures de répartition* .

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : **6HA8= 3,02 cm²** avec **S_t = 15cm**.

III.C.7) LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- *Armatures principales :*

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Appui : $S_t = 15 \leq 33 \text{ cm}$ ➡ condition vérifiée

Travée : $S_t = 15 \leq 33 \text{ cm}$ ➡ condition vérifiée

- *Armatures de réparation :*

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Appui : $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm}$ ➡ condition vérifiée

Travée : $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm}$ ➡ condition vérifiée

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_{tr} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$ ➡ condition vérifiée

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_u^a = 6,78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$ ➡ condition vérifiée.

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{27,52 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.183 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.183 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$T_u = 27,52 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 27,52 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$6,78 \geq (27,52 + \frac{6,54}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \geq 0,105 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,52 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226,08} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) **Ancrage des barres aux appuis :** (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42,25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale 0.4 l_s pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 17 \text{ cm}$$

III.C.8) Calcul des efforts interne à l’ELS :

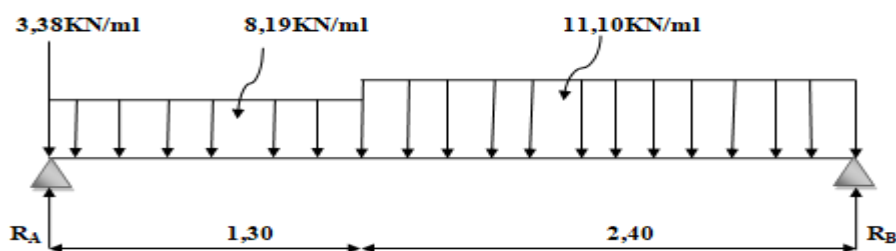
Le calcul des réactions :

Combinaisons de charge et surcharge:

- $P_u = 3,38 = 3.38 \text{ KN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (8,605 + 2.5) \times 1 = 11,10 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (5,69 + 2.5) \times 1 = 8,19 \text{ KN/ml}$
- le mur : $P_s = 3,38 \text{ KN/ml}$



Les réactions d’appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \quad R_A + R_B = (11,10 \times 2,40) + (8,19 \times 1,30) + 3,38$$

$$R_A + R_B = 40,66 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A \times 3,70 - (3,38 \times 3,7) - (8,19 \times 1,30) \left(\frac{1,30}{2} + 2,40 \right) - 11,10 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} \right)$$

$$R_A = 20,79 \text{ KN}$$

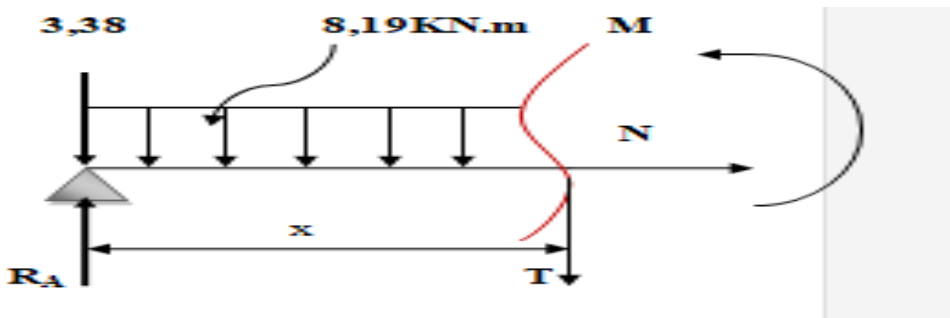
$$\sum M / A = 0 \quad - R_B \times 3,70 + (8,19 \times 1,30) \left(\frac{1,30}{2} \right) + 11,10 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 1,30 \right)$$

$$R_B = 19,87 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 20,79 + 19,87 = 40,66 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifié}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

➤ **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$**



• **Effort tranchant T :**

$$\sum F / y = 0 \quad \Longrightarrow \quad T + 8,19x + 3,38 - 20,79 = 0$$

$$T = - 8,19 x - 3,38 + 20,79$$

$$T = - 8,19x + 17,41$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0\text{m} \quad \Longrightarrow \quad T(0) = 17,41\text{KN} \\ X=1,30\text{m} \quad \Longrightarrow \quad T(1,30) = 6,77\text{KN} \end{array} \right.$$

• **Moment fléchissant :**

$$\sum F / i = 0 \quad \Longrightarrow \quad M = \frac{8,19}{2} x^2 - R_A x + 3,38x$$

$$M = - 4,09x^2 + 20,79x - 3,38x$$

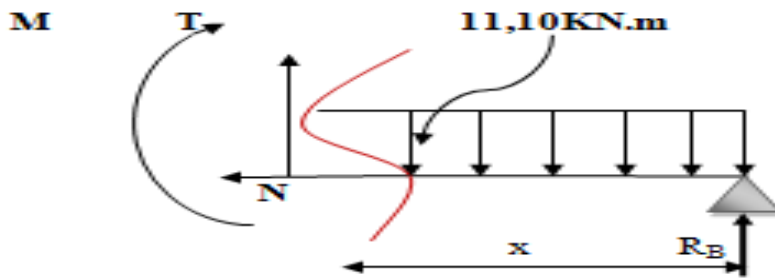
$$M = - 4,09x^2 + 17,41x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0\text{m} \quad \Longrightarrow \quad M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=1,30\text{m} \quad \Longrightarrow \quad M(1,3) = 15,72\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{S_{\max}} : \text{a } T = 0 \quad \Longrightarrow \quad T = - 8,19x + 20,79 \quad \Longrightarrow \quad X = 2,54\text{m}$$

$$\text{On a : } M = - 4,09x^2 + 17,41x \quad \Longrightarrow \quad M(2,54) = 17,83\text{KN.m}$$

➤ Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$



• Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \implies T - 11,10x + R_B = 0$$

$$T = 11,10x - 19,87$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies T(0) = -19,87\text{KN} \\ X=2,40\text{m} & \implies T(2,4) = 6,77\text{KN} \end{cases}$$

• Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{11,10}{2} x^2 - R_B x$$

$$M = -5,55x^2 + 19,87x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=2,40\text{m} & \implies M(2,40) = 15,72\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul de $M_{s_{\max}}$: a $T = 0 \implies T = 11,10x - 19,87 \implies X = 1,79\text{m}$

$$x = 1,79\text{m}$$

On a: $M(x) = -5,55x^2 + 19,87x$

$$M(1,79) = 17,48 \text{ KN.m}$$

Tableau III.C.4) de résumé des efforts internes

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,30$	$-8,19x + 17,41$	$-4,09x^2 + 17,41x$	0	17,41	0
			1,30	6,77	15,72
$0 \leq X \leq 2,40$	$11,10x - 19,87$	$-5,55x^2 + 19,87x$	0	-19,87	0
			2,40	6,77	15,72

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{s_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$M_{s_{\text{ap}}} = (-0.3) M_{s_{\max}} = (-0,3) (15,72)$$

$$M_{s_{\text{ap}}} = -4,71 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{s_{\text{tra}}} = (0.85) M_{s_{\max}} = 0,85 (15,72)$$

$$M_{s_{\text{tra}}} = 13,36 \text{ KN.m}$$

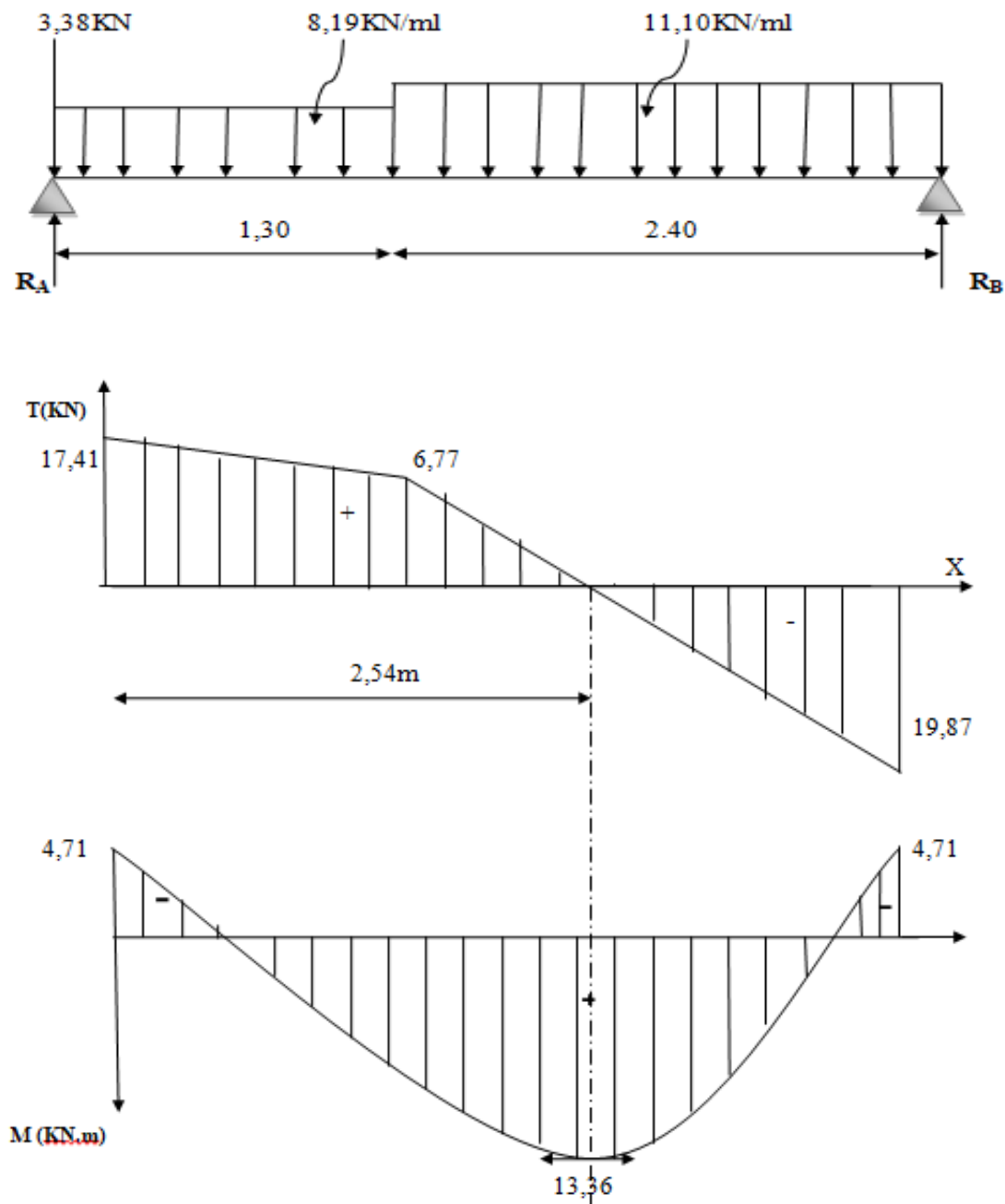


Figure III.C.4 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III.C.9) Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,78}{100 x 15} = 0,450$$

$$\rho_1 = 0,450 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \Rightarrow k_1 = 34,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,36 x 10^3}{0,898 x 15 x 6,78} = 146,28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{146,28}{34,02} = 4,30 \text{ Mpa}$$

4,30 Mpa \leq 15 Mpa \longrightarrow condition vérifiée

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,78}{100 x 15} = 0,450$$

$$\rho_1 = 0,450 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \Rightarrow k_1 = 34,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,71 x 10^3}{0,898 x 15 x 6,78} = 51,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{51,57}{34,02} = 1,51 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1,51 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$$h = 17 \text{ cm} ; L = 370\text{cm} ; A_{\text{utr}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 13,36 \text{ KN m} ; M_0 = 8 \text{ KN m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.045 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13,36}{10 \times 8} = 0,167 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 15} = 0.0045 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

une conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq f = \frac{-L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74\text{cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq f$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2.$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx\frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x\frac{17^2}{2} + 15x6,78x15}{100x17 + 15x6,78} = 8,86\text{cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm} \implies Y_2 = 8,14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} x (8,86^3 + 8,14^3) + 15 x 6,78 x (8,14 - 2)^2 = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$I = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} x \frac{11,10x(3,7)^4x10^6}{10818.86x44996,03} = 0.055\text{cm}$$

$$f = 0.055\text{cm} \leq \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \implies \text{La flèche est vérifiée.}$$

\implies **L'escalier sera ferrillé comme suit :**

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 15\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 6\text{HA}8 \implies e = 15\text{cm}$

En travées : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 15\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 6\text{HA}8 \implies e = 15\text{cm}$

Remarque : On adopte le même ferrillage d'escaliers pour les différents niveaux.

III.D) Calcul de la salle machine :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, munie d'une dalle pleine reposant sur 04 côtés. Le panneau est rectangulaire ($2,20 \times 1,60$) m^2 .

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Vitesse d'entraînement : $V = 1$ m/s , pouvant charger 8 personnes de 6,3KN.

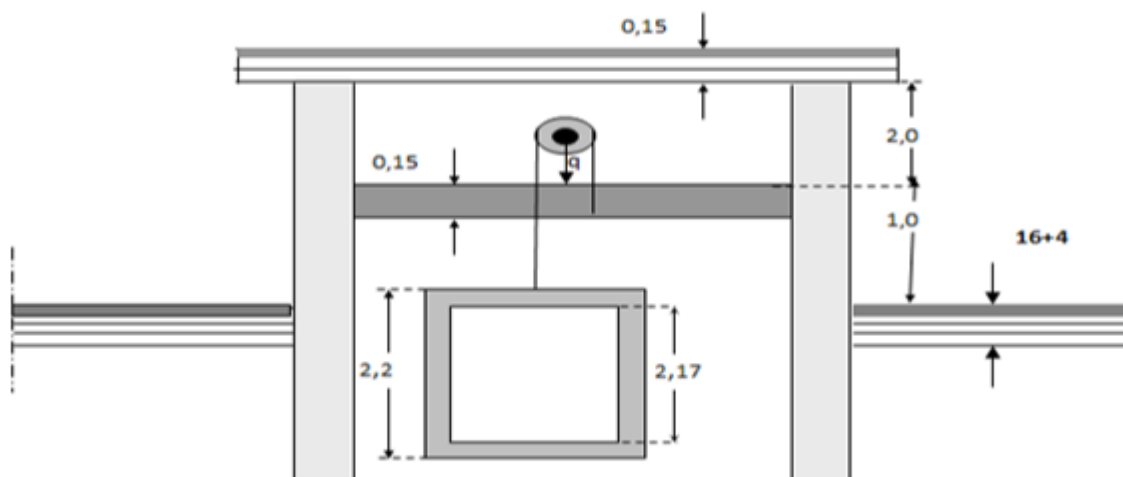


Figure III.D.1 : Coupe verticale de la charge de l'ascenseur

III.D.1) Caractéristiques de l'ascenseur :

$$L_x = 1,60 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 2,20 \text{ m} \quad ; \quad S = 3,52 \text{ m}^2$$

Charge nominale, la surface et le total

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

Charge : 630 Kg

Poids total : $Q = 9$ tonnes et $V = 1$ m/s

La surface de la cabine : $1,60 \times 2,20 = 3,52 \text{ m}^2$

III.D.2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} \quad \Longrightarrow \quad h_t \geq 220/30$$

$$h_t \geq 7.34 \text{ cm}$$

$$h_t^{min} = 15 \text{ cm (donnée par le RPA 99 Version 2003)}$$

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

Calcul du ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,20} = 0,73$$

$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

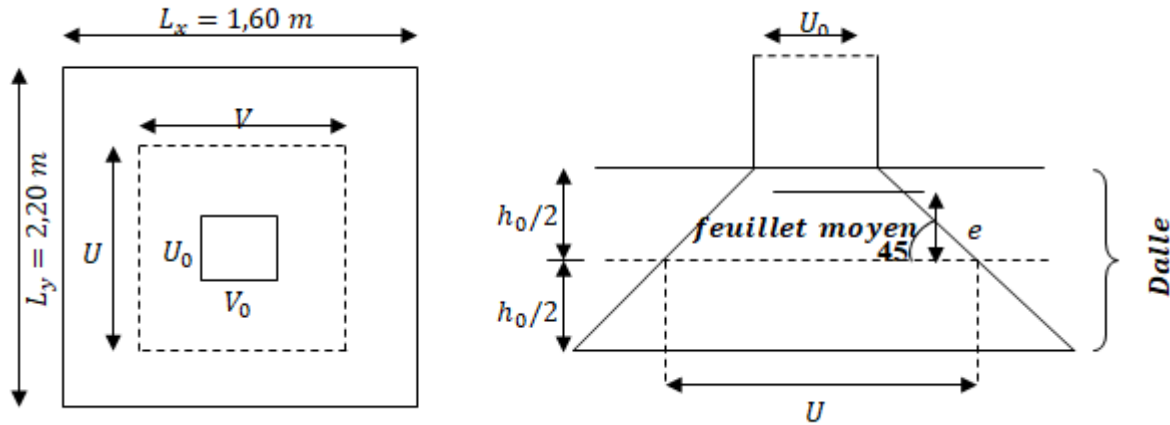


Figure III.D.2 : les moments des charges locales

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

h_0 : Hauteur de la dalle

e : Épaisseur de revêtement

$$U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right)$$

$$\begin{cases} V = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \\ U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases} \xrightarrow{\text{Rerevetement en béton } (\zeta = 1)} \implies \begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

1. Détermination des sollicitations :

➤ **A L'ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN ; (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

➤ **AI' ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

2. Calcul des moments :

a) Moment du au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1} = (M_1 + M_2 \cdot v) \times P_u$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1 \cdot v) \times P_u$$

M_1 et M_2 : Coefficient donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de :

(ρ_x Et les rapports : $\frac{u}{L_x}$; $\frac{v}{L_y}$)

v : Coefficient de poisson Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ à ELU} \\ v = 0,2 \text{ à ELS} \end{array} \right.$$

P_u : Intensité de la charge concentrée

U, V : Coté du rectangle sur lequel la charge « P » s'applique

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,73 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,65 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,48 \end{array} \right.$$

➤ Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans sous tableaux de PIGEAUD relatif à $\rho = 0,7$ et $\rho = 0,8$

		$\rho = 0,7$	
		$\frac{V}{L_y}$ \diagdown $\frac{\mu}{L_x}$	0,6
Valeur de M_1	0,4	0,108	0,098
	0,5	0,103	0,093
Valeur de M_2	0,4	0,068	0,063
	0,5	0,057	0,054

		$\rho = 0,8$	
		$V/L_y \backslash \mu/L_x$	
Valeur de M_1	0,4	0,100	0,090
	0,5	0,095	0,086
Valeur de M_2	0,4	0,076	0,071
	0,5	0,067	0,063

$$\Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,1005 \\ M_2 = 0,0695 \end{cases}$$

➤ A L'ELU :

$$M_{x1} = (M_1 + M_2 \cdot v) \times P_u = (0,1005 + 0) \times 121,5 = 12,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1 \cdot v) \times P_u = (0,0695 + 0) \times 121,5 = 8,44 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 12,21 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moment du au poids propre de la dalle pleine :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau

• Sens L_x :

$$M_{x2} = u_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

• Sens L_y :

$$M_{y2} = u_y \cdot (M_{x2})$$

u_x et u_y : Sont donnés en fonction de rapport ρ_x et le coefficient de poisson v

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0,73 \\ v = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} u_x = 0,0600 \\ u_y = 0,4837 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = u_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0600 \times 8,04 \times (1,60)^2 = 1,235 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y \cdot (M_{x2}) = 0,4837 \times (1,235) = 0,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \Rightarrow M_{x2} = 1,235 \text{ KN.m} \\ & M_{y2} = 0,60 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

c) Suppression des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 12.21 + 1,235 = 13.445 \text{ KN.m} \\ M_y = 8.44 + 0,60 = 9.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = 13.445 \text{ KN.m} \\ M_y = 9.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :** $M^t = 0,85 M$
 $M_x^t = 0,85 M_x = 11.428 \text{ KN.m}$
 $M_y^t = 0,85 M_y = 7.68 \text{ KN.m}$

- **Moment aux appuis :** $M^a = -0,3 M$
 $M_x^a = -0,3 M_x = -4.03 \text{ KN.m}$
 $M_y^a = -0,3 M_y = -2.71 \text{ KN.m}$

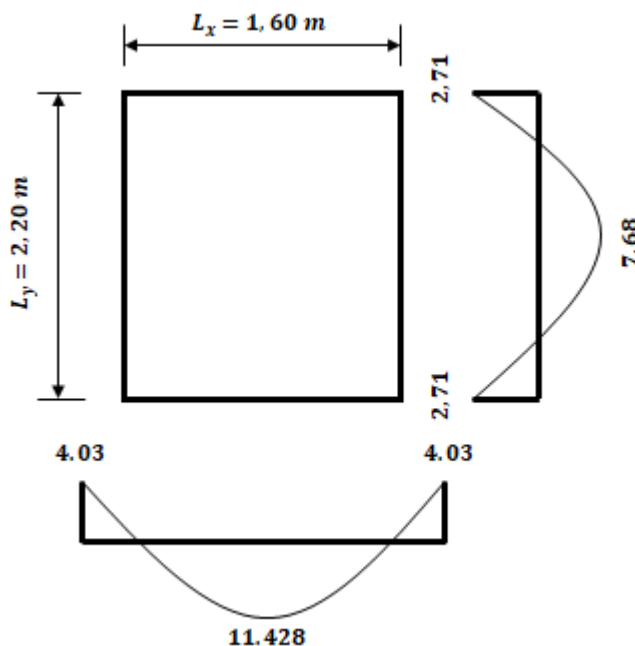


Figure III.D.3 : les moments fléchissant à l'ELU

III.D.3) Ferrailage à l'ELU:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

❖ **Sens X-X :**• **Aux appuis**

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,03 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0197$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0,0197 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0197 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,03 \times 10^6}{0,990 \times 120 \times 348} = 97,47 \text{ mm}^2 = 0,974 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{11,428 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0,050 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,056 \longrightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,428 \times 10^6}{0,971 \times 120 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3,01 \text{ cm}^2 = 6HA8$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Sens Y-Y :**• **Aux appuis**

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0,013 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0128 \longrightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,71 \times 10^6}{0,9935 \times 120 \times 348} = 65,32 \text{ mm}^2 = 0,653 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,68 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0,037 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,037 \longrightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,68 \times 10^6}{0,9815 \times 120 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.D.4) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (Art.7.4/BAEL 91) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\text{‰}$

• **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.73) / 2 = 0.0009.$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0.0009 \times 100 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

• **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.73) / 2 = 0.00090.$$

$$A_y \geq 0.0009 \times 100 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Diamètre maximale des armatures (BAEL 91 modifié 99/Art A.8.2.42) :

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi \ 8\text{mm} < 15\text{mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL 91) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq P_c = 0,045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU

μ_c : Périmètre de contour

h : Epaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 121,5 \text{ KN} \\ P_c = 472,5 \text{ KN} \end{array} \right. \implies P_u < P_c \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \quad \text{Avec : } P = 90 \times 1,35 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 2,20 + 1,60} = 20,25 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 2,20} = 18,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,25 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,168 \text{ Mpa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.D.4) Vérification à L'ELS :

1) Calcul des moments :

a) Moment du au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + vM_1)$$

Avec : $v = 0,2$ et $P_s = 90 \text{ KN}$, $M_1 = 0,1005$, $M_2 = 0,0695$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + vM_2) = 90 \times (0,1005 + 0,2 \times 0,0695) = 10,29 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + vM_1) = 90 \times (0,0695 + 0,2 \times 0,1005) = 8,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1}^s = 10,29 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = 8,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

b) Moment du au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens de L_x :

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$\rho = 0,73 ; v = 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,622 \end{cases}$$

Dans le sens de L_y :

$$M_{y2}^s = \mu_x \times (M_{x2}^s)$$

$$M_{x2}^s = 0,0707 \times 5,85 \times (1,60)^2 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,622 \times 1,05 = 0,65 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_x^s = 10,29 + 1,05 = 11,34 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 8,06 + 0,65 = 8,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Correction des moments :

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx}^s = 0,85M_x^s = 0,85 \times 11,34 = 9,64 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 0,85M_y^s = 0,85 \times 8,71 = 7,40 \text{ KN.m} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_{tx}^s = 9,64 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 7,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax}^s = 0,3 \times 11,34 = 3,40 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^s = 0,3 \times 8,71 = 2,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \underline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \text{Avec : } \underline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque

- 1- La section est rectangulaire
- 2- La nuance d'acier est de FeE400
- 3- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

▪ **Sens X-X :**

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,64 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,047 \longrightarrow \alpha = 0,0602$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{11,428-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,34 \\ \alpha = 0,0602 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,40 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0166 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{4,03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,34 \\ \alpha = 0,0201 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

▪ **Sens Y-Y :**

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,40 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0361 \longrightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{7,68-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,268$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,268 \\ \alpha = 0,0459 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0127 \longrightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,71-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,269$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,269 \\ \alpha = 0,0151 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression de béton.

Remarque :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

H : hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

A_x : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,0937 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} = \frac{3,01}{100 \times 12} = 0,02 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ferraillage du mur voile de la cage d'ascenseur:

Nous avons prévu un mur voile d'épaisseur égale à 20 cm: les armatures sont constituées de deux nappes.

Selon RPA 2003 le pourcentage minimum des armatures et de 0,1% de la section du béton dans les deux sens : $A_{\text{Min}} = 0,001.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2$

Soit: **4T8 / ml = 2,01 cm² / ml**

Conclusion :

Le ferrailage retenue pour la dalle salle machine est le suivant :

- **Sens X-X**
En travée 6HA8 avec $St = (15\text{cm})$

Aux appuis 4HA8 avec $St = (25\text{cm})$
- **Sens Y-Y**
En travée 6HA8 avec $St = (25\text{cm})$

Aux appuis 4HA8 avec $St = (25\text{cm})$

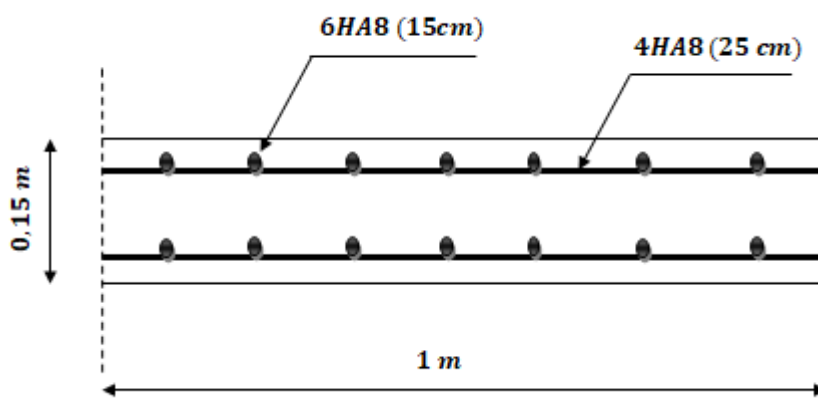


Figure III.D.4 : Ferrailage de la salle machine

III.E) Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4,60m (entre nu d'appuis).

III.E.1) Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4,60\text{m} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10}$$

Donc : $30,66\text{cm} \leq h_t \leq 46\text{cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 40\text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

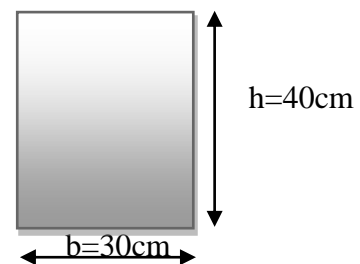
D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30\text{cm}$

c) Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 40 > 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{40}{30} = 1,33\text{cm} < 4\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$



Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$$

III.E.2) Détermination des charges revenant a la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{ KN/ml}$

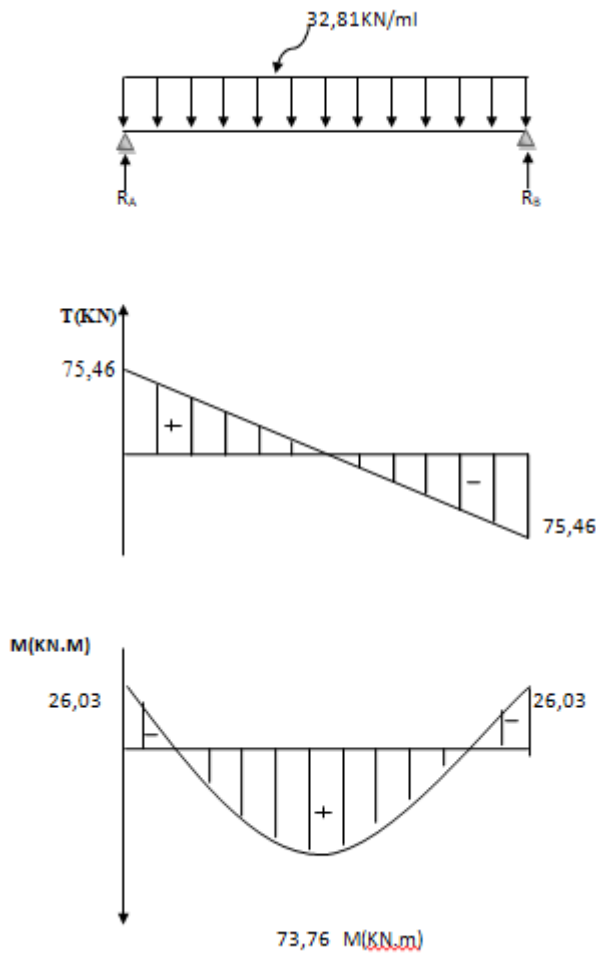


Figure III.E.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

❖ **Calcul des armatures**

➤ Armature principale :

- En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73,76 \times 10^3}{30 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,120$$

$$\mu_b = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{73,76 \times 10^3}{0,936 \times 38 \times 348} = 5,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16 = 6,03cm²**

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,03 \times 10^3}{30 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu_b = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,03 \times 10^3}{0,979 \times 38 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3 HA12 = 3,39 cm²**.

III.E.4. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 75,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{75,46 \times 10}{30 \times 38} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi \quad \tau_{se} = \frac{75,46 \times 10}{0,9 \times 38 \times 3(1,6) \times 3,14} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art. 6.1,23)

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56 \text{ cm} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4L_S$

$$\begin{cases} L_C = 0.4 \times 56 = 22,4\text{cm} \\ L_C = 0.4 \times 42 = 16,8\text{cm} \end{cases}$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,38 \times 0,30 = 684\text{KN}$$

$$T_U^{\max} = 75,46 \text{ KN} < 684 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(75,46 \times 10^3 - \frac{26,03 \times 10^6}{0.9 \times 380} \right) \times 10^{-2} = 0,018\text{cm}^2$$

$$A_a = 3.39\text{cm}^2 > 0,018\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,6 ; 1,14 ; 3 \} = 1,14\text{cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8\text{mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01cm²**. → (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \} = \min \{ 34,2 ; 40\text{cm} \} = 34,2\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{2.01 \times 400}{30 \times 25} = 1,07\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier

- **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1,6 \right\} = 10\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

- **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

III.E.5 Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charges :**

l'ELS : $q_s = G + R_s = 3 + 20,79 = 23,79 \text{ KN/ml}$

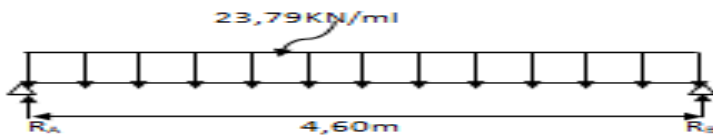


Figure III.E.3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

- a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23,79 \times 4,60}{2} = 54,71 \text{ KN}$$

- b) **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{23,79 \times (4,60)^2}{8} = 62,92 \text{ KN.m}$$

- c) **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23,79 \times 4,60}{2} = 54,71 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 62,92 = -18,87 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 62,92 = 53,48 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

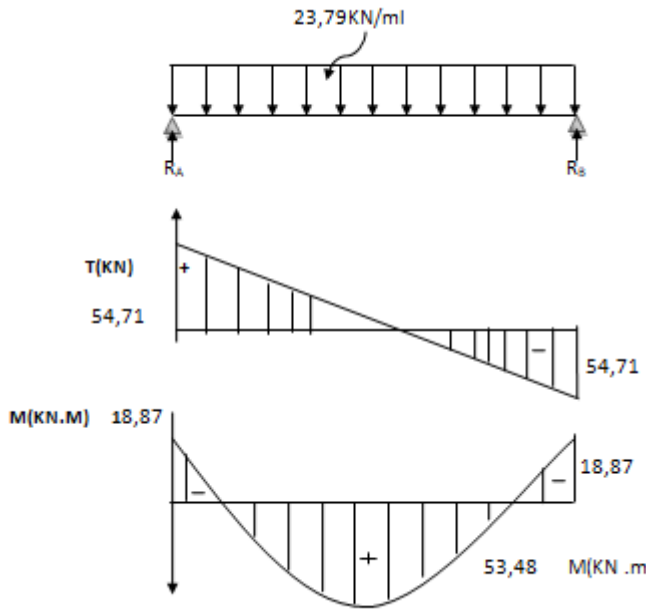


Figure III.E.4 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III.E.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : Ast = 6,03 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 38} = 0,530 \implies \beta_1 = 0,851 \implies K_1 = 18,56$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{53,48 \times 10^3}{0,851 \times 38 \times 6,03} = 274,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{274,26}{18,56} = 14,77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,77 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : Aa = 3,39 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 38} = 0,299 \implies \beta_1 = 0,874 \implies K_1 = 15,12$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{18,87 \times 10^3}{0,874 \times 38 \times 3,39} = 167,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{167,60}{15,12} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,08 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la flèche** (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,086 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{53,48}{10 \times 62,92} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6,03}{30 \times 38} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

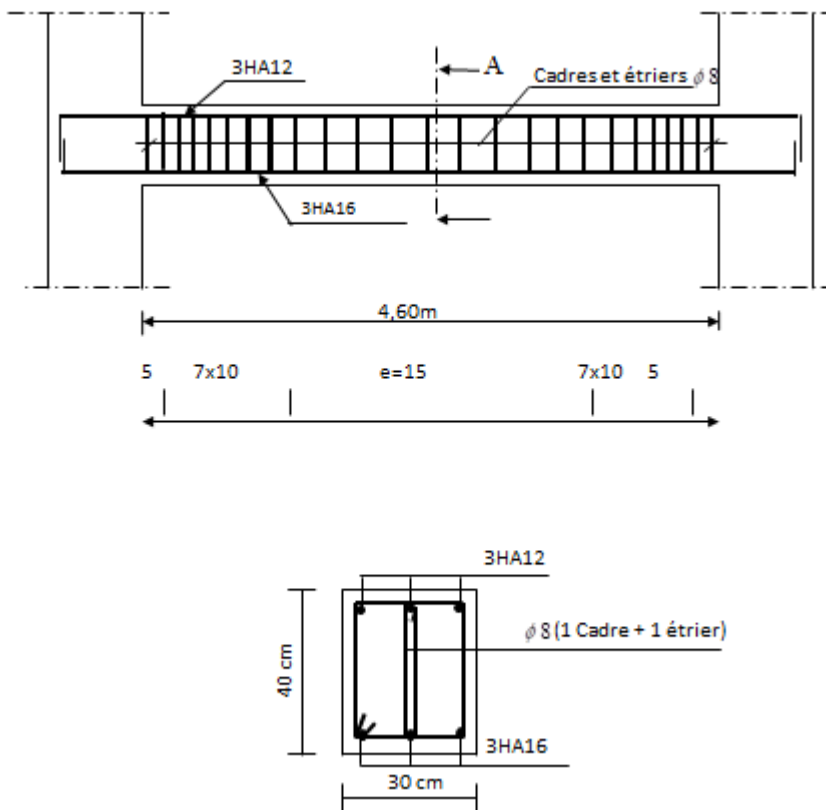


Figure III.E.5 : Ferrailage de la poutre palière

III.F) Étude du balcon :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

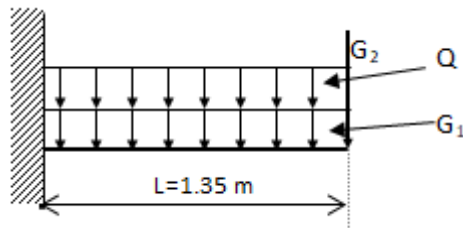


Figure III.F.1 : Schéma statique du balcon

III.F.1) Pré dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

Les balcons à calculer sont à dalle pleine qui a pour dimensions :

Largeur = 1.35 m

Longueur = 4.50 m

III.F.2) Charges et surcharges :

• **Charges permanentes :**

Carrelage (2cm).....	0.02x22=0.44KN/m ²
Chape de mortier (2cm).....	0.02x22=0.44 KN/m ²
Lit de sable (2cm).....	0.02x18=0.36 KN/m ²
Dalle pleine en BA (15cm).....	0.15x25=3.75 KN/m ²
Enduit en ciment (1.5cm).....	0.015x18=0.27 KN/m ²
	G₁=5.26 KN/m²

Le poids du garde corps :	0.9x1=0.9 KN/m²
	G₂=0.9 KN/m²

• **Surcharge d'exploitation :**(uniformément répartie) :

Surcharge d'exploitation de la dalle, donnée par le DTR : Q= 3.5 KN/ml

Surcharge due à la main courante : Q'= 1KN/ml

❖ **Les combinaisons de charges :**

• **Les combinaisons de charges à l'ELU :**

Pour la dalle : $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1 \text{ m} = 1.35(5.26) \times 1 \text{ m} + 1.5(3.5) \times 1 \text{ m} = 12.35 \text{ KN/ml.}$

Pour le garde-corps : $g_u = (1.35G_2) \times 1 \text{ m} = 1.35(0.9) \times 1 \text{ m} = 1.215 \text{ KN/ml.}$

Pour la main courante : $q_{u1} = (1.5Q') = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$

• **Les combinaisons de charges à l'ELS :**

Pour la dalle : $q_s=(G_1+Q) \times 1m= (5.26+3.5) \times 1m=8.76KN/ml$.

Pour le garde-corps : $g_s=G_2 \times 1m=0.9KN/ml$.

Pour la main courante : $q_{sl}= 1KN/ml$

III.F.3) Ferrailage :

❖ **Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

à **ELU** :

a) **le moment flechissant :**

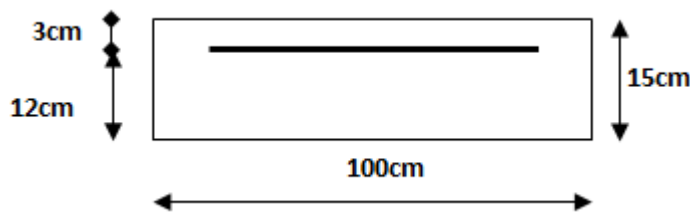
$$M_u = M_{qu} + M_{gu} + M_{qu1}$$

$$M_u = (q_u l^2 / 2) + g_u \times l + q_{u1} \times h = [12.35 \times (1.35)^2 / 2] + [1.215 \times 1.35] + [1.5 \times 1] = 14.39KN.m$$

b) **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u l + g_u = 12.35 \times 1.35 + 1.215 = 17.88KN$$

▪ **Armatures principales :**



$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.39 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A(\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa \text{ Donc : } A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.39 \times 10^4}{0.964 \times 120 \times 348} = 3.57cm^2$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 cm²** avec **St =16 cm**

d) **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69cm^2$$

On adopte : **4HA10 =3,14 cm²** avec **St = 25 cm**

III.F.4) Vérification des efforts :

1) **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1MPa$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45cm^2$$

$$A_u = 6,78m^2 > A_{min} = 1.45cm^2 \dots\dots\dots\text{ok}$$

2) Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1.6$, on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63MPa$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} + M_{qsl}$$

$$M_s = (q_s l^2 / 2) + g_s \times l + q_{sl} \times h = [8.76 \times (1,35)^2 / 2] + [0.9 \times 1.35] + [1 \times 1] = 10.19KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 12} = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.888 \\ K_1 = 29,70 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{10.19 \times 10^6}{0.888 \times 120 \times 678} = 141,04MPa$$

$$\sigma_s = 141,04MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{141,04}{29,70} = 4.74MPa$$

$$\sigma_b = 4.74MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.88.10^3}{10^3.120} = 0,15MPa$$

Ce qui donne $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée).

L'espacement :

- Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min (3h, 33cm) = 33cm.$$

On prend $S_t = 16cm < 33cm$ (condition vérifiée).

• Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On prend $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée).

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On a :

$$\overline{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{17.88 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 226} = 0,73\text{MPa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,60\text{cm}).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \overline{\tau}_{su}$ (condition vérifiée).

e) Vérification de la flèche :

On Doit vérifier que :

$$F < \overline{F} \quad \text{avec :}$$

$$F = F_1 + F_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{135}{250} = 0,54\text{cm}$$

Soit $M_1 = \frac{-q \cdot l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g_u \cdot l$ le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I} \quad f_1: \text{flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad f_2: \text{flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125\text{cm}^4 \quad I: \text{moment d'inertie du balcon.}$$

$$E = 1081,887\text{KN/cm}^2 : \quad E: \text{module de déformation différée du béton.}$$

$$F_1 = \frac{8,76 \cdot 10^{-2} \times (135)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,12\text{cm}$$

$$F_2 = \frac{0,9 \cdot 10^{-2} \times (135)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0002\text{cm}$$

$$F = 0,12 + 0,0002 = 0,1202\text{cm}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est le suivant :

- Les armatures principales
6HA12 Avec $st=(16\text{cm})$
- Les armatures de répartition
4HA10 Avec $st=(25\text{cm})$

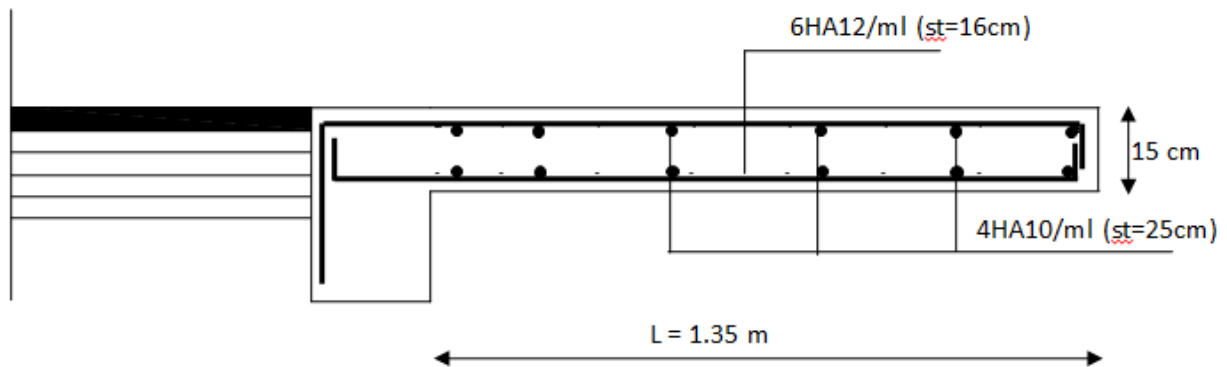


Figure F.2 : Ferrailage du balcon

III.G) Porte à faux :

La porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III.G.1) Dimensionnement :

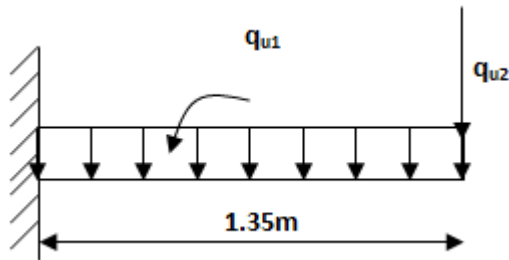


Figure III.G.1 : Schéma statique de la porte à faux

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

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

III.G.2) Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

La dalle :

$$G = 5.74 \text{ KN/m}^2$$

Mur extérieur :

$$G = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

III.G.3) Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

1) **Combinaison des charges :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Dalle: $q_{u1} = [(1.35 \times 5.74 + 1.5 (1.5))] \times 1 = 10 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.91) \times 1 = 9.271 \text{ KN}$

2) Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_{u1} » :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{10 \times 1.5^2}{2} = 11.25 \text{ KN.m}$$

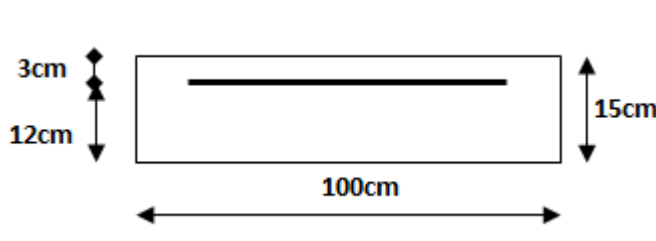
Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 9.271 \times 1.35 = 12.515 \text{ KN.m}$$

Le moment total : Mu = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 23.765 KN.m

III.G.4) Calcul des armatures à ELU :

1) Armatures principales :



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.765 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Par interpolation :

$$\mu = 0.116 \Rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.765 \times 10^5}{0.938 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 6.06 \text{ cm}^2$$

Soit : **6Ø12/ml** → **6.78 cm²/ml** ; avec un espacement : S_t = 16 cm

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4Ø10/ml** → **3.14 cm²/ml** ; S_t = $\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.G.5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2 \Rightarrow A_S = 6.78\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

Effort tranchant :

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

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 10 \times 1.5 + 9.271 = 24.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{24.27 \times 10}{100 \times 12} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence (Art A6.1,3 BAEL 91) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.27 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 226.08} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Armatures principales

$$A_S \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 24.37 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24.27 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 69.77 \text{mm}^2 = 0.7 \text{cm}^2$$

$A_s = 6.78 \text{cm}^2 > 0.7 \text{cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée

e) vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1.5} = 800 \text{KN}$$

$V_u = 24.27 \text{ KN} < 800 \text{KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

f) Ancrage des barres :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm} \end{array} \right.$$

$L_S = 48 \text{ cm}$

$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{cm}$ soit $L_{cr} = 20 \text{cm}$

III.G.6) Vérification à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$**

Dalle : $q_{s1} = 5.74 + 1.5 = 7.24 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.91 = 6.86 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{7.24 \times 1.5^2}{2} = 8.14 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.86 \times 1.35 = 9.26 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 8.14 + 9.26 = 17.4 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

➤ **Acier**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 12} = 0.565$$

Par interpolation :

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,888 \\ K_1 = 29.70 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{17.4 \times 10^5}{0.888 \times 12 \times 678} = 240.838 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

➤ **Béton :**

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29.70} = 0.033$$

$$\sigma_b = 0.033 \times 240.83 = 7.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'ouverture des fissures :**

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

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- i. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- ii. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{18.98}{10(18.98)} = 0.1 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- iii. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{678}{120 \times 1000} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow$ Condition vérifiée

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M₀ : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e: limite élastique des armatures tendue

la section obtenue à l'ELU est justifiée à l'ELS.

Conclusion :

Le ferrailage de la porte à faux est le suivant :

- Armature Principale
6HA12 Avec St=16cm
- Armature de répartition
4HA10 Avec St=25cm

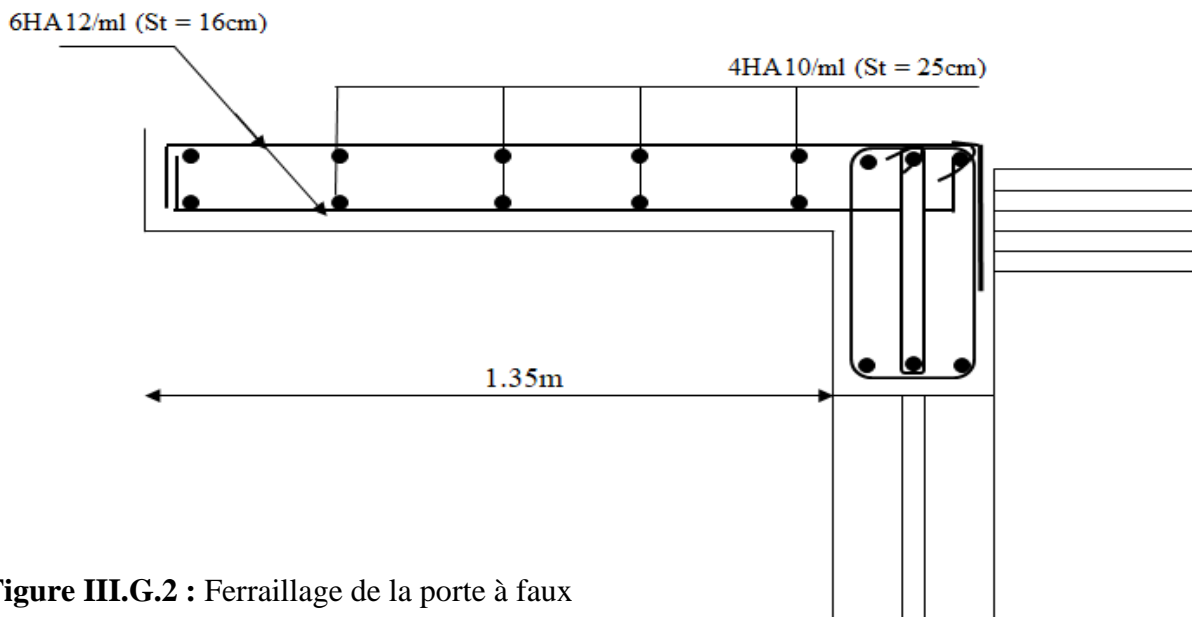


Figure III.G.2 : Ferrailage de la porte à faux

CHAPITRE IV

*MODELISATION ET
MODELISATION ET*

*VERIFICATIONS DES
VERIFICATIONS DES*

*EXIGENCES DE L'RPA
EXIGENCES DE L'RPA*

INTRODUCTION :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de forte sismicité, cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On 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 ; 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 encadrée 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 : $H = 34.68m > 30m$ → 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 :

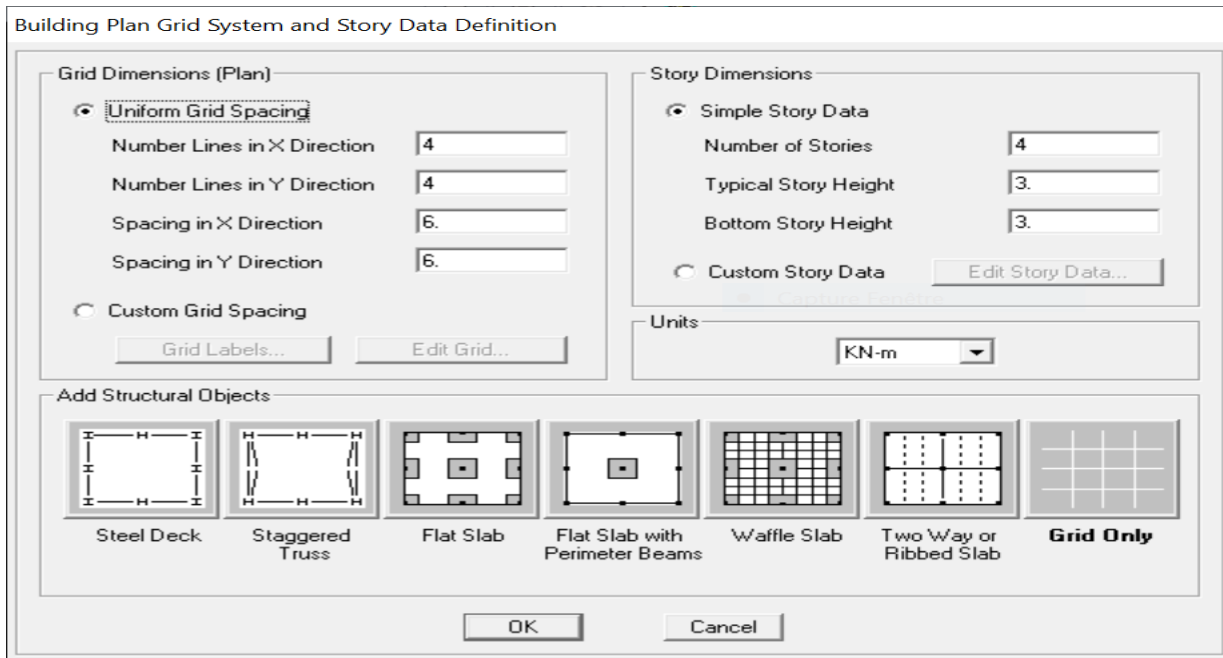
La méthode dynamique modale spectrale a pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3) Modélisation de la structure:

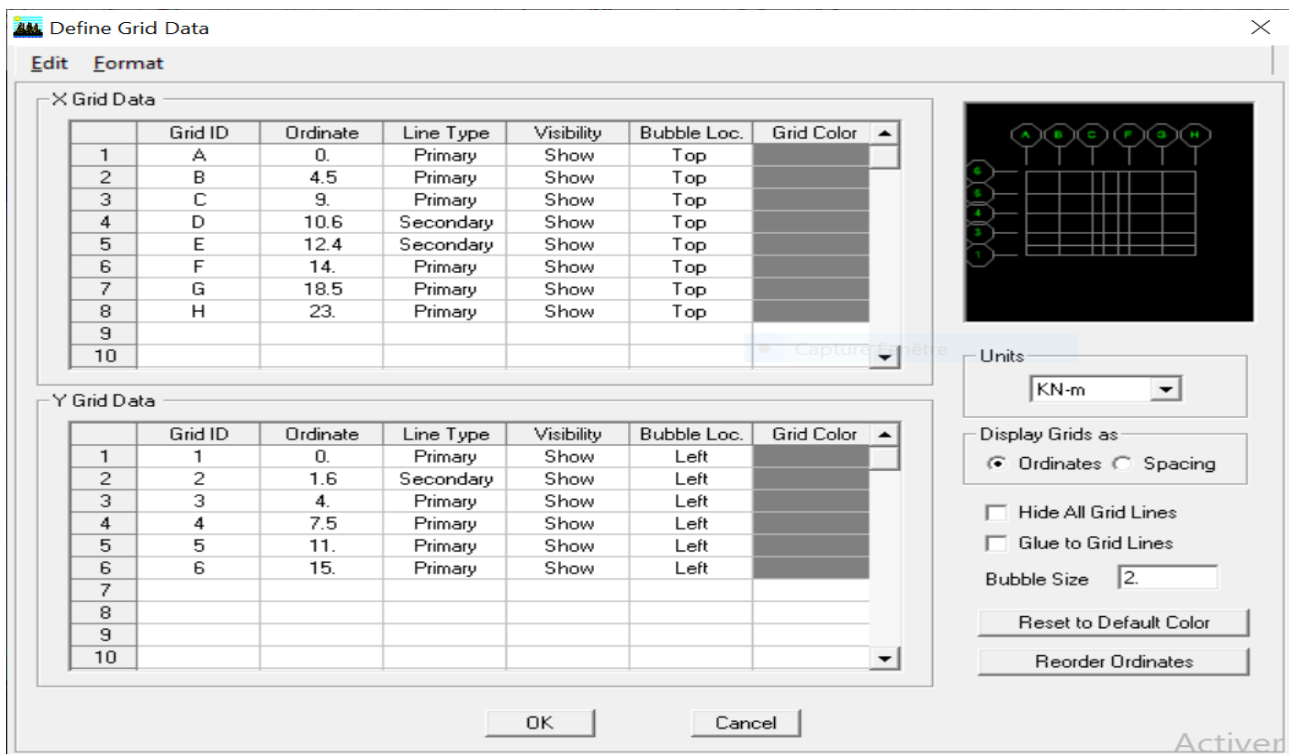
Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS V9.7.0**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+8 étages+SS).

▪ Introduction de la géométrie du modèle :

- Après avoir lancé l'application **ETABS 2009 V9.7.0** 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

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	SMCH	3.06	34.68	No	E6	No	0.
11	TERRASSE	3.06	31.62	No	E6	No	0.
10	E7	3.06	28.56	No	E6	No	0.
9	E6	3.06	25.5	Yes		No	0.
8	E5	3.06	22.44	No	E3	No	0.
7	E4	3.06	19.38	No	E3	No	0.
6	E3	3.06	16.32	Yes		No	0.
5	E2	3.06	13.26	No	RDC	No	0.
4	E1	3.06	10.2	No	RDC	No	0.
3	RDC	4.08	7.14	Yes		No	0.
2	SS	3.06	3.06	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

▪ **Définition des propriétés des matériaux:**

- On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

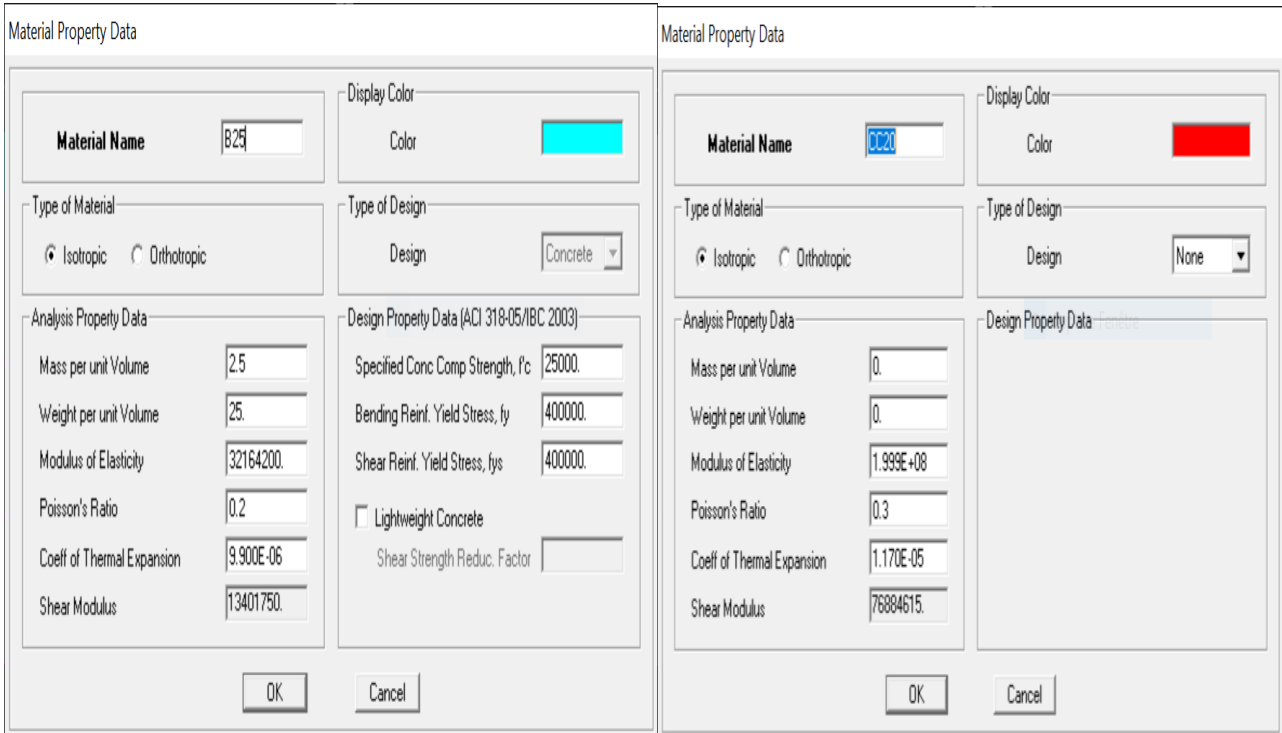
Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

Le béton :

- **Masse per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m³**
- **Weight per unit volume** (poids volumique béton): **25 KN/m³**
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m²**
- **Poisson's ratio** (Module de Poisson): **0,2**

Acier :

- **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m²**



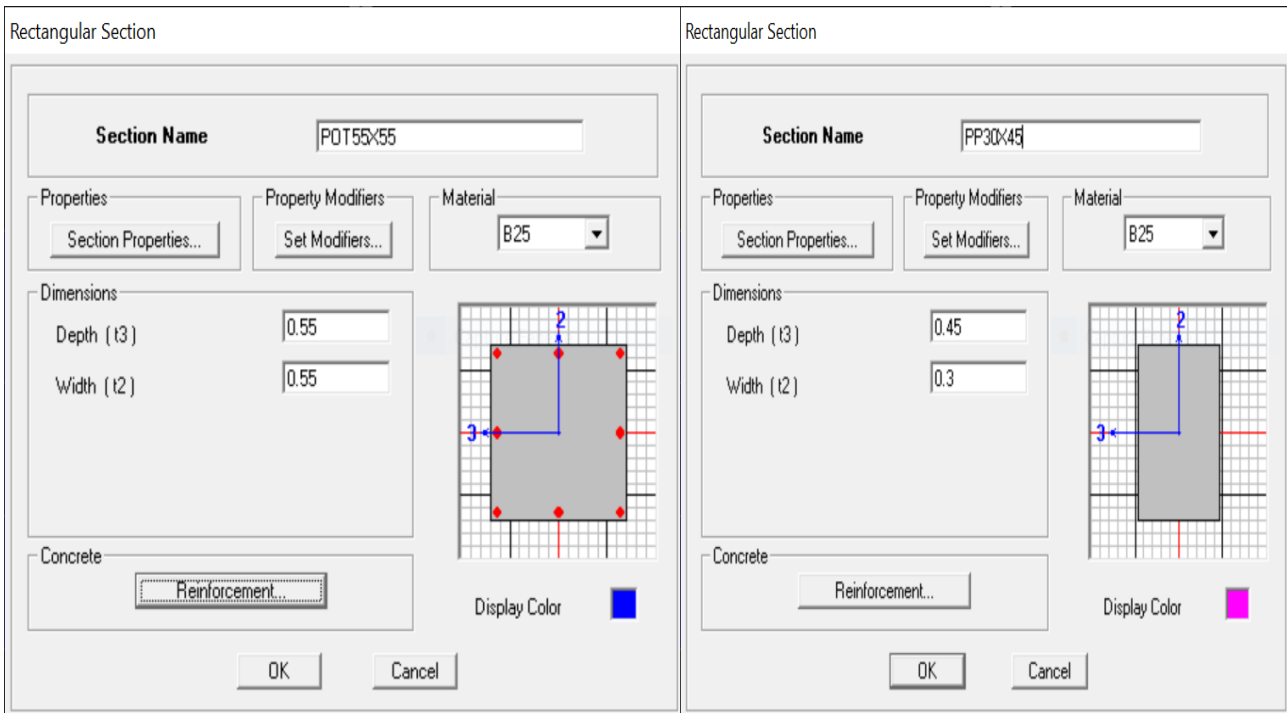
■ **Définition des propriétés géométriques des éléments :**

- **Poteaux et poutre : Define/ Section properties / 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

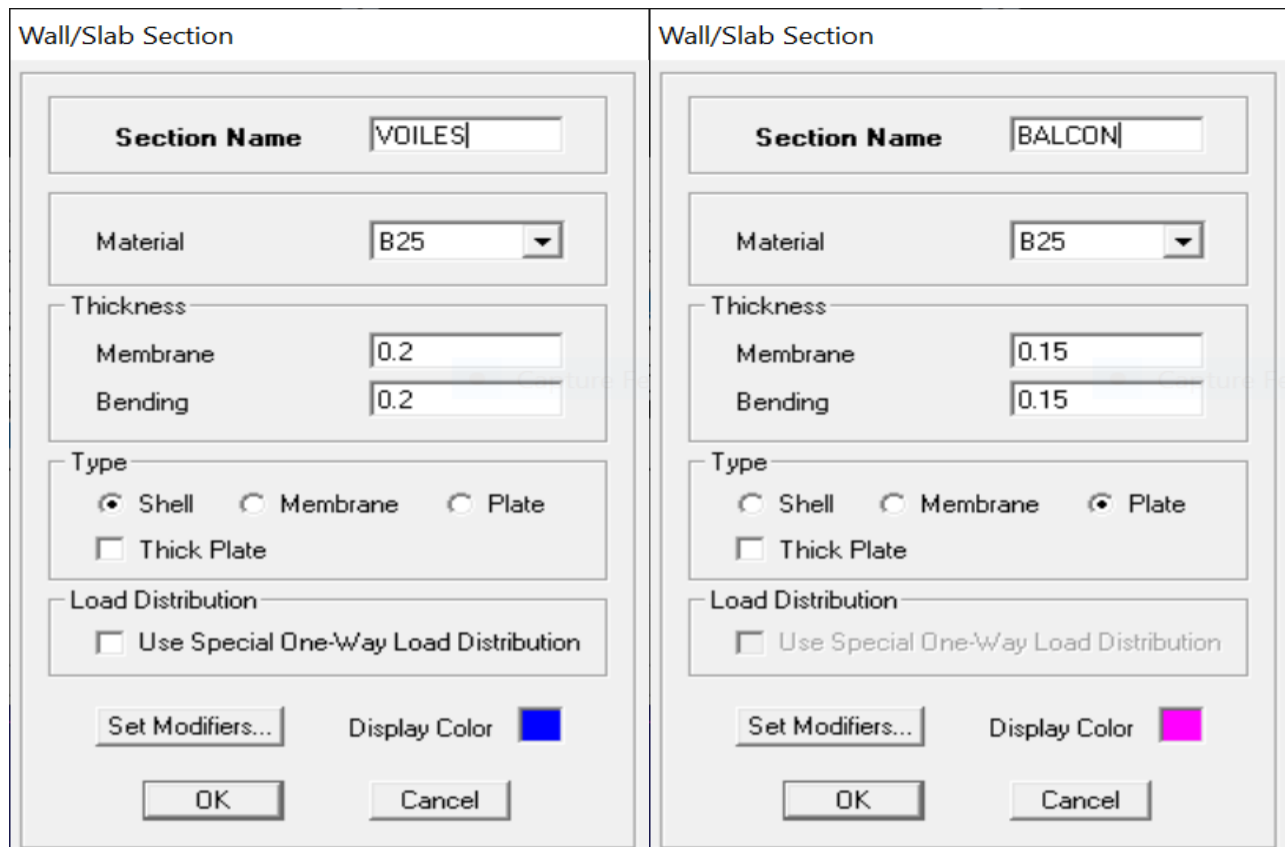


Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres.

- **Plancher, dalle pleine, voile : Define / Section propriétés / Wall section /Slab section.**

Avec : **Deck** (plancher) ; **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein).

- **Modify/Show section** et on apporte les modifications pour chaque élément



▪ **Définition des charges appliquées à la structure :**

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

✓ **Charges statiques (G et Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d’exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define / Load Cases**.

❖ **Charges permanentes :**

Load Name : G (Nom de la charge).

Type : DEAD (permanente).

Self weight multiplier : **1**

Remarque : On introduisant la valeur 1 dans la case **Self weight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente.

❖ **Surcharge d’exploitation :**

Load Name : Q (Nom de la charge).

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier : 0

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load..

Delete Load

OK

Cancel

✓ **Charge dynamique (E) :**

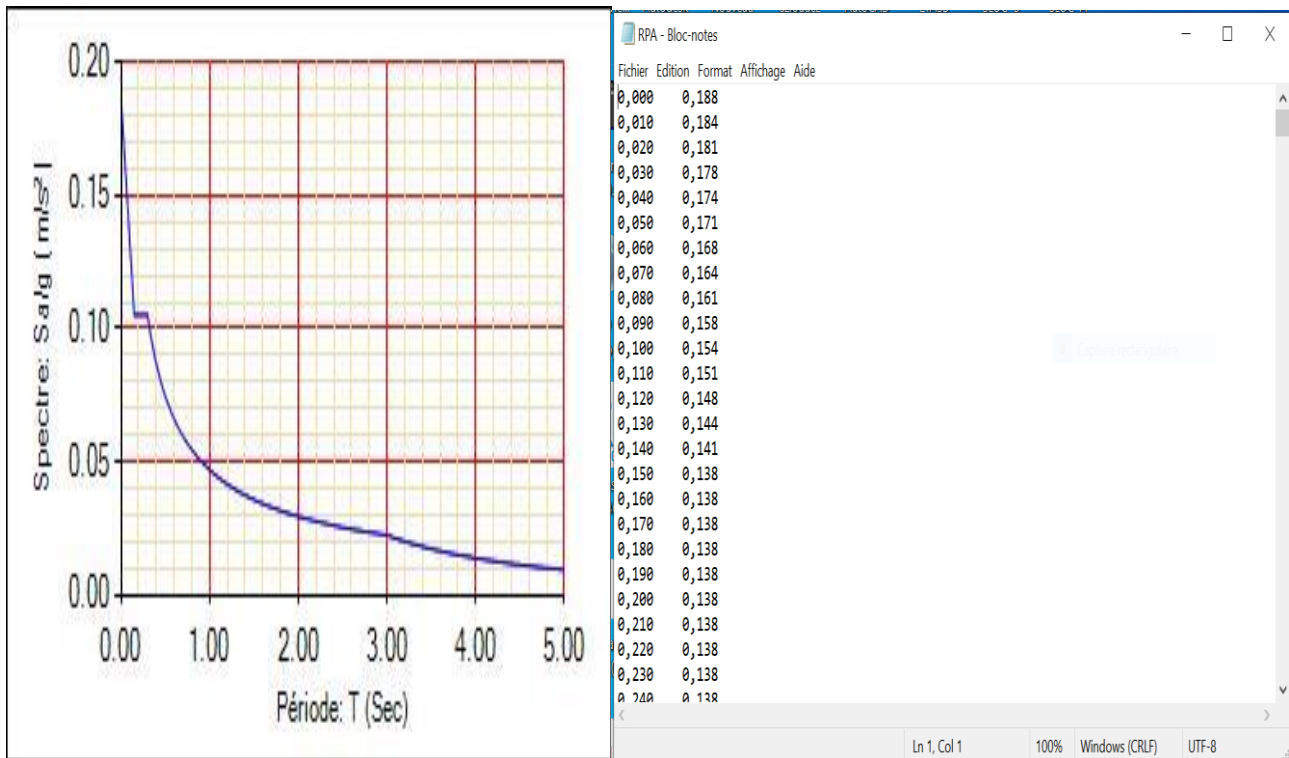
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique)**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée 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 : IIa**
- **Groupe d'usage : 2**
- **Coeff comportement : 5** (structure mixte portique/voile avec interaction)
- **Site : S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité(Q) : 1.2**
- **Amortissement : 10%**

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum From File

Function Name (nom de spectre): **RPAX**.

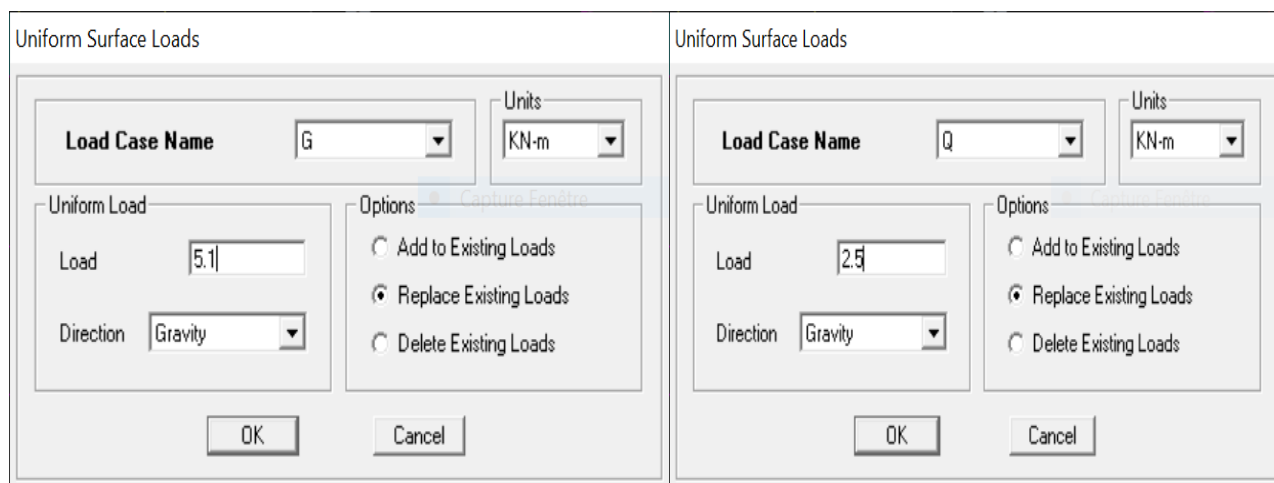
- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Load cases → Response Spectrum Cases → Add New case

▪ **Affectation des charges aux plancher :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign → shell load → uniforme load



Dans la case **Load Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

▪ **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons des états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison poids : $G + \beta Q = : G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération avec $\rightarrow \beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA [2]

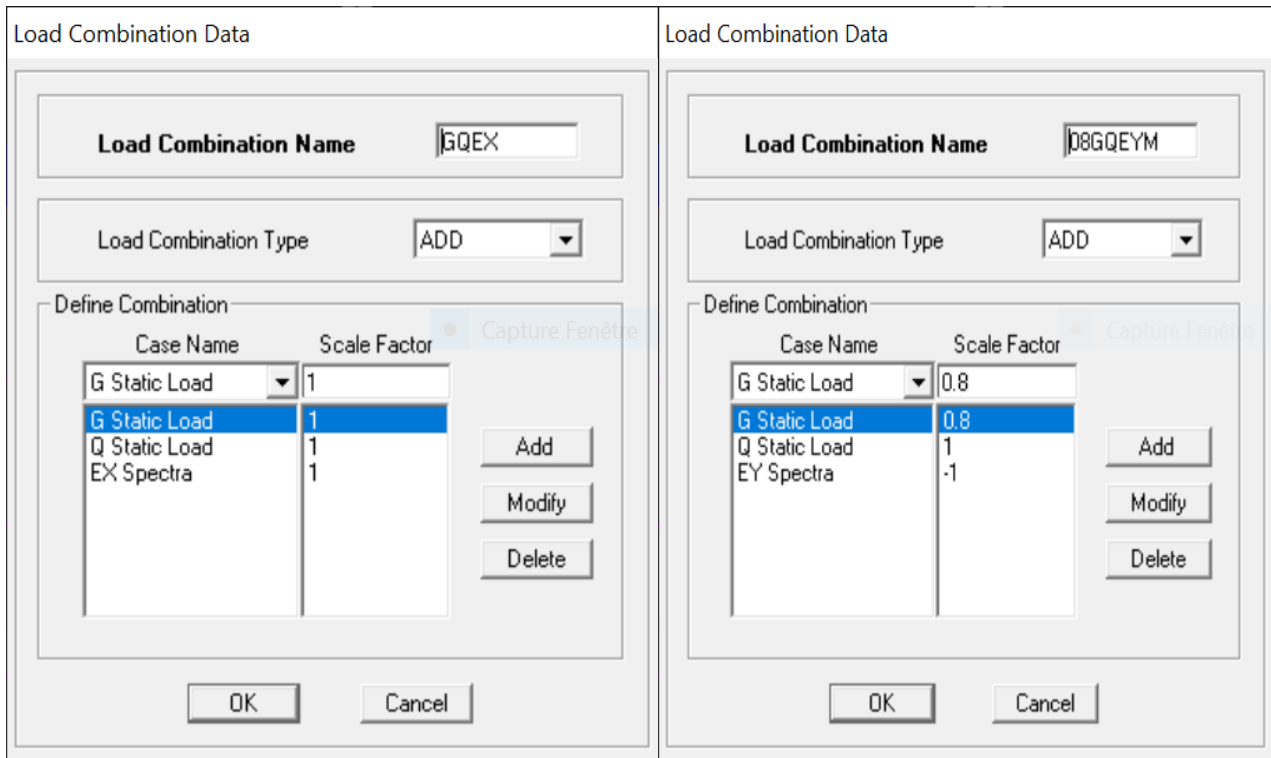
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combination → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

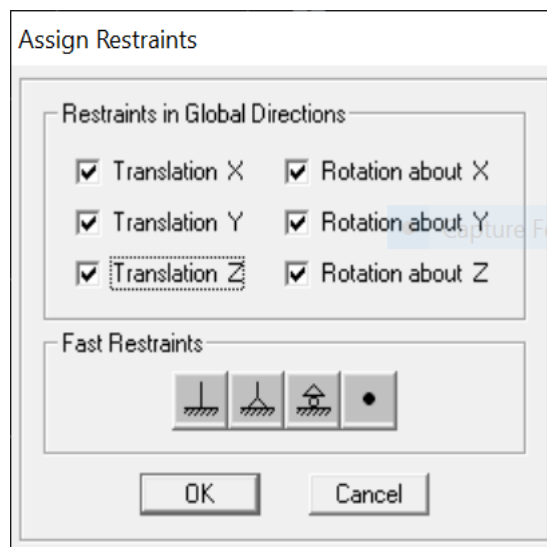
▪ **Conditions aux appuis :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

• **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans 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 β (**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 maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne 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**.

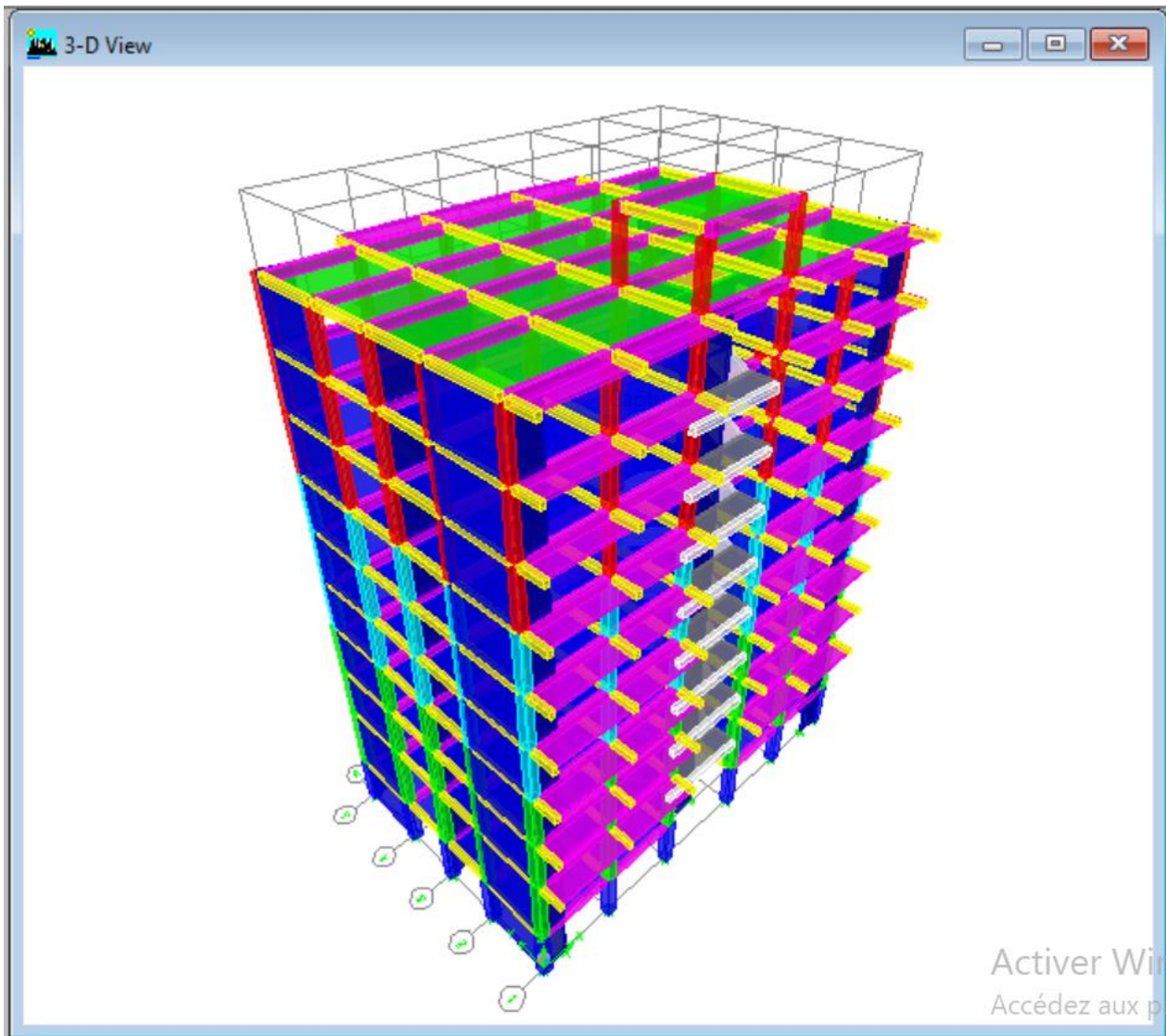


Figure IV.1 Modèle 3D de la structure

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 , 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 à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant 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.

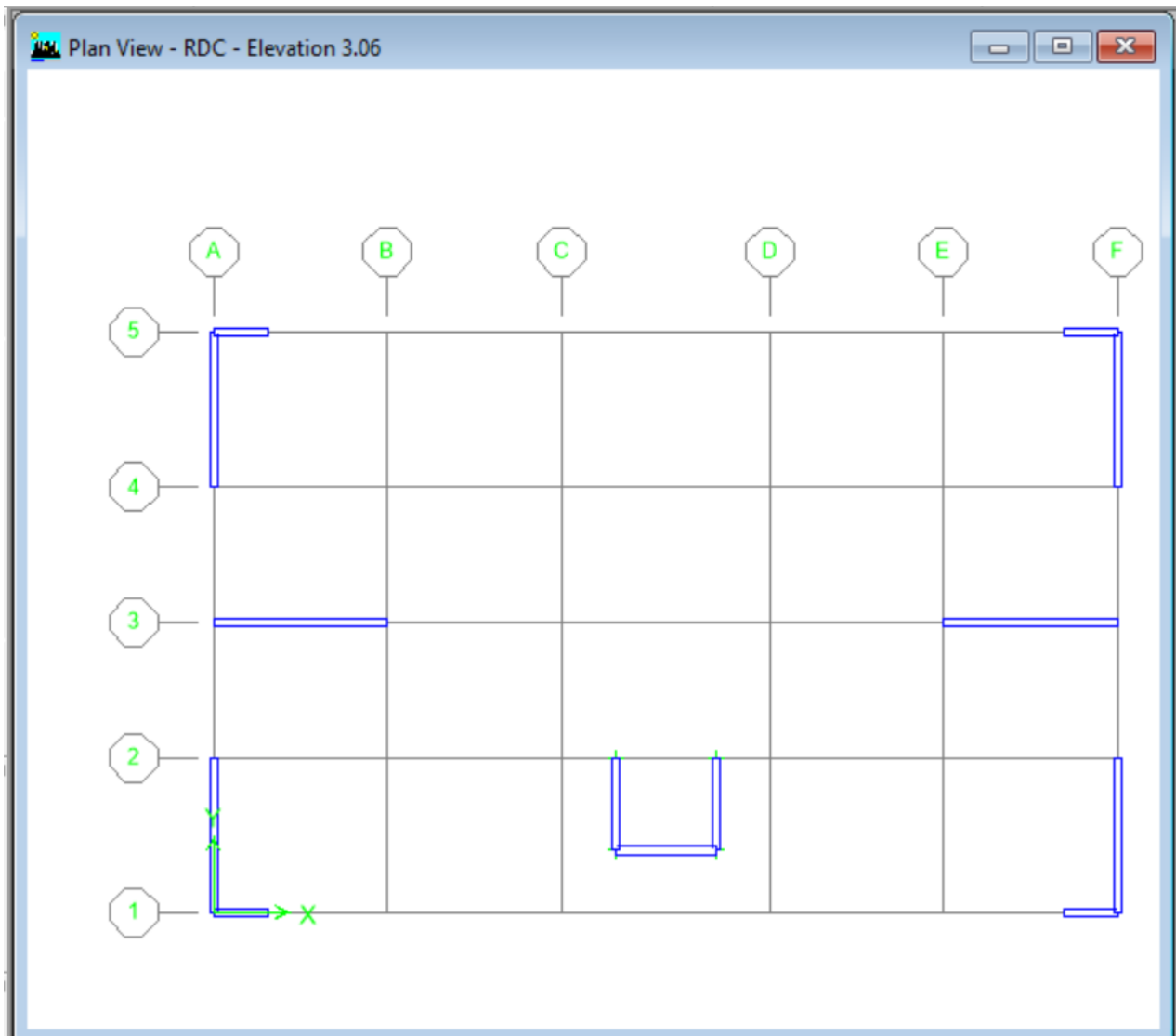


Figure IV.2 Disposition des voiles adoptée

Cette disposition a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre avantageusement aux conditions du RPA99 /2003.

On obtient les résultats comme suit: **Display / show tables /Result/ Modal result/ Modal participating mass ratios**

	A	B	C	D	E	F	G
1	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
2	1	0.714908	0.1017	67.5563	0.1017	67.5563	0.0011
3	2	0.684757	66.1828	0.0956	66.2844	67.6519	3.7367
4	3	0.526219	3.9304	0.0013	70.2148	67.6533	64.3868
5	4	0.175205	16.6205	0.002	86.8353	67.6553	0.2777
6	5	0.162403	0.0017	16.2496	86.8369	83.9049	0
7	6	0.133867	0.0004	3.2647	86.8374	87.1696	0.0007
8	7	0.125427	0.0006	0.0004	86.838	87.17	10.4149
9	8	0.119292	0.0656	0	86.9036	87.17	0.6457
10	9	0.112845	0.8043	0.0003	87.7079	87.1703	7.9282
11	10	0.076869	5.4117	0.0003	93.1195	87.1706	0.1465
12	11	0.066135	0.0006	6.0705	93.1201	93.241	0.0003
13	12	0.051375	0.0839	0.0003	93.204	93.2413	5.9798
14							
15							

Figure IV.3 : périodes et participations massiques

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 10^{ème} mode suivant **x** et à partir du 11^{ème} mode suivant **y**:

- Sens-x : 93.11 %.
- Sens-y : 93.24 %.

✚ Justification de l'interaction voiles portiques :

On déduit 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** reprises par les **voiles** et les **portiques**.

Les efforts revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **G**

Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

- En désélectionnant la case **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 :

The screenshot shows a software dialog box titled "Section Cut Stresses & Forces". It contains the following sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**

	X	Y
Start Point	17.8072	0
End Point	-3.896	0
- Resultant Force Location and Angle:**

	X	Y	Z	Angle
	6.9556	2.0243	0.	179.2335

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1.384E-10	5.725E-12	-59176.97	0.	0.	0.
Moment	318055.91	-276531.36	0.0768	0.	0.	0.

Buttons: Close, Refresh

▪ **Charges verticales reprise par les voiles**

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following settings and results:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**
 - Start Point: X=17.8072, Y=0
 - End Point: X=-3.896, Y=0
- Resultant Force Location and Angle:**
 - X: 6.9556, Y: 2.0243, Z: 0, Angle: 179.2335
 - Include: Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1.0459	2.4834	-20188.828	0.	0.	0.
Moment	82126.697	-94842.99	6.3016	0.	0.	0.

- Charges verticales reprises par les voiles = **34,11%**
- Charges verticales reprises par les portiques = **65,89%**

SENS XX

▪ **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques à la base :**

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following settings and results:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**
 - Start Point: X=27.8867, Y=0
 - End Point: X=-4.0512, Y=0
- Resultant Force Location and Angle:**
 - X: 11.9178, Y: 1.5525, Z: 0, Angle: 178.8282
 - Include: Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2679.8617	62.6237	1.071E-10	0.	0.	0.
Moment	1375.3144	59672.206	23405.2394	0.	0.	0.

▪ **Charges horizontales reprise par les voiles :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.2172	1.5162
End Point	-2.3091	1.734

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.9541	1.6251	0.	179.5626

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2266.2185	36.8084	173.6834	2266.2185	36.8084	173.6834
Moment	727.8191	28062.8341	19968.717	727.9508	28069.0375	19968.7612

Buttons: Close, Refresh

- Charges horizontales reprises par les voiles = **84.56%**
- Charges horizontales reprises par les portiques = **15.43%**

SENS YY

▪ **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques à la base :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.5733	0
End Point	17.9524	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.1896	1.6251	0.	1.4906

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	86.3742	2644.9797	9.995E-11
Moment	0.	0.	0.	59317.717	2001.8893	13443.0084

Buttons: Close, Refresh

▪ **Charges horizontales reprises par les voiles :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18.1701	1.6614
End Point	-3.9686	1.3711

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.1008	1.5162	0.	180.7514

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	58.0044	2371.4539	531.7657	58.0044	2371.4539	531.7657
Moment	32173.505	1857.1786	14707.6903	32179.266	1857.0982	14707.705

Buttons: Close, Refresh

- Charges horizontales reprises par les voiles = **69.65%**
- Charges horizontales reprises par les portiques = **30.55%**

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système de contreventement mixte avec interaction portiques-voiles**, selon l'article 3.4 **RPA99/Ver2003**

Remarque :

Système → **R = 5**

Pour les systèmes de ce type contreventement, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage, cela 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 résister à au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003}) [2]$$

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
2026.89	0,55	0,268	Vérifié
1633.62	0,50	0,261	Vérifié
1075.09	0,45	0,212	Vérifié
532.31	0,40	0,133	Vérifié

Tableau IV.1 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Les nouvelles sections des poteaux :

- Poteaux Sous-sol : (55x55) cm².
- Poteaux RDC, 1er et 2ème étages : (50x50) cm².
- Poteaux 3ème 4ème et 5ème étages : (45x45) cm².
- Poteaux 6ème, 7ème, 8ème et 9ème étages : (40x40) cm².

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

- Si : $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4-1 RPA 99**).

Groupe d'usage : 2
Zone IIa } $A = 0.15$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement $R = 5$

W_t : poids total de la structure. $\longrightarrow W = 40324.066 \text{ KN}$

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**)

$T_2 = 0.5s$ (**S3 : site meuble**).

$T = 0,714s$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Équation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**)

$\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0,763$

D'où :

$$D = 1,504$$

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 : $Q=1+\Sigma Pq$

Critères q	Observé/non	pq
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 : critères du facteur de qualité.

$$Q = 1,20$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,504 \times 1,20}{5} \times 40324.066$$

$$V = 2183.306 \text{ KN}$$

Sens	VMSE (KN)	0.8VMSE(KN)	Vt(KN)	Observation
XX	2183.306	1764.645	2994.36	vérifié
YY			2948.64	vérifié

Tableau IV.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 égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X X:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
9	0,0470	3.5	0.018	-0.0001	0,0306	Vérifié
8	0,0434	3.5	0.0181	0.0019	0,0306	Vérifié
7	0,0392	3.5	0.0162	0.0021	0,0306	Vérifié
6	0,0346	3.5	0.0141	0.0021	0,0306	Vérifié
5	0,0296	3.5	0.012	0.0021	0,0306	Vérifié
4	0,0246	3.5	0.0099	0.0022	0,0306	Vérifié
3	0,0195	3.5	0.0077	0.002	0,0306	Vérifié
2	0,0145	3.5	0.0057	0.0019	0,0306	Vérifié
1	0,0097	3.5	0.0038	0.0017	0,0306	Vérifié
RDC	0,0054	3.5	0.0021	0.0016	0,0306	Vérifié
Sous-sol	0,0019	3.5	0.0005	0.0005	0,0408	Vérifié

Tableau IV.4 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)

Sens YY :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
9	0,0419	3.5	0.0177	0.0025	0,0306	Vérifié
8	0,0382	3.5	0.0152	0.0025	0,0306	Vérifié
7	0,0341	3.5	0.0127	0.0025	0,0306	Vérifié
6	0,0297	3.5	0.0102	0.0024	0,0306	Vérifié
5	0,0251	3.5	0.0078	0.0022	0,0306	Vérifié
4	0,0205	3.5	0.0056	0.002	0,0306	Vérifié
3	0,016	3.5	0.0036	0.0017	0,0306	Vérifié
2	0,0118	3.5	0.0019	0.0014	0,0306	Vérifié
1	0,0077	3.5	0.0005	0.0005	0,0306	Vérifié
RDC	0,0042	3.5	0.0177	0.0025	0,0306	Vérifié
Sous-sol	0,0014	3.5	0.0152	0.0025	0,0408	Vérifié

Tableau IV.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 tous 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 $0.1 < \theta_k < 0.2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à : $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h _k (m)	Sens X			Sens Y		
			V _k (Kn)	Δ _k (m)	θ _k	V _k (Kn)	Δ _k (m)	θ _k
9	224.95	3.06	51.94	-0.0001	-0.0001	85	0.0025	0.0021
8	4087.82	3.06	654.23	0.0019	0.0038	673.85	0.0025	0.0049
7	7824.69	3.06	1168.72	0.0021	0.0045	1184	0.0025	0.0054
6	11561.55	3.06	1573.1	0.0021	0.005	1580.56	0.0024	0.0057
5	15395.96	3.06	1913.85	0.0021	0.0055	1914.37	0.0022	0.0058
4	19230.36	3.06	2210.64	0.0022	0.0062	2203.95	0.002	0.0057
3	23064.76	3.06	2458.05	0.002	0.0061	2441.2	0.0017	0.0052
2	27008.18	3.06	2661.52	0.0019	0.0063	2632.36	0.0014	0.0047
1	30951.59	3.06	2828.04	0.0017	0.006	2788.43	0.0005	0.0018
RDC	35284.09	3.06	2955.54	0.0016	0.0062	2910.04	0.0025	0.0099
Sous-sol	38977.9	4.08	2994.36	0.0005	0.0016	2948.64	0.0025	0.0081

Tableau IV.6 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

θ_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 = 4.5m

̄f : Flèche admissible

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ joint displacement** pour extraire les déplacements.

Niveau	f (m)	̄f (m)	Observation
8	-0.023	0.0225 m	Vérifié
7	-0.0052		Vérifié
6	-0.0047		Vérifié
5	-0.0015		Vérifié
4	-0.0014		Vérifié
3	-0.0013		Vérifié
2	-0.0011		Vérifié
1	-0.001		Vérifié
RDC	-0.008		Vérifié
Sous-sol	-0.006		Vérifié

Tableau IV.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 ferrailer notre structure.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS
ΕΚΒΑΙΤΤΑΓΕ ΔΕΣ ΕΓΕΜΕΝΙΣ

CONSTRUCTIFS
CONΣΤΡΟΚΤΙΕΣ

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-poutre) et les voiles, Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles 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

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 \text{ révisé } 2003
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

<i>Situation :</i>	Fe (MPa)	fc28 (Mpa)	γ_b	γ_s	f _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Durable</i>	400	25	1.5	1.15	14.2	348
<i>Accidentelle</i>	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau V. 1. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les calculs se font 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 l'effort normal correspondant.

M_x: moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y: moment du poteau dans le sens transversal

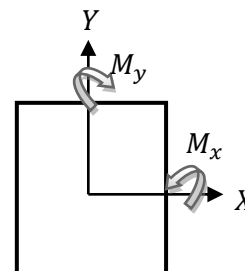
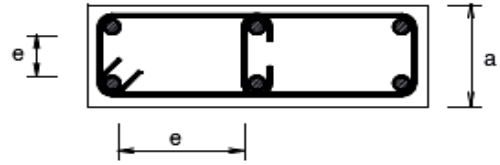


Figure V.1.1 : Les moments dans les poteaux

V.1.1) Recommandation du RPA 2003

❖ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.



- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

▪ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa) :

poteaux (55x55) cm2: $A_{min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$

poteaux (50 x 50): $A_{min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

poteaux (45 x 45): $A_{min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

poteaux (40 x 40): $A_{min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

▪ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement (zone IIa) :

➤ **Zone courante :**

poteaux (55x55): $A_{min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

poteaux (50 x 50): $A_{min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

poteaux (45 x 45): $A_{min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

poteaux (40 x 40): $A_{min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :**

poteaux (55x55): $A_{min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$

poteaux (50 x 50): $A_{min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

poteaux (45 x 45): $A_{min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

poteaux (40 x 40): $A_{min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t: hauteur total de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique des armatures transversales ; f_e = 400 [MPa].

A_t: Armatures transversales.

ρ: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec∅: diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en% est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

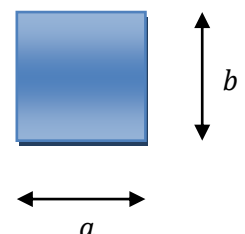
Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ∅ minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f: longueur de flambement du poteau.



V.1.2) Calcul du ferraillage à L'ELU :

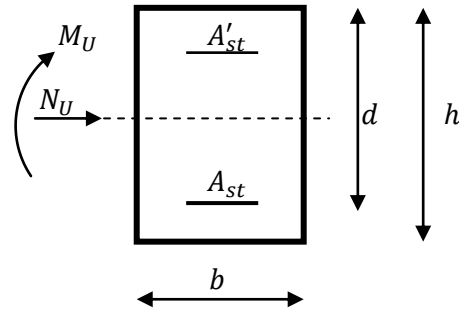
❖ **Les armatures longitudinales :**

▪ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↳ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↳ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



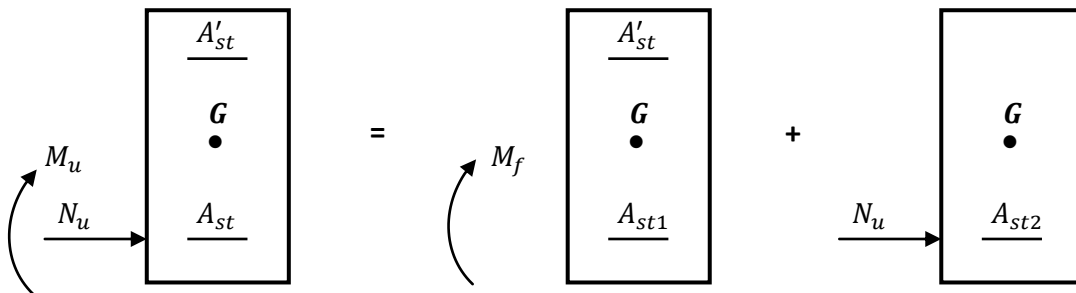
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \text{ la section est simplement armée (SSA)} \quad \beta \Rightarrow$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

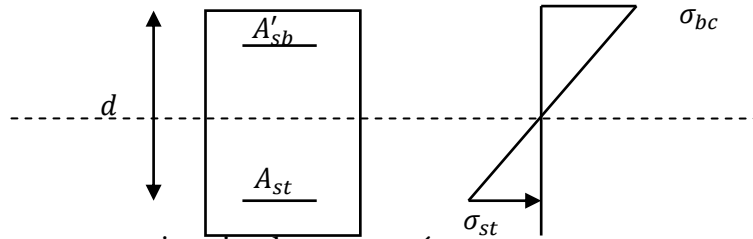
Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

- Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies 0$; $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

- Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

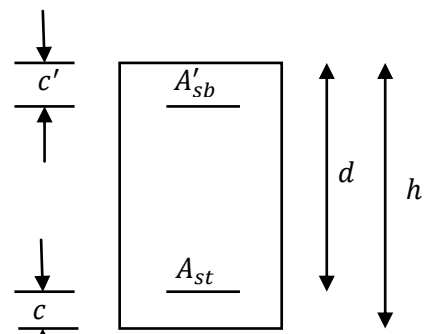
$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

- Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier



Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « SOCOTEC».Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Situation	Section b×h (Cm ²)	Obs.
SS	$N_{max}=-2273.69$	$M_{cor}=-4.782$	ELU	55x55	SEC
	$N_{min}=-1130.85$	$M_{cor}=-8.296$	08GEY		SEC
	$N_{cor}=-1376.94$	$M_{max}=56.479$	GQEX		SEC
Étages RDC 1, 2	$N_{max}=-2109.78$	$M_{cor}=-9.064$	ELU	50x50	SEC
	$N_{min}=-794.21$	$M_{cor}=-5.615$	0.8GEY		SEC
	$N_{cor}=-473.33$	$M_{max}=-105.87$	GQEX		SPC
Étages 3, 4, 5	$N_{max}=-1380.86$	$M_{cor}=-30.866$	ELU	45X45	SEC
	$N_{min}=228.81$	$M_{cor}=-4.425$	0.8GEY		SEC
	$N_{cor}=-271.16$	$M_{max}=113.163$	GQEX		SPC
Étages 6,7, 8,9	$N_{max}=-686.59$	$M_{cor}=-29.336$	ELU	40x40	SEC
	$N_{min}=26.36$	$M_{cor}=-1.779$	0.8GEX		SEC
	$N_{cor}=-73.02$	$M_{max}=102.1$	GQEX		SPC

Tableau V.1.2 : les efforts nécessaires pour le ferrailage des poteaux

Niveaux	A_s' (Cm ²)	A_s (Cm ²)	A_s^{max} (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	A_{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
SS	0	0	0	24,2	25.12	4HA20 + 4HA20
	0	0				
	0	0				
Étages RDC 1, 2	0	0	0	20	20.60	4HA20 + 4HA16
	0	0				
	0	0				
Étages 3, 4, 5	0	0	3.65	16.2	20.60	4HA20+ 4HA16
	2.58	3.14				
	0	3.65				
Étages 6,7, 8,9	0	0	6.34	12,8	14.19	4HA14+ 4HA16
	0.2	0.46				
	0	6.34				

Tableau V.1.3 : Ferraillage des poteaux

❖ **Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans

Perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a) **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{25}{3} = 8,33\text{mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

b) Espacements des armatures transversales: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99) :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est Fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l = 20 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $\Phi_L = 14 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

c) La quantité d'armatures transversales minimale :

Calcul de λ_g et de $A_{t \min}$:

▪ **Poteaux (55x55) :**

Sous-sol:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.55} = 3,895 > \longrightarrow \lambda_g > 3 \quad \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.58\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.0058 \times 55 \times 10 = 4.78 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.0058 \times 55 \times 20 = 6.38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **RDC, 1^{er} et 2^{eme} (50 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 4,08}{0.5} = 5,71 \lambda_g > 5 \frac{A_t}{b \times S_t} \Rightarrow 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 50 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 4.765 > \lambda_g > 3 \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.74\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.0074 \times 45 \times 15 = 5 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.0074 \times 45 \times 20 = 6.66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **6^{eme}, 7^{eme}, 8^e (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.35 \lambda_g > 5 \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Conclusion : les armatures transversales de tous les poteaux seront composées de 2 cadres $\Phi 8$

V.1.3) Vérification à l'ELU :

❖ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à Haute Adhérence.

-Pour les **HA12** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$

-Pour les **HA14** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$

-Pour les **HA16** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$

-Pour les **HA20** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm}$

❖ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA14** : $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** : $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les **HA20** : $\longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

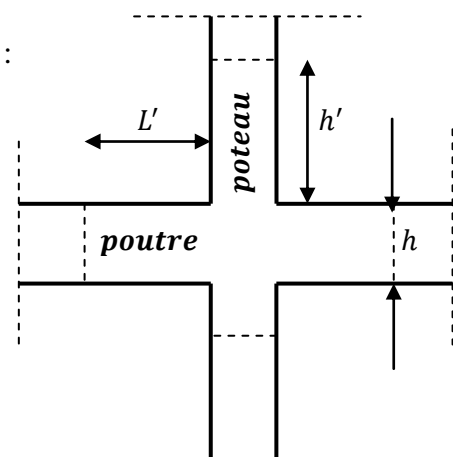
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68, 40, 40, 60 \} \text{ cm}$$

b_1 et h_1 : Dimension du poteau

h_e : Hauteur d'étage.

On aura : $h' = 68 \text{ cm}$



❖ **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:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \implies \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

• **Poteaux (55x55) :**

$$\tau_b = \frac{62,95 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,42 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{54,76 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,48 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{53,23 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,65 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{53,23 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,65 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ MPa}$$

V.1.4) Vérifications à l'ELS :

a) **Vérification des contraintes :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

↪ **L'état limite d'ouverture des fissures :** Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

↪ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies$ section entièrement comprimée.

↪ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{\text{sup}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure.} \\ \text{➤ } \sigma_{\text{inf}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure.} \end{aligned}$$

Remarque :

- Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
- on vérifie que : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies$ section partiellement comprimée.

↳ **Vérification d'une section partiellement comprimée :** Pour calculer la contrainte du béton, on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression CP .

l_c : la distance entre le centre de pression CP et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$ et $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$, $= \sqrt[3]{t}$, $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

- Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right), \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right), \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

avec : $a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right)$, $a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h, \text{ donc } : y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

Niveaux	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	Obs
SS	Nmax= -445.23	Mcor= 1.525	SEC
	Nmin= -1642.71	Mcor= -3.432	SEC
	Ncor= -474.23	Mmax= 20.266	SEC
Étages RDC ; 1, 2	Nmax= -275.29	Mcor= 1.31	SEC
	Nmin= -1523.98	Mcor= -6.521	SEC
	Ncor= -1342.24	Mmax= -31.283	SPC
Étages 3, 4,5	Nmax= -1280.04	Mcor= 21.353	SEC
	Nmin= -997.4	Mcor= -21.833	SPC
	Ncor= -395.84	Mmax= 34.312	SEC
Étages 6, 7, 8,9	Nmax= -10.22	Mcor= 1.25	SPC
	Nmin= -496.07	Mcor= -20.723	SEC
	Ncor= -98.85	Mmax= 38.113	SPC

Tableau V.1.4: Les résultats de calculs à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Niveaux	σ_{stsup} [Mpa]	σ_{stinf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	σ_{bcsup} [Mpa]	σ_{bcinf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
SS	20.2	19.1	348	1.35	1.27	15	vérifiée
	73.7	71.1		4.92	4.73		vérifiée
	28.4	13.4		1.96	0.83		vérifiée
Étages RDC ; 1, 2	15.30	14.1	348	1.03	0.93	15	vérifiée
	84.6	78.2		5.67	5.18		vérifiée
	87.1	56.3		5.94	3.61		vérifiée
Étages 3, 4,5	23.3	10.8	348	1.73	0	15	vérifiée
	78	50.2		5.34	3.2		vérifiée
	47.3	3.58		3.38	0.01		vérifiée
Étages 6, 7, 8,9	2.09	0.58	348	0.15	0	15	vérifiée
	60.3	21.8		4.24	1.23		vérifiée
	53	98.9		4.42	0		vérifiée

Tableau V.1.5 : Les résultats de calculs à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

• Condition de non fragilité

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	es(m)	d(m)	b(m)	$\frac{A_{min}}{(cm^2)}$	$\frac{A_s}{(cm^2)}$	Obs
SS	Nmax= - 445.23	Mcor= - 1.525	0.0034	0.52	0.55	8.51	25.12	vérifiée
	Nmin= - 1642.71	Mcor= - 3.432	0.0020			8.49		vérifiée
	Ncor= - 474.23	Mmax= - 20.266	0.0427			8.51		vérifiée
Étages RDC ; 1, 2	Nmax= - 275.29	Mcor= - 1.31	0.0047	0.47	0.50	6.98	20.60	vérifiée
	Nmin= - 1523.98	Mcor= - 6.521	0.0042			6.98		vérifiée
	Ncor= - 1342.24	Mmax= - 31.283	0.0233			7.14		vérifiée
Étages 3, 4,5	Nmax= - 1280.04	Mcor= - 21.353	0.1667	0.42	0.45	5.68	20.60	vérifiée
	Nmin= - 997.4	Mcor= - 21.833	0.0218			5.62		vérifiée
	Ncor= - 395.84	Mmax= - 34.312	0.0866			5.65		vérifiée
Étages 6, 7, 8,9	Nmax= - 10.22	Mcor= - 1.25	0.1223	0.37	0.40	4.44	14.19	vérifiée
	Nmin= - 496.07	Mcor= - 20.723	0.0417			4.66		vérifiée
	Ncor= - 98.85	Mmax= - 38.113	0.3855			4.55		vérifiée

Tableau V.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS

Conclusion :

Le ferrailage des poteaux après avoir fait toute les calculs précédents est comme suit :

Les niveaux	Les sections	Le ferrailage adopté
SS	55x55	4HA20+4HA20=25.12cm ²
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages	50x50	4HA20+4HA16=20.60cm ²
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	45x45	4HA20+4HA16=20.60cm ²
6 ^{ème} ; 7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	40x40	4HA16+4HA14=14.19cm ²

Tableau V.1.7 : le ferrailage final des poteaux

V.2) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, Les sollicitations maximales sont déterminées par Les combinaisons de calcul : les combinaisons suivantes :

a) BAEL :

☞ ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

☞ ELS : $G + Q$

b) RPA99/2003 :

☞ $G + Q \pm E_{x,y}$ (5.1 RPA 99/2003)

☞ $0.8 G \pm E_{x,y}$ (5.2 RPA 99/2003)

V.2.1) Les recommandations RPA 99/2003

a) Armatures longitudinales :(Art7.5.2.1 RPA99/2003)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre $0,5\% b h$

➤ *Poutre principales* : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$.

➤ *Poutre secondaire* : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

❖ **En zone courante** \Rightarrow **4% b h ;**

➤ *Poutre principales* : $(30 \times 45) = 4\% * 30 * 45 = 54 \text{ cm}$

➤ *Poutre secondaire* : $(25 \times 35) = 4\% * 25 * 35 = 35 \text{ cm}$

❖ **En zone de recouvrement** \Rightarrow **6% b h ;**

➤ *Poutre principales* : $(30 \times 45) = 6\% * 30 * 45 = 81 \text{ cm}$

➤ *Poutre secondaire* : $(25 \times 35) = 6\% * 25 * 35 = 52.5 \text{ cm}$

La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** pour la *zone IIa*.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : **$A_t = 0.003.S_t. b$**

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

En zone nodale $\Rightarrow S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

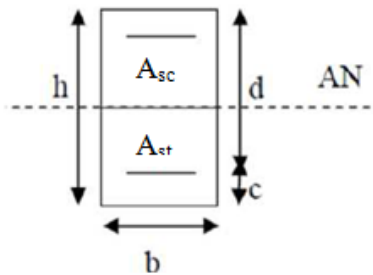
En dehors de la zone nodale $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales ; et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Remarque :

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

Étapes de calculs



a) Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion, on a les étapes suivantes :

A_{st} : La section d'armatures tendues ;

A_{sc} : La section d'armatures comprimées ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus ($d = h - c$) ;

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues ;

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$; Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$

Tel que :

$\theta = 1$: si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h ;

$\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$: lorsque cette durée est inférieure à 1h ;

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

❖ **1^{er} Cas :** $\mu < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} ; \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$ Cas courant ; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

❖ 2^{ème} Cas : Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$; $\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée ;

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}} ; A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

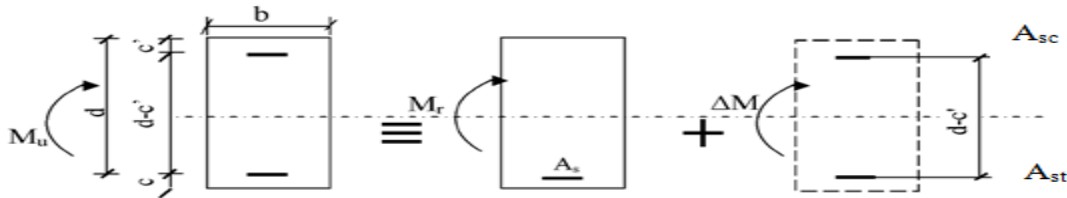


Figure V.2.1): Section rectangulaire doublement armée.

Remarque :

Le Ferrailage des poutres principales et secondaires est le même pour tout les niveaux.

b) Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant :

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher,

Pour pouvoir Procéder aux ferrailages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion " M_y " et l'effort Tranchant " T ".

❖ **Étape Extraies " M_y " et " T " :**

- Sélectionner les poutres Principales des plancher.
- **Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/Combos \Rightarrow Frame Output \Rightarrow Frame Forces \Rightarrow Beam Forces \Rightarrow OK.**
- Sélectionner « les combinaisons de charges les plus défavorables ».

Après avoir extrait les moments en utilisant **ETABS**, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

V.2.2) Calcul du ferrailage à l'ELU

❖ **Un exemple de calcul manuel :**

1) Poutre principales (30x45) :

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{165.235}{30 \cdot 42^2 \cdot 18.48} = 0.168$$

Si $\mu_a < \mu_1$ $0.168 < 0.392 \longrightarrow$ **Section simplement armée (SSA)**

$$\mu_a = 0.168 \quad \beta = 0.912$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{130.603 \cdot 10^3}{0.912 \cdot 42 \cdot 400} = \quad A_{st} = 8.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3HA14 \text{ (fil)} + 4HA12 \text{ (chap)} = 9.14 \text{ cm}^2$

✓ En travée :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{100.765 \cdot 10^3}{30 \cdot 42^2 \cdot 14.20} = 0.134$$

si $\mu_a < \mu_l$ $0.134 < 0.392$ \longrightarrow Section simplement armée (SSA)

$$\mu_a = 0.134 \quad \beta = 0.927$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{100.765 \cdot 10^3}{0.927 \cdot 42 \cdot 348} = 7.43 \quad A_{st} = 7.34 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3HA14 \text{ (fil)} + 4HA12 = 9.14 \text{ cm}^2$

a) Armature longitudinale :

1 Études des poutres principales : (30x45)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	A cal	Amin	Adopté	Choix
Travée	ELU	100.765	0.168	SSA	7.34	6.75	9.14	3HA14(fil)+ 4HA12(chap)
Appuis	GQEX	-165.235	0.134	SSA	7.34	6.75	9.14	3HA14(fil)+ 3HA12(chap)

Tableau V.2.1) : Ferrailage des poutres principales

2 Études des poutres secondaire: (25x35)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	Choix
Travée	ELU	24.592	0.068	SSA	2.28	4.375	4.62	3HA14(fil)
Appuis	GQEY	-58.766	0.124	SSA	4.91	4.375	6.88	3HA14(fil)+ 2HA12(chap)

Tableau V.2.2) : Ferrailage des poutres secondaire

V.2.3) Vérification à L'ELU :

A/conditions de non fragilité : A.4.2/BAEL91/99)

La section minimale des armatures doit vérifier cette condition

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_c}{f_e} \text{ avec } f_t = 0.6 + 0.06 \cdot f_c = 2.1 \text{ MPa}$$

❖ **Poutre principale :(30X45)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_c \times 28}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Poutre secondaire :(25x35)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_c \times 28}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Adoptée > Amin donc la condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les sections recommandée par le RPA

B/Justification sous sollicitation de l'effort tranchant (A.5.1BAEL91/99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ MAX}}{b \times d} \leq \text{Min} \left(\frac{0.2 f_c \times 28}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Avec :

$T_u \text{ max}$: Effort tranchant maximale à L'ELU.

❖ **Poutre principale (30x45)**

$$\tau_u = \frac{68.69}{30 \times 42} = 0.05 < 3.333 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Poutre secondaire (25x35)**

$$\tau_u = \frac{32.51}{25 \times 32} = 0.040 < 3.333 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C/Influence de l'effort tranchant aux appuis :(A.5.1.32BAEL/99)

$$T_u \leq T_{u0} = 0.4 \frac{0.9 \times b \times d \times f_c \times 28}{\gamma_b}$$

❖ **Poutre principal (30x45):**

$$T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 420 \times 25}{1.5} = 756$$

68.69 < 756.....condition vérifiée

❖ **Poutre secondaire (25x35) :**

$$T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 250 \times 320 \times 25}{1.5} = 480$$

32.451 < 480.....condition vérifiée

D/Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (A.1.5.32 BAEL91/99)

Lorsqu'au droit d'un appuis : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$ on doit prolonger au Delas de l'appareil d'appuis

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égale $Tu - \frac{Mu}{0.9xd}$

❖ **Poutre principales (30x45) :**

$$Tu - \frac{Mu}{0.9Xd} = 68.69 - \frac{165.235}{0.9 \times 0.42} = -368.439 < 0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Poutre secondaires (25x35) :**

$$Tu - \frac{Mu}{0.9Xd} = 32.52 - \frac{58.766}{0.9 \times 0.32} = -171.528 < 0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

E/Vérification de l'adhérence de l'acier- béton (A.6.1.3 BAEL91/99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

la contrainte d'adhérence au niveau de l'appuis le plus sollicitées doit être

$$\tau_{se} = \frac{\tau}{0.9xd \times \Sigma u} \leq \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

ui :le périmètre des aciers.

▪ **Poutre principal (30x45)**

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 4 \times 3.14 \times 12 = 326.56$$

$$\tau_{se} = \frac{68.69}{0.9 \times 420 \times 326.56} = 0.56 < 3.15 \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Poutre secondaire (25x35) :**

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88$$

$$\tau_{se} = \frac{32.52}{0.9 \times 320 \times 131.88} = 0.86 < 3.15 \quad \text{condition vérifiée}$$

F/ La longueur de scellement droit des barres (A.6.1.23/BAEL91 /99)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\theta \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

Pour $\theta 12$: $l_s = 42.33 \text{cm} \rightarrow l_s = 45 \text{cm}$

Pour $\theta 14$: $l_s = 46.38 \rightarrow l_s = 50 \text{cm}$

Les règles de l'article (Art6.A.1/BAEL91 modifiée99),admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée , mesurée hors crochets , est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers HA .

Pour $\theta 12$: $l_a=18\text{cm}$

Pour $\theta 14$: $l_a=20\text{cm}$

V.2.4) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Theta_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \Theta_l ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

Θ_l : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Theta_t \leq \text{Min} (1.14 ; 10 ; 3) \quad \Theta_l=8\text{cm} \quad \text{soit } A_t=4\text{HA}8= 2.01\text{cm}^2$$

❖ **Calcul des espacements :**

a) zone nodale :

$$St_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\Theta_l ; 30 \right)$$

▪ **Poutre principale (30x45) :**

$$St_t \leq \text{Min} \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right) = \text{Min} (11.25 ; 14.4 ; 30)$$

Soit **St=10cm**

▪ **Poutre secondaire (25x35) :**

$$St_t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 ; 30 \right) = \text{Min} (8.75 ; 16.8 ; 30)$$

Soit **St=8cm**

b) zone courante:

$$st \leq \frac{h}{2}$$

▪ **poutre principale (30x45):**

$$st \leq \frac{45}{2} = 22.5 \quad \text{soit } St=20\text{cm}$$

▪ **poutre secondaire (25x35):**

$$st \leq \frac{35}{2} = 17.5 \quad \text{soit } St=15\text{cm}$$

❖ **Délimitations de la zone nodales :**

Dans le cas des poutres rectangulaires la longueur de la zone nodale L' égale à 2 fois h (la hauteur de la poutre considérer.

- **Poutre principal :** $L'=2*45=90\text{cm}$
- **Poutre secondaire :** $L'=2*35=70\text{cm}$

Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA

La section minimale d'armature transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0.3\% \times S_t \times b \quad A_t = 1.50 < 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante :**

Les poutres	St	$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailages
Poutre principal	20	1.80	4HA8= 2.01cm²
Poutre secondaire	15	1.125	4HA8= 2.01cm²

❖ **Zone nodale**

Les poutres	St	$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailages
Poutre principal	10	0.90	4HA8= 2.01cm²
Poutre secondaire	8	0.6	4HA8= 2.01cm²

V.2.5) Vérification à L'ELS :

A/état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres est considéré comme peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

B/l'état limite de compression du béton et de l'acier (BAEL91A.5.2)

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivant :

❖ **Poutre principale (30x45)**

position	Ms(kn.m)	A(cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_{bc}	OBS
Travée	39.829	10.35	0.766	0.874	24.68	4.24	cv
Appuis	-70.071	9.54	0.704	0.878	25.98	7.69	cv

Tableau V.2.3) : Vérification du ferrailage des poutres principales

❖ **Poutre secondaire (25x35)**

position	Ms(kn.m)	A(cm ²)	ρ_1	β_1	K1	σ_{bc}	OBS
Travée	17.799	4.62	0.530	0.891	30.87	4.37	cv
Appuis	-21.522	6.88	0.782	0.873	24.37	4.59	cv

Tableau V.2.4) : Vérification du ferrailage des poutres secondaire

C/ État de déformation (flèche) (BAEL B.6.5.2)

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction on prend le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Les valeurs de la flèche seront extraite à partir de logiciel ETABS doivent vérifiées cette

condition : $f_{\text{Etabs}} \leq f = \frac{L}{500}$

Avec :

f : la flèche admissible

L : la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions

❖ Poutre principale (30x45)

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=5.40m

$f = \frac{L}{500} = \frac{540}{500} = 0.90 \text{ cm}$ $f_{\text{etabs}} = 0.56\text{cm}$

$f_{\text{etabs}} = 0.56\text{cm} < f = 0.90\text{cm}$ **condition vérifiée**

❖ Poutre secondaire (25x35) :

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=4m

$f = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$ $f_{\text{etabs}} = 0.18 \text{ cm}$

$f_{\text{etabs}} = 0.18\text{cm} < f = 0.76\text{cm}$ **condition vérifiée**

V.3) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode des tronçons de la RD

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit 3 types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Au cours des calculs du ferrailage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveau d'un voile.

Pour cela, les zones de ferrailage sont comme suit :

Zone 1 : Sous-sol.

Zone 2 : RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage.

Zone 3 : 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage.

Zone 4 : 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage.

V.3.1) Superposition des sollicitations dans les refends :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- Selon le RPA99-modifié2003 : $\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- Selon le BAEL 91 : $\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$

V.3.2) Rappel des étapes de calcul du ferrailage :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, se comportant de différentes manières :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} \geq 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules classiques de la RDM :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : La section horizontale du voile ($B = e.L$).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : la longueur du voile.

b) Découpage du diagramme des contraintes :

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

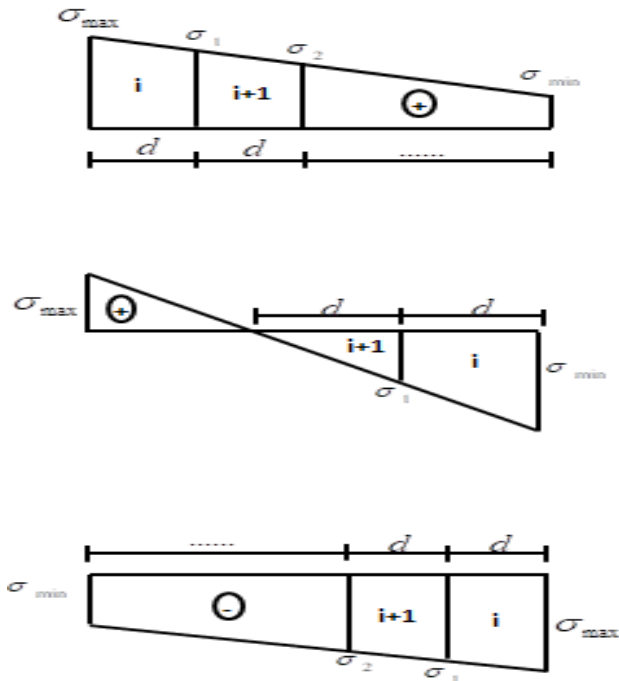
L_C : Longueur de la zone comprimée calculé par : $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

L_T : Longueur de la zone tendue : $L_T = (L - L_C)$

h_e : Hauteur entre nus des planchers.

c) Détermination des efforts normaux et des sections d'acier :

Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.



• **Section entièrement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

• **Section partiellement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$

• **Section entièrement tendue :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$

A_{i+1}, A_i : Sections d'armatures verticales.

σ_1 : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction maximale. $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$

e : Épaisseur du voile.

σ_s : Contrainte admissible des aciers.

d) Section minimale d'armatures :

• **Compression simple (BAEL 91/Art 8.2.1) :**

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à 4cm² par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que : $0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$

B_c : La section du béton comprimé.

• **Traction simple (BAEL 91/Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu.

• **Exigence du RPA99-modifié2003/Art 7.7.41 :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq 0,20\% B_t$$

e) **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont disposées en lit extérieur, elles doivent être munies de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ .

• D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

• D'après le RPA99 : $A_H = 0,15\%.B$

Donc : $A_H = \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\%.B \right\}$

A_V : La section d'armatures verticales.

B : étant la section totale du béton.

f) **Armatures transversales (RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.3) :**

Les Armatures transversales qui sont généralement des épingles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux murs de refends et ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales.
- Empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.
- Renforcer les parties extérieures du mur de refends.

D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relie les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.

g) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise du bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section est calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$$\bar{T} = 1,4.T$$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

h) Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile ou d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égal à l'épaisseur du voile.

i) Dispositions constructives :

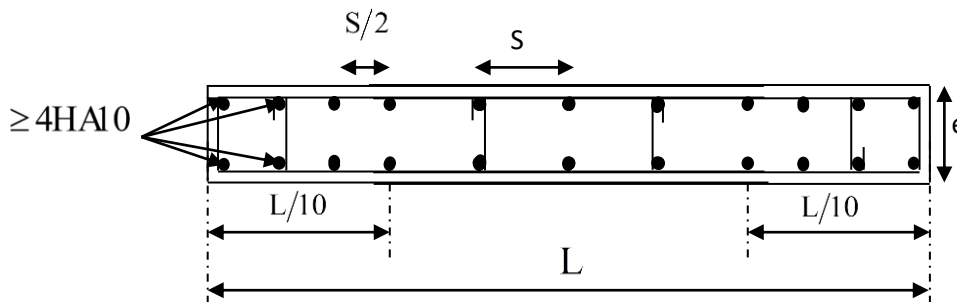


Figure V.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **E spacements (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(15.e ; 30cm)$$

À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de L/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

➤ **longueur de recouvrement (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :**

La longueur de recouvrement est égale 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.

➤ **Diamètre maximal** : à l'exception des zones d'about, le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

j) Vérification des contraintes :

➤ **Vérification à l'ELS**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

• **RPA 99-modifié2003** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

• **(BAEL 91)** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4MPa \right\}$$

b : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d = 0,9.h$: Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

Exemple de calcul :

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversal VT1 au niveau de la zone I.

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,50m \quad ; \quad e = 0,20m$$

$$I_x = 0,777cm^4 \quad ; \quad V = V' = 1,75m$$

$$B = 0,7m^2$$

➤ **Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{Min} = 7564.24 \text{ KN} / m^2 \\ \sigma_{Max} = 4388 \text{ KN} / m^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \right) L = \left(\frac{4388}{7564.24 + 4388} \right) \times 3,50 = 1.28m$$

$$L_t = L - L_c = 3,50 - 1,28 = 2,21m$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.06}{2} ; \frac{2 \times 1.28}{3} \right) = 0.85m$$

On prend : $d_1 = 0,85m$
 $d_2 = L_t - d_1 = 1,35m$

$$d \leq \min \left(\frac{3,06}{2} ; \frac{2 \times 1,28}{3} \right)$$

• **1^{ère} bande :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-4388 \times (2,21 - 0,85)}{2,21} = -2700,30 \text{ KN} / m^2$$

$$N_1 = \frac{4388 + 2700,30}{2} \times 0,85 \times 0,20 = 602,50 \text{ KN}$$

$$A_{VT1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{602,50}{34,8} = 17,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{1min} \geq \max \left(\frac{85 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 85 \times 20 \right) = 8,92 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{VT1} = 17,31 \text{ cm}^2$

• **2^{ème} bande :**

$$N_2 = \frac{2700,30}{2} \times 1,35 \times 0,20 = 364,54 \text{ KN}$$

$$A_{VT2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{364,54}{34,8} = 10,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 \text{ min}} \geq \max\left(\frac{135 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 135 \times 20\right) = 14,17 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{VT2} = 14,17 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4.T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 579,98}{400 \times 10^{-1}} = 28,41 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Sections d'armatures totale :**

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 17,31 + \frac{28,41}{4} = 24,41 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 7HA16 / \text{nappe} = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases} \quad \text{Avec St}=25 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,47 + \frac{28,41}{4} = 17,57 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 7HA14 / \text{nappe} = 10,77 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases} \quad \text{Avec St}=20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

• Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 350 = 10,50 \text{ cm}^2$

• Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{28,14 + 21,54}{4} = 12,42 \text{ cm}^2$

On prend : $7HA12 / \text{ml} / \text{nappe} \xrightarrow{\text{soit}} A_H = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$
Avec un espacement de 20 cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

On prend : 4épingle de $\phi 8 / \text{m}^2$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillements :**

• **RPA99-modifié2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 579,98 \times 20}{0,9 \times 350 \times 20} = 2,57 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,57 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **BAEL91 :**

$$b_o = e = 20\text{cm}$$

$$d = 0,9 \times 3,50 = 3,15\text{m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25\text{MPa} ; 4\text{MPa} \right\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{579,98 \times 20}{20 \times 0,9 \times 350} = 1,84\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,05\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1471,90 \times 10^3}{200 \times 3500 + 15 \times 49,68 \times 10^2} = 1,90\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_S^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38\text{cm} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 64\text{cm.}$$

➤ **Tableaux récapitulatifs :**

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du reste des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal. Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

VOILE VT1 4m :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.45	0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)		3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)		4	4	4	4.00
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.20
	B (m ²)		0.8	0.8	0.8	0.8
	He		3.63	4.08	3.06	3.630
	h		2.61	3.63	2.61	2.61
Sollicitations de calcul	T(kN)		579.88	591.25	416.93	243.830
	N _{ser} (kN)		1471.9	1430.22	1024.55	562.45
	Vu (kN)		811.832	827.75	583.702	341.362
	σ _{max} (kN/m ²)		7564.24	7223.34	4206.82	4382.270
	σ _{min} (kN/m ²)		4388	4159.34	2528.35	3384.250
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400.00
	Lt		2.53	2.54	2.5	2.26
	Lc		1.47	1.46	1.5	1.74
	d		1.31	1.69	1.31	1.31
	σ ₁		3664.822	2407.78	2009.471	1848.443
	N ₁		1465.39	1629.82	811.23	813.11
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		36.63	40.75	20.28	20.33
	A _{vj} (cm ²)		22.33	22.76	16.05	9.39
	A'v1/bande/nappe		42.22	46.44	24.29	22.67
armatures min	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.22	6.77	5.22	5.22
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		48.23	48.32	27.13	27.13
	Choix de A (cm ²)		2*12HA16	2*12HA16	2*12HA12	2*12HA12
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12.06	12.08	12	12
	AH adopté (cm ²)		14.7	14.7	14.7	14.7
	choix de la section		13HA12	13HA12	13HA12	13HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contractions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1.128	1.15	0.811	0.474
	3,25 Mpa	τ _u	0.805	0.821	0.579	0.339
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	1.687	1.639	1.234	0.669

Tableau V.3.1 : Ferrailage du voile VT1

VOILE VT2 2.4m :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.45	0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)		3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)		2.4	2.4	2.4	2.40
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.20
	B (m ²)		0.48	0.48	0.48	0.48
	He		3.63	4.08	3.06	3.630
	h		2.61	3.63	2.61	2.61
Sollicitations de calcul	T(kN)		150.84	261.57	224.96	143.670
	N _{ser} (kN)		1189.4	1131.69	795.12	339.87
	Vu (kN)		211.176	366.198	314.944	201.138
	σ _{max} (kN/m ²)		8092.46	7694.87	5608.86	5094.320
	σ _{min} (kN/m ²)		2716.47	3527.78	2845.79	2845.790
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400.00
	Lt		1.8	1.65	1.59	1.54
	Lc		0.6	0.75	0.81	0.86
	d		1.2	1.1	1.06	1.03
	σ ₁		2697.487	2564.957	1869.62	1698.107
	N ₁		1292.52	1125.55	793.8	697.28
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		32.31	28.14	19.85	17.43
	A _{vj} (cm ²)		5.81	10.07	8.66	5.53
	A'v1/bande/nappe		33.76	30.66	22.01	18.81
armatures min	A _{min} /bande/nappe(cm ²)		4.79	4.39	4.25	4.11
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		36.94	36.94	22.62	22.62
	Choix de A (cm ²)		2*12HA14	2*12HA14	2*10HA12	2*10HA12
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9.23	9.23	7.2	7.2
	AH adopté (cm ²)		14.7	14.7	14.7	14.7
	choix de la section		13HA12	13HA12	13HA12	13HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ _b	0.489	0.848	0.729	0.466
	3,25 Mpa	T _u	0.349	0.605	0.521	0.333
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	2.222	2.114	1.547	0.661

Tableau V.3.2 : Ferrailage du voile VT2

VL3 1.8m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.45	0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)		3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.8	1.8	1.8	1.8
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.20
	B (m ²)		0.44	0.44	0.44	0.44
	He		3.63	4.08	3.06	3.630
	h		2.61	3.63	2.61	2.61
Sollicitations de calcul	T(kN)		344.84	443.24	395.5	300.090
	N _{ser} (kN)		1287.84	1238.13	907.89	478.90
	Vu (kN)		482.776	620.536	553.7	420.126
	σ _{max} (kN/m ²)		6993.29	5784.82	3868.38	3614.670
	σ _{min} (kN/m ²)		1849.21	2210.81	2436.97	2895.550
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400.00
	Lt		1.74	1.59	1.35	1.22
	Lc		0.46	0.61	0.85	0.98
	d		1.16	1.06	0.9	0.81
	σ ₁		2331.097	1928.273	1289.46	1204.890
	N ₁		1081.58	818.46	464.11	392.47
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		27.04	20.46	11.6	9.81
	A _{vj} (cm ²)		13.28	17.06	15.23	11.55
	A' _{v1} /bande/nappe		30.36	24.73	15.41	12.70
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4.64	4.24	3.6	3.26
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		30.79	27.69	18.08	15.83
	Choix de A (cm ²)		2*10HA14	2*9HA14	2*8HA12	2*7HA12
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8.46	6.6	6.6	6.60
	AH adopté (cm ²)		11.3	11.77	7.85	11.3
	choix de la section		10HA12	12HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	20	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1.219	1.567	1.398	1.061
	3,26 Mpa	T _u	0.871	1.119	0.999	0.758
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2.624	2.594	1.93	1.025

Tableau V.3.3 : Ferrailage du voile VL3

VL1 1.4m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,45	0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)		3,06	4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,40	1,40	1,40	1,4
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,2
	B (m ²)		0,28	0,28	0,28	0,28
	He		3,630	4,080	3,060	3,63
	h		2,61	3,63	2,61	2,61
Solicitation de calcul	T(kN)		114,170	111,510	119,410	115,12
	N _{ser} (kN)		527,19	499,20	356,45	189,3
	Vu (kN)		159,838	156,114	167,174	161,168
	σ _{max} (kN/m ²)		8163,110	6340,130	4525,870	5130,09
	σ _{min} (kN/m ²)		5078,890	3427,930	3068,010	2843,27
	σs (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400
	Lt		0,86	0,91	0,83	0,9
	Lc		0,54	0,49	0,57	0,5
	d		0,58	0,61	0,56	0,6
	σ ₁		2721,037	2113,377	1508,623	1710,03
	N ₁		626,23	512,11	335,67	410,76
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		15,66	12,80	8,39	10,27
	A _{vj} (cm ²)		4,40	4,29	4,60	4,43
	A'v1/bande/nappe		16,75	13,88	9,54	11,38
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,30	2,42	2,23	2,4
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,09	15,83	13,57	11,31
	Choix de A (cm ²)		2*8HA12	2*7HA12	2*6HA12	2*5HA12
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,62	4,52	4,20	4,2
	AH adopté (cm ²)		14,70	16,95	14,70	14,70
	choix de la section		13HA12	15HA12	13HA12	13HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	15	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des contractions	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ _b	0,634	0,620	0,663	0,640
	3,25 Mpa	τ _u	0,453	0,443	0,474	0,457
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	1,713	1,625	1,187	0,630

Tableau V.3.4 : Ferrailage du voile VL1

VL2 4.5m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0.45	0.45	0.45	0.4
	hauteur etage (m)		3.06	4.08	3.06	3.06
	L (m)		4.5	4.5	4.5	4.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.9	0.9	0.9	0.9
	He		3.63	4.08	3.06	3.63
	h		2.61	3.63	2.61	2.66
Sollicitations de calcul	T(kN)		758.21	792.7	464.92	266.29
	N _{ser} (kN)		1947.46	1843.03	1312.16	710.05
	Vu (kN)		1061.494	1109.78	650.888	372.806
	σ _{max} (kN/m ²)		7772.9	7105.24	3783.11	3876.61
	σ _{min} (kN/m ²)		4084.72	3294.47	1376.32	3767.44
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400
	Lt		2.95	3.07	3.3	2.28
	Lc		1.55	1.43	1.2	2.22
	d		1.31	1.82	1.31	1.33
	σ ₁		4334.19	2910.69	2286.875	1617.369
N ₁		1579.98	1817.89	792.13	730.7	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		39.5	45.45	19.8	18.27
	A _{vj} (cm ²)		29.19	30.52	17.9	10.25
	A'v1/bande/nappe		46.8	53.08	24.28	20.83
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5.22	7.26	5.22	5.32
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		56.26	56.26	29.39	29.39
	Choix de A (cm ²)		2*14HA16	2*14HA16	2*13HA12	2*13HA12
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	13	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		13.5	13.5	13.5	13.5
	AH adopté (cm ²)		14.7	16.95	14.7	14.7
	choix de la section		13HA12	15HA12	13HA12	13HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contractions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1.31	1.37	0.804	0.460
	3,26 Mpa	τ _u	0.936	0.979	0.574	0.329

Tableau V.3.5 : Ferrailage du voile VL2

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION:

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation, selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.1) Étude 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.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2,5 Bars** comme contrainte admissible du sol.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
 - La nature du terrain et sa résistance ;
 - Profondeur du bon sol ;
 - Le tassement du sol ;
- On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles continues :

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple: $N_{ser} = 1642,71 \text{KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow B = 2,56 \text{m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

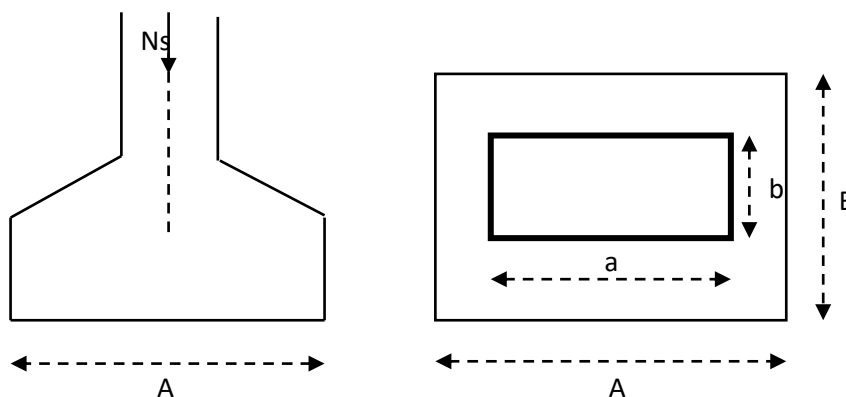


Figure VI.1 : schéma d'une semelle

2. Semelles filantes :

2.1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 = 0,25 \text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

<u>Voiles</u>	<u>Ns (KN)</u>	<u>L (m)</u>	<u>B (m)</u>	<u>S=B.L (m²)</u>
<u>VT1 x 4</u>	<u>1501,55</u>	<u>4</u>	<u>1,5</u>	<u>24</u>
<u>VT2 x 2</u>	<u>1210,28</u>	<u>2,4</u>	<u>2,02</u>	<u>9,68</u>
				<u>Σ=33.68</u>

Tableau VI.1 Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

<u>Voiles</u>	<u>Ns (KN)</u>	<u>L (m)</u>	<u>B (m)</u>	<u>S=B.L (m²)</u>
<u>VL1 x 4</u>	<u>545.94</u>	<u>1.4</u>	<u>1.56</u>	<u>25.54</u>
<u>VL2 x 2</u>	<u>1973.88</u>	<u>4.5</u>	<u>1.75</u>	<u>15.75</u>
<u>VL3</u>	<u>1313.23</u>	<u>2.2</u>	<u>2.39</u>	<u>5.26</u>
				<u>Σ=46.55</u>

Tableau VI.2 Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 80.23m²**.

2.1) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

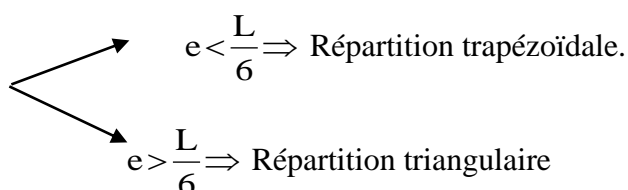
Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d’application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

– Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité.

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	Mi
A	493.97	11,70	5779.449	11.836
B	1348.38	7,20	9708.336	0.681
C	1619.86	2,70	4373.622	5.506
D	1619.43	-2,70	- 4372.461	5.850
E	1347.44	-7,20	- 9701.568	0.624
F	484.24	-11,70	- 5665.608	12.136
	R=6913.32		∑ =61.77	∑ =36.363

Tableau VI.3-Surface de semelles filantes sous poteaux

$e = 0,0142 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23.4}{6} = 3,9 \text{ m} \Rightarrow$ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6913.32}{23.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0142}{23.4}\right) = 296.51 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6913.32}{23.4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0142}{23.4}\right) = 294.36 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6913.32}{23.4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0142}{23.4}\right) = 295.98 \text{ kN / ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{295.98}{250} = 1,18 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,20 \text{ m}^2$$

On aura donc, $S = 1,20 \times 23.4 = 28,08 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 28,08 \times 5 = 140,40 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 140,40 + 80,23 = 220.63 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 23.4 \times 15 = 351 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{220.63}{351} = 0,6285 \implies 62,85 \% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

➤ La surface des semelles représente 62,85% de la surface totale.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

VI.2) Étude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VI.3.1) Pré dimensionnement du radier :

1) Épaisseur du tablier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} = 25 \text{ cm}$)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{max} = 5,40 \text{ m}$$

L_{max} : portée maximale

$$h_d \geq \frac{540}{20} = 27 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

2) Hauteur des nervures :

- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{avec } L_{max} = 5,40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 540/8 \leq h \leq 540/5 \quad \Rightarrow \quad 67,5 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm}$$

- **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj}=3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28}=10818.87\text{MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,40\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{1081887}} = 1,16\text{m}$$

On prend : $h_r = 120$ cm

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{540}{10} = 55\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 90 \text{ cm}$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 36\text{cm} \leq b_n \leq 63\text{cm} \Rightarrow b_n = 50\text{cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 120$ cm.....Hauteur total du radier

$h_n = 90$ cmHauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cm.....Hauteur de la dalle.

$b_n = 50$ cmLargeur de la nervure.

3) Le débord :

Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u = 60899.08\text{KN}$$

$$N_s = 44362.56 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{60899.08}{1,33 \times 250} = 183.16\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{44362.52}{250} = 177.45 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 183.16\text{m}^2$$

$S_{batiment} = 351 \text{ m}^2 > S_{radier} = 183.16\text{m}^2$ Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

Débord minimum :

$$h_{deb} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = (45\text{cm} ; 30\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{on opte pour } h_{deb} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{deb} = (15+23.40) \times 2 \times 0.5 = 38.4\text{m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{radier} + S_{deb} = 389.4\text{m}^2$$

VI.3.2) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes:

$$\text{Poids de bâtiment : } G_{bat} = 37631,73 \text{ KN}$$

➤ **Poids du radier :**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids du (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$\begin{aligned} P_{\text{de la dalle}} &= S_{radier} \times h_d \times \rho_b \\ P_{\text{de la dalle}} &= 389.4 \times 0,30 \times 25 = 2920.5\text{KN} \end{aligned}$$

Poids des nervures:

$$\begin{aligned} P_{nerv} &= b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b \\ &= (0,50 \times (0,9 - 0,30)) \times (15 \times 6 + 23,4 \times 5) \times 25 = 1552.5\text{KN} \end{aligned}$$

Poids de TVO :

$$S_{nerv} = (0,60 \times 15 \times 6) + (0,60 \times 23,4 \times 5) = 124.2\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} P_{TVO} &= (S_{rad} - S_{nerv}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho \\ P_{TVO} &= ((389.4 - 124.2) \times (0.9 - 0,30)) \times 17 = 1217.27\text{KN}. \end{aligned}$$

poids de la dalle flottante:

$$\begin{aligned} P_{dalleflottante} &= (S_{rad} - S_{nerv}) \cdot h_d \cdot \rho_b \\ P_{dalleflottante} &= (389.4 - 124.2) \times 0,3 \times 25 = 1989 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{rad} = 2920.5 + 1552.5 + 1217.27 + 1989 = 7679.27\text{KN}$$

Surcharges d'exploitations:

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q = 6730.83 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2.5 \times 389.4 = 973.5 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bat} = 7679.27 + 37631.73 = 45311\text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bat} = 973.5 + 6730.83 = 7704.33 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime : $N_{u\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 72726.35 \text{ KN}$

Etat Limite de Service : $N_{s\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 53015.33\text{KN}$

❖ **Vérifications :**

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

$b = 100\text{cm}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u\text{tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{72726.35 \times 1}{389.4} \times \frac{5.4}{2} = 504.27\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{504.27 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

B) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.7\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.5\text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23.4 \times 15^3}{12} = 6581.25\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15 \times 23.4^3}{12} = 16016.13 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_x, I_y : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

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

$$M_{0x} = 59697.52 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 59697.52 \text{KN.m}$$

$$V_{0x} = 2680.28 \text{KN}$$

$$V_{0y} = 2646.07 \text{KN}$$

$$N_u = 72726.35 \text{KN}$$

$$N_s = 53015.33 \text{KN}$$

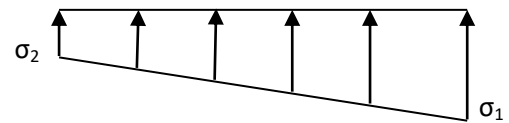


Fig. VI.2) Diagramme des contraintes

	M (KN.m)	ELU			ELS			$1.3\sigma_{sol}$	Obs
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)		
Sens X	62377.8	297.66	75.88	186.77	247.04	25.26	136.15	CV	
Sens Y	62343.59	215.96	157.58	186.77	165.34	106.96	136.15	325 CV	

Tableau VI.4 : Récapitulatif des contraintes

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

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 **2273.69 KN**

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 120cm

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,55 + 0,55 + 2 \times 1,2) \times 2 = 7 \text{ m}$$

$$0,045 \times U_c \times f_{c28} = 0,045 \times 7 \times 25000 = 7875 \text{ KN}$$

$$N_u = 2273,69 \text{ KN} < 7875 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 1 ml du voile ; e = 20 cm, b = 1ml

$$N_u = 2702,24 \text{ KN}$$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 4,4 \text{ m}$$

$$0,045 \times U_c \times f_{c28} = 0,045 \times 4,4 \times 25000 = 4950 \text{ KN}$$

$$N_u = 2702,24 \text{ KN} < 4950 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3) Ferrailage du radier:

1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \implies \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,40} = 0,74$$

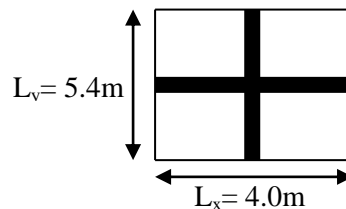


Fig. VI.3) Entre axes du panneau

$$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont:

$$\text{ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m \cdot \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(186.77 - \frac{7679.27}{389.4}\right) = 167.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m \cdot \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(136.15 - \frac{7679.27}{389.4}\right) = 116.43 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0,0633 \times 16.05 \times 4^2 = 169.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.4938 \times 169.19 = 83.55 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

$$\text{Moment en travée : } \mathbf{0,75M_x \text{ ou } 0,75M_y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \mathbf{0,5 M_x \text{ ou } 0,5 M_y}$$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

$$\text{Moment en travée : } \mathbf{0,85M_x \text{ ou } 0,85M_y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \mathbf{0,3M_x \text{ ou } 0,3M_y} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{appuis de rive}}$$

$$\mathbf{0,5M_x \text{ ou } 0,5 M_y} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{appuis intermédiaire}}$$

- **En travée :** $M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 169 = 126.75 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 83.55 = 62.66 \text{ KN.m}$$

- **Au appuis:** $M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 169 = -84.5 \text{ KN.m}$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 83.55 = -41.78 \text{ KN.m}$$

Ferrailage suivant x-x :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{126.75 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,142 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{126.75 \times 10^2}{0.923 \times 25 \times 34,8} = 15.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16 = 16.68 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{84.5 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,095 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.950$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{84.5 \times 10^2}{0,950 \times 25 \times 34,8} = 10.22 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12.06 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferrailage suivant y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.66 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0.071 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{ay} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{62.66 \times 10^2}{0,964 \times 25 \times 34,8} = 7.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.78 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.78 \times 10^2}{0,976 \times 25 \times 34,8} = 4.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

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

Armatures suivant le sens de lx :

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

Avec : A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

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

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 27 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.70)}{2} = 2.48 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{adoptée} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_x = 2.48 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Appuis : $A_{adoptée} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_x = 2.48 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Suivant le sens de l_y :

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

Donc : $A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_x \geq 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{ cm}^2$

Travée : $A_{adoptée} = 7.70 \text{ cm}^2 > A_y = 2.16 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Appuis : $A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y = 2.16 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Effort tranchant :

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

$$T_u = 167.05 \times 4 \times 5.4 / (3 \times 5.4) = 222.73 \text{ KN}$$

$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

$$T_u = 167.05 \times 4 \times 5.4 / (2 \times 5.4 + 4) = 243.80 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 116.43 \text{ KN/ml} , v = 0.2$$

$$\rho = 0.74 \rightarrow \mu_x = 0.0633 ; \mu_y = 0.4938$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0633 \times 116.43 \times 4^2 = 117.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.4938 \times 117.92 = 58.23 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

- **En travée :** $M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 117.92 = 88.44 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 58.23 = 43.67 \text{ KN.m}$$

- **Au appuis :** $M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 117.92 = -58.96 \text{KN.m}$
 $M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 58.23 = -29.12 \text{KN.m}$

Vérifications à l'ELS :

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

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te}, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

- En travée : $M_t \text{ max} = 88.44 \text{KN.m}$

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

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 16.68}{100 \times 25} = 0.667 \rightarrow \beta_1 = 0.880$$

$$\sigma_{st} = \frac{88.44 \times 1000}{0.880 \times 25 \times 16.68} = 241.01$$

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

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \beta_1 = 0.880 \rightarrow k_1 = 26.67$

$$\sigma_{bc} = \frac{241.01}{26.67} = 9.04$$

$\sigma_{bc} = 9.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Aux appuis : $M_a \text{ max} = 58.96 \text{KN.m}$

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

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 25} = 0.482 \rightarrow \beta_1 = 0.895$$

$$\sigma_{st} = \frac{58.96 \times 1000}{0.895 \times 25 \times 14.07} = 187.28$$

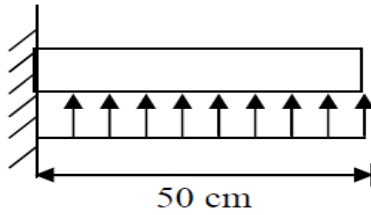
Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \rho = 0.482 \rightarrow k_1 = 32.62$

$$\sigma_{bc} = \frac{187.28}{32.62} = 5.74$$

$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

2)-Ferrailage du débord :



Le débord doit être calculé comme une console encastree 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 ferrailage du débord.

VI.4) Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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 vers celle-ci.

1- Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti le calcul devient classique

• Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

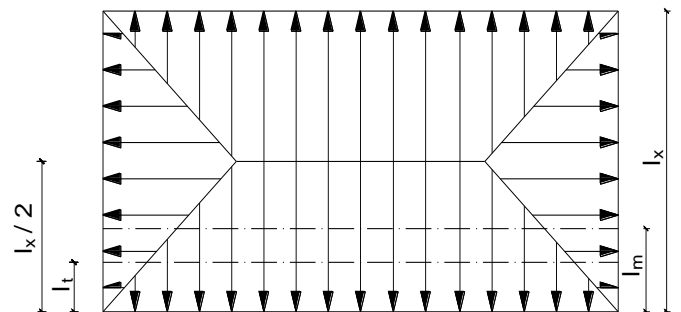


Figure VI.4 : Présentation des chargements simplifiés.

Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

Pour les moments fléchissant : $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants : $Q = q \times L_t$

$$ELU : q_u = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 186.77 - \frac{7679.27}{389.4} - \frac{1552.5}{124.2} = 154.55KN/m^2$$

$$ELS : q_s = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 136.15 - \frac{7679.27}{389.4} - \frac{1552.5}{124.2} = 103.93KN/m^2$$

Le calcul se fera pour les nervures de la file (4) et la file (C) :

○ Calcul à l'ELU:

❖ Sens YY(file C) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement t	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/ m ²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/m 1	Q_t KN/m 1	ΣQ_t KN/m 1
4-5	B-C	4	4.5	0,88	Triangle	1,33	1	154,5	205,86	458,42	154,55	378,84
	C-D	4	5.4	0,74	Trapèze	1,63	1.45		252,56		224,29	
3-4	B-C	3.5	4.5	0,77	Triangle	1,16	0,87		180,12	360,25	135,23	270,46
	C-D	3.5	5.4	0,64	Triangle	1,16	0,87		180,12		135,23	
2-3	B-C	3.5	4.5	0,77	Triangle	1,16	0,87		180,12	360,25	135,23	270,46
	C-D	3.5	5.4	0,64	Triangle	1,16	0,87		180,12		135,23	
1-2	B-C	4	4.5	0,88	Triangle	1,33	1		205,86	411,72	154,55	309,1
	C-D	4	5.4	0,74	Triangle	1,33	1		205,86		154,55	

Tableau VI.5 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS :

Moment fléchissant :

Schéma statique :

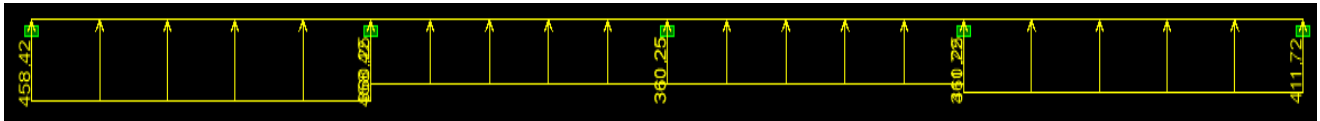


Figure VI.5 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

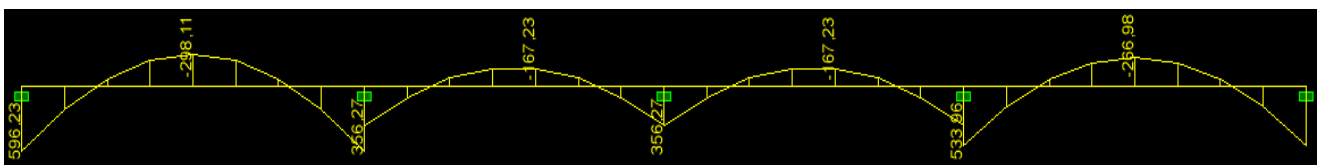


Figure VI.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

Effort tranchant :

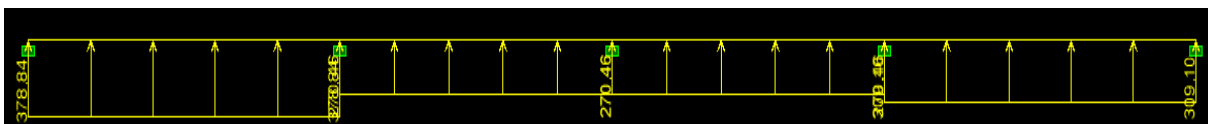


Figure VI.7: Schéma statique des nervures efforts tranchant

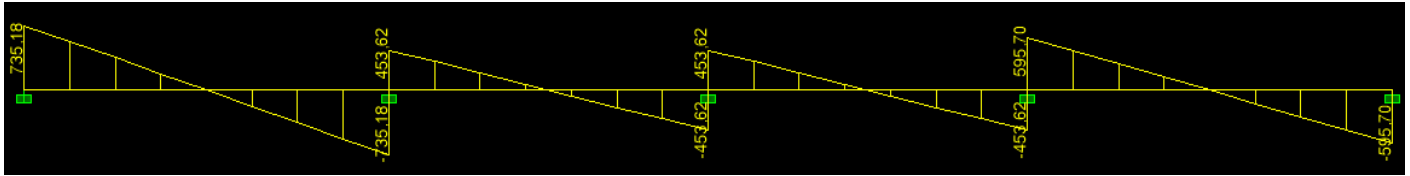


Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

❖ Sens XX (file 4):

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
A- B	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47	1,21	154,44	227,69	443,62	186,98	375,64
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40	1,22		215,92		188,66	
B- C	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47	1,21		227,69	443,62	186,99	375,64
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40	1,22		215,92		188,66	
C- D	5-4	4	5.4	0,74	Trapèze	1,63	1,45		252,57	485,16	224,30	437,95
	4-3	3.5	5.4	0,65	Trapèze	1,50	1,38		232,59		213,65	
D- E	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47	1,21		227,69	443,62	186,99	375,64
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40	1,22		215,92		188,66	
E- F	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47	1,21		227,69	443,62	186,99	375,64
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40	1,22		215,92		188,66	

Tableau VI.6 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX)

❖ Sens longitudinal (x-x) : KN/ml

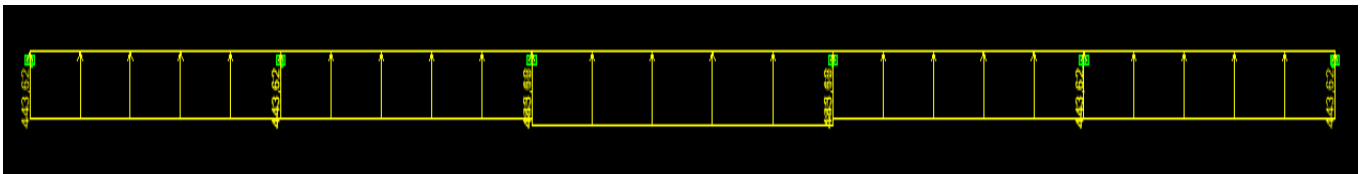


Figure VI.9 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

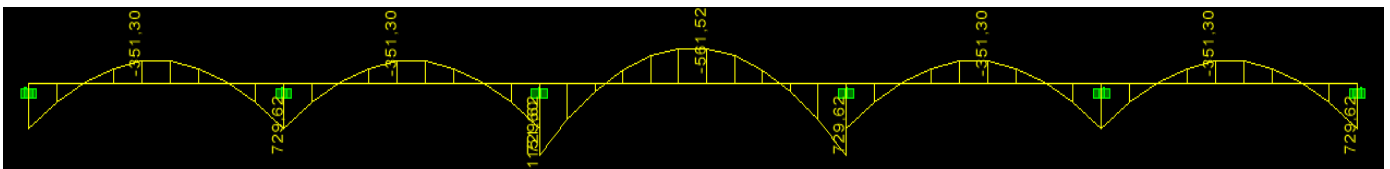


Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)

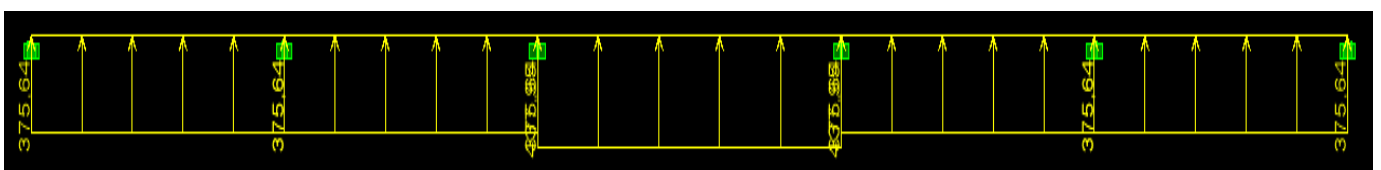


Figure VI.11 : Schéma statique des efforts tranchant

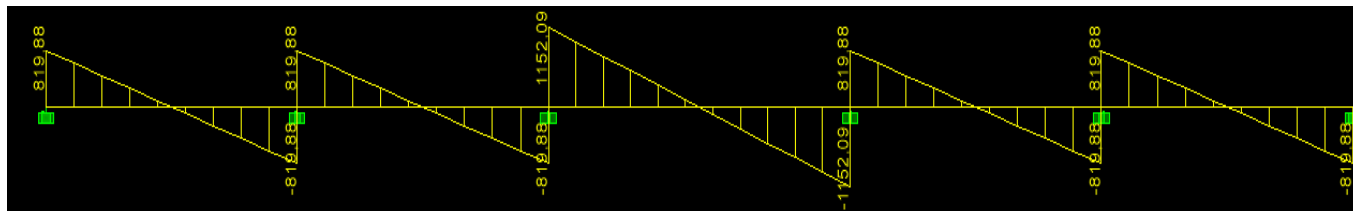


Figure VI.12 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens XX)

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X	Sens Y-Y
$M_{tu\ max} = 565.52\text{KN.m}$	$M_{tu\ max} = 298.11\text{KN.m}$
$M_{au\ max} = 1151.60\text{KN.m}$	$M_{au\ max} = 596.23\text{KN.m}$
$T_{u\ max} = 1152.09\text{ KN}$	$T_{u\ max} = 735.18\text{KN}$

Tableau VI.7 : Sollicitations maximales:

VI.4.1) Calcul du ferrailage :

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissurations et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

$$h = 90\text{ cm} ; b = 50\text{ cm} ; c = 5\text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « SOCOTEC ».

		M KN.m	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens X-X	Appui	1151.60	44.96	5.13	5HA20 (fil)+10HA20 (chap)	47.12
	Travée	-561.52	20.21		5HA20 (fil)+4HA16 (chap)	23.75
Sens Y-Y	Appui	596.23	21.55		5HA20 (fil)+4HA16 (chap)	23.75
	Travée	-298.11	10.4		5HA20 (fil)	15.71

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : $0.5\% \times b \times h$

$$A_{\min} = 50 \times 90 \times 0.005 = 22.5 \text{ cm}^2$$

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens YY	Appuis	20HA20 = 62.82	22.5	CV
	Travée	10HA20+4HA16 = 39.45		CV
Sens XX	Appuis	10HA20+4HA16 = 39.45		CV
	Travée	10HA20 = 31.42		CV

Tableau VI.9 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

❖ **Calcul des armatures transversales:**

$$\varphi_1 \leq \min (h/35 ; b/10, \varphi_1)$$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\varphi_1 \leq \min (90/35 ; 50/10, 2) = (25.7\text{mm} ; 50\text{mm} ; 20\text{mm})$$

Soit : $\varphi_t = 10\text{mm}$

On opte pour : **2 cadre $\varphi 10$ + épingle** $\implies A_t = 4\text{HA}10 + 2\text{HA}8 = 4.14\text{cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales:**

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\varphi_t \}$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

En zone nodale : $S_t \leq \min \{ 90/4 ; 12 \times 1 \} = 12\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 90/2 = 25\text{cm}$

Soit : En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

• **La quantité d'armatures transversales minimale:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t \times b$$

$A_t = 0.003 S_t \times b$		A _{calculée} (cm ²)	OBS
En zone nodale	En zone courante		
1.5	2.25	4.14	Cv

Tableau VI.10 : Vérification des quantités d'armatures transversales

❖ **Armatures de peaux:**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **90 cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$ Soit donc **2HA14** avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

VI.4.2) Vérifications à l'ELU:

• **Vérification des contraintes tangentielles :**

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Sens XX	1152.09	2.4	2.5	CV
Sens YY	735.18	1.5		CV

Tableau VI.11 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/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
4-5	B-C	4	4.5	0,88	Triangle	1,33	103,93	138,43	308,27
	C-D	4	5.4	0,74	Trapèze	1,63		169,84	
3-4	B-C	3.5	4.5	0,77	Triangle	1,16		121,13	242,26
	C-D	3.5	5.4	0,64	Triangle	1,16		121,13	
2-3	B-C	3.5	4.5	0,77	Triangle	1,16		121,13	242,26
	C-D	3.5	5.4	0,64	Triangle	1,16		121,13	
1-2	B-C	4	4.5	0,88	Triangle	1,33		138,43	276,86
	C-D	4	5.4	0,74	Triangle	1,33		138,43	

Tableau VI.12 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

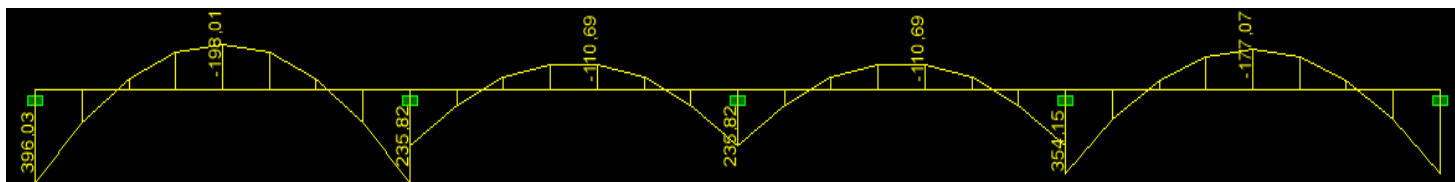


Figure VI.13- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

Sens XX (file 4) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
A-B	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47	103,93	152,78	252,61
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40		145,20	
B-C	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47		153,11	252,61
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40		145,20	
C-D	5-4	4	5.4	0,74	Trapèze	1,63		169,84	294,51
	4-3	3.5	5.4	0,65	Trapèze	1,50		156,41	
D-E	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47		153,11	252,61
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40		145,20	
E-F	5-4	4	4.5	0,89	Trapèze	1,47		153,11	252,61
	4-3	3.5	4.5	0,78	Trapèze	1,40		145,20	

Tableau VI.13 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX)

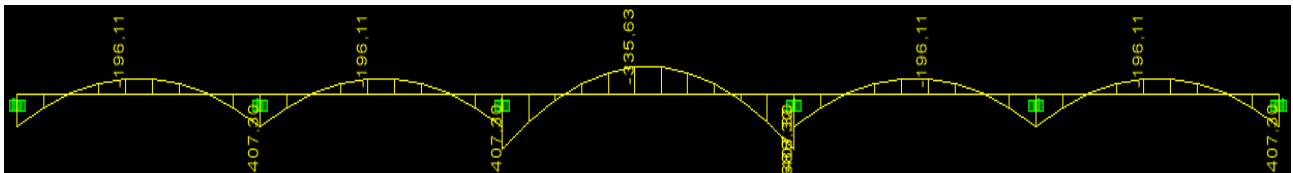


Figure VI.14 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	$M_a = 688.32\text{KN.m}$	$M_t = -335.63\text{KN.m}$
Sens YY	$M_a = 396.03\text{KN.m}$	$M_t = -198.01\text{KN.m}$

Tableau VI.14 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

- Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

		$M_s(\text{KN.m})$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
Sens XX	Appuis	$M_a = 688.32$	47.12	193.1	201.63	8.1	15
	Travée	$M_t = -335.63$	23.75	178.9		3.97	
Sens YY	Appuis	$M_a = 396.03$	23.75	214.1		5.71	
	Travée	$M_t = -198.01$	15.71	160.6		3.56	

Tableau VI.15 : 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**, il y lieu d'augmenter la section d'armatures adoptées aux appuis :

$$A_a = \mathbf{5HA20} \text{ (fil) } + \mathbf{5HA16} \text{ (chap)}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{197.6 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.6 \text{ MPa}} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{5.46 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VII

ÉTUDE DU MUR PLAQUE
ÉTUDE DU MUR PLAQUE

Introduction :

Pour assurer la stabilité derrière notre structure ; et pour faire faces aux poussées de terres du aux remblais retenue par le mur, ainsi qua aux charge d'exploitation éventuelles supportée par les remblais, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armée dont la hauteur est égale $h=3.06\text{m}$, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

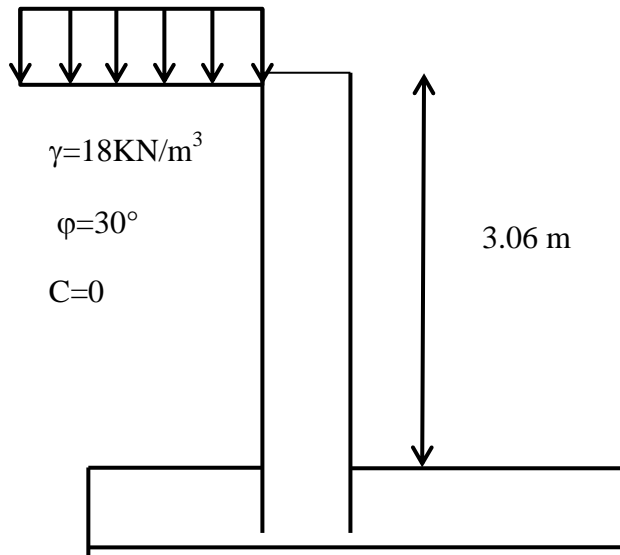


Figure VII.1 : schémas statique du mur plaque.

VII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimal imposée par le RPA99/2003 (Art10.1.2) est de 15cm on opte une épaisseur de 30cm

VII.2) Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de **Rankine**, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : contrainte horizontale.

σ_v : contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

K_a : coefficient de poussées de terres.

φ : L'angle de frottement interne.

VII.3) Les caractéristiques physique et mécanique du sol :

Surcharge éventuelle des terres : $q=10 \text{ KN/m}^3$

Poids volumiques des terres : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$

Cohésion : $C=0$

Contrainte de sol : $\sigma_{\text{sol}}=2.50 \text{ bars}$

VII.4) Calcul des sollicitations :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

Nous avons $C=0$ sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$K_a=0.333$

ELU :

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \times \sigma_v = k_a (1.35\gamma h + 1.50q) \\ &= 0.333(1.35 \times 18 \times h + 1.50 \times 10) \end{aligned}$$

$$\sigma_h = 8.09h + 5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 5 \text{ KN/m}^3$$

$$h=3.06 \text{ m} \quad \sigma_{h2} = 29.755 \text{ KN/m}^3$$

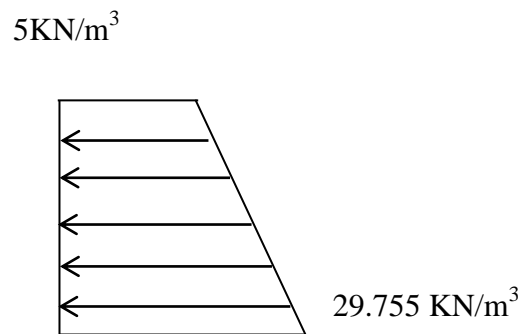


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU

ELS:

$$\begin{aligned} \sigma_h &= K_a \times \sigma_v = k_a (\gamma h + q) \\ &= 0.333(1 \times 18 \times h + 1 \times 10) \end{aligned}$$

$$\sigma_h = 5.994h + 3.33$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 3.33 \text{ KN/m}^3$$

$$h=3.06 \text{ m} \quad \sigma_{h2} = 21.671 \text{ KN/m}^3$$

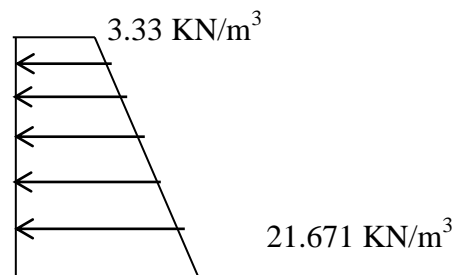


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS

VII.5) Charges moyennes :

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m sont :

ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma h_2 + \sigma h_1}{4} * 1m = \frac{3*29.755 + 5}{4} * 1m = 23.566$$

$$P_u = 23.566 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$P_s = \frac{3\sigma h_2 + \sigma h_1}{4} * 1m = \frac{3*21.671 + 3.33}{4} * 1m = 17.085$$

$$P_u = 17.085 \text{ KN/ml}$$

VII.6) ferrailage du mur plaque :

A. Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher du ré de chaussée.

B. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrée sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appuis : 0.50

Identification des panneaux : c'est le poteau le plus sollicité

Lx=4 m ; Ly=5.40 m

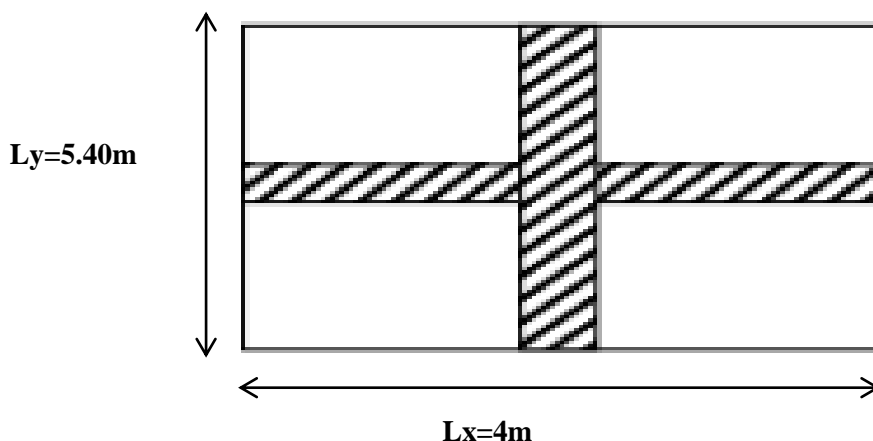


Figure VII.4 : le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4}{5.40} = 0.74 > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul des moments à l'ELU :

$$\rho = 0.74 \quad \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0634 \\ u_y = 0.494 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0634 * 23.566 * 4^2 = 23.905$$

M_{0x} = 23.905 KN.m

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 23.905 * 0.494 = 11.809$$

M_{0y} = 11.809 KN.m

Correction des moments :

Sens X-X

Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 * 23.905 = 11.952 \quad \mathbf{M_a = 11.952 KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 * 23.905 = 17.928 \quad \mathbf{M_t = 17.928 KN.m}$$

Sens Y-Y

Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 * 11.809 = 5.904 \quad \mathbf{M_a = 5.904 KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 * 11.809 = 8.856 \quad \mathbf{M_t = 8.856 KN.m}$$

Calcul des moments à l'ELS :

$$\rho = 0.74 \quad \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0696 \\ u_y = 0.632 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0696 * 17.085 * 4^2 = 19.025$$

M_{0x} = 19.025 KN.m

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 19.025 * 0.632 = 12.023$$

M_{0y} = 12.023 KN.m

Correction des moments :

Sens X-X

Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 * 19.025 = 9.512$$

$$M_a = 9.512 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 * 19.025 = 14.268$$

$$M_t = 14.268 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 * 12.023 = 6.011$$

$$M_a = 6.011 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 * 12.023 = 9.017$$

$$M_t = 9.017 \text{ KN.m}$$

VII.7) Ferrailage à l'ELU :

A. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

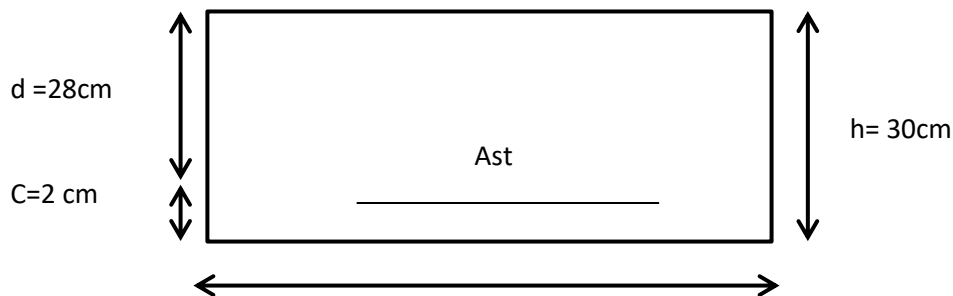


Figure VII.5 : Schéma statique de ferrailage du mur plaque

Un exemple de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple section rectangulaire (100x28)

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{et} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_{\gamma} b} = 14.20 \text{ MPa}$$

la section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Ferraillage dans le sens X-X

❖ Aux appuis : $M_a = 18.861 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.952 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0.010$ $\beta = 0.995$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.952 \times 10^3}{0.995 \times 28 \times 348} = 1.23$$

$$A_{st} = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ En travée : $M_t = 28.291 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.928 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0.016$ $\beta = 0.992$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.928 \times 10^3}{0.992 \times 28 \times 348} = 1.78$$

$$A_{st} = 1.78 \text{ cm}^2$$

❖ $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.381$

$$A_{min} = 3.381 \text{ cm}^2$$

sens	Zone	Mu KN.m	μ	Section	β	A(cm ²)	Amin (cm ²)	Adopté (cm ²)	Ferraillages	St
X-X	appuis	11.952	0.010	SSA	0.995	1.23	3.381	4.52	4HA12	25
	travée	17.928	0.016	SSA	0.992	1.78	3.381	4.52	4HA12	25
Y-Y	appuis	5.904	0.006	SSA	0.997	0.61	3.381	4.52	4HA12	25
	travée	8.856	0.008	SSA	0.996	0.92	3.381	4.52	4HA12	25

Tableau VII.1 : ferraillage du mur plaque

B. Les armatures transversales :

❖ En travée : $A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$

Soit $A_h = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **En appuis** : $A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$
Soit $A_h = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

C. Les recommandations du RPA99/2003 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage maximum des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (Horizontal et verticale).
 $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle de HA8

VII.8) Vérification à l'ELU :

a) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $St \leq \min(3h, 33\text{cm})$

Dans le sens x-x : $25\text{cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $25\text{cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité :

La condition d'armatures doit vérifier la condition suivante :

A adoptée > $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.381$

A adoptée = 4.52 > 3.381 cm² Condition vérifiée

c) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.2.3) :

La longueur de scellement : $l_s = \frac{\theta \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times ft_{28} = 0.6 \times 1.50^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour HA=12 : $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328$ **ls=42.328 cm²**

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminée par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est aux moins égale à : 0.4ls pour les aciers HA

Pour HA12 : $l_{cr} = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.328 = 16.931$ on opte **lcr= 18cm**

VII.9) Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91)

Notre mur plaque peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant : **préjudiciable**

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur σ_{st} (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 x \sqrt{\eta x f_{tj}})\right)$$

Avec :

f_e : c'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPA

f_{tj} : c'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPA

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formée de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas de fils diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1.3,

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} x 400 ; \max(0.5400 ; 110 x \sqrt{1.6 x 2.1})\right)$$

$$\sigma_{st} = \min(266.667, 200, 201.633)$$

$$\sigma_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

b) La limite de compression du béton (Art A.5,2 /BAEL91)

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les contraintes dans les aciers : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x A_s x d}$

Avec : $\rho = \frac{100 x A_s}{b x d} = \frac{100 x 4.52}{100 x 28} = 0.161$

Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		M_s (kn.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
x-x	appuis	9.512	4.52	0.161	0.934	60.67	80.468	201.633	1.32	15	cv
	travée	14.268	4.52	0.161	0.934	60.67	120.70	201.633	1.98	15	cv
y-y	Appuis	6.011	4.52	0.161	0.934	60.67	50.85	201.633	0.83	15	cv
	Travée	9.017	4.52	0.161	0.934	60.67	76.28	201.633	1.25	15	cv

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

C) État limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

ht : la hauteur total =30cm

lx : portée entre nus d'appuis

Mt : moment max à l'ELS

M0 : moment max de la travée isostatique

Ast : section des armatures **4.52 cm²**

b: la largeur de la section : **100 cm**

d : la hauteur utile de la section droite : **28 cm**

❖ **Sens x-x**

$$M_t = 0.75 M_0 x = 0.75 \times 14.268 = 10.701 \text{ KN.m}$$

$$Q_s = 17.085 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 17.085 \times \frac{4^2}{8} = 34.17 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{10.701}{10 \times 34.17} = 0.0313 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 28} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

❖ **Sens y-y**

$$M_t = 0.75 M_0 x = 0.75 \times 9.017 = 6.762 \text{ KN.m}$$

$$Q_s = 17.085 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 17.08 \times \frac{4^2}{8} = 34.17 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{6.762}{10 \times 34.17} = 0.0197 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 28} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

✓ Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder le calcul de la flèche.

Conclusion :

Les armatures longitudinales :

- ❖ Sens x-x :
 En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm
 En appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

- ❖ Sens y-y :
 En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm
 En appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

Les armatures transversales :

$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VII.10 ; Schéma de ferrailage du mur plaque

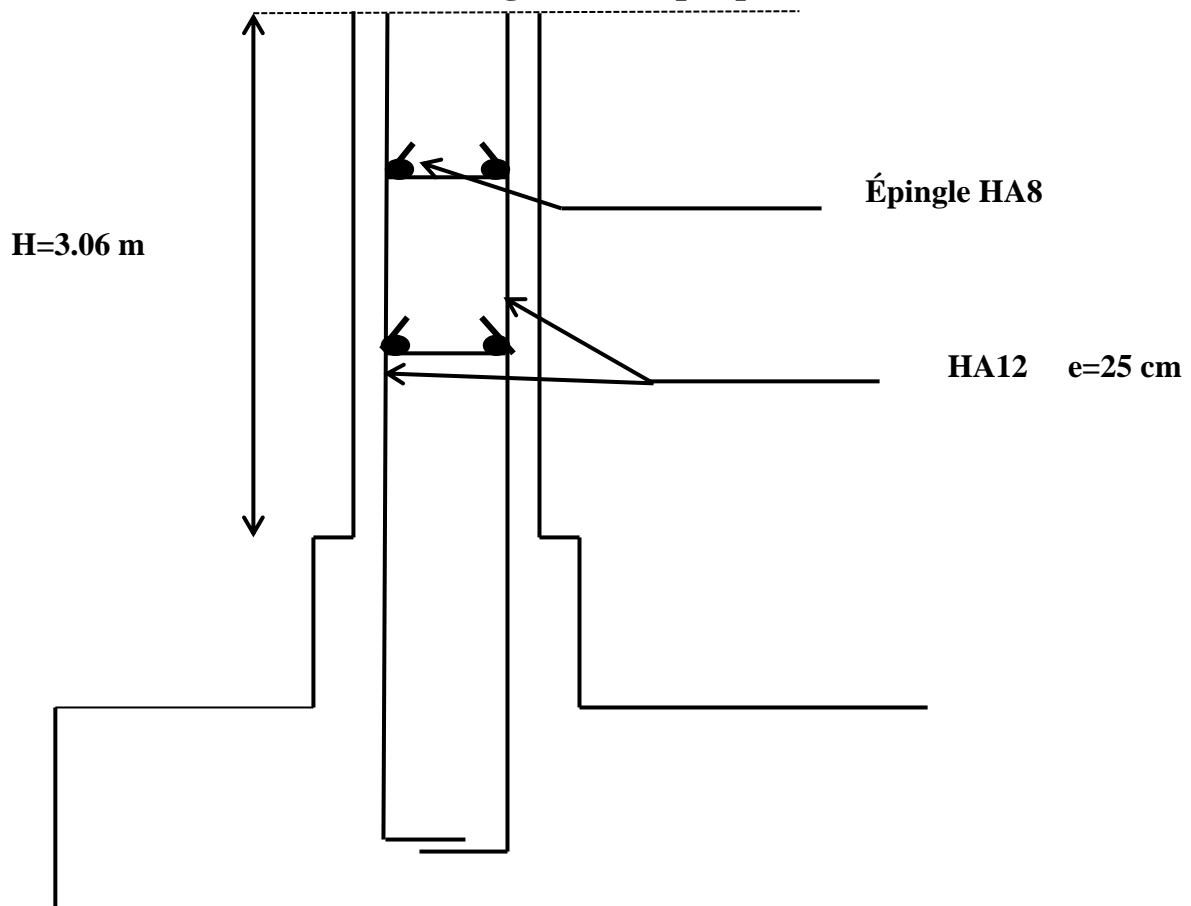


Figure VII.6 : Ferrailage du mur plaque

CONCLUSION

GENERALE

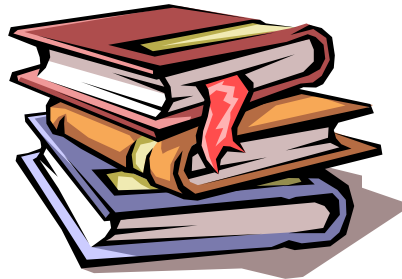
Conclusion









- L'étude de ce projet (R+8+ss) à usage d'habitation et commerciale nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR,
- afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (ETABS 2009 V-9.7.0) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.
- On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :
 - La résistance.
 - La durabilité.
 - L'économie.

Nous espérons que ce travail sera d'une utilité majeure, pour les générations à venir.

Point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

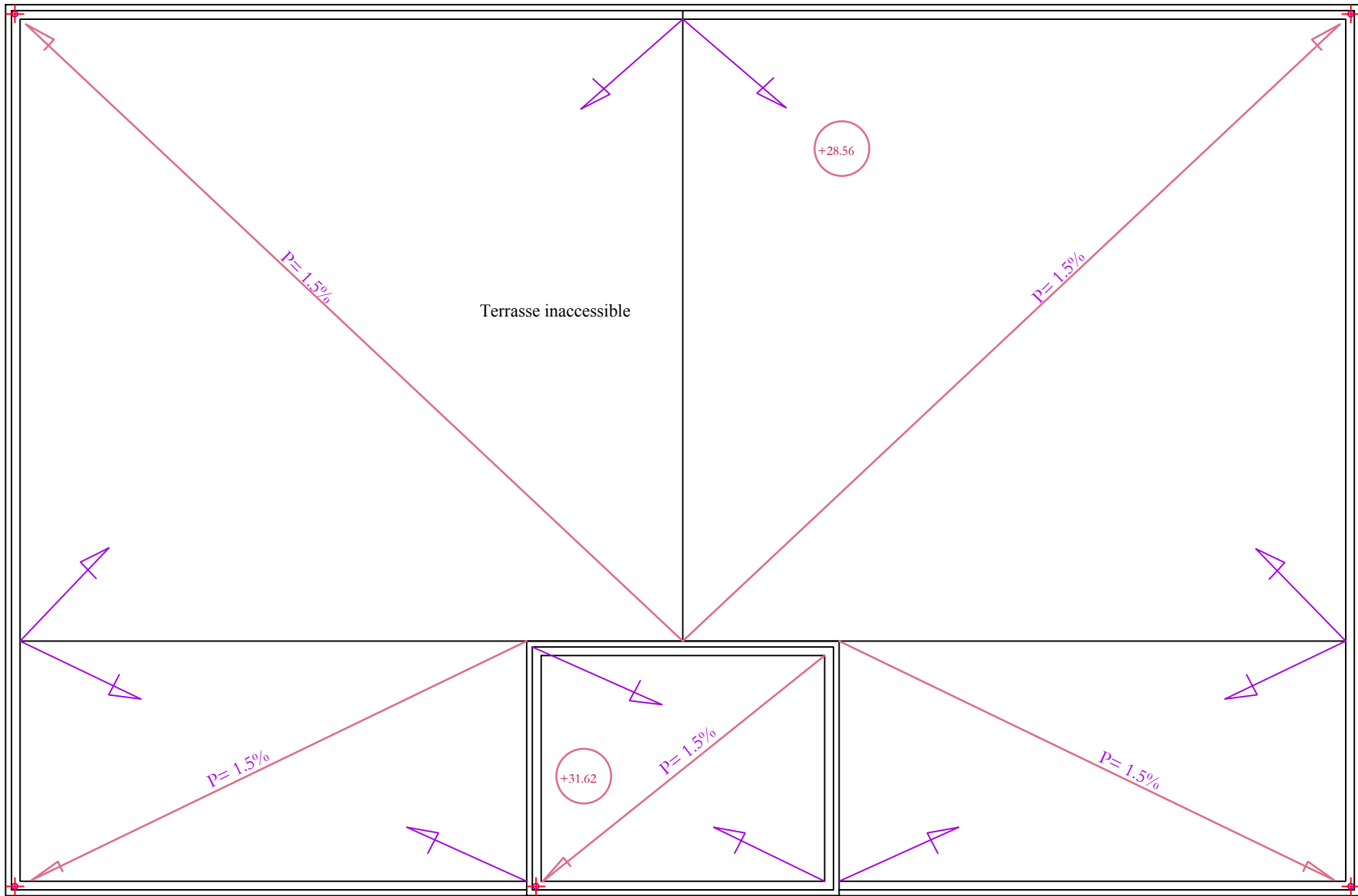
RÉFÉRENCES ET BIBLIOGRAPHIE



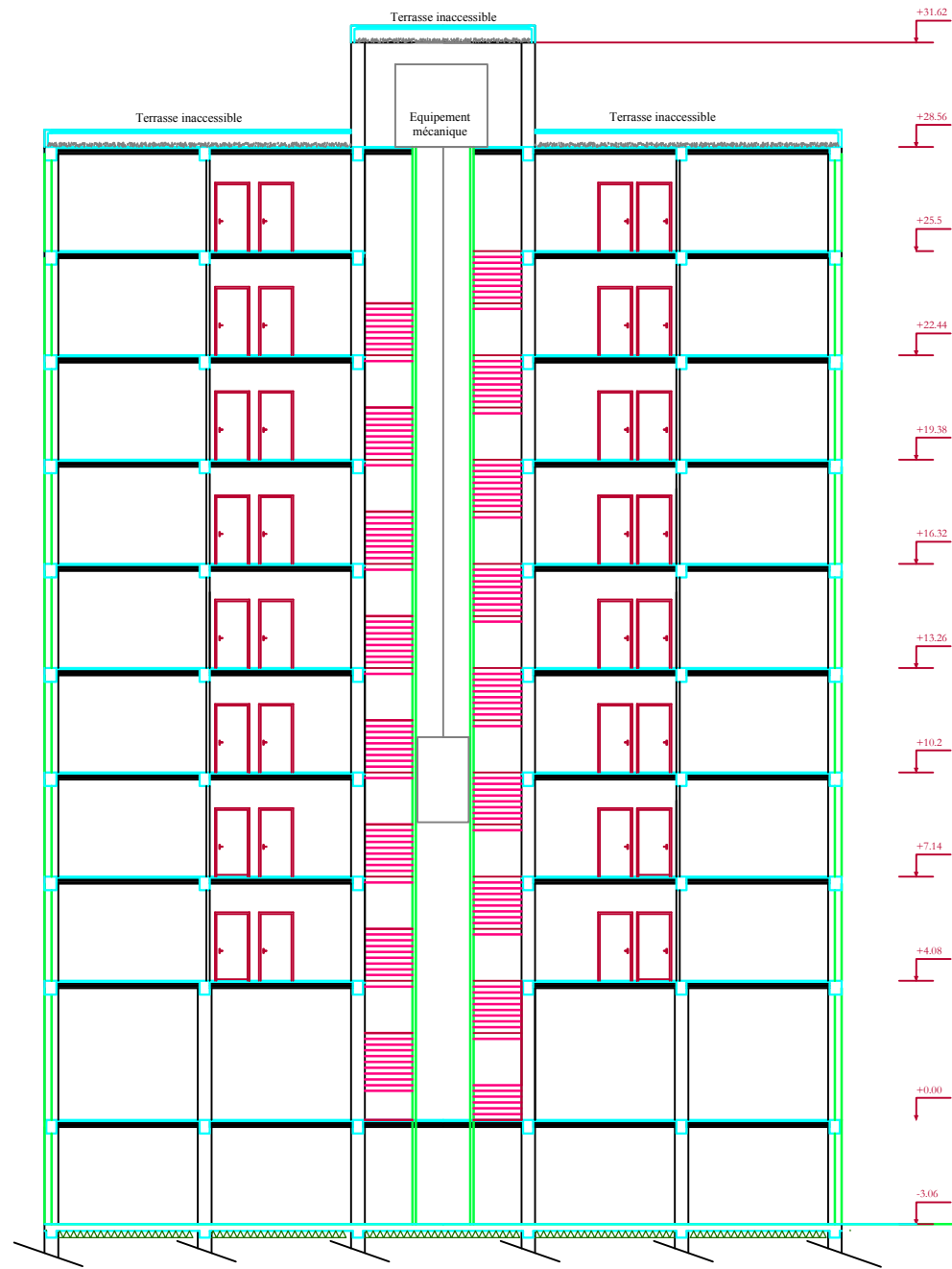
-  *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
-  *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
-  *Calcul des ouvrages en béton armé CBA.*
-  *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*
-  *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).*
-  *Cours et T.D du cursus de l'Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou (Département G.C).*
-  *Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.*
-  *Recherche globale sur internet.*

PLANS
PLANS

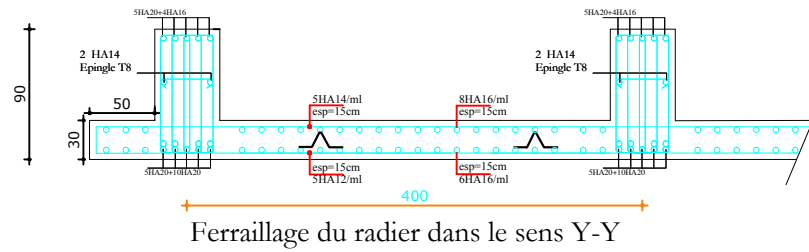
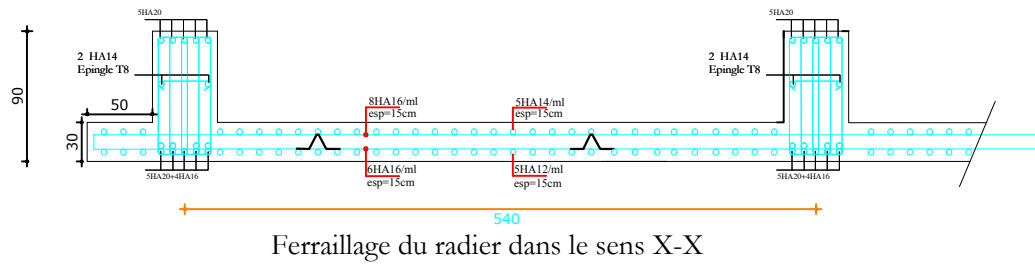
D'EXECUTIONS
D'EXECUTIONS



Plan de terrasse

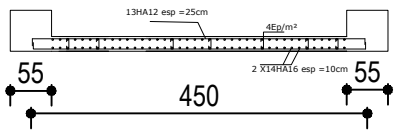


Coupe A-A

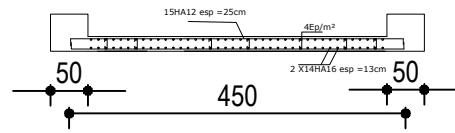


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de Ferrailage du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme CHAHOUR		Promotion: 2022

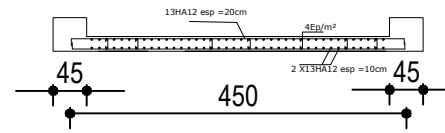
Voile L=4.5m zone I



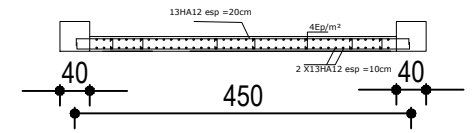
Voile L=4.5m zone II



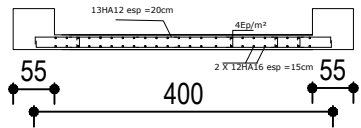
Voile L=4.5m zone III



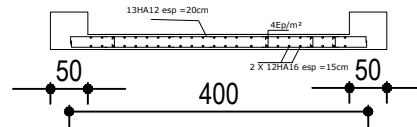
Voile L=4.5m zone IV



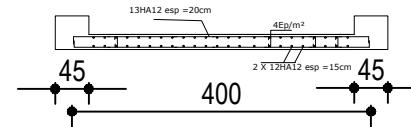
Voile L=4m zone I



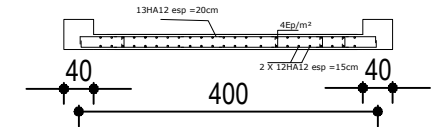
Voile L=4m zone II



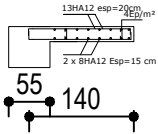
Voile L=4m zone III



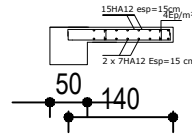
Voile L=4m zone IV



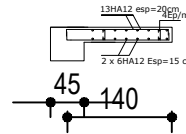
Voile L=1.4m zone I



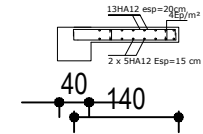
Voile L=1.4m zone II



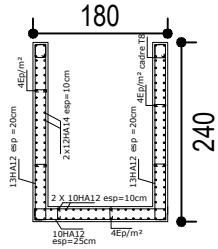
Voile L=1.4m zone III



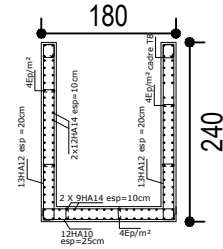
Voile L=1.4m zone IV



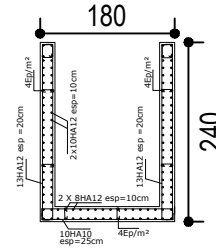
Voile cage d'ascenseur zone I



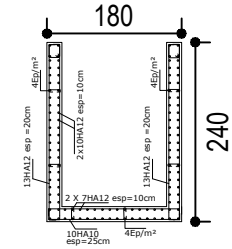
Voile cage d'ascenseur zone II



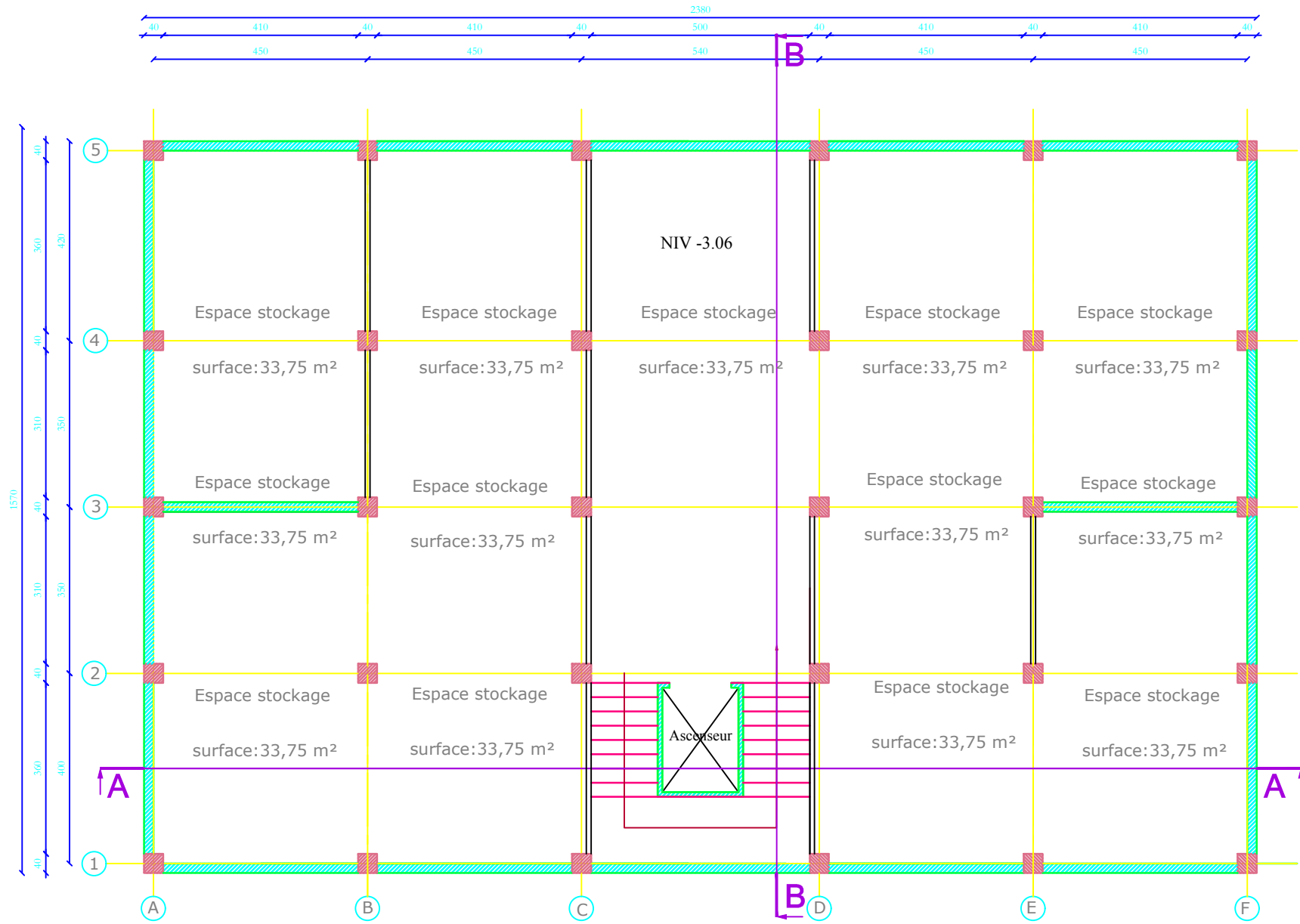
Voile cage d'ascenseur zone III



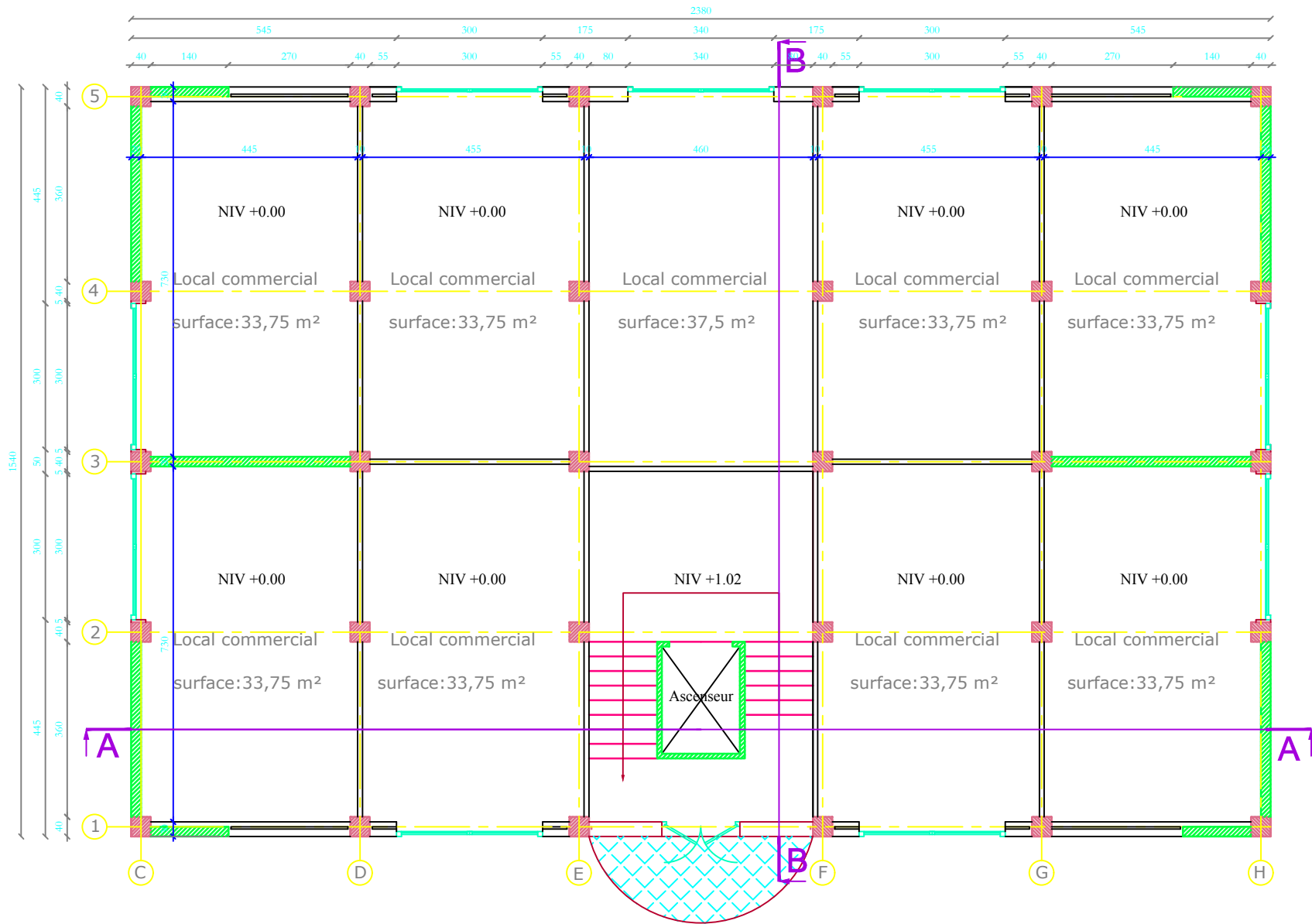
Voile cage d'ascenseur zone IV



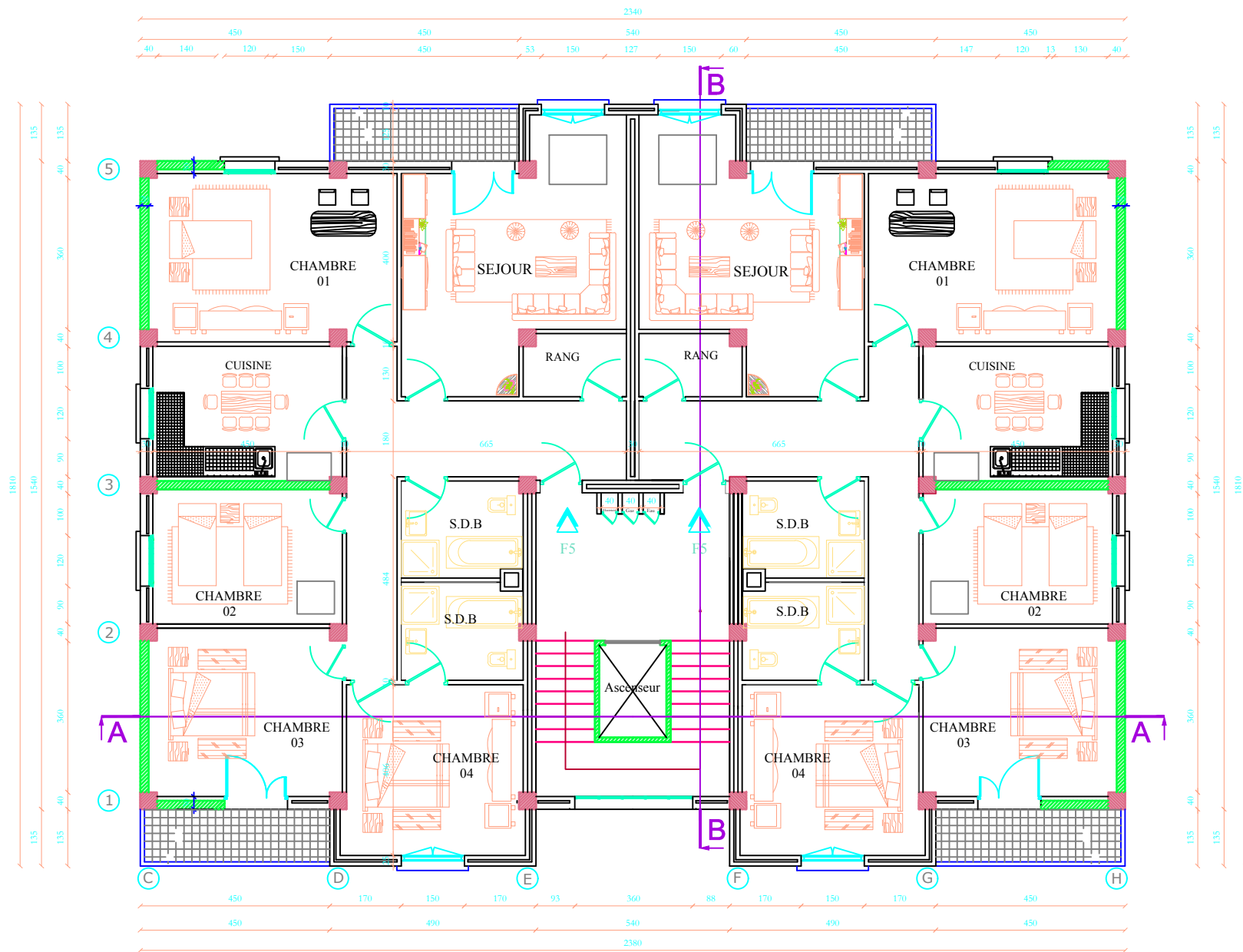
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : AGROUCHE NAJDET SIARI AMIRA Dirigé par : Mr BAZIZ.K	Titre : Plan de ferrailage des voiles	Echelle: 1/50 Promotion: 2022



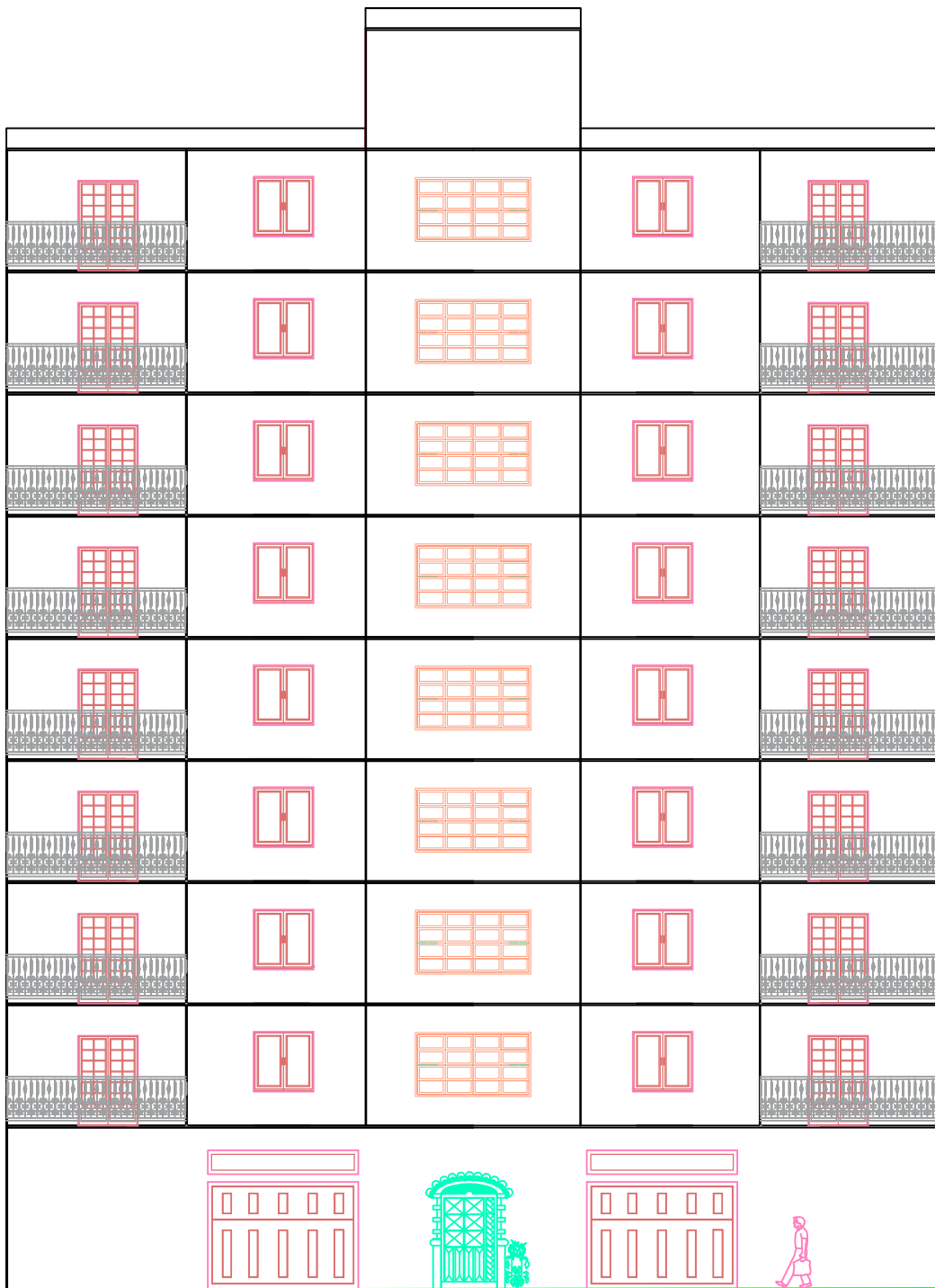
Plan du sous-sol



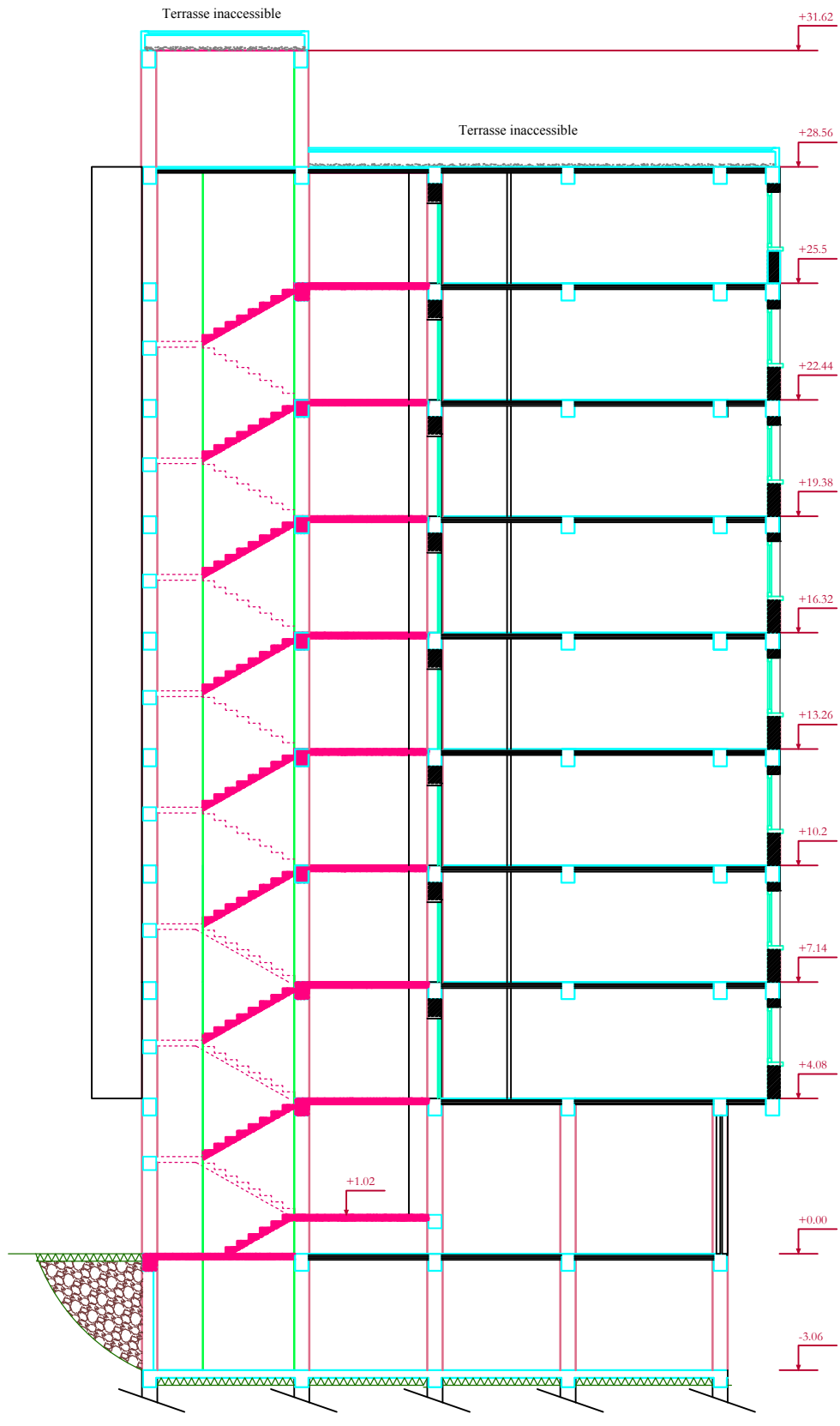
Plan de rez-de-chaussée



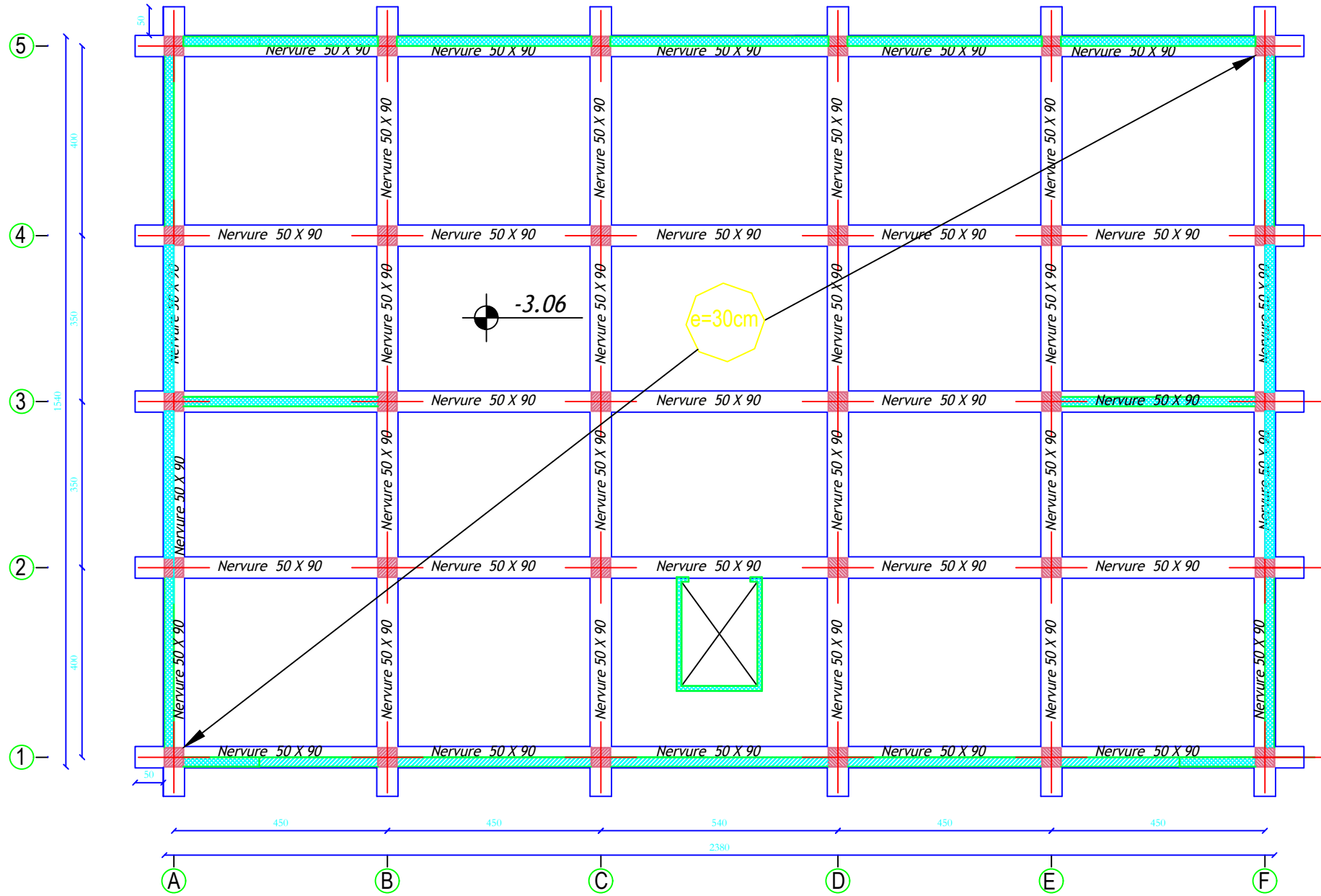
Plan de l'étage courant



Façade principale

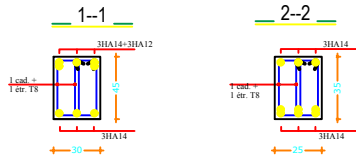
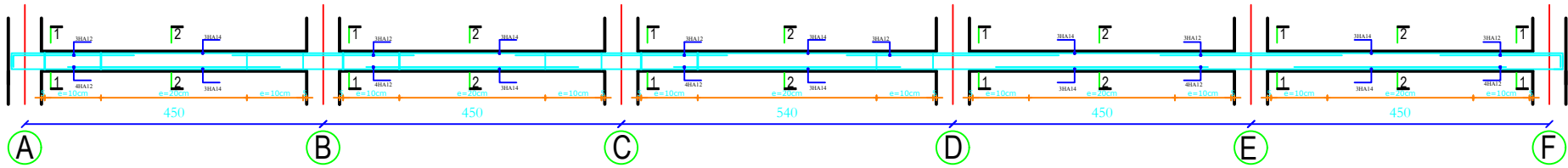


Coupe B-B

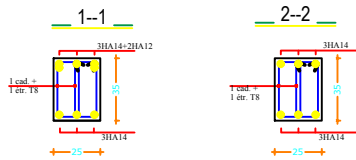
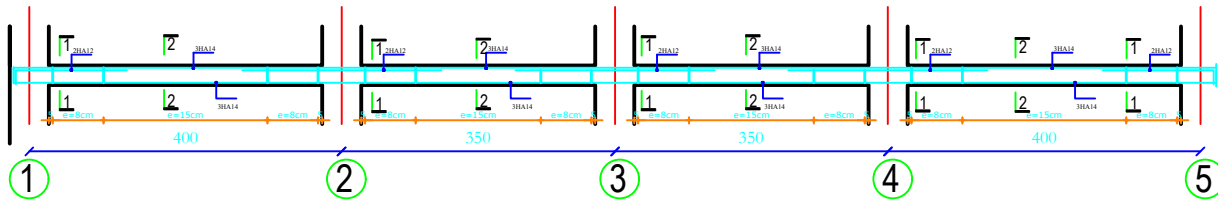


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de coffrage fondations	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme CHAHOUR		Promotion: 2022

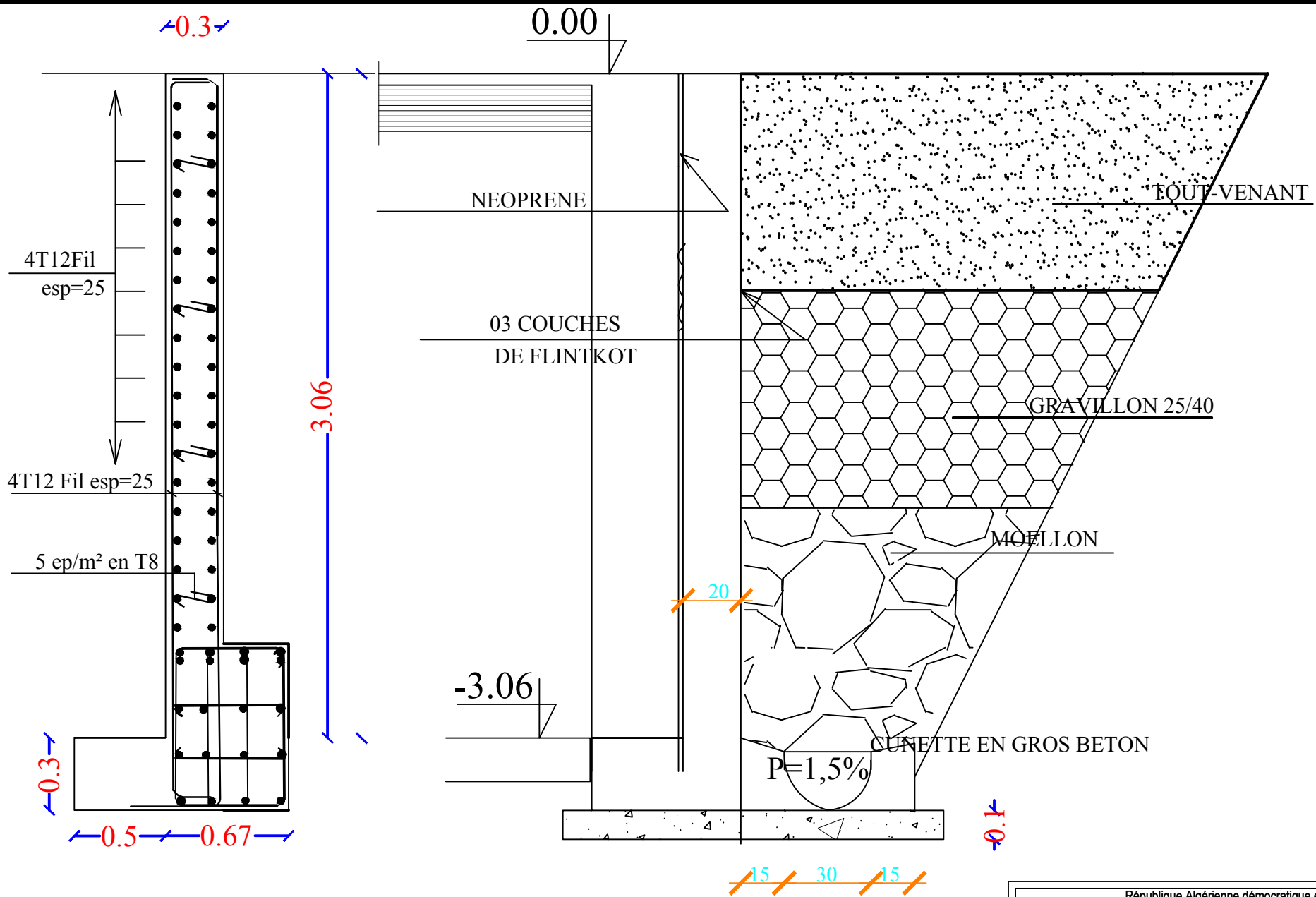
Poutres Principales



Poutres Secondaires

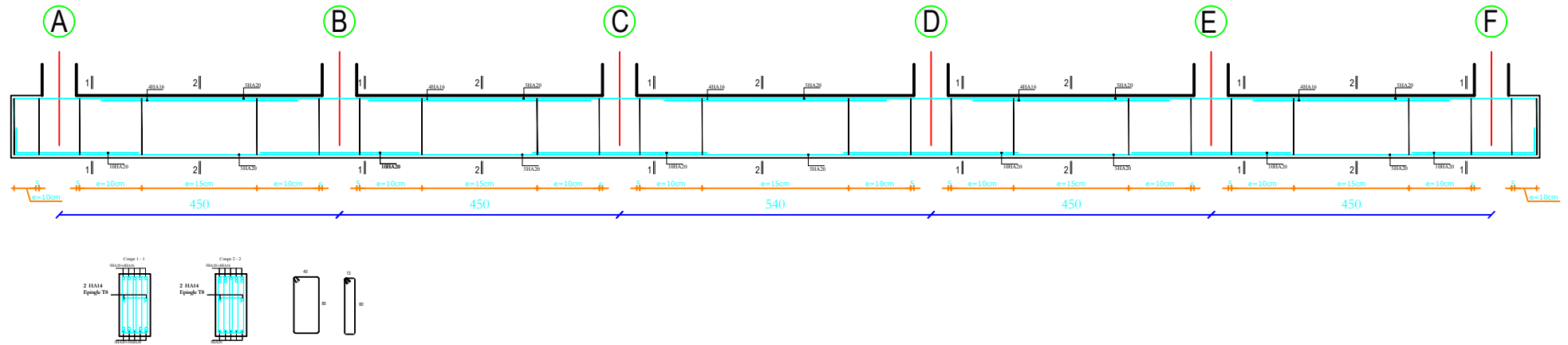


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de ferrailage des poutres	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme CHAHOUR		Promotion: 2022

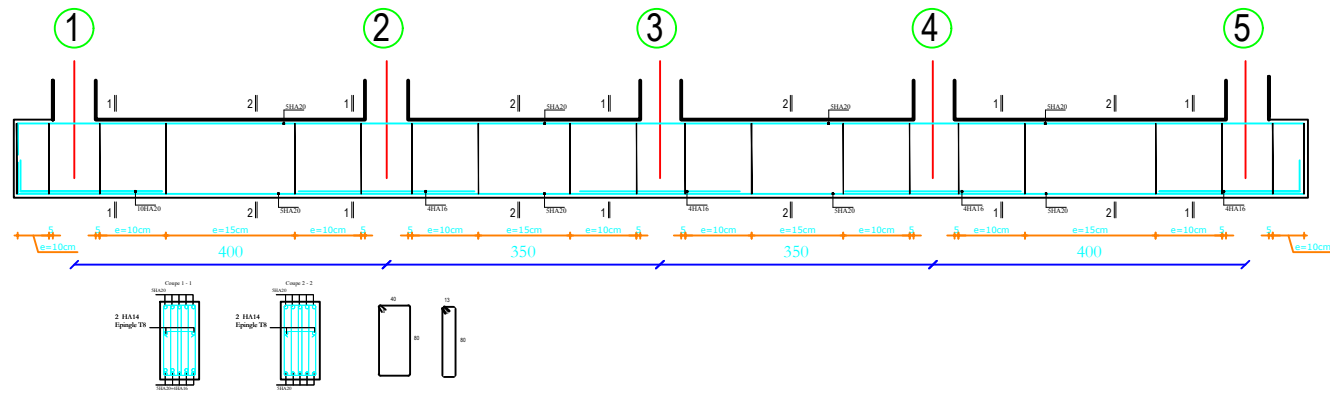


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par : BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de Ferrailage du murs plaque	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme CHAHOUR		Promotion: 2022

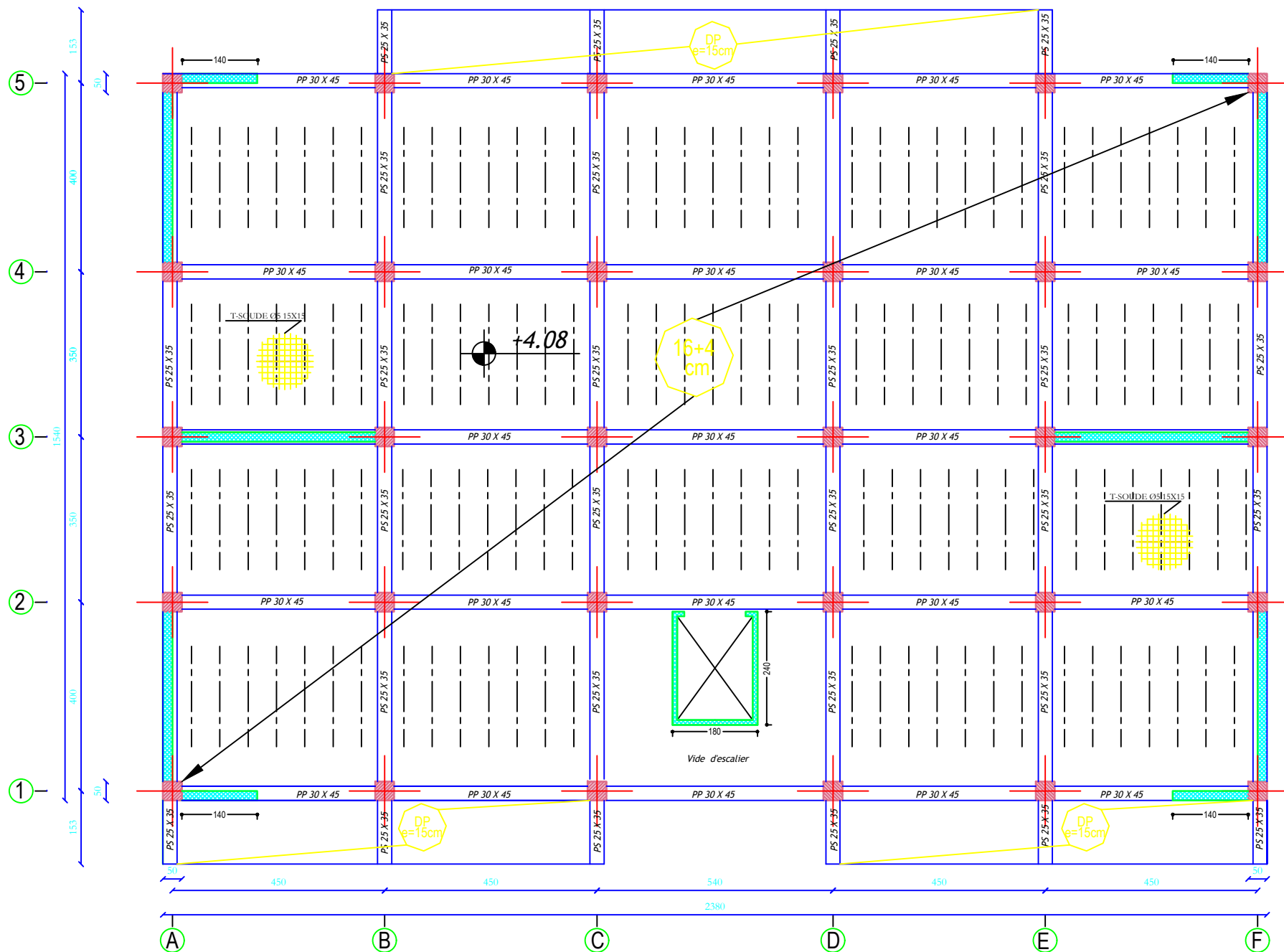
Nervures sens X-X



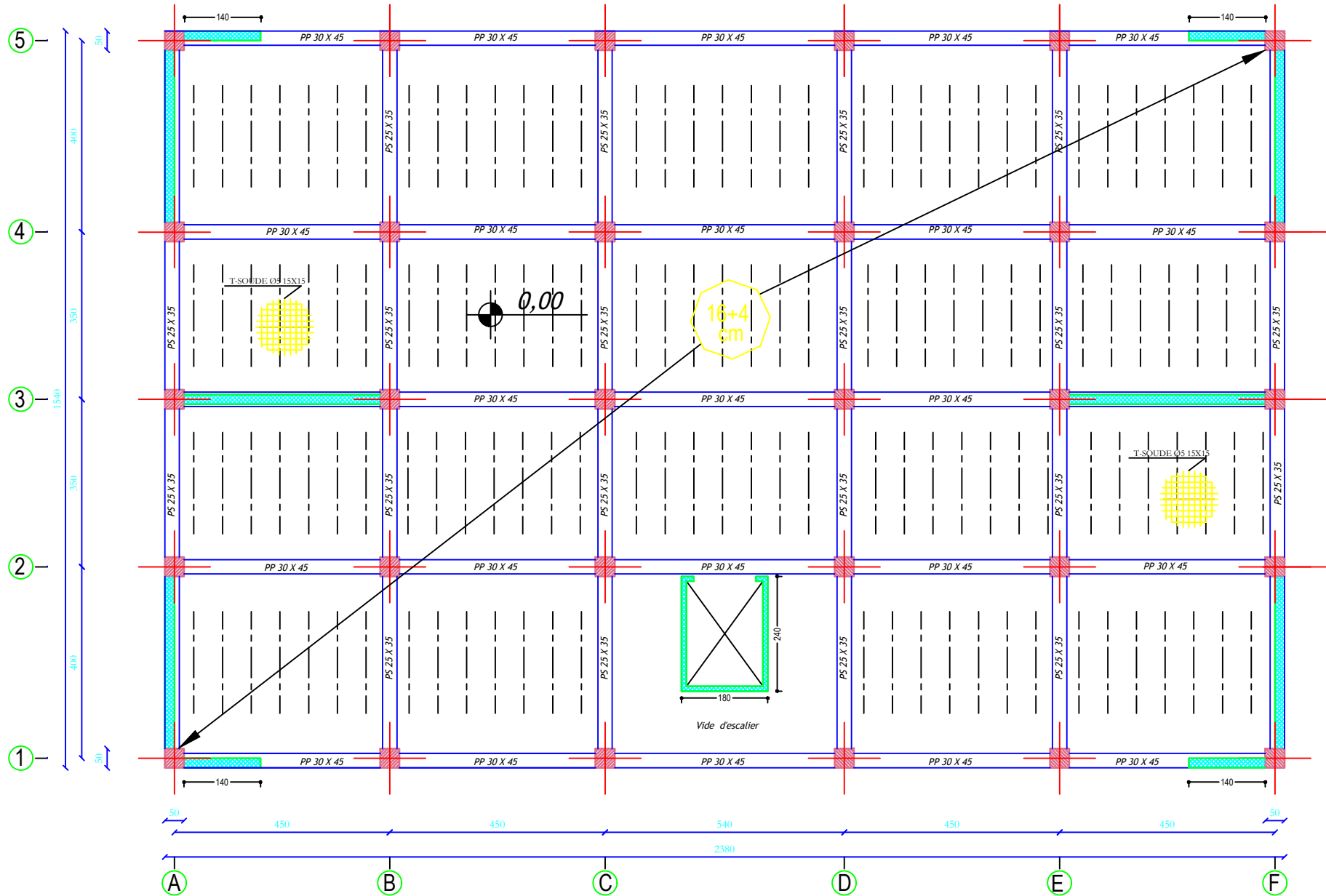
Nervures sens Y-Y



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par: B.E.T
Etudié par: BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de ferrailage des nervures	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme CHAHOUR		Promotion: 2022



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: BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de coffrage étage courant	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme CHAHOUR		Promotion: 2022



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: BEN HADJI AMIROUCHE YOURARI AZIOUEZ	Titre : Plan de coffrage RDC	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme CHAHOUR		Promotion: 2022