



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri - Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'Etudes

En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie
civil

Option : Constructions civiles et industrielles

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+7+2entre-sols) à usage multiple avec
contreventement mixte avec l'utilisation de logiciel ETABS*

Suivi par :

-M^r. Louzai, A

Réalisé par :

-Smail Ouerdia

-Msaid Hayat

Promotion: 2017/2018

Remerciement

Après avoir rendu grâce à Dieu le plus puissant de nous avoir donné la santé et le courage pour effectuer ce projet de fin d'étude, dans les meilleures conditions, on a l'immense plaisir de remercier vivement notre promoteur Monsieur LOUZAI.A, pour ses précieux conseils, son suivi et ses orientations tout le long de notre travail.

En exprimant ainsi la reconnaissance qu'on doit à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail, qu'ils trouvent ici nos vifs respects et nos profondes gratitude.

Nos remerciements vont également :

Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Dédicace

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière, je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour que je puisse arriver Jusque-là et qui m'ont beaucoup soutenu durant toute ma vie, toute la confiance qu'ils m'accordent et tout l'amour dont ils m'entourent.

Mes chers frères, Kamel et sa femme Nabila, Hamid et sa femme Farida, Marzouk, Saïd et sa femme Zehoua, et Rachid qui sont toujours à mes coté et n'ont jamais cessé de me soutenir.

Mes très chères sœurs Karima et Rachida, et sans ignorer leurs maris Ali et Kamel.

A mes nièces : Ahlem, Nihad, Amal, Aya, Sonia, Rifham, et en cas particulier mon ange et espoir de vie ma petite adorable Mariem.

Mes neveux : Arab et Aissam.

Mon cousin Mouloud et sa sœur Samira.

Mes chères amis(e): Ouiza, Celia, Zohra, et celle qui m a beaucoup aider durant toute l'année, ma meilleur amie Kahina. Salim Larbaoui, Bilal Tabta, Hassane et Arezki.

En exception mon amie Tasnim et son fils Ahmed et toute sa famille.

Ma binôme Ouerdia et sa famille, ainsi son mari Hocine.

Toute la famille Msaid.

Toute la promotion 2017-2018

Hayat

Dédicace

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière, je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de mon père que j'aime qu'il soit là mais hélas, ma chère mère que Dieu la protège. Ont beaucoup sacrifié pour que je puisse arriver Jusque-là et qui m'ont beaucoup soutenu durant toute ma vie, toute la confiance qu'ils m'accordent et tout l'amour dont ils m'entourent.

Mes chères sœurs, ainsi leurs familles.

Mon frère Bachir, sa femme Nora et ces petites filles Mélina et Dalia.

Ma chère tante Salifa et son mari Mohend.

Toute la famille Gaoua.

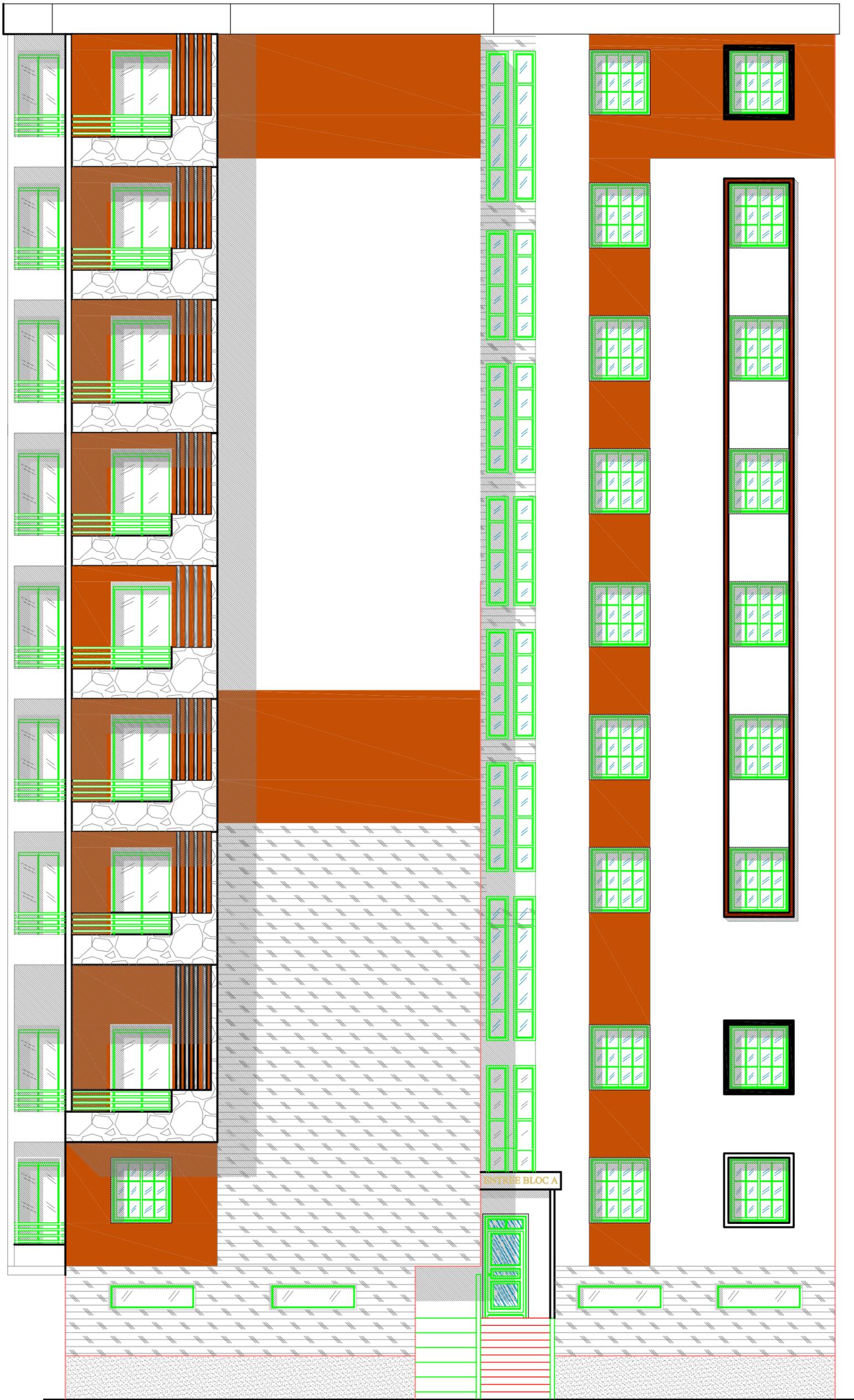
Mon très cher mari Hocine pour son soutien et encouragements durant toute l'année.

Ma binôme Hayat et sa famille.

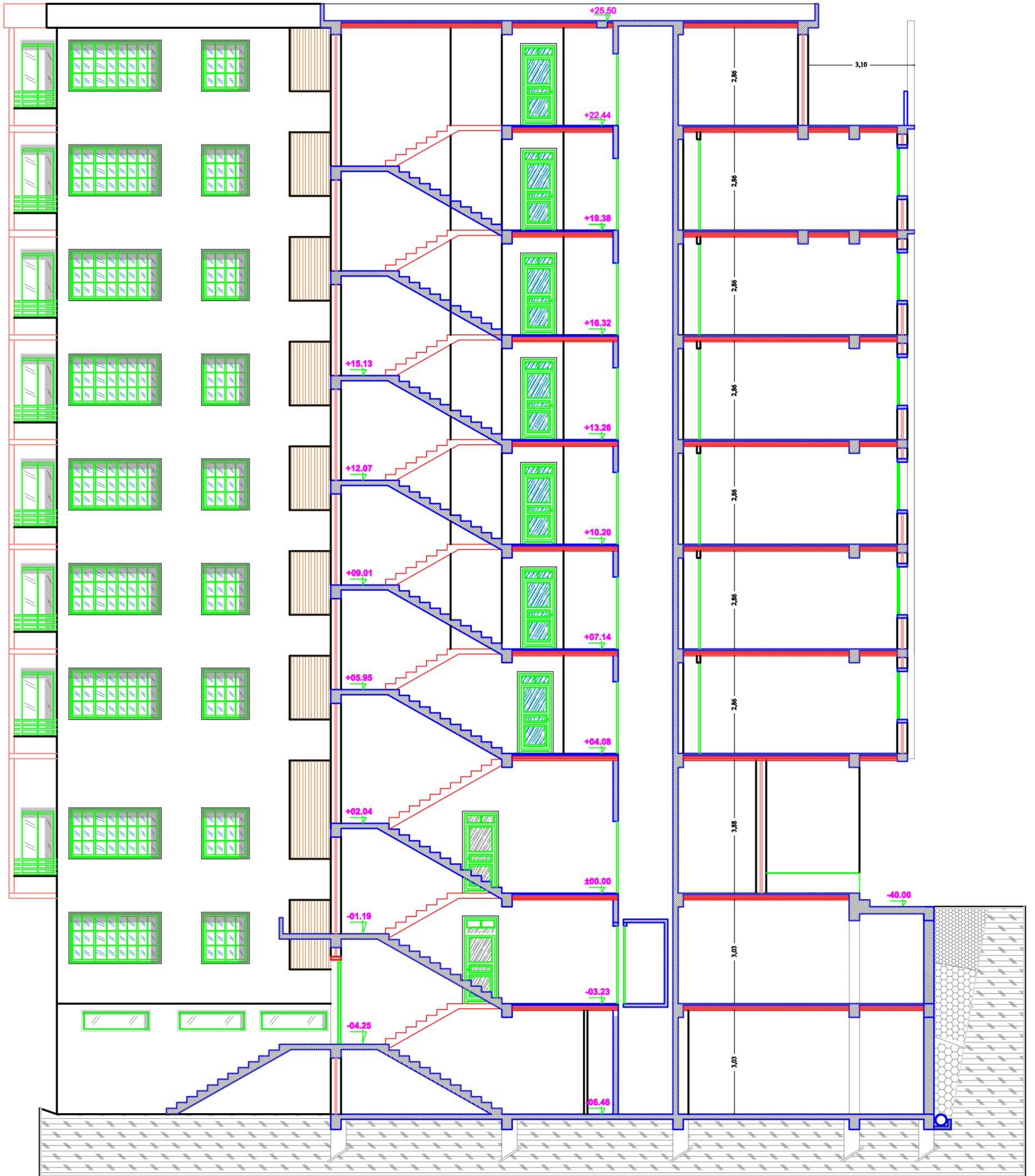
Toute la famille Smail.

Toute la promotion 2017-2018

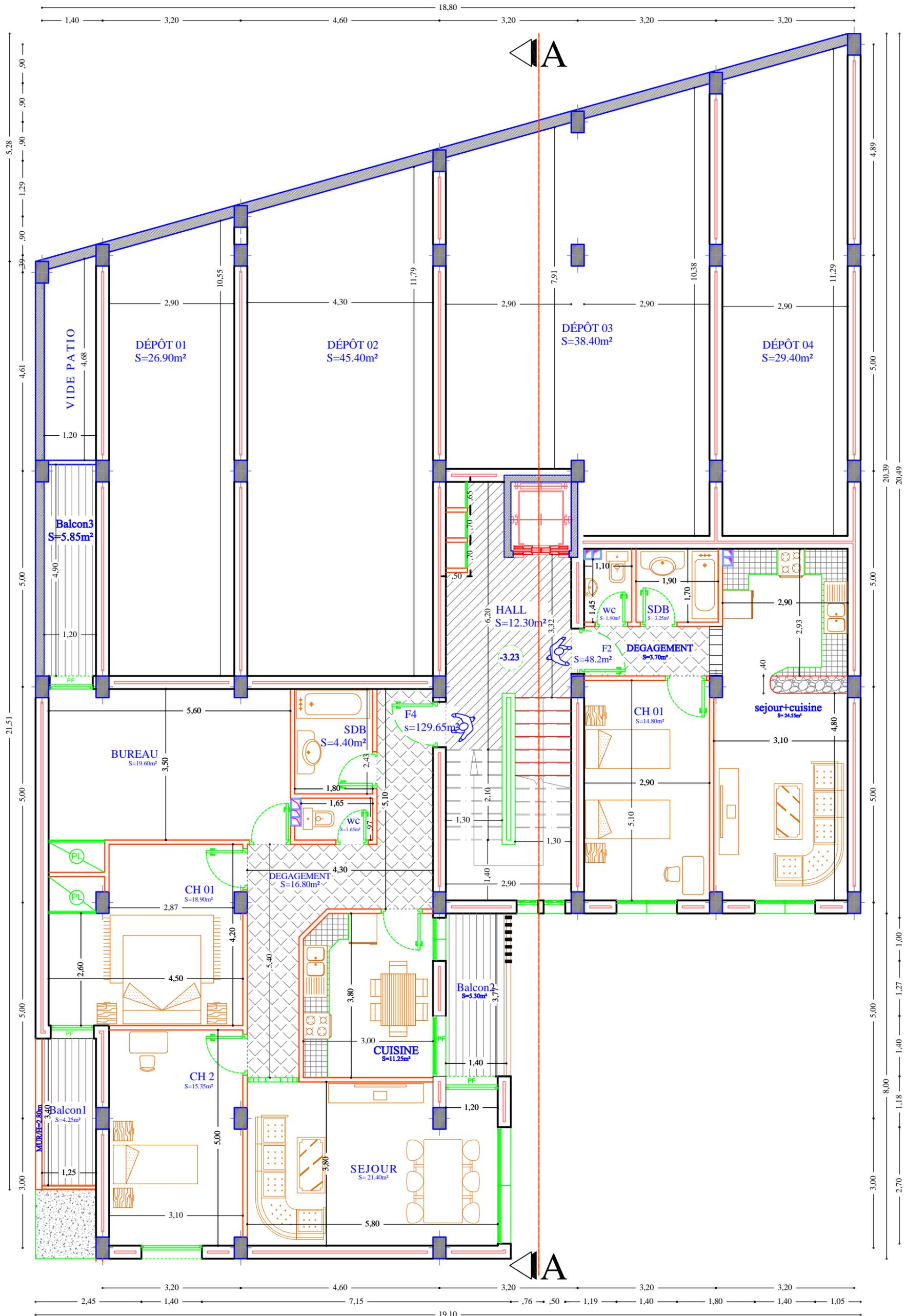
Ouerdia



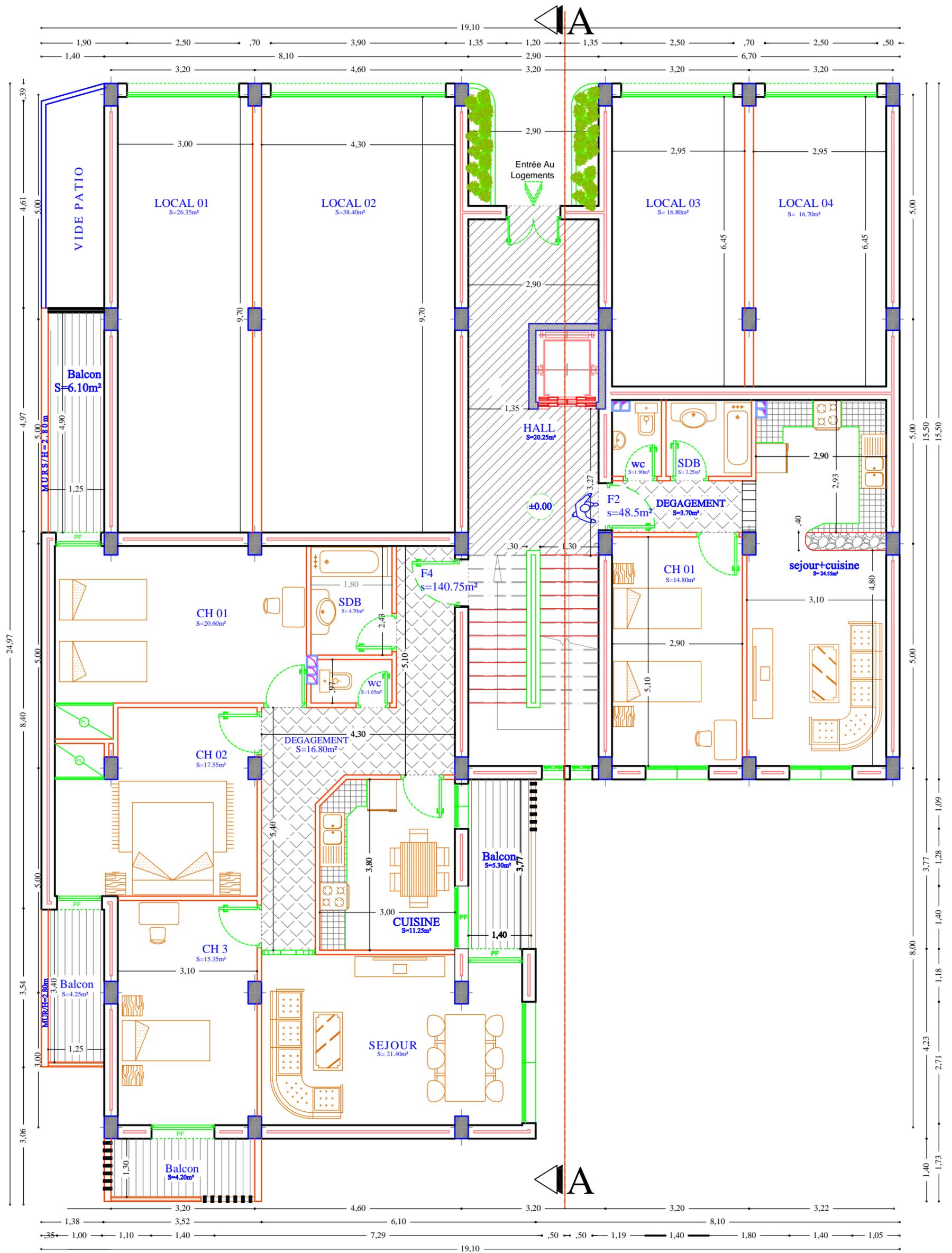
FAÇADE SUD



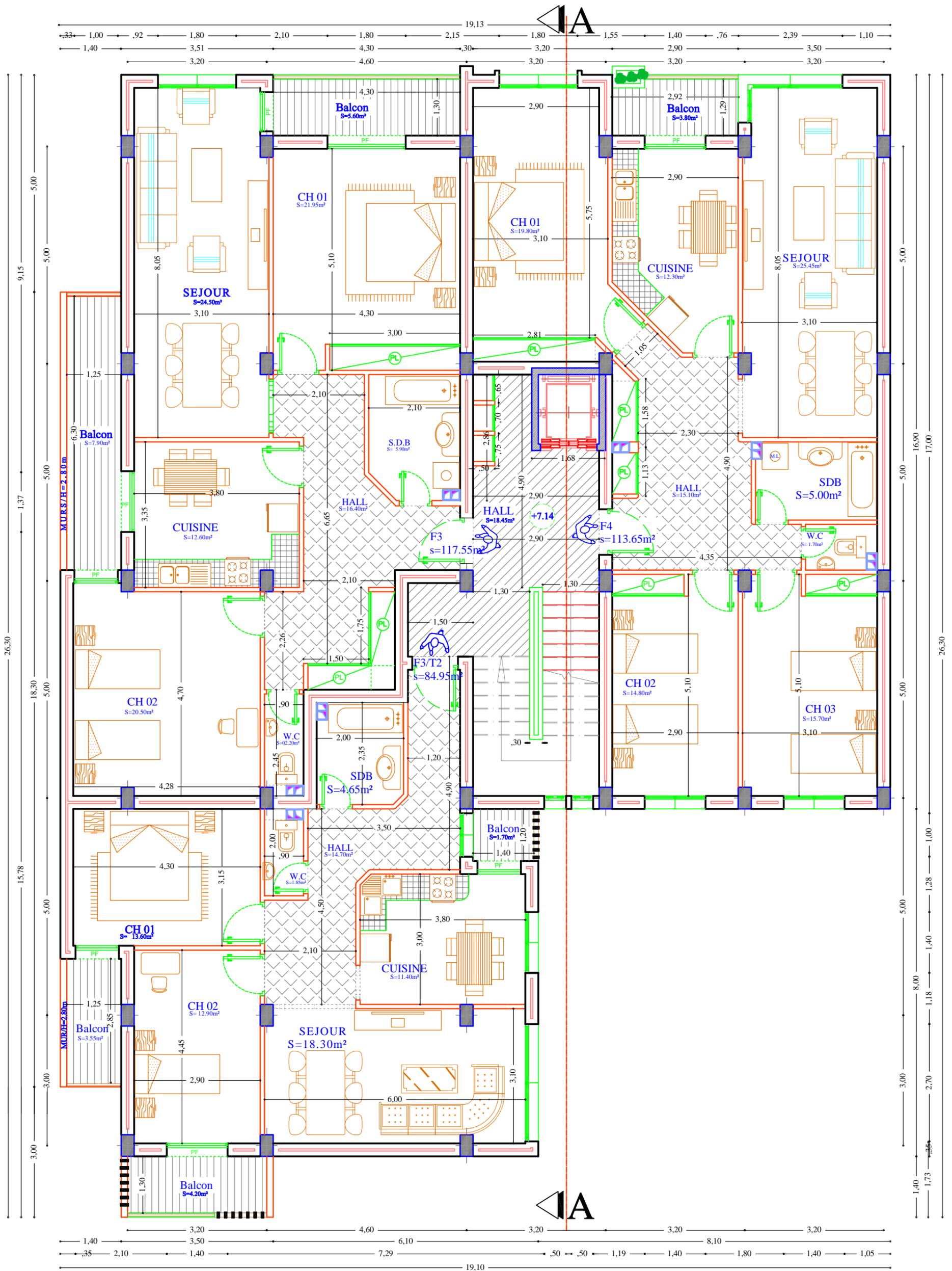
COUPE A-A



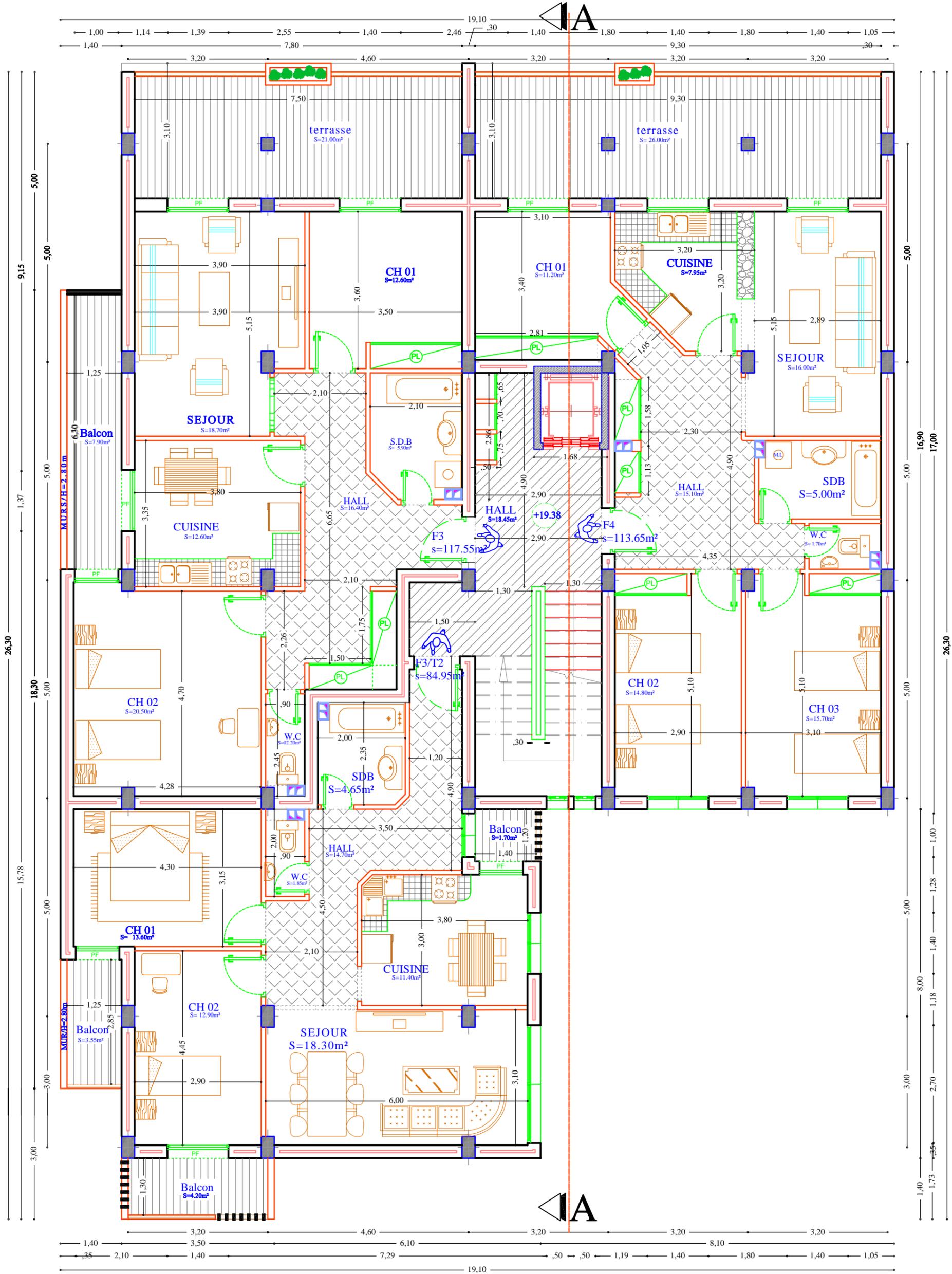
PLAN SOUS SOL01



PLAN REZ-DE-CHAUSSÉE



PLAN ETAGE 02&04



PLAN ETAGE EN ATTIQUE

TABLE DES MATIERES

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation et description de l’ouvrage	
Introduction.....	3
I-1. Présentation et description de l’ouvrage.....	3
I.2. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage.....	3
I.3. Les éléments de la superstructure.....	4
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
- I.4.1. Béton.....	6
- I.4.2 .Les aciers.....	10
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
II.1. Les planchers.....	15
-A. Planchers corps creux	15
-B. Plancher en dalle pleine en béton armé.....	16
II.2:Les poutres.....	17
-II.2. 1 : Les poutres principales.....	17
-II.2.2 : les poutres secondaires.....	18
-II.2. 3 : Poutres palières.....	18
II.3. Les voiles.....	19
II.4. Détermination des charges et des surcharges	20
- II.4.1.Charges permanentes.....	20
-II.4.2 charges d’exploitation.....	22
II.5. Les poteaux.....	22
-II.5.1. Surface d’influence.....	23
-II-5-2. Poids propre des éléments.....	23
-II-5-3. Surcharge d’exploitation.....	24
-II-5-4. La loi de dégression de charge en fonction du nombre d’étages.....	24
-II.5.5. Les charges cumulées.....	25

TABLE DES MATIERES

-II.5.6. Vérification.....	27
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1 : Les planchers.....	30
- III.1.1 : Calcul des poutrelles	30
-III.1.2.Charges et surcharges	31
-III.1.3.Choix de la méthode de calcul.....	33
-III.1.3.a : Exposition de la méthode des trois moments	33
-III.1.3.b Calcul à l'E.L.U.....	34
-III.1.4 Calcul des armatures	39
-III.1.4.1 Armatures longitudinales.....	39
-III.1.4.2 Armatures transversales.....	40
- III.1.5 Vérification à l'E.L.U.....	41
- III.1.6 Calcul à l'E.L.S.....	43
..	
III.2.Escaliers	45
-III.2.1. Définition.....	45
- III.2.2 : Caractéristiques dimensionnelles	45
-III.2.3 : Pré dimensionnement	46
-III.2.4 : Détermination des charges et surcharges.....	47
-III.2.5 : Calcul à l'ELU	48
-III.2.6 : Calcul du ferrailage à l'ELU.....	51
- III.2.7 : Vérification à l'ELU.....	53
-III.2.8 : Calcul à l'ELS.....	55
- III.2.9 : Vérification à l'ELS.....	57
III.3 : Poutre palière	59
- III.3.1 : Pré dimensionnement.....	59
-III.3.2.1:Combinaison de charges.....	59
-III.3.2.2 : Calcul à l'ELU.....	59

TABLE DES MATIERES

-III.3.2.3 : Calcul à l'ELS.....	60
- III.3.2.4 : Ferrailage à l'ELU	61
-III.3.2.5 : Vérification à l'ELU.....	62
-III.3.2.6 : Calcul à l'ELS.....	64
III.4 : Dalle salle machine.....	65
-III.4.1 Pré dimensionnement.....	66
-III.4.2 : Calcul des moments au centre du panneau.....	66
-III.4.3 : Ferrailage à l'ELU.....	68
-III.4.4 : Vérification à l'ELU.....	70
-III.4.5.Calcul à l'E.L.S.....	72
-III.4.6 : Vérification à l'ELS.....	73
III.5 .Dalle pleine.....	76
-III.5.1 : Dimensionnement.....	77
- III.5.2 : Détermination des charges et surcharges	77
-III.5.3 : Combinaisons de charges	77
-III.5.4 : Calcul de rapport des charges	77
-III.5.4.1 : Moment isostatique.....	77
-III.5.4.2 : Moment sur appuis.....	77
-III.5.4.3 : Moments en travée	78
-III.5.4.4 : Efforts tranchants.....	78
-III.5.5 : Ferrailage à l'E.L.U	78
-III.5.5.1 : Armatures principales.....	78
-III.5.5.2 : Armatures de répartitions.....	79
-III.5.6 : Vérification à l'E.L.U	79
-III.5.7.Vérification à l'E.L.S.....	80

TABLE DES MATIERES

III. 6. Porte à faux.....	82
-III. 6.1. Etude de la dalle pleine du porte à faux	82
-III.6.2.Détermination des charges et surcharges	82
-III.6.3.Combinaisons de charges	82
-III.6.4.Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants.....	82
- III.6.5.Ferraillage à l'E.L.U.....	83
-III.6.5.1.Armature principale	83
-III.6.5.2.Armatures de répartitions.....	83
-III.6.6.Vérification à l'E.L.U	83
-III.6.7.Ferraillage à l'E.L.S.....	85
-III.6.7.1.Armature principale	85
-III.6.7.2.Armatures de répartitions.....	85
-III.6.8.Vérification à l'E.L.U.....	85
III.7 : Acrotère.....	86
-III.7.1 : détermination des sollicitations.....	87
-III.7.2 : Combinaison des charges	88
-III.7.3 : Ferraillage de l'acrotère.....	88
-III.7.4Calcul à L'ELS	91
-III.7.5:vérification de l'acrotère au séisme.....	92
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
- IV.1 : Introduction.....	94
- IV.2 : Objectif de l'étude dynamique.....	94
- IV.3 : Modélisation.....	94
- IV.3.1 : Description du logiciel ETABS.....	94
-IV.3.2 : Choix de la méthode de calcul	94
-IV.4:Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens.....	95
-IV. 4.1 : Nombre de modes à retenir	95
-IV.4.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	96

TABLE DES MATIERES

-IV.4.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	98
-IV.4.4. Vérification des déplacements inter étages	99
-IV.4.5. Vérification de l'effet P-Delta.....	99
-IV.4.6. Justification de l'interaction voile-portique	100

Chapitre V : Ferrailage des poteaux

-V.1 : Introduction	103
-V.2 : Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales.....	103
-V.3 : Les recommandations du RPA 99 pour les armatures transversales	103
-V.4.Calcul des armatures à l'ELU.....	105
-V.5 : Détermination des armatures	106
-V.6 : Les différentes sollicitations dans les poteaux.....	107
-V.7 : Ferrailage des poteaux a l'ELU	107
-V.7.1 : Calcul des armatures transversales.....	109
-V.8 : Vérification a l'E.L.S	112

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

-VI : Ferrailage des poutres.....	116
- VI.1 : Recommandations du RPA 99 version 2003	116
-VI.1.1 : Armatures longitudinales.....	116
-VI.1.2 : Armatures transversales.....	116
-VI.2.Etapes de calcul des armatures longitudinales.....	116
-VI.3. Exemple de calcul.....	117
• Ferrailage des poutres principales.....	118
• Ferrailage des poutres secondaires.....	119
-VI.4.Vérifications des conditions du RPA.....	120
-VI.5.Vérifications à l'ELU	121

TABLE DES MATIERES

-VI.6.Vérification à l'ELS.....	123
---------------------------------	-----

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

-VII.1.introduction	126
-VII.2 : Combinaisons d'actions.....	126
-VII.3 : Ferrailage des voiles	126
-VII.4 : Vérifications.....	130
-VII.5 : Exemple de calcul.....	130

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

-VIII.1.Introduction.....	142
-VIII.2.Etude géotechnique du sol.....	142
-VIII.2. Choix du type de fondation	142
-VIII.3. Dimensionnement.....	142
-VIII.3.1. Semelles isolées sous poteaux	142
-VIII.3.2. Semelles filantes	143
-VIII.4. Ferrailage du radier général	
-VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier	146
-VIII.4.2. Détermination des sollicitations.....	146
-VIII.4.3. Détermination de la surface du radier.....	147
-VIII.4.4. Détermination des efforts à la base du radier.....	147
-VIII.4.5. Vérifications.....	148
-VIII.4.6. Ferrailage du radier	151
-VIII.4.7. Calcul à l'E.L.U.....	152
-VIII.5. Ferrailage de débord	157
-VIII.5.1 Calcul des armatures.....	157
-VIII.5.2 Vérification à l'ELU	158

TABLE DES MATIERES

-VIII.5.3 Armature de répartition.....	158
-VIII.5.4Vérification à l'ELS	158
-VIII.6 Calcul des nervures.....	159
-VIII.6.1. Sens longitudinale	161
-VIII.6.2 : Le ferrailage.....	162
• VIII.6.2.1 : Vérification à l'E.L.U	163
• VIII.6.2.2 : Vérification à l'ELS	164
-VIII.7 : Détermination des charges Sens transversale.....	168
• -VIII.7.1 : Détermination des sollicitations	169
• VIII.7.1.1 : Le ferrailage.....	169
• VIII.7.1.2 : Vérification à l'E.L.U	170
• VIII.7.1.3 : Vérification à l'ELS	171
Conclusion Générale.....	172
Bibliographie.....	173

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

Le Domaine de construction, réalisation d'ouvrage, et activité industriel présentent une grande importance dans l'économie nationale. Ce dernier comprend tous les stades de conception tels que les bâtiments d'habitation, d'administration...ect.

Cependant, si le métier de construction est considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, y' a lieu de reconnaître qu'il faut s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions métalliques et en béton armé, des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximal de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils induisent des destructions

importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser. Dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

L'Algérie, présente une vulnérabilité élevée au séisme, c'est pourquoi elle a de temps été soumise à une activité sismique intense. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du **21 mai 2003**n'étaient pas de conception parasismique, à cet effet elle a fait appel à une série d'exigences réglementaires et la maîtrise de leur prise en compte connue par la :

- Recommandation parasismique Algérienne **RPA99version2003** pour la mise en œuvre des ouvrages.

Les matériaux de la structure jouent incontestablement un rôle très important dans la résistance des constructions, par conséquent, la stabilité de l'ouvrage et le calcul des éléments qui le constitue, sont en fonction du type de ces matériaux .Pour cela on a à suivre des réglemets mais aussi des méthodes basés sur la connaissance des matériaux (béton-acier) qui sont :

- Le (**BAEL 91**) modifié **99** a pour but de dimensionner, et ferrailer les éléments résistants de la structure.
- Charges et surcharges d'exploitations(**DTR**).
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé(**CBA93**)

Dans notre projet, le dimensionnement, et l'analyse de bâtiment en **R+7** qui se porte à l'ossature à contreventement mixte en béton armé, sont portés sur outil logiciel **ETABS** qui s'avères assez performant pour la modélisation de différentes structures.

Introduction :

La construction des ouvrages est basée principalement sur le choix du types d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent, où cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle a été prévue compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

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

Afin d'élaborer ce projet de fin d'étude, le bureau d'étude TASSILI ARCHITECTURE ET DESIGN nous a confié l'étude et calcul des éléments résistants pour un bâtiment **R+7+2Entres-sol** à usage d'habitation et commercial, construit à TIZI OUZOU. Il est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99version2003**). Cette région est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**). Ce bâtiment est implanté dans un site meuble (**S3**). L'ossature est composée de 2 blocs de 10 niveaux séparés par un joint sismique, chaque niveau ayant une distribution de 3 logements dans chacun des 2 blocs.

Dans notre étude le calcul se fera pour un seul bloc composé de :

- 2 entres-sol.
- Rez-de-chaussée.
- 6 étages courants.
- Etage attique.
- L acrotère.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

La contrainte admissible ne nous a pas était remise donc elle est prise égale à $\sigma_{sol}=2bars$

I.2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

a) Dimensions en plan :

➤ Sous-sol 1 :

Longueur :28.39m

Largeur :19.10m

➤ Sous-sol2 :

Longueur :28.39m

Largeur :19.10m

➤ **RDC :**

Longueur :24.97m

Largeur :19.10m

➤ **1^{er} étage :**

Longueur :26.30m

Largeur :19.10m

➤ **2^{eme} et 4^{eme} étage :**

Longueur :26.30m

Largeur :19.13m

➤ **3^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage :**

Longueur :26.30m

Largeur :19.10m

➤ **Étage attique :**

Longueur :26.30m

Largeur :19.10m

b) Dimensions en élévation :

Hauteur de sous-sol1 :3.23m

Hauteur de sous-sol2 :3.23m

Hauteur de RDC :4.08m

Hauteur d'étage :3.06m

Hauteur d'étage en attique :3.06m

Hauteur de l'acrotère :0.6m

I.3 : Les éléments de la superstructure :

❖ **Ossature :** nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

❖ **Les planchers :** ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une construction travaillant en flexion.

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- Résistance et stabilité (porteuse) :
 - Supporter les charges d'utilisation.
 - Limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation.
 - Durabilité.
- Etanchéité et protection :
 - à l'air.
 - au feu.
 - aux effractions.
- isolation thermique et acoustique.
- Fonction architecturale.
- Fonctions techniques :
 - Facilité de mise en œuvre.
 - Liaison avec les porteurs verticaux.
 - Passage des gaines.

Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre, il existe deux types de planchers :

1. **Planchers en corps creux** : (hourdis -tables de compression) dans tous les niveaux, sont optés pour les raisons suivantes :
 - les portées des poutres ne sont pas importantes.
 - La facilité de réalisation.
 - Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
2. **Dalle pleine en béton armé** : c'est une plaque en béton armé coulée sur place qui peut reposer sur plusieurs appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. Elle est prévue dans les balcons, les portes à faux, les paliers de repos des escaliers et pour la cage d'ascenseur.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte les conditions suivantes :

- ▲ De résistance à la flexion : $\frac{1}{30}$ à $\frac{1}{35}$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis, et $\frac{1}{40}$ à $\frac{1}{50}$ pour une dalle reposant sur 4 cotés.
- ▲ D'isolation acoustique : ≥ 16 cm.
- ▲ De rigidité ou limitation de la flèche : $\leq \frac{1}{500}$

- ▲ De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heures de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.
- ❖ **Les portes à faux** : certains sont utilisés en dalles pleines, d'autres en corps creux.
- ❖ **Les escaliers** : éléments en béton armé coulé sur place, permettant le passage à pieds entre les différents niveaux constituant le bâtiment, comportant deux volées, un palier de repos construit en dalle pleine.

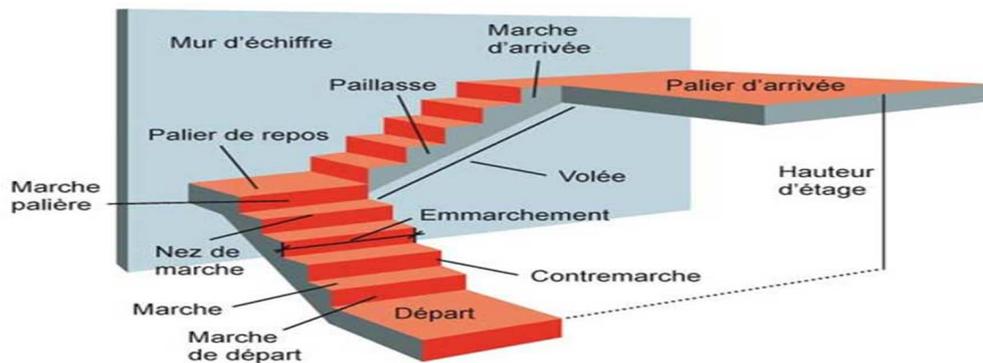


Figure I.1. Caractéristique d'un escalier droit

- ❖ **L'ascenseur** : vu la hauteur importante de bâtiment, la conception de l'ascenseur est indispensable. L'ascenseur est un appareil mécanique, servant le déplacement vertical des personnes ou des chargements vers les différents niveaux. Constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur.
- ❖ **L'acrotère** : comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau de bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variée entre 60 cm à 100 cm et 10 cm d'épaisseur. Elle a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur les façades.
- ❖ **Les joints sismiques** : des espaces vides de tout matériau, ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.
- ❖ **Maçonnerie** : la plus utilisée est en briques creuses, nous avons deux types :
 - **Murs extérieurs** : elles sont constituées en doubles cloisons en briques creuses de 8 trous, de 10 cm et 15 cm d'épaisseur et séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - **Murs intérieurs** : constitués d'une seule cloison en briques creuses avec 10 cm d'épaisseur.
- ❖ **Revêtement** : il est constitué par :

- au sol, carrelage de 2 cm pour les planchers et les escaliers.
- Céramique recouvrant les murs des salles d'eau et les cuisines.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

❖ **Fondations** : les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa structure, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain. Le choix de types à adopter est en fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol d'implantation.

❖ **Système de coffrage** : le choix du coffrage dépend de l'ouvrage à réaliser et du nombre de ses réemplois. On utilise souvent le coffrage en bois et parfois métallique pour limiter le temps d'exécution.

I.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir des granulats, aggloméré par un liant hydraulique fait prise par hydratation appelé ciment.

Il présente une résistance à la compression assez élevée de l'ordre de 25MPa à 40MPa, par contre à la traction une résistance faible d'ordre 1/10 de sa résistance à la compression.

Les composants de béton :

Pâte de ciment : elle est composée de ciment et de l'eau, a pour but de solidariser les squelettes granulaires de béton et d'assurer la fluidité, la cohésion du mélange et une mobilité suffisante, mais aussi inhiber tout risque de ségrégation et de ressuage.

Composition granulaire : le principe retenu est de déterminer le rapport **gravier/sable** conduisant à un mélange granulaire laissant un minimum des vides inters granulaires.

Eau de gâchage : un facteur très important dans le béton, on ressent l'influence qu'elle a sur la porosité du béton.

Les adjuvants : sont des produits chimiques ajoutés aux matériaux cimentaires pour modifier leurs caractéristiques, soient ils accélèrent l'hydratation (le durcissement) du béton ou ralentissent son hydratation.

➤ **Dosage de béton :** ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance et présenter une protection efficace de l'armature.

- Sable propre.....380 à 450 cm³.
- Gravier.....750 à 850 cm³.
- Ciment.....325 Kg/m³.
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³.

A. Résistance mécanique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge ou **$j=28$ jours** (valeur caractéristique requise) est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes **(16×32)cm**.

Notée f_{c28} exprimée en MPa.

On adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

B. Résistance mécanique du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{(BAEL91/A.2.1,12)}$$

Remarque : On adoptera dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

C. Contraintes limites :

- ✚ **Les états limites :** correspondant aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service d'une construction ou ces conditions sont strictement satisfaites en cas de modification défavorable d'une action.

Deux états limites sont distingués :

- **Etat limite ultime(ELU) :** il correspond à une valeur maximale atteinte sans aucun risque d'instabilité, il suit ces états suivants :
 - Etat limite ultime d'équilibre statique.
 - Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux.
 - Etat limite ultime de stabilité de forme.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression.

Elle est donnée selon la formule ci-dessous : **(BAEL91 modifié 99/A.4.3 ,41)**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPa}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

θ : coefficient tenant compte de la durée de sécurité d'application des charges.

$\theta = 0.9$ $1h < t < 24h$.

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

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

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

- **La relation contrainte-déformation :**

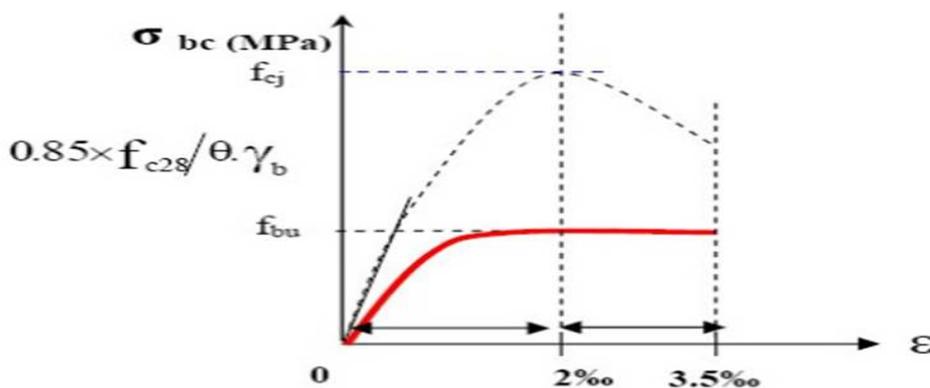


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à la compression (ELU)

- **Etat limite de service(ELS) :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique .on adopte alors la loi de HOOK de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour les charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$

La résistance mécanique du béton tendu est négligé. de plus on adopte en générale une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton pris égal à 1/15 de celle de l'acier.

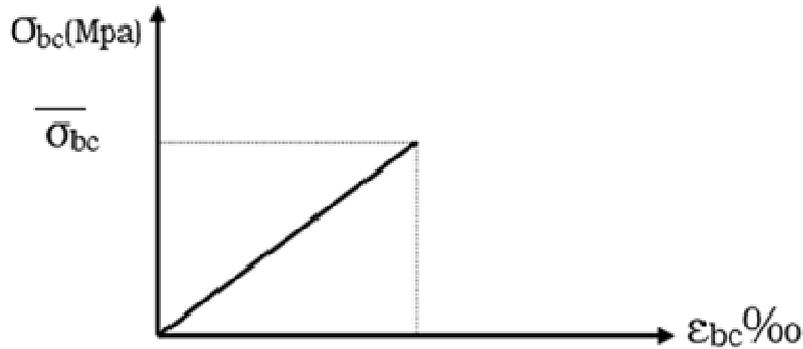


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul à (ELS)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en MPa

On trouve : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

✚ Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la relation suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec : V_u : effort tranchant dans la section à l'ELU.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée à :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \longleftrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} \longleftrightarrow \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

D. Module de déformation :

✚ Module de déformation longitudinal : il est donné par le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée : $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

Selon la durée d'application, on distingue les suivants :

- **Module d'élasticité instantané :** utilisé pour les calculs sous contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/Art2.3.1,21}).$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité différé** : utilisé pour les calculs des sous contraintes de longues durées d'application, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/Art A.2.1,2}).$$

$$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$$

 **Module de déformation transversale :**

Il est donné sous la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (BAEL91/Art A.2, 3).

Avec : E : module de Young

ν : coefficient du poisson

-Coefficient du poisson : il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

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

$\Delta d/d$: déformation relative transversale.

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).

I.4.2 .Les aciers :

Tandis que le béton est très résistant en compression et faible de résistance à la traction, des barres d'armatures sont incorporées dans sa masse afin de compenser ce déséquilibre et reprendre ces efforts.

Trois types d'acier sont distingués selon leurs nuances et leurs états de surface :

- ◆ **Les ronds lisses(RL)** : barres lisses ou fils tréfilés lisses.
- ◆ **les aciers à haute adhérence(HA)** : la surface présente des saillies ou des creux, sont à assurer l'adhérence entre les armatures et le béton.
- ◆ **Les treillis soudés(TS)** : assemblage par soudage des fils ou des barres sous forme de panneaux ou rouleaux pour le ferrailage des éléments plans tel que les voiles, dalles pleines, ou des planchers.

I.4.2.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers :

Les nuances les plus utilisées pour le béton armé :

Aciers	Désignation	Limite élastique en MPa	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement	utilisations
Rond lisses	F _e E215	215	22‰	1	1	Emplois courants. Epingles de levage des pièces préfabriquées.
	F _e E235	235				
Acier HA	F _e E400	400	14‰	1.6	1.5	Emplois courants.
	F _e E500	500				
Treillis soudés	TSL TSHA	500 500	8‰	1.3	1	Radiers, voiles, planchers dallages

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers.

I.4.2.2 : Module d'élasticité longitudinale : appelé aussi module de traction, est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier :

$E_s = 2 \times 10^5$ MPa..... (BAEL91 modifié 99 /Art A.2.2, 1)

I.4.2.3 : Coefficient de poisson :

Il fait partie des constantes élastiques, il est compris entre **0** et **0.5** pour les aciers, il est pris égale à : $\nu = 0.3$

I.4.2.4 : Contrainte limite dans les aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre (σ) et la déformation relative (ϵ).

Etat limite ultime : le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme le décrit la figure ci-dessous :

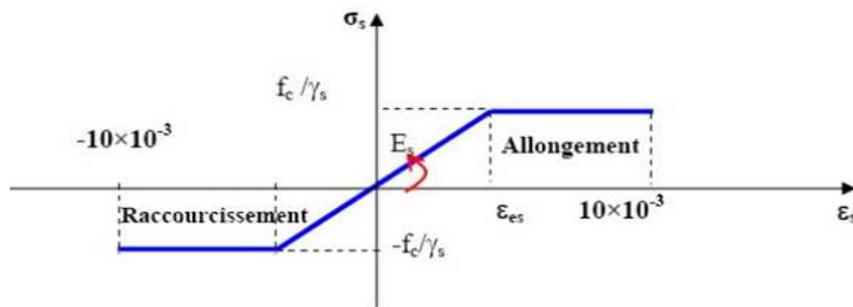


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \overline{\sigma}_s / E_s \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right.$ Situation durable ou transitoire.
- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right.$ Situation accidentelle.

Exemple :

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$F_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
$F_e = 500 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$

Tableau I.2 : Valeurs des contraintes admissibles des aciers.

Etat limite de service : le but est de limiter les fissures dans le béton et diminuer l'importance de leurs ouvertures, qui dit éviter les risques de corrosion des armatures, cela est opté par limitation des contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles de BAEL.

Les trois cas de fissuration sont les suivants :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs comme les locaux couverts, fermés, aucune vérification n'est nécessaire.....(BAEL91/Art A.4.5,32)
- **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte dans l'acier est limitée par :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta ft_j}) \right] \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A.4.5,33})$$

Avec: η : coefficient de fissuration dont :

$\eta = 1$: pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.

$\eta = 1.6$: pour les armatures à haute adhérence dont $\varnothing \geq 6$ mm

$\eta = 1.3$: pour les armatures à haute adhérence dont $\varnothing < 6$ mm

Fissuration très préjudiciable : cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité.

$$\sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3}f_c; 90\sqrt{\eta f_t 28} \right] \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A.4.5,34})$$

❖ **Protection des armatures:**

À fin d'éviter les problèmes de corrosions des aciers, l'enrobage de toute armature doit être au moins égale à :

- **C ≥ 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns, ou au brouillard salin, ou aux toute autres atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clocs qui ne sont pas exposées aux condensations.

Introduction :

Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant. Nous allons procéder dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments structuraux (Les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) qui est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règlements (RPA99-version 2003), CBA93 et BAEL.

II. Pré dimensionnement des éléments :

II.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...). Ils assurent deux fonctions essentielles :

- Une fonction de résistance mécanique.
- Une fonction d'isolation acoustique, thermique et d'étanchéité.

La structure comporte 2 sortes de planchers :

- Planchers corps creux,
- Dalle pleine en béton armé

A. Planchers corps creux :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche ;

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq L_{\max} / 22,5 \dots\dots\dots(\text{BAEL91 modifié 99/ B.6.8 ,424})$$

Avec : L_{\max} : portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher

Remarque : pour le pré- dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, Zone II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

Dans notre cas : $L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$

Ce qui nous donne : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$ $h_t \geq \frac{435}{22,5} = 19,33 \text{ cm}$

On prendra une épaisseur de $(16+4)$ $\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux : **16 cm**

Epaisseur de la dalle de compression : **4 cm**

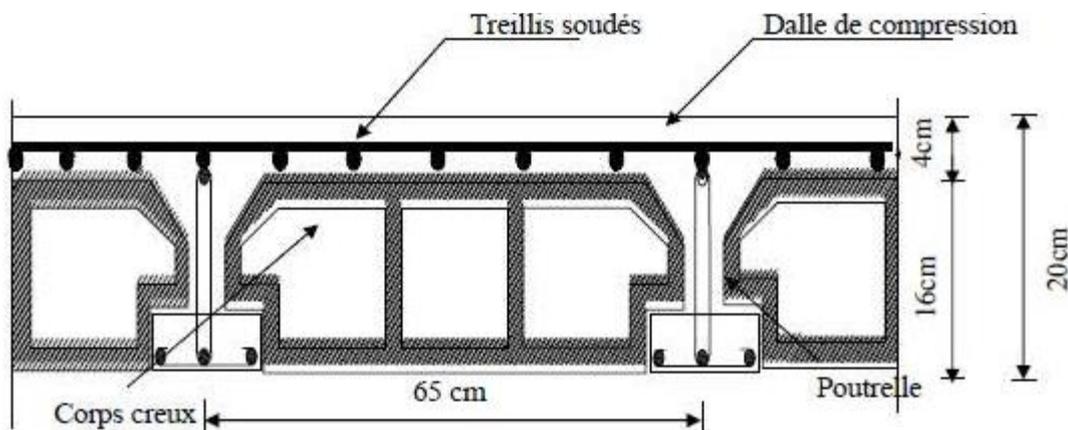


Figure II .1 : schéma descriptif d'un plancher a corps creux

B. Plancher en dalle pleine en béton armé:

Ce sont des plaques minces en béton armé coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends, dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autre dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivant :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu
- L'isolation acoustique

B.1. Condition de résistance à la flexion :

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastrée.

Pour : $L = 140 \text{ cm}$, on aura $e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$ $\Rightarrow e_1 = 14 \text{ cm}$

L : Largeur de la console.

B.2. Condition de résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm.



$$e_2 = 11\text{cm}$$

B.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher. La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique MDP est supérieur à 350Kg/m² et la masse volumique du béton est $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

$$\text{D'où l'épaisseur minimale de la dalle est : } e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(14, 11, 14)$$

Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

II.2 :Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une part, D'autre part des éléments porteurs horizontaux, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue :

- ✓ les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles
- ✓ les poutres secondaires qui assurent le chaînage

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

$$\text{Largeur : } \left\{ \begin{array}{l} 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis

Par ailleurs le **RPA99** préconise les prescriptions, les dimensions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur} \\ \text{Hauteur} \end{array} \right\} \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \quad (\text{Art 7.5.1 RPA99/version 2003})$$

- ✚ **II.2.1: Les poutres principales (ou porteuses):** Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

Calcul de la hauteur :

Dans un premier temps on suppose des poteaux de (25x25) cm.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Avec : } L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales).

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

Soit : **h = 40 cm**

Calcul de la largeur :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : **b = 30 cm**

Section adoptée : Poutres principales PP (30× 40) cm.

- ✚ **II.2.2 : les poutres secondaires :** Elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

Calcul de la hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 460 - 25 = 435 \text{ cm.}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres secondaires).

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \quad 29 \text{ cm} \leq h \leq 43,5 \text{ cm}$$

Soit : **h = 35 cm**

Calcul de la largeur :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : **b = 25 cm**

Section adoptée : Poutres secondaires PS (25× 35) cm².

- ✚ **II.2. 3 : Poutres palières :** Leurs dimensions sont données comme suit :

Calcul de la hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 320 - 25 = 295 \text{ cm.}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \quad 19,66 \text{ cm} \leq h \leq 29,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

Calcul de la largeur :

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

$$14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } b = 25 \text{ cm}$$

Vérifications :

	Poutre principale	poutre secondaire	Poutre palier	vérification
hauteur	$40 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	vérifiée
largeur	$30 \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	$25 \geq 20\text{cm}$	vérifiée
Hauteur largeur	$1,33 \leq 4$	$1,4 \leq 4$	$1,4 \leq 4$	vérifiée

Tableau II.2 : vérification aux exigences du RPA.

Conclusion : Au final on adoptera des poutres dont les dimensions sont :

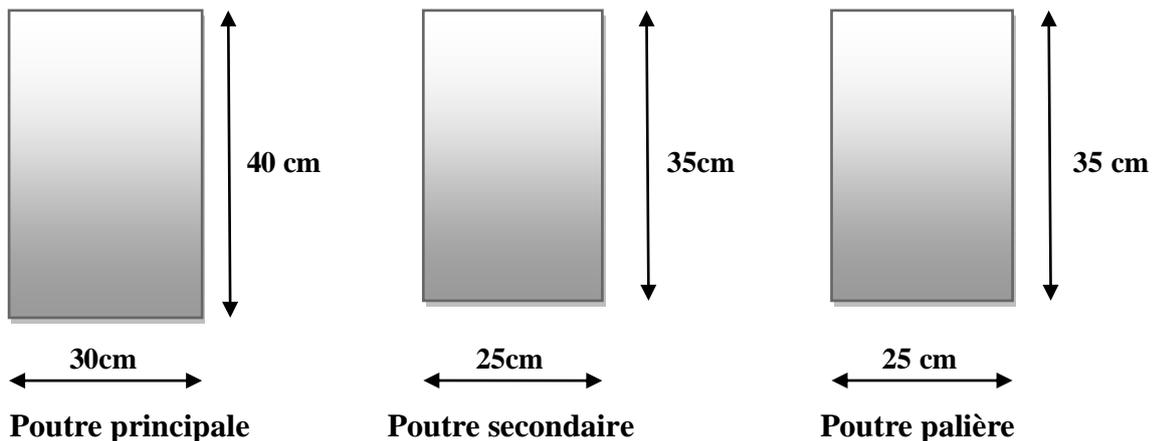


Figure II.2 : Dimensions des Poutres.

II.3. Les voiles : Les voiles sont des murs réalisés en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article (7.7.1. du RPA99v2003) qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition : $L \geq 4 a$

Avec : **L**: longueur du voile

a: épaisseur du voile

h_e: hauteur d'étage

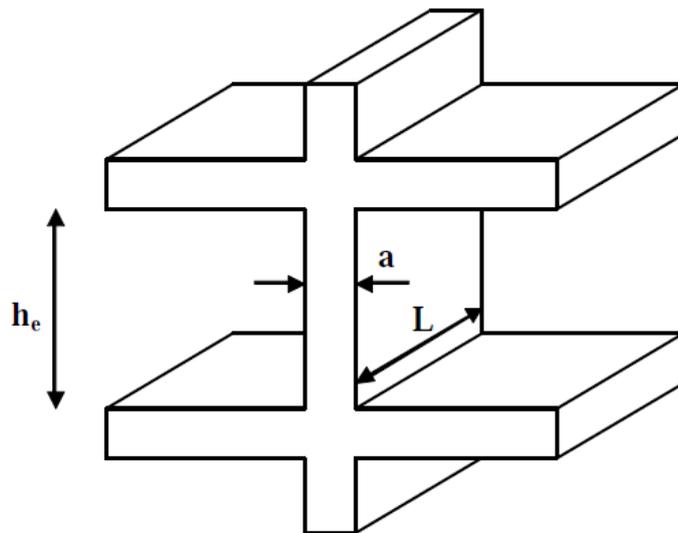


Figure II.3.1 : coupe de voile en élévation

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidités aux extrémités. Dans notre cas, on prend : $a \geq \frac{he}{20}$

	Sous-sol 1	Sous-sol 2	RDC	Etage courant	Etage attique
$h_e = h - ep$	323 - 40 = 283	323 - 40 = 283	408 - 40 = 368	306 - 40 = 266	306 - 40 = 266
$a \geq \frac{he}{20}$	$\frac{283}{20}$	$\frac{283}{20}$	$\frac{368}{20}$	$\frac{266}{20}$	$\frac{266}{20}$
a	14,15	14,15	18,4	13,3	13,3

Tableau II.3.1 : calcul des épaisseurs des voiles.

Vérifications :

	Sous- sol.1	Sous- sol.2	RDC	Etage courant	Etage attique
$A_{min} \geq 15cm$	20 \geq 15 cm	20 cm			
$L_{min} \geq 4a$	100 \geq 4×20cm	100 \geq 4×20cm	100 \geq 4×20cm	100 \geq 4×20cm	100 cm

Tableau II.3.2 : vérifications exigées par le R.P.A

Détermination des charges et des surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

❖ **Charges permanentes :**

- **Toiture :**

N°	Eléments	Poids volumique(KN/m ³)
01	Chevrons et pannes	0,1
02	Murs pignons	0,9
		G total = 1

Tableau II.4.1.1 : poids propre d'une toiture.

- **Plancher étage attique :**

N°	Eléments	Epaisseurs(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
02	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G total= 3 KN / m²				

Tableau II.4.1.2 : Poids propre d'un comble

- **Plancher étage courant :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Plancher a corps creux	0,2	14	2,8
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
06	Briques creuse	0,1	09	0,9
G total= 5,10 KN/m²				

Tableau II.4.1.3 : poids propre étage courant

- **Plancher terrasse inaccessible :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Couche de gravier	0,05	17	0,85
02	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
03	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
04	Feuille de polyane	/	/	0,02
05	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
06	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,25	13,2	3,30
07	Enduit sous plafond en Plâtre	0,02	10	0,2
G total= 6,19 KN/m²				

Tableau II.4.1.4.Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

- **Dalle pleine :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G total= 5,49 KN/m²				

Tableau II.4.1.5 : poids propre de la dalle pleine

- **Mur extérieur :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
02	Briques creuses	0,15	09	1,35
03	Lame d'aire	0,05	/	/
04	Briques creuses	0,10	09	0,9
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G total= 2,81 KN/m²				

Tableau II.4.1.6 : charges revenant au mur extérieur

- **Mur intérieur :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
02	Brique creuse	0,10	09	0,90
03	Enduit en pâtre	0,02	10	0,20
G total=1,30 KN/m²				

Tableau II.4.1.7: charges revenant au mur intérieur

II.4.2 charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Eléments	Surcharge (Q) (KN/m ²)
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher 1entresol et RDC (locaux et dépôts)	5,00
Plancher 2 entresol (parking)	2,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

Tableau II.4.2 : charges d'exploitation

II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armature longitudinale (verticale) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau. Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple.

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA

Pour un poteau de section rectangulaire en zone (IIa) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Min } (b_1 , h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \bullet \text{ Min } (b_1 , h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \bullet \frac{1}{4} \geq \frac{b_1}{h_1} \geq 4 \end{array} \right.$$

Avec : (b_1, h_1) dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS. tel que : $N_s = G + Q$ avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{effort normal repris par le poteau.} \\ G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$$

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

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

II.5.1 : Surface d'influence : charges et surcharges revendent au poteau le plus sollicité

✓ Le poteau le plus sollicité :

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

$$= (2,375 \times 2,175) + (2,375 \times 2,175)$$

$$+ (2,375 \times 1,475) + (2,375 \times 1,475)$$

$$S_n = 17,337 \text{ m}^2$$

$$S_b = 19,5 \text{ m}^2$$

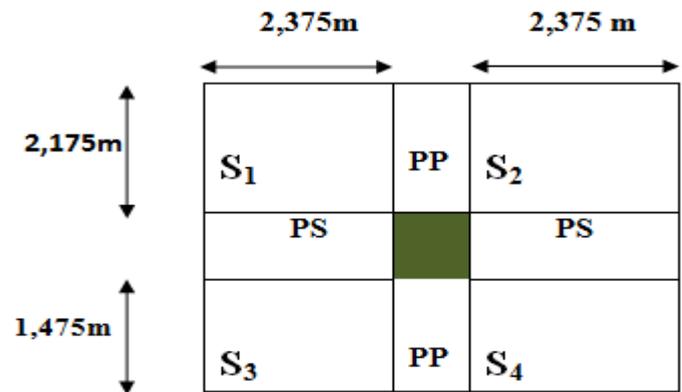


Figure II.5.1: schéma du poteau le plus sollicité

II.5.2 : Poids propre des éléments :

Poids des planchers :

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$PP_{TERR} = 6,19 \times 17,337 = 107,316 \text{ KN}$$

✓ Plancher d'étage courant:

$$PP_{EC} = 5,1 \times 17,337 = 88,418 \text{ KN}$$

✓ Plancher d'étage attique :

$$PP_{EA} = 3 \times 17,337 = 52,011 \text{ KN}$$

✓ Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

- Poids propre : $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

D'où:

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 1.7125\text{kN/ml.}$$

✓ **Poids des poutres : $\rho=25 \text{ KN/m}^3$**

-principale $G_{pp} = (0,45 \times 0,3 \times 4,75) \times 25 = 13,753 \text{ KN}$

-Secondaires $G_{ps} = (0,35 \times 0,25 \times 4,35) \times 25 = 9,515 \text{ KN}$

$$G_{PP} + G_{PS} = 13,753 + 9,515 = 23,268 \text{ KN}$$

✓ **Poids propre des poteaux :**

- **Poteaux des 1^{er} et 2^{eme} entres-sol : (3,23m)**

$$G_{ss} = b \times h \times h_{ss} \times \rho = 0,25 \times 0,25 \times 3,23 \times 25 = 5,046 \text{ KN.}$$

- **poteau de RDC: (4.08m)**

$$G_{RDC} = (0,25 \times 0,25) \times 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN}$$

- **poteaux des étages courants et étage attique : (3,06m)**

$$G_{EA} = G_{EC} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$$

II.5.3 : Surcharge d'exploitation :

- 1^{er} entre sol $Q \times S = 5 \times 19,5 = 97,5 \text{ KN}$
- 2^{er} entre sol $Q \times S = 2,5 \times 19,5 = 48,75 \text{ KN}$
- Plancher RDC $Q \times S = 5 \times 19,5 = 97,5 \text{ KN}$
- Plancher étage courant = $1,5 \times 19,5 = 29,25 \text{ KN}$
- Plancher étage attique = $1,5 \times 19,5 = 29,25 \text{ KN}$
- Plancher terrasse = $1 \times 19,5 = 19,5 \text{ KN}$

II.5.4 : La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étages:

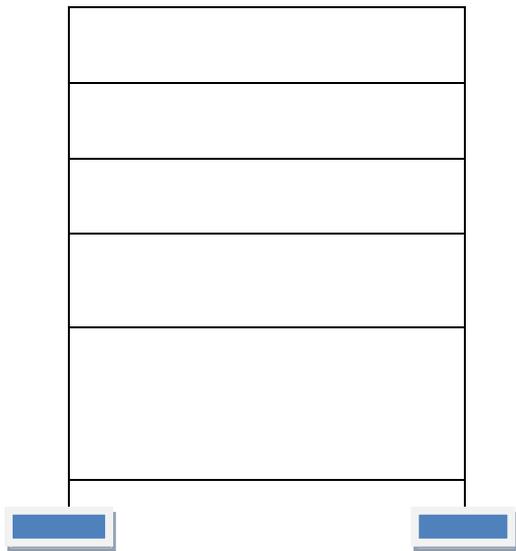
❖ **Définition de la descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Loi de dégression de charges :

Les règles **du BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \text{ Pour } n \geq 5$$



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

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



$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Pour $n \geq 5$

❖ Coefficients de dégressions des surcharges :

Niveau	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	SS
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,687	0,666	0,65

Tableau: II.5.a : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux

II.5.5. Les charges cumulées :

Niveaux	
Niv 10	Q_0
Niv 9	$Q_0 + Q_1$
Niv 8	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Niv 7	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Niv 6	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Niv 5	$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Niv 4	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
Niv 3	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
Niv 2	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
Niv 1	$Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Tableau II.5.5.1 : les charges cumulées

Application numérique :

Niveaux	
Niv 10	19,5
Niv 9	$19,5 + 29,5 = 48,75$
Niv 8	$19,5 + 0,95 (29,5 \times 2) = 75,55$
Niv 8	$19,5 + 0,90 (29,5 \times 3) = 99,15$
Niv 7	$19,5 + 0,85 (29,5 \times 4) = 119,8$
Niv 6	$19,5 + 0,80 (29,5 \times 5) = 137,5$
Niv 5	$19,5 + 0,75 (29,5 \times 6) = 152,25$
Niv 3	$19,5 + 0,714 (29,5 \times 6 + 97,5) = 215,49$
Niv 2	$19,5 + 0,687 (29,5 \times 6 + 97,5 + 97,5) = 275,06$
Niv 1	$19,5 + 0,667(29,5 \times 6 + 97,5 \times 2 + 48,75) = 300,14$

Tableau II.5.5.2: application numérique des charges cumulées

❖ Récapitulatif de la décente de charges :

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids plancher	Poids Poutre	Poids poteau	G total	G cumulé	Q total	Q cumulé	Ns= G c + Q c	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
07	52,011	23,268	4,781	80,06	80,06	29,5	29,25	109,31	72,87	40×40
06	88,418	23,268	4,781	116,465	196,525	29,5	58,5	255,025	170,01	45×45
05	88,418	23,268	4,781	116,465	312,99	29,5	87,75	400,74	267,16	45×45
04	88,418	23,268	4,781	116,465	429,455	29,5	117	546,455	364,3	45×45
03	88,418	23,268	4,781	116,465	545,92	29,5	146,25	692,17	461,45	50×50
02	88,418	23,268	4,781	116,465	662,385	29,5	175,5	837,885	558,59	50×50
01	88,418	23,268	4,781	116,465	778,85	29,5	204,75	983,6	655,73	50×50
RDC	88,418	23,268	6,375	118,061	896,911	97,5	302,25	1199,161	799,44	50×50
E- Sol 1	88,418	23,268	5,046	116,732	1013,643	97,5	399,75	1413,393	942,26	55×55
E- Sol 2	88,418	23,268	5,046	116,732	1130,375	48,75	448,5	1578,875	1052,58	55×55

Tableau II.5.5.3 : Récapitulatif de la décente de charges

II.5.5 : Vérification :✓ **Vérification relatif aux coffrages :**

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003 on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm en zone (IIa)} \\ \text{Min } (b, h) \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad h_e = \text{hauteur libre du poteau.}$$

✓ **Pour les poteaux du 1^{er} et 2^{eme} entresol :****h = 3,23 m :**

$$\text{Min } (55 \times 55) = 55 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (55 \times 55) = 55 \text{ cm} \geq \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm}$$

$$1/4 < (55/55) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

Conditions vérifiées

• **Pour les poteaux RDC :****h = 4,08m :**

$$\text{Min } (50 \times 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (50 \times 50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$$

$$1/4 < (50/50) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

Conditions vérifiées

• **Pour les poteaux 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage :****h = 3,06m :**

$$\text{Min } (50 \times 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (50 \times 50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$$

$$1/4 < (50/50) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

Conditions vérifiées

• **Pour les poteaux 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage :****h = 3,06 m :**

$$\text{Min } (45 \times 45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (45 \times 45) = 35 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$$

$$1/4 < (45/45) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

Conditions vérifiées

• **Poteau étage attique (7^{ème} étage) :**

h = 3,06 m :

$$\text{Min } (40 \times 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (40 \times 40) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$$

$$1/4 < (40 / 40) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$$

Conditions vérifiées

Conclusion : Le coffrage des poteaux conforme aux exigences du RPA

✓ **Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda \rightarrow$ Elancement du poteau

$l_f \rightarrow$ Longueur du flambement ($l_f = 0,7 l_o$)

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

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

$B \rightarrow$ section transversal du poteau ($B = b \times h$)

$l_o \rightarrow$ Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot l_o}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 \cdot l_o}{\sqrt{\frac{h \cdot b^3 / 12}{b \cdot h}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_o}{b} \Rightarrow \lambda = 2,425 \frac{l_o}{b}$$

Les résultants obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Condition	Niveau	Poteau	L ₀ (m)	h(m)	λ	Vérification
$\lambda = 2,425 \frac{l_o}{b}$	1 ^{er} et 2 ^{ème} Entresol	55 × 55	3,23	0,55	14,24	✓
	RDC	50 × 50	4,08	0,50	19,78	✓
	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50 × 50	3,06	0,50	14,84	✓
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45 × 45	3,06	0,45	16,49	✓
	Etage 7	40 × 40	3,06	0,40	18,55	✓

Tableau II.5.5.1: Résistance des poteaux au flambement

Conclusion :

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 50, donc pas de risque de flambement.

III.1 : Les planchers :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm et d'une dalle de compression, les corps creux sont associés a des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm ces dernières seront disposées suivant le sens de la petite portée.

III.1.1 : Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

➤ **Avant le coulage de la dalle de compression:**

La poutrelle préfabriquée est considéré comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, travaille en flexion simple celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

La portée à prendre en compte dans le cas ou les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1.1).

• **Chargement :**

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

Poids propre de corps creux : $0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

D'où la charge permanente : $G = G1 + G2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

La surcharge due a la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

Calcul à l'ELU :

- Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (0,65) = 1,974 \text{ KN/ml}$$



Figure III.1.1 : poutrelle

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{1,974 \times (4,6)^2}{8} = 5,22 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u L}{2} = \frac{1,974 \times 4,6}{2} = 4,54 \text{ KN}$$

Ferrailage :

Soit : $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,22 \times (10)^6}{120 \times (20)^2 \times 14,2} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 7,65 \gg \mu_L = 0,392 \longrightarrow \text{section est doublement armée.}$$

Comme la section de la poutrelle est faible (12x4) donc on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (tendus et comprimés), pour cela on prévoit alors des étais intermédiaire pour aider la section à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- Moment correspond a une section simplement armée :

$$M_L = \mu b_0 d^2 f_{bu} = 0,392 \times 0,12 \times (0,02)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 0,27 \text{ KN.m}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_L}{q_u}} = 1,04 \text{ m} \longrightarrow \text{On prend } L = 1\text{m} \text{ entre étais}$$

➤ **Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul est conduit en considérant que la poutrelle travail comme une poutre continue encastrée partiellement à deux extrémités, elle supporte son poids propre ; le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges éventuelle revenant au planches.

Charges et surcharges :

La charge : Poids propre de plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$.

Les surcharges d'exploitation :

- **Plancher 1^{er} entre-sol et RDC :** $Q = 0,65 \times 5 = 3,25 \text{ KN/ml}$
- **Plancher 2^{eme} entre-sol :** $Q = 0,65 \times 2,5 = 1,625 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant et attique :** $Q = 0,65 \times 1,5 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage terrasse :** $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$

Combinaisons d'actions :

Planches	Charges G (KN/ml)	Surcharges Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher 1 ^{er} entre-sol et RDC	3,315	3,25	9,35	6,56
Plancher 2 ^{eme} entre-sol	3,315	1,625	6,91	4,94
Plancher étage courant et attique	3,315	0,975	5,94	4,29
Plancher étage terrasse	4,023	0,65	6,41	4,67

Tableau III.1.1 : Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place de (**4cm**) d'épaisseur, elle sera armée d'un treillis soudé de type **TLE 520**, avec une limite d'élasticité **Fe = 520MPa**. Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimension au plus égale aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL B6.8.423) qui sont :

- ❖ 20 [cm] : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- ❖ 33 [cm] : pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte pour une section de **5HA5 = 0,98 cm²**. Avec : **St = 20 cm**

Armatures parallèle aux poutrelles :

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

On opte pour une section de **5HA5 = 0,98 cm²**. Avec : **St = 20 cm**.

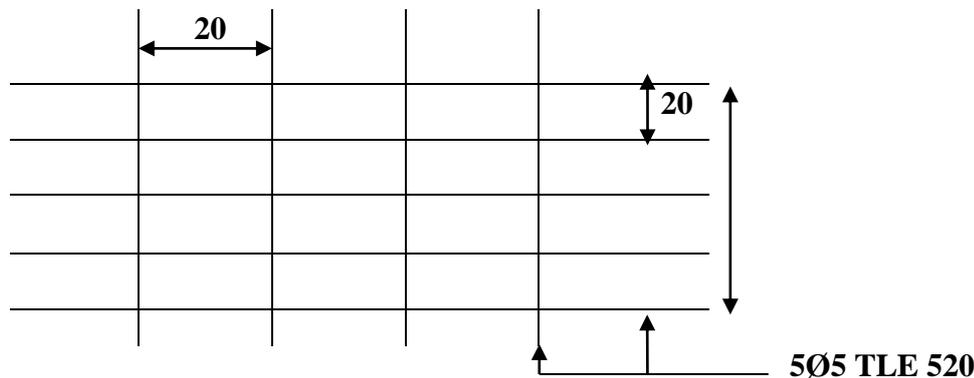


Figure III.1.2 : ferrailage de la dalle

Conclusion : nous adopterons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis Soudé (TLE 520) de dimension (**5 × 5 × 200 × 200**) mm².

Détermination de la largeur de la table de compression :

$b_0 = 12 \text{ cm}$: Largeur de la nervure

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

$h = (16+4)$: hauteur de la poutrelle

$L = 460 \text{ cm}$: largeur entre nu d'appuis

$b = 65\text{cm}$: distance entre axe de deux poutrelles.

b_1 : est le débord

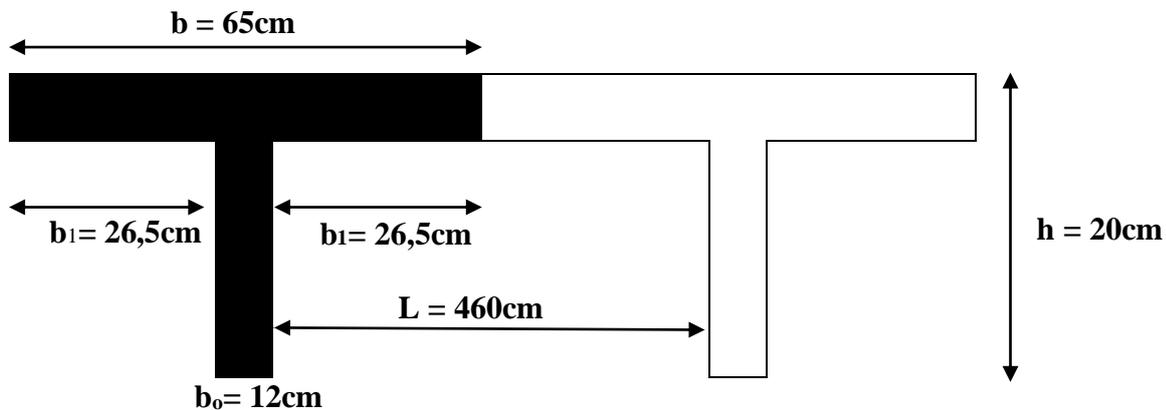


Figure III.1.3: Table de compression.

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right) = \min \left(\frac{460}{10}, \frac{53}{2}, 8 \times 4 \right) = 26,5 \text{ cm.}$$

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

Choix de la méthode de calcul:

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles telle que

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

Pour le calcul des armatures, la poutrelle est étudiée comme une poutre de section en **T**.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

- Les charges d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou **5KN/ml**

$$2 \times G = 2 \times 3,315 = 6,63 \text{ [KN/ml]}$$

$$Q \leq (2G, 5 \text{ KN/ml}). \quad Q \leq (6,63 ; 5 \text{ KN/ml})$$

$$Q = 3,25 \leq 6,63 \text{ KN/ml.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est la même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition vérifiée
- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\text{1er cas : } \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,2}{4,6} = 0,69 < 0,8 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

2^{eme} cas : $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,6}{3,2} = 1,43 > 1,25 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

3^{eme} cas : $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,2}{4,6} = 0,69 < 0,8 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow Condition non vérifiée

Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour cela on doit appliquer la méthode des trois moments

III.1.3.a : Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de la méthode est donnée par les équations suivantes :

- Pour l'appui :

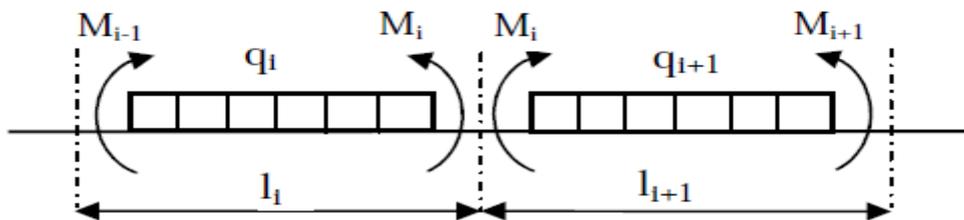


Figure III.1.4 : méthode des trois moments

$$M(i-1)L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M(i+1)L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

- Pour la travée : $M(x) = q \frac{x}{L} (1 - X) + M_i (1 - \frac{x}{L}) + M_{i+1} \frac{x}{L}$

$M(x)$: moment de même travée considérée isostatique

III.1.3.b Calcul à l'E.L.U :

❖ Combinaison de charge

Plancher 1^{er} entre-sol et RDC :

$G = 3,315 \text{ KN/ml}$

$Q = 3,25 \text{ KN/ml}$

$q = 1,35 G + 1,5Q = 9,35 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des moments fléchissant :

Moment aux appuis :

- 1^{er} cas :

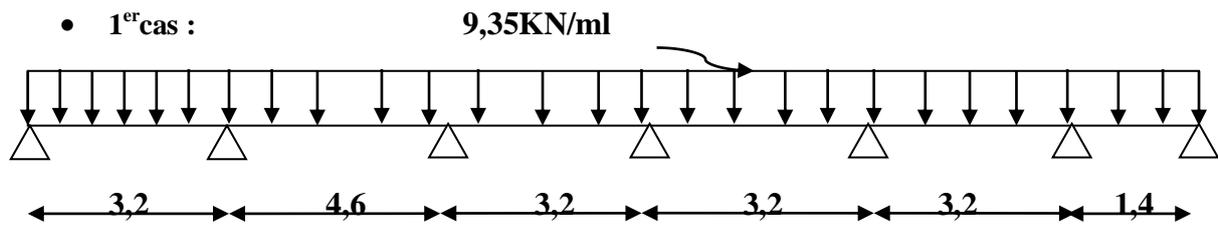


Figure III.1.5 : Schéma de la poutre étudié 1^{er} cas.

La méthode de trois moments nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
 6,4M_1 + 3,2M_2 &= -76,59 \dots\dots\dots (1) \\
 3,2M_1 + 15,6M_2 + 4,6 M_3 &= -304,12\dots\dots\dots (2) \\
 4,6 M_2 + 15,6 M_3 + 3,2 M_4 &= -304,12\dots\dots\dots (3) \\
 3,2M_3 + 12,8 M_4 + 3,2 M_5 &= -153,19 \dots\dots\dots (4) \\
 3,2 M_4 + 12,8M_5 + 3,2 M_6 &= -153,19\dots\dots\dots (5) \\
 3,2 M_5 + 9,2 M_6 + 1,4 M_7 &= -83\dots\dots\dots (6) \\
 1,4M_6 + 2,8 M_7 &= - 6,41 \dots\dots\dots (7)
 \end{aligned}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix}
 6,4 & 3,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 3,2 & 15,6 & 4,6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 4,6 & 15,6 & 3,2 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 3,2 & 12,8 & 3,2 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 3,2 & 12,8 & 3,2 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 3,2 & 9,2 & 1,4 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1,4 & 2,8
 \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix}
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6 \\
 M_7
 \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix}
 -76,59 \\
 -304,12 \\
 -304,12 \\
 -153,19 \\
 -153,19 \\
 -83 \\
 -6,41
 \end{pmatrix}$$

Sous forme de tableau :

appuis	$L_i(m)$	L_{i+1}	$q_i=q_{i+1}$	$M_{(i-1)} L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)} L_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3,2	9,35	$6,4M_1 + 3,2M_2 = -76,59$	-4,748
2	3,2	4,6	9,35	$3,2M_1 + 15,6M_2 + 4,6 M_3 = -304,12$	-14,437
3	4,6	3,2	9,35	$4,6 M_2 + 15,6 M_3 + 3,2 M_4 = -304,12$	-13,863
4	3,2	3,2	9,35	$3,2M_3 + 12,8 M_4 + 3,2 M_5 = -153,19$	-6,685
5	3,2	3,2	9,35	$3,2 M_4 + 12,8M_5 + 3,2 M_6 = -153,19$	-7,272
6	3,2	1,4	9,35	$3,2 M_5 + 9,2 M_6 + 1,4 M_7 = -83$	-12,12
7	14	0	9,35	$1,4M_6 + 2,8 M_7 = - 6,41$	3,771

Tableau III.1.3.b.1 : moments fléchissant aux appuis

Remarque :

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

Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = (-4,748) - (1/3) \times (-4,748) = -3,165 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-14,437) - (1/3) \times (-14,437) = -9,624 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-13,863) - (1/3) \times (-13,863) = -9,242 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-6,685) - (1/3) \times (-6,685) = -4,456 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-7,272) - (1/3) \times (-7,272) = -4,848 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-12,12) - (1/3) \times (-12,12) = -8,08 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = (3,771) - (1/3) \times (3,771) = 2,514 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux travées :

Le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M(x) = qu \frac{x}{L} (1 - X) + M_i (1 - \frac{x}{L}) + M_{i+1} \frac{x}{L}$$

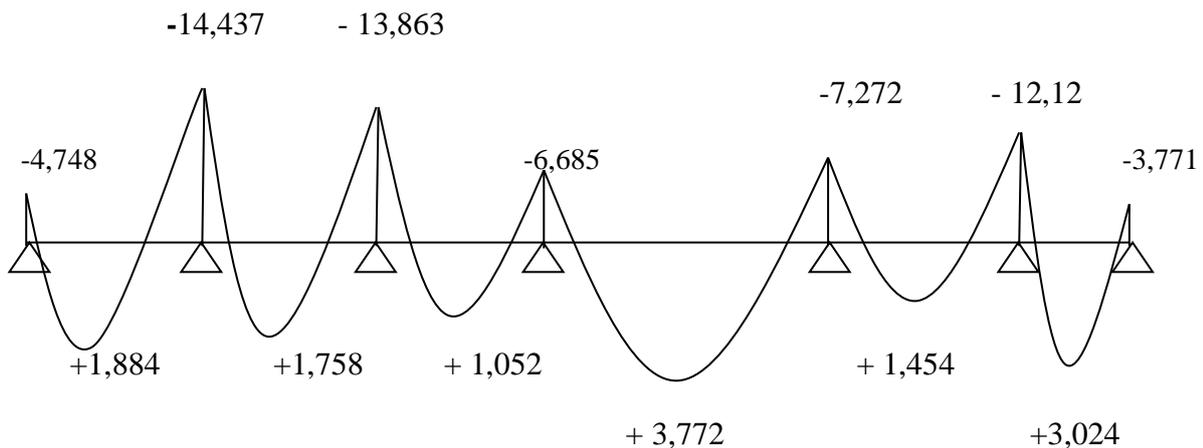
Avec : **X** : position du point dont le moment est maximal, et elle est donnée par cette relation :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M(i-1) + M_i}{qu l}$$

Travées	L(m)	qu(KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	x(m)	Mt(x)(KN.m)
1-2	3,2	9,35	-3,165	-9,624	1,17	1,884
2-3	4,6	9,35	-9,624	-9,242	2,3	1,758
3-4	3,2	9,35	-9,242	-4,456	1,75	1,052
4-5	3,2	9,35	-4,456	-4,848	1,58	3,772
5-6	3,2	9,35	-4,848	-8,08	1,49	1,454
6-7	1,4	9,35	-8,08	2,514	1,5	3,024

Tableau III.1.3.b.2 : moments fléchissant en travées

Diagramme des moments fléchissants :



FigIII.1.6 : Diagramme des moments fléchissant kN.m

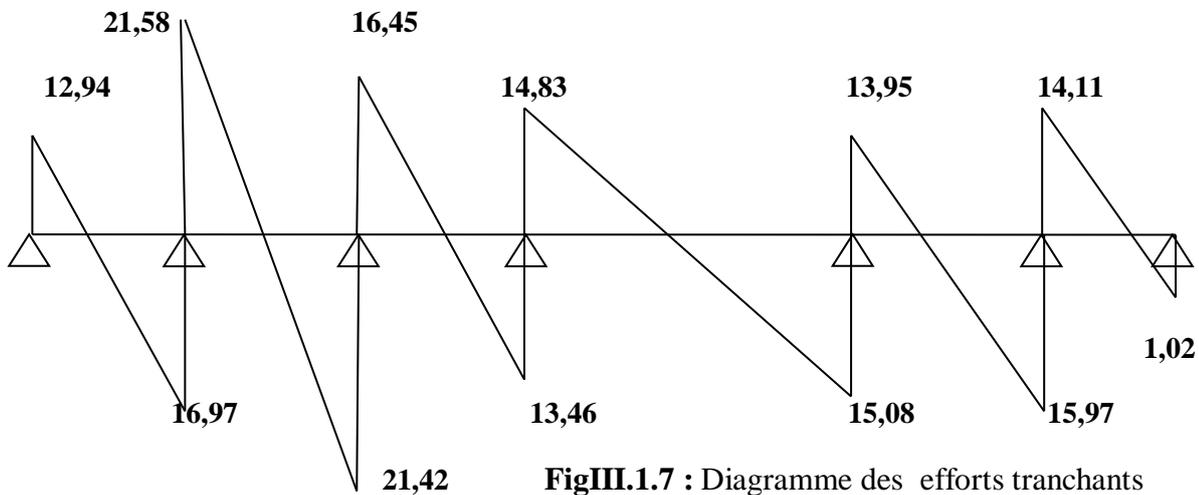
❖ Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \frac{qL(i+1)}{2} - qx + \frac{M(i+1) - M_i}{L}$$

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = L	x = 0
1-2	3,2	9,35	-3,165	-9,624	-16,97	12,94
2-3	3,2	9,35	-9,624	-9,242	-21,42	21,58
3-4	3,2	9,35	-9,242	-4,456	-13,46	16,45
4-5	4,6	9,35	-4,456	-4,848	-15,08	14,83
5-6	3,2	9,35	-4,848	-8,08	-15,97	13,95
6-7	1,4	9,35	-8,08	2,514	1,02	14,11

Tableau III.1.3.b.3: L'effort tranchant

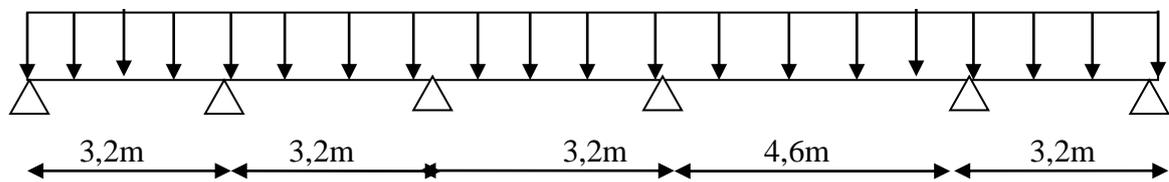
Diagramme des efforts tranchants :



FigIII.1.7 : Diagramme des efforts tranchants

• 2^{eme} cas :

✚ Moment aux appuis :



FigIII.1.8 : Schéma de la poutre étudié 2^{eme} cas.

La méthode de trois moments nous donne les résultats suivants

$$6,4M_1 + 3,2M_2 = -76,59 \dots\dots\dots(1)$$

$$3,2M_1 + 15,6M_2 + 4,6 M_3 = -304,12 \dots\dots\dots(2)$$

$$4,6 M_2 + 15,6 M_3 + 3,2 M_4 = -304,12 \dots\dots\dots(3)$$

$$3,2M_3 + 12,8 M_4 + 3,2 M_5 = -153,19 \dots\dots\dots(4)$$

$$3,2 M_4 + 12,8M_5 + 3,2 M_6 = -153,19 \dots\dots\dots(5)$$

$$3,2 M_5 + 6,4 M_6 = -76,59 \dots\dots\dots(6)$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} 6,4 & 3,2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3,2 & 15,6 & 4,6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,6 & 15,6 & 3,2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,2 & 12,8 & 3,2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,2 & 12,8 & 3,2 \\ 0 & 0 & 0 & 3,2 & 12,8 & 3,2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,2 & 6,4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -76,59 \\ -304,12 \\ -304,12 \\ -153,19 \\ -153,19 \\ -76,59 \end{pmatrix}$$

Sous forme de tableau :

appuis	$L_i(m)$	L_{i+1}	$q_i=q_{i+1}$	$M_{(i-1)} L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)} L_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3,2	9,35	$6,4M_1 + 3,2M_2 = -76,59$	-4,797
2	3,2	4,6	9,35	$3,2M_1 + 15,6M_2 + 4,6 M_3 = -304,12$	-14,338
3	4,6	3,2	9,35	$4,6 M_2 + 15,6 M_3 + 3,2 M_4 = -304,12$	-14,157
4	3,2	3,2	9,35	$3,2M_3 + 12,8 M_4 + 3,2 M_5 = -153,19$	-5,478
5	3,2	3,2	9,35	$3,2 M_4 + 12,8M_5 + 3,2 M_6 = -153,19$	-11,826
6	3,2	0	9,35	$3,2 M_5 + 6,4 M_6 = -76,59$	-6,052

Tableau III.1.3.b .4 : moments fléchissant aux appuis

✚ Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = (-4,797) - (1/3) \times (-4,797) = -3,198 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-14,338) - (1/3) \times (-14,338) = -9,558 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-14,157) - (1/3) \times (-14,157) = -9,438 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-5,478) - (1/3) \times (-5,478) = -3,652 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-11,826) - (1/3) \times (-11,826) = -7,884 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-6,052) - (1/3) \times (-6,052) = -4,034 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux travées :

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	x (m)	Mt(x) (KN.m)
1-2	3,2	9,35	-3,198	-9,558	1,38	1,863
2-3	4,6	9,35	-9,558	-9,438	2,3	1,672
3-4	3,2	9,35	-9,438	-3,652	1,79	1,564
4-5	3,2	9,35	-3,652	-7,884	1,45	2,458
5-6	3,2	9,35	-7,884	-4,034	1,72	2,164

Tableau III.1.3.b.5 : moments fléchissant en travées

❖ Calcul des efforts tranchants :

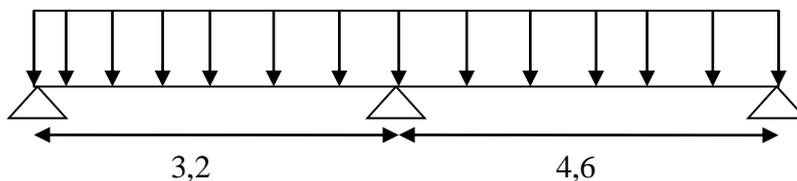
$$V(x) = \frac{qL(i+1)}{2} - qx + \frac{M(i+1) - M_i}{L}$$

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = L	x = 0
1-2	3,2	9,35	-3,198	-9,558	-16,947	12,972
2-3	3,2	9,35	-9,558	-9,438	-21,478	21,531
3-4	3,2	9,35	-9,438	-3,652	-13,151	16,768
4-5	4,6	9,35	-3,652	-7,884	-16,282	13,637
5-6	3,2	9,35	-7,884	-4,034	-13,756	16,163

Tableau III.1.3.b.6: L'effort tranchant

• 3^{eme} cas :

✚ Moment aux appuis :



FigIII.1.9 : Schéma de la poutre étudié 3^{eme} cas.

La méthode de trois moments nous donne les résultats suivants :

$$6,4M_1 + 3,2M_2 = -76,59 \dots\dots\dots (1)$$

$$3,2M_1 + 15,6M_2 + 4,6 M_3 = -304,12 \dots\dots\dots (2)$$

$$4,6 M_2 + 9,2 M_3 = -227,52 \dots\dots\dots (3)$$

Sous forme matricielle

$$\begin{pmatrix} 6,4 & 3,2 & 0 \\ 3,2 & 15,6 & 4,6 \\ 0 & 4,6 & 9,2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -76,59 \\ -304,12 \\ -227,52 \end{pmatrix}$$

Sous forme de tableau :

appuis	L _i (m)	L _{i+1}	q _i =q _{i+1}	$M_{(i-1)} L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)} L_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$	M _i (KN.m)
1	0	3,2	9,35	6,4M ₁ + 3,2M ₂ = -76,59	-5,466
2	3,2	4,6	9,35	3,2M ₁ + 15,6M ₂ + 4,6 M ₃ = -304,12	-13
3	4,6	0	9,35	4,6 M ₂ + 9,2 M ₃ = -227,52	-18,229

Tableau III.1.3.b .7: moments fléchissant aux appuis

Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = (-5,466) - (1/3) \times (-5,466) = -3,644 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-13) - (1/3) \times (-13) = -8,666 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-18,229) - (1/3) \times (-18,229) = -12,152 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux travées :

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	x (m)	Mt(x) (KN.m)
1-2	3,2	9,35	-3,644	-8,666	1,43	2,009
2-3	4,6	9,35	-8,666	-12,152	2,21	0,526

Tableau III.1.3.b.8 : moments fléchissant en travées

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = \frac{qL(i+1)}{2} - qx + \frac{M(i+1)-Mi}{L}$$

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = L	x = 0
1-2	3,2	9,35	-3,644	-8,666	-16,529	13,39
2-3	4,6	9,35	-8,666	-12,152	-22,26	20,747

Tableau III.1.3.b.9: L'effort tranchant

Conclusion :

$$M_{t \max} = 3,772 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = 2,514 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 21,58 \text{ KN.}$$

III.1.4 Calcul des armatures :

III.1.4.1 Armatures longitudinales

En travée : le calcul en travée s'effectue pour une section en T.

$$\text{Soit : } b = 65\text{cm} \quad b_0 = 12\text{cm} \quad h = 4\text{cm} \quad d = 18\text{cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 3,772 \text{ KN.m} \ll M = 59,07 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression ce qui revient à dire que le calcul se fera pour une section rectangulaire (b × h)

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,772 \times (10)^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,012 \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A})$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,772 \times (10)^5}{0,994 \times (10)^2 \times 348 \times 18}$$

$$A_{st} = 0,606 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,514 \times (10)^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0084$$

$$\mu = 0,0084 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A})$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,514 \times (10)^5}{0,994 \times (10)^2 \times 348 \times 18}$$

$$A_{st} = 0,403 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{A_{st} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2}$$

III.1.4.2 Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art .7.2.21 BAEL91) :

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_{t \max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = \mathbf{0,57 \text{ cm}}$$

Avec :

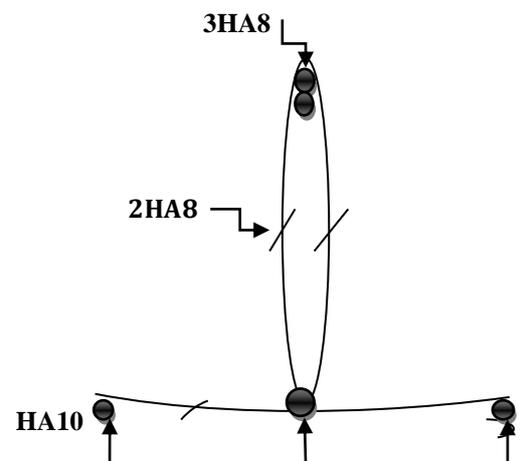
$\varnothing_{t \max}$: Diamètres maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre \varnothing_8 avec : = $\mathbf{2HA8 = 1,01 \text{ cm}}$

Espacement entre armature (cadre) :

$$St \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{0,9 \times 18; 40\text{cm}\} = 16,2\text{cm}$$

Soit : $\mathbf{St = 15 \text{ cm}}$



Ferrailage de la poutrelle

III.1.5 Vérification à l'E.L.U

A. condition de non fragilité (BAEL 91, A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400}$$

En travée : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

B. vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est considérée peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_{su} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{y_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b o d} = \frac{21,58 \times 1000}{120 \times 180} = 0,99 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,333 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

C. influence de l'effort tranchant sur le béton :

Sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{y_b} \times 0,9 \times d \times b o$$

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times 25/1,5 \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 21,58 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{T_u \max}{\sigma_s} = \frac{21,58 \times 1000}{348} = 62,01 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > 0,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

D. influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

- appui de rive :

$$\frac{2Vu}{0,9bd} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{y_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\frac{2 \times 21,58 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 180} = 2,22 \text{ MPA}$$

$$2,22 \text{ MPA} \leq 13,33 \text{ MPA} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée

- Appui d'intermédiaire :

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'E.L.U est

$M_u < 0,9 d V_u$ On doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à :

$$\begin{cases} M_u < 0,9 d V_u = 0,9 \times 0,18 \times 21,58 = 3,49 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_u = 2,514 \text{ KN} \cdot \text{m} < 3,49 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Les armatures calculées sont insuffisantes.

- **Section minimale d'armatures inférieure sur appui :**

$$A_s \geq \frac{y_s}{f_e} V_U \quad \longrightarrow \quad A_s \geq \frac{1,15}{400} \times 21,58 = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,91 \text{ cm}^2 > 0,62 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

- **Contrainte minimale de compression sur appui :**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{0,9 d b_0^{(n)}} \leq \frac{1,3 f_c 28}{\gamma_b} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mb} = \frac{21,58 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mb} = 1,11 \text{ MPa} < 21,67 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

E. vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} = \frac{T \max}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

- En travée :

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,58 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 9,42 \times 10} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

- Aux appuis :

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 7,53 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,58 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 7,53 \times 10} = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

F. longueur de scellement droit :

$$1,36 \text{ MPa} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,2 \text{ cm}$$

Pour : $\emptyset = 0,8 \text{ cm}$ on prend : $L_s = 30 \text{ cm}$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \quad (\text{Art A.6.1.253 BAEL 99}).$$

G. vérification du la contrainte de cisaillement :

- Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8bdh_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,333\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{21,58 \times (0,65-0,12)10^{-3}}{0,65 \times 1,8 \times 0,18 \times 0,04} = 1,36\text{MPa}$$

$$\tau = 1,36\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Au niveau des appuis :

$$\tau = \frac{2V_u}{0,9db_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,333\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{2 \times 21,58 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 0,18} = 2,22\text{MPa}$$

$$\tau = 2,22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6 : Calcul à l'E.L.S :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats

obtenus à l'E.L.U par le coefficient : $\frac{q_s}{q_u}$

$$\left. \begin{array}{l} q_s = 6,56 \text{ KN/ml} \\ q_u = 9,35 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \frac{q_s}{q_u} = \frac{6,56}{9,35} = 0,7$$

📌 Moments :

Travées	L (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mt(x) (KN.m)
1-2	3,2	-2,215	-6,736	1,318
2-3	4,6	-6,736	-6,469	1,230
3-4	3,2	-6,469	-3,119	0,736
4-5	3,2	-3,119	-3,393	2,640
5-6	3,2	-3,393	-5,656	1,017
6-7	1,4	-5,656	1,759	2,116

Tableau III.1.3.b.10 : Récapitulatif des moments obtenus à l'E.L.S

Calcul des efforts tranchants :

Travées	L (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) (KN)	
				x = L	x = 0
1-2	3,2	-2,215	-6,736	-11,879	9,058
2-3	4,6	-6,736	-6,469	-14,994	15,106
3-4	3,2	-6,469	-3,119	-9,422	11,515
4-5	3,2	-3,119	-3,393	-10,556	10,381
5-6	3,2	-3,393	-5,656	-11,179	9,765
6-7	1,4	-5,656	1,759	-0,714	9,877

Tableau III.1.3.b.11: L'effort tranchant a L'ELS

a) vérification de la contrainte de compression dans le béton :

- En travées :

$$\rho_1 = \frac{100A'}{db_0} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09$$

$$\rho_1 = 1,09 \longrightarrow K1 = 19,84 \longrightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s = \frac{M^{tmax}}{B^1 d A'} = \frac{2,116 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 2,36 \times 100} = 58,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 58,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{58,19}{19,84} = 2,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes à l'E.L.S.

- Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{db_0} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,69$$

$$\rho_1 = 0,69 \longrightarrow K1 = 26,32 \longrightarrow \beta_1 = 0,879$$

$$\sigma_s = \frac{M^{amax}}{B^1 d A_s} = \frac{1,759 \times 10^6}{0,879 \times 180 \times 1,51 \times 100} = 73,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 73,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73,62}{26,32} = 2,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes à l'E.L.S.

b) Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, de ce fait aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de l'état limite de déformation (Art B.6.5.1/BAEL91) :

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.

- $\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$

- $\frac{h}{L} < \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A^s}{b_0d} < \frac{3,6}{f_e}$

Avec : h : hauteur totale de la section.

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

M_t : Moment maximum de flexion

b_0 : largeur de nervure

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{2,116}{10 \times 1,23} = 0,172 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{A^s}{b_0d} = \frac{2,36}{12} = 0,0109 > \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc Les conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$F_v = \frac{M^{isc}L^2}{10E_v I_{f_v}}$$

E_v : Module de déformation différé

III.2.Escaliers :

III.2.1. Définition :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant.

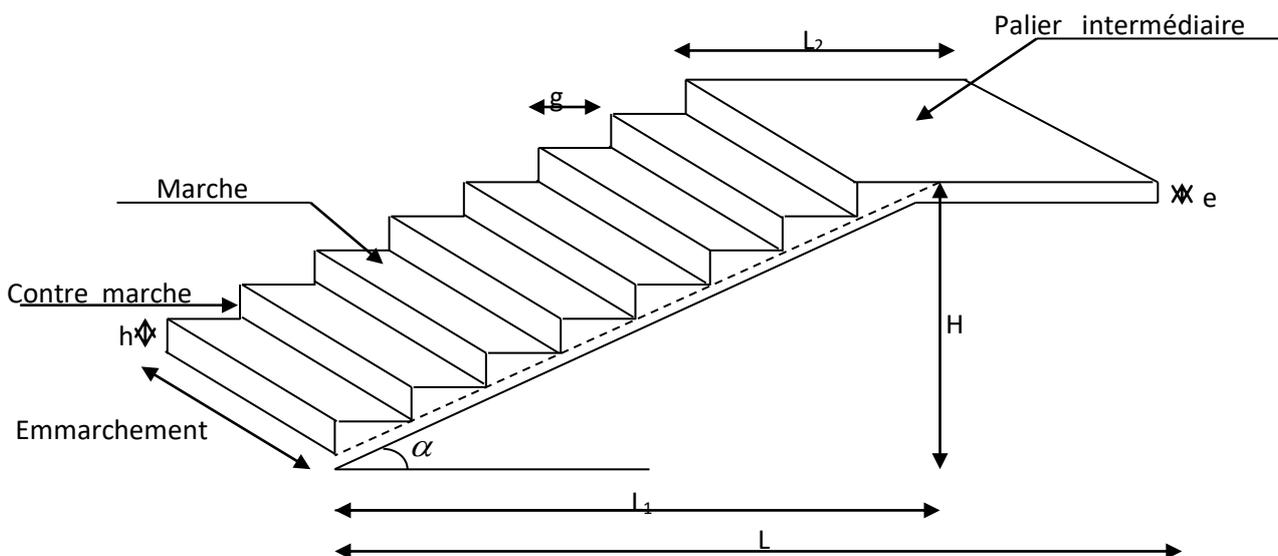


Figure III.2.1:schéma statique d'un escalier droit.

III.2.2 : Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : est la partie d'un escalier sur laquelle on pose le pied pendant la montée ou la descente de l'escalier.

Le nombre de marche est pris égale à : $m=n-1$

- **Contremarche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.

Le nombre de contremarche est : $n = H/h$

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- **Nez de marche** : est la distance horizontale entre la face avant de la marche et la face arrière de la marche précédente, autrement dit, la partie de la marche qui débord au-dessus de la marche sous-jacente.

- **Hauteur de marche** : est la distance verticale entre les plans de marche de deux marches consécutives.

La hauteur de marche doit être identique pour toutes les marches d'un escalier, et elle est comprise entre **17 et 20cm**.

- **Le giron** : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche.

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

- **Ligne de foulée** : ligne imaginaire qui symbolise l'endroit où l'on passe. Elle est située au milieu d'un escalier.

- **Reculément** : longueur de l'emprise au sol de l'escalier, cette longueur ne prend pas en compte la dernière marche, la plus haute, faisant partie de la dalle supérieure.

- **La volée** : une suite continue de marches entre 2 paliers, constituée de marches, contremarches et la paillasse.

- **La paillasse** : est la dalle oblique qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier en béton.

- **Le palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.

- **L'emmarchement** : est la largeur de la marche.

III.2.3 : Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de fera par la formule de BLONDEL pour les marches et contremarches.

$$59 \leq 2h + g \leq 66[\text{cm}]$$

h : hauteur de la contremarche $14 \leq h \leq 18$ [cm]

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm]

On adopte : **h=18 cm**

g=30 cm

➤ **Nombre de contremarche :**

• **Etage courant :**

La hauteur d'étage H=3.06 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{18} = 17 \text{ contremarches}$$

$$m = n - 1 = 16 \text{ marches}$$

On aura :

n=9 contremarches pour la première volée.

n= 8 contremarches pour la deuxième volée.

• **Les 2 entre-sol :**

La hauteur d'étage H=3.23 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{323}{18} = 18 \text{ contremarches}$$

$$m = n - 1 = 17 \text{ marches}$$

On aura :

Les deux volées sont identiques tel que :

n=9 contremarches et m=8 marches

• **Le RDC :**

La hauteur d'étage H=4.08 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{18} = 23 \text{ contremarches}$$

On aura : n=7 contremarches pour la première volée

n=9 contremarches pour la deuxième volée

n=7 contremarches pour la troisième volée

✚ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$2h + g = 2 \times 18 + 30 = 66 \text{ cm} \dots\dots\dots 59 \leq 2h+g = 66 \leq 66 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

✚ **Dimensionnement de la pailasse :**

➤ **Etude de la volée intermédiaire de RDC :**

Le palier et la pailasse auront la même épaisseur et sera déterminer comme suit :

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

L : longueur réelle de la pailasse : $L = L' + L_1$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = g(n-1)L_2 = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tang}(\alpha) = \frac{H}{L_2} \quad H = n \times h \quad H = 9 \times 18 = 162 \text{ cm}$$

$$= \frac{162}{240} = 0.675 \quad \alpha = 34^\circ$$

$$L' = \frac{240}{\cos 34^\circ} = 289 \text{ cm}$$

$$L = 289 + 145 = 434 \text{ cm}$$

$$\frac{434}{30} \leq e_p \leq \frac{434}{20}$$

$$14.46 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.7 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e_p = 18 \text{ cm}$$

III.2.4 : Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

• Le palier :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Palier	0,18	25	4,5
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G_{total} = 6,06 KN/m²				

Tableau III.2.4.1 : Charge permanente du palier

• La volée :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Marches	0,18/2	25	2,25
05	Paillasse	0,18/cos 34°	25	5,427
06	Enduit ciment	0,02	18	0,36
07	Gard du corps	/	/	0,2
G_{total} = 9,437 KN/m²				

Tableau III.2.4.2 : Charge permanente de la volée

➤ Charge d'exploitation :

- Palier : $Q_{\text{pal}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Volée : $Q_{\text{vol}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

-

III.2.5 : Calcul à l'ELU :

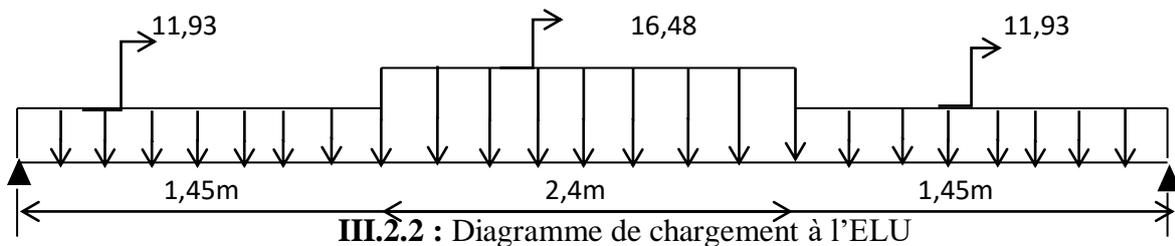
➤ **Combinaison d'action :**

- Palier :

$$q_{up} = 1,35G_p + 1,5Q_p q_u = (1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 11,93 \text{ KN/ml.}$$

- Volée :

$$q_{uv} = 1,35G_v + 1,5Q_v q_u = (1,35 \times 9,437 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 16,48 \text{ KN/ml.}$$



➤ **Calcul des efforts internes :**

Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 0$$

$$= 2 \times 11,93 \times 1,45 + 16,48 \times 2,4 = 74,15 \text{ KN}$$

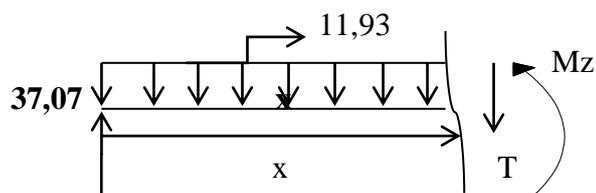
$$\sum M/A = 0$$

$$-5,3R_B = - [11,93 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} + 3,85 \right) + 16,48 \times 2,45 \left(\frac{2,4}{2} + 1,45 \right) + 11,93 \times \frac{1,45^2}{2}]$$

$$R_B = 37,07 \text{ KN}$$

$$R_A = 37,07 \text{ KN}$$

▪ **1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45$ m**



Effort tranchant:

$$T(x) = R_A - q_{up} x = 37,07 - 11,93x$$

$$\begin{cases} x = 0m \rightarrow T(0) = 37,07 \text{ KN} \\ x = 1,45m \rightarrow T(1,45) = 19,77 \text{ KN} \end{cases}$$

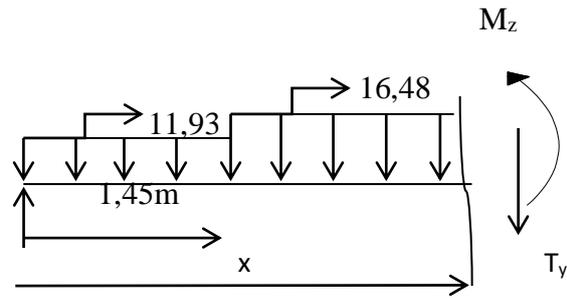
Moment fléchissant :

$$M_z = R_A x - q_{up} \times \frac{x^2}{2} = 37,07x - 11,93 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0m \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,45m \rightarrow M(1,45) = 41,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$ m :

Effort tranchant :



$$T(x) = R_A - q_{up} \times 1,45 - q_{uv} x = 37,07 - 11,93 \times 1,45 - 16,48x$$

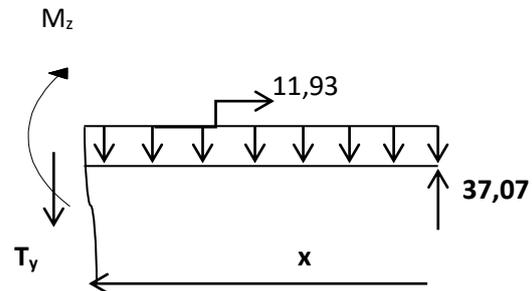
$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 19,78 \text{ KN} \\ x = 2,4 \text{ m} \rightarrow T(2,4) = -19,78 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M_z = R_A(x + 1,45) - 11,93 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} + x \right) - \frac{x^2}{2} \times 16,48$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 41,21 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 \text{ m} \rightarrow M(2,4) = 41,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45$ m



Effort tranchant :

$$T(x) = q_{up} x - R_B = 11,93x - 37,07$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -37,07 \text{ KN} \\ x = 1,45 \text{ m} \rightarrow T(1,45) = -19,78 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M_z = R_B x - q_{up} \frac{x^2}{2} = 37,07x - 11,93 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,45 \text{ m} \rightarrow M(1,45) = 41,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$37,07 - 17,29 - 16,48x = 0$$

$$x = 1,2 \text{ m} \quad M_z^{\max}(1,2) = 53,08 \text{ KN.m}$$

Remarque :

En tenant compte des encastremets partiels aux extrémités, à l'aide des coefficients réducteurs de correction pour les moments maximum en travées et aux appuis :

Aux appuis : $M_A^{\max} = -0,3M_z^{\max} = -0,3 \times 53,08 = -15,92 \text{ KN.m}$

En travées : $M_T^{\max} = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 53,08 = 45,12 \text{ KN.m}$

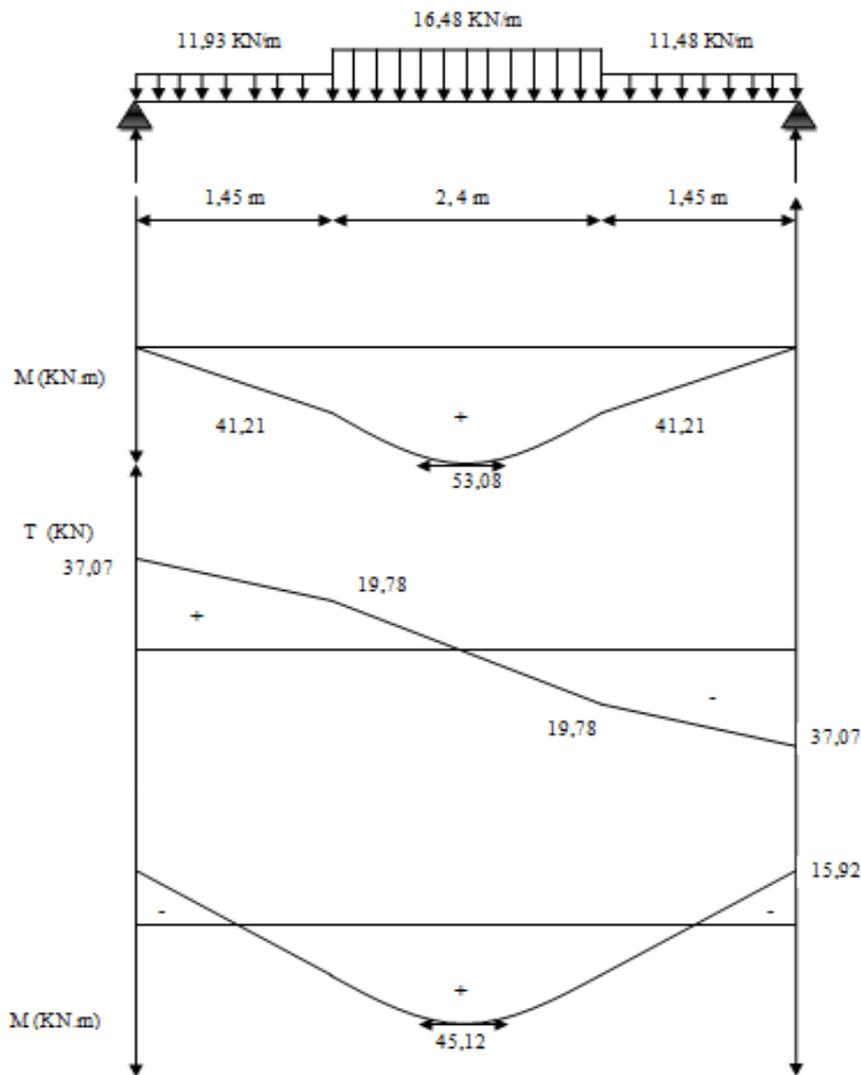


Figure III.2.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

III.2.6 : Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**
Aux appuis :

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

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{15,92 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée} \Rightarrow A' = 0$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{15,92 \times 10^3}{0,978 \times 16 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{45,12 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,124$$

$$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,124 \Rightarrow \beta = 0,934$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{45,12 \times 10^3}{0,934 \times 16 \times 348} = 8,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartition :**Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

III.2.7 : Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : [BAEL 91/ART.A.4.2 ,1]

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres :

- Armatures principales :

$$\text{Aux appuis : } S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } S_{t,\max} = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :

$$\text{Aux appuis : } S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

$$\text{En travée : } S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : [BAEL 91/ART, A6.1, 3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \quad (\text{Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA})$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 8 \times 3,14 \times 1,2 = 30,14$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,07}{0,9 \times 16 \times 30,14} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des armatures : [BAEL 91 Art A6 – 1.2.1]:

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$L_s = \frac{400 \times \Phi}{4 \times 2.835} = 35.27 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\Phi = 1 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$

Pour $\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm.}$$

e) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ ART.A.5-1.2) :

On doit avoir : $\tau \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{37.07 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.23 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :

[BAEL 91/ ART. A 5 – 1.3.21]:

➤ **Influence sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 160}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 37.07 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[37.07 + \left(\frac{-15.92}{0.9 \times 16} \right) \right]$$

$$3,93 \text{ cm}^2 \geq 1,03 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition Vérifiée.

III.2.8 : Calcul à l'ELS :

➤ **Combinaison d'action :**

- Palier :

$$q_{sp} = G_p + Q_p \quad q_{sp} = (6,06 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,56 \text{ KN/ml}$$

- Volée :

$$q_{sv} = 1,35G_v + 1,5Q_v \quad q_{sv} = (9,437 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,94 \text{ KN/ml}$$

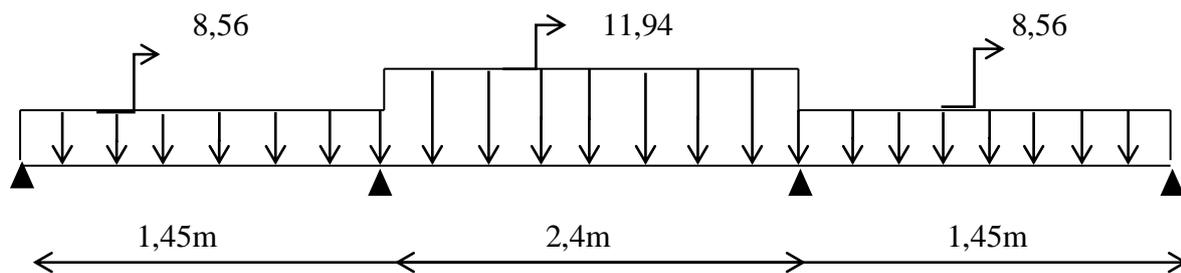


Figure III.2.4 : diagramme de chargement à l'ELU

➤ **Calcul des efforts internes :**

Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 0 \quad \longrightarrow \quad = 2 \times 8,56 \times 1,45 + 11,94 \times 2,4 = 53,48 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-5,3R_B = - [8,56 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} + 3,85 \right) + 11,94 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,45 \right) + 8,56 \times \frac{1,45^2}{2}]$$

$$R_B = 26,74 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,74 \text{ KN}$$

▪ **1^{er} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,45 m**

Effort tranchant:

$$T(x) = R_A - q_{sp} x = 26,74 - 8,56x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 26,74 \text{ KN} \\ x = 1,45 \text{ m} \rightarrow T(1,45) = 14,33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$M_z = R_A x - q_{sp} \times \frac{x^2}{2} = 26,74x - 8,56 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,45 \text{ m} \rightarrow M(1,45) = 29,77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$ m

Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_{sp} \times 1,45 - q_{sv} x = 26,74 - 8,56 \times 1,45 - 11,94x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 14,33 \text{ KN} \\ x = 2,4 \text{ m} \rightarrow T(2,4) = -14,33 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M_z = R_A(x + 1,45) - 8,56 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} + x \right) - \frac{x^2}{2} \times 11,94$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 29,77 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 \text{ m} \rightarrow M(2,4) = 29,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45$ m

Effort tranchant :

$$T(x) = q_{sp} x - R_B = 8,56x - 26,74$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -26,74 \text{ KN} \\ x = 1,45 \text{ m} \rightarrow T(1,45) = -14,33 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M_z = R_B x - q_{sp} \frac{x^2}{2} = 26,74x - 8,56 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,45 \text{ m} \rightarrow M(1,45) = 29,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$26,74 - 12,41 - 11,94x = 0$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$M_z^{\max}(1,2) = 38,37 \text{ KN.m}$$

Remarque :

En tenant compte des encastremements partiels aux extrémités, à l'aide des coefficients réducteurs de correction pour les moments maximum en travées et aux appuis :

Aux appuis : $M_a^{\max} = -0,3M_z^{\max} = -0,3 \times 38,37 = -11,51 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t^{\max} = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 38,37 = 32,61 \text{ KN.m}$

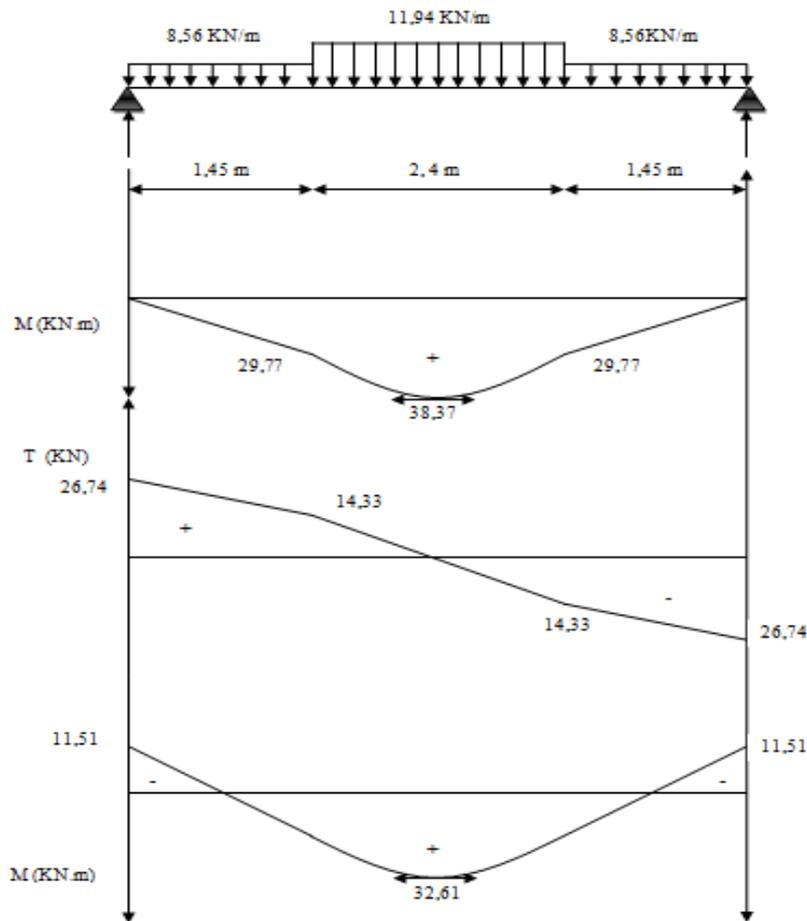


Figure III.2.5 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

III.2.9 : Vérification à l'ELS :

a) L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

En travée : $M_t = 32,61KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 16} = 0,567$$

$$\rho_1 = 0,567 \Rightarrow \beta_1 = 0,888 \Rightarrow K = 0,033$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{32,61 \times 10^3}{9,05 \times 0,888 \times 16} = 253,61MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,033 \times 253,61 = 8,37MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Appuis A : $M_a = 11,51 KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho_1 = 0,245 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow K = 0,02$$

$$\sigma_s = \frac{11,51 \times 10^3}{3,93 \times 0,921 \times 16} = 198,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,02 \times 198,75 = 3,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

b) Etat limite de déformation (BAEL91/Art B.6.5.1) :

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{385} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$3. \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Comme une des conditions n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$F = \frac{5q_s L^4}{384EI} \leq \frac{L}{500} \quad f \leq \frac{3850}{500} = 7,7 \text{ mm}$$

- L'aire de la section homogénéisée est :

$$B_0 = b \cdot h + n A_t$$

$$B_0 = 100 \cdot 18 + 15 \times 9,05 = 1935,75 \text{ cm}^2$$

- Moment statique par rapport à l'axe (x-x) :

$$S_{x'x'} = [bh^2/2 + 15 A_t \cdot d]$$

$$S_{x'x'} = [100 \times (18)^2 / 2 + 15 \times 9,05 \times 16] = 18372 \text{ cm}^3$$

On a:

$$V_1 = S_{x'x'} / B_0 = 18372 / 1935,75 = 9,49 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,49 = 8,51 \text{ cm.}$$

$$I = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$= 100/3 [(9,49)^3 + (8,51)^3] + 15 \times 9,05 \times (8,51 - 2)^2 = 54785,27 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

III.3 : Poutre palière :

III.3.1 : Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement de la poutre palière est déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre dont :

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$L = 2,9 \text{ m}$$

III.3.2 : Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre : $G = \rho \times S = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Reactions d'appuis : ELU: $R_U = 37,07 \text{ KN}$
ELS: $R_S = 26,74 \text{ KN}$

III.3.2.1: Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + \frac{2V}{L} = 1,35 \times 1,875 + \frac{2 \times 37,07}{2,9} = 28,10 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2V}{L} = 1,875 + \frac{2 \times 37,07}{2,9} = 27,44 \text{ KN/ml}$$

III.3.2.2 : Calcul à l'ELU :

Effort tranchant : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{28,1 \times 2,9}{2} = 40,74 \text{ KN}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{28,1(2,9)^2}{8} = 29,54 \text{ KN.m}$

Moments corrigés :

Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 29,54 = -8,86 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 29,54 = 25,1 \text{ KN.m}$

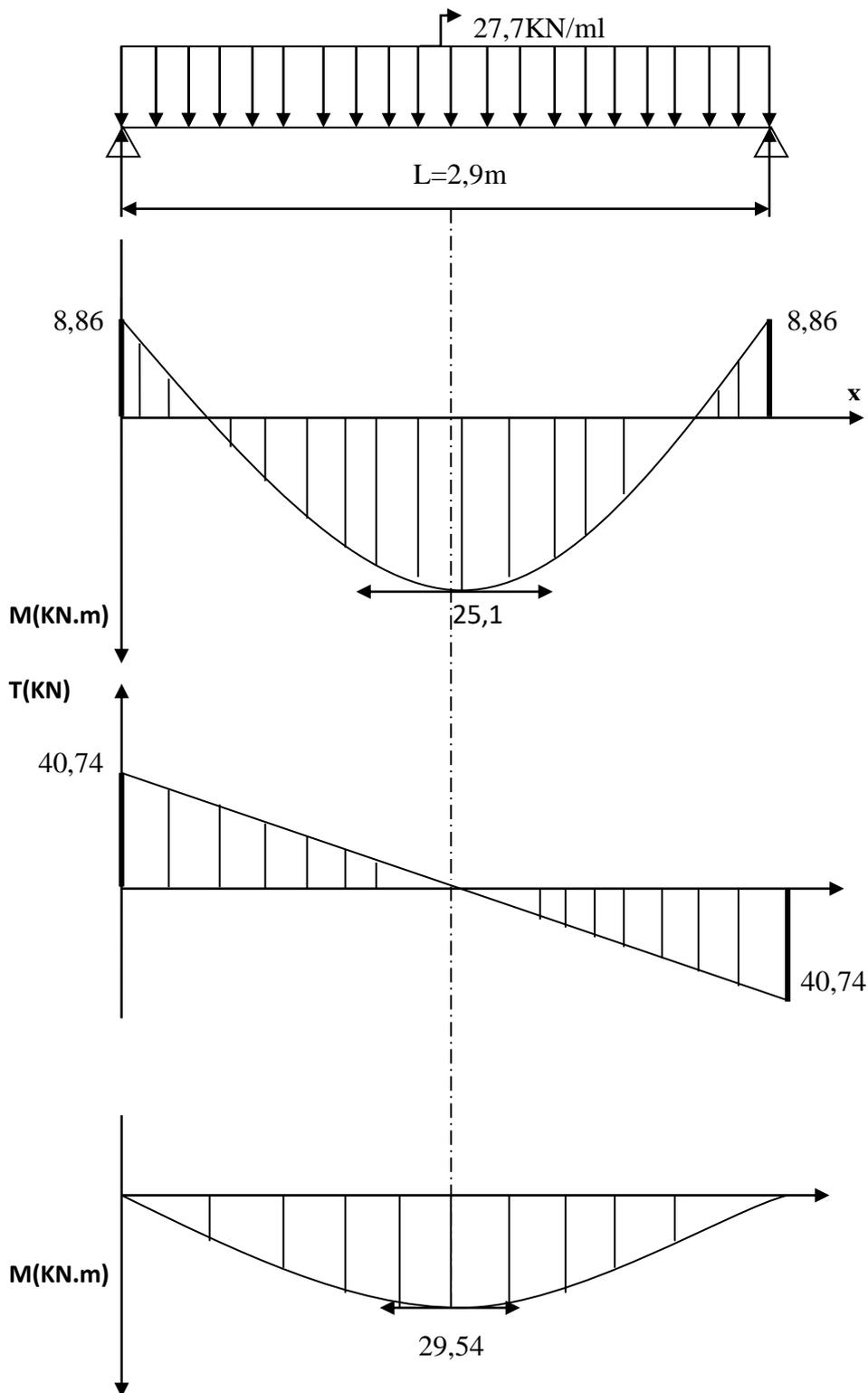


Figure III.3.1:diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU

III.3.2.3 : Calcul à l'ELS :

Effort tranchant : $T_s = q_s \frac{L}{2} = 27,44 \times \frac{2,9}{2} = 39,78\text{ KN}$

Moment isostatique : $M_{0s} = q_s \frac{L^2}{8} = 27,44 \times \frac{2,9^2}{8} = 28,84\text{ KN.m}$

Moment corrigés :

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{0s} = -0,3 \times 28,84 = -8,65 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0s} = 0,85 \times 28,84 = 24,51 \text{ KN.m}$

III.3.2.4 : Ferrailage à l'ELU :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{8,86 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,03$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_c / \gamma_s}$$

$$A_a = \frac{8,86 \times 10^3}{0,985 \times 28 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec : S_t = 25 cm

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{25,1 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,09$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ SSA $\Rightarrow A' = 0$

$$\mu_b = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{25,1 \times 10^3}{0,953 \times 28 \times 348} = 2,7 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec : S_t = 25 cm

III.3.2.5 : Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :

$$A \geq A_{\min}$$

$$\geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$
- En travées : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{40,74 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,58 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

• Influence sur le béton :

$$\frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 250 \times 280 = 420 \text{ [KN]}$$

On a: $V_u^{\max} = 40,74 \text{ [KN]} < 420 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 6 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,74 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 2,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérfié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

avec $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{6 \times 400}{4 \times 2,835} = 21,16 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 25 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 25 = 10\text{cm}$

Soit un crochet de 10cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\}$$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{300}{35}; \phi_l; \frac{250}{10}\right\}$$

$$\phi_t \leq \min\{8,57; 10; 25\} = 6\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA10** → $A_t = 4\text{HA}6 = 1,13[\text{cm}^2]$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7.5.2.2)** on obtient ce qui suit :

$$s_{t\max} \leq \min(0,9 \times d; 40[\text{cm}])$$

$$s_{t\max} \leq \min(0,9 \times 28; 40[\text{cm}]) \rightarrow s_{t\max} \leq \min(25,2; 40[\text{cm}]) = 25,2[\text{cm}]$$

✓ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30[\text{cm}]\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1; 30\right) = 7,5[\text{cm}]$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min(25,2[\text{cm}]; 7,5[\text{cm}]) = 7,5[\text{cm}]$.

On opte pour $S_t = 7[\text{cm}]$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15[\text{cm}]$$

Soit $S_t = 15[\text{cm}]$

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525[\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{\min(\text{RPA})} = 0,525[\text{cm}^2] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125[\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,14[\text{cm}^2] > A_{\min \text{ du RPA}} = 1,125[\text{cm}^2] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375 [\text{cm}^2]$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,14 [\text{cm}^2] > A_{\text{min du BAEL}} = 0,375 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2.6 : Calcul à l'ELS :

➤ **vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ [MPa] et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Contrainte de compression du béton :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 8,65 [\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1,13}{25 \times 28} = \mathbf{0,163} \quad \beta_1 = \mathbf{0,934} \quad \longrightarrow \quad K_1 = \mathbf{60,76}$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,65 \times 10^3}{0,934 \times 28 \times 1,13} = 292,71 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 292,71 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60,76} = 0,016$$

$$\sigma_{bc} = 292,71 \times 0,016 = 4,68 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_t = \mathbf{24,51} [\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = \mathbf{0,45} \quad , \quad \beta_1 = \mathbf{0,898} \quad , \quad K_1 = \mathbf{34,02}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24,51 \times 10^3}{0,898 \times 28 \times 3,14} = 310,44 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 310,44 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,029$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,029 \times 310,44 = 9 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Article B.6.5, 3BAEL) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{30}{280} = 0,103 \quad \longrightarrow \quad \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \frac{30}{280} = 0,103 \quad \longrightarrow \quad \geq \frac{24,51}{10 \times 28,84} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{3,14}{25 \times 28} = 0,0045 \quad \longrightarrow \quad \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

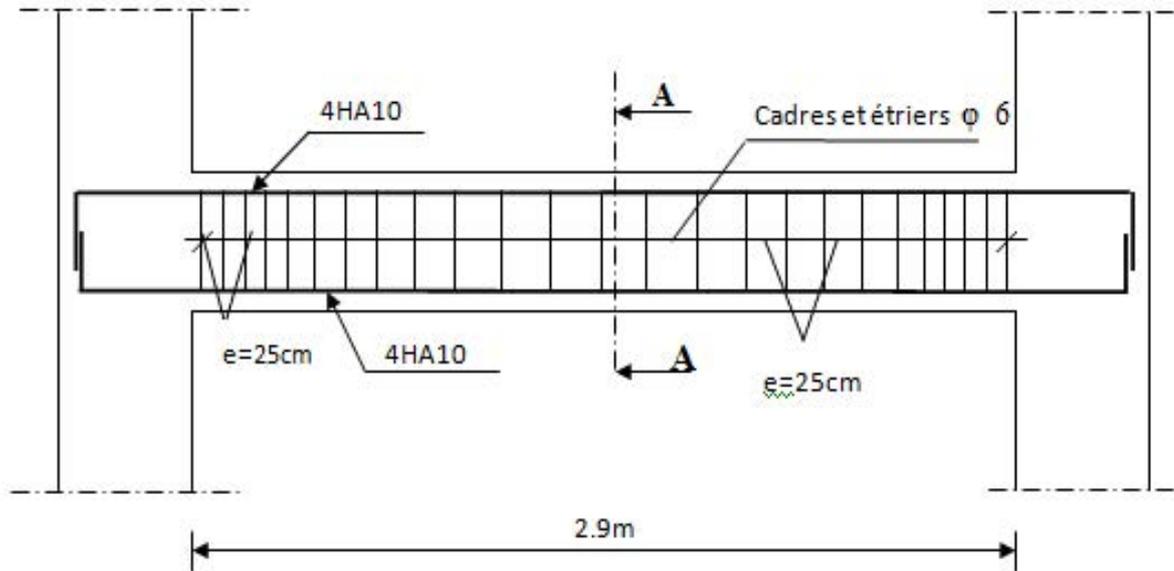


Figure III.3.2 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

III.4 : Dalle salle machine :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est doté d'une cage d'ascenseur, constituer essentiellement de :

- Mécanisme d'entraînement constitué du moteur, réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contre poids.

Dont les caractéristiques qui figurent cette cage d'ascenseur sont les suivantes :

- | | | | |
|---|------------------------|---|------------------------|
| { | $L_x = 1,70 \text{ m}$ | | |
| | $L_y = 1,90 \text{ m}$ | ➔ | $S = 3,23 \text{ m}^2$ |
- Vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$, pouvant charger 8 personnes.
 - En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 90 kN .

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées.

III.4.1 Pré dimensionnement :

La dalle n'est pas continue.

➤ L'épaisseur de la dalle h_t : $h_t \geq \frac{L_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{170}{30} = 5,67[\text{cm}]$$

Comme le RPA 200 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, donc on opte une hauteur $h_t = 15 [\text{cm}]$

➤ Calcul de U et V :

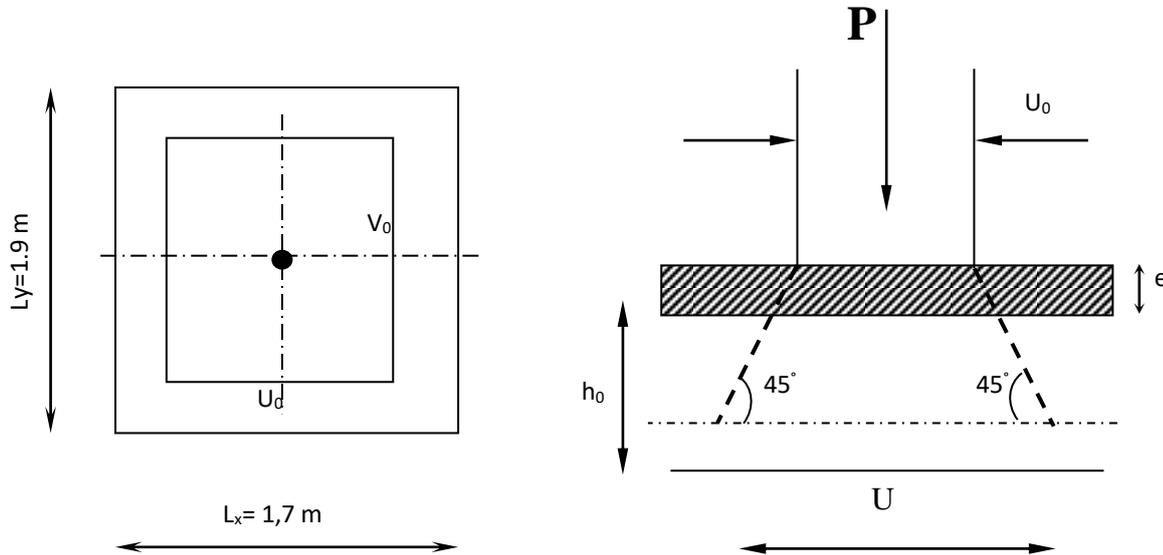


Figure. III.4.1: Diffusion de charges dans le feuillet moyen

III.4.2 : Calcul des moments au centre du panneau :

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2 \xi e + h_t \\ V = V_0 + 2 \xi e + h_t \end{cases}$$

Avec : $\xi = 1$ car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5 \text{ cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Surface de contact.

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

a) Moment M_{x1} M_{y1} due au système de levage :

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

M_1, M_2 : Coefficients donnés par les tables de PIGAUD en fonction de $(\rho_x, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$

ν : Coefficient de poisson, à l'ELU, $\nu = 0$

P : Intensité de la charge concentrée.

U , V : Cotés du rectangle sur lequel la charge P s'applique, déterminés au niveaux de feuillet moyen de la dalle.

Pour le calcul de la dalle, en premier temps on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; puis, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y tel que :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{170}{190} = 0,9$$

$$0,4 \leq \rho = 0,9 \leq 1$$



Le panneau travail dans les 2 sens.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0,62 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0,55$$

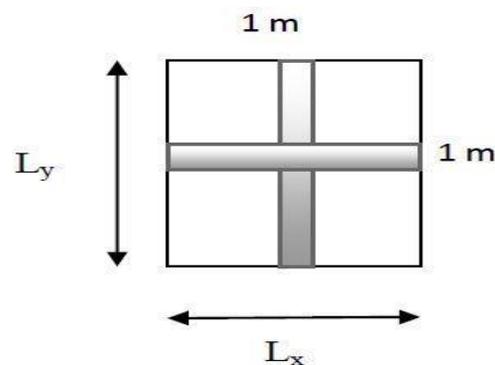
Après interpolation on obtient :

$$M_1 = 0,0853 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,0635 \text{KN.m}$$

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 121.5 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1) = 121.5 \times 0.0853 = 10,36 \text{KN.m} \\ M_{x1} = P_u (M_2) = 121,5 \times 0,0635 = 7,715 \text{KN.m} \end{cases}$$



b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,9 \rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1\text{m} = 4.85 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.047 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0458 \times 8,047 \times (1,7)^2 = 1,065 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{x2} = 0,778 \times 1,065 = 0,828 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\left[\begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,36 + 1,065 = 11,425 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,715 + 0,828 = 8,543 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d) **Correction des moments :****Remarque :**

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

▪ Sens Lx:

Aux appuis: $M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 11,425 = -3,427 \text{ KN.m}$

En travée : $M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 11,425 = 9,711 \text{ KN.m}$

▪ Sens Ly :

Aux appuis : $M_y^a = -0,3 M_y = 0,3 \times 8,543 = -2,562 \text{ KN.m}$

En travée : $M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 8,543 = 7,261 \text{ KN.m}$

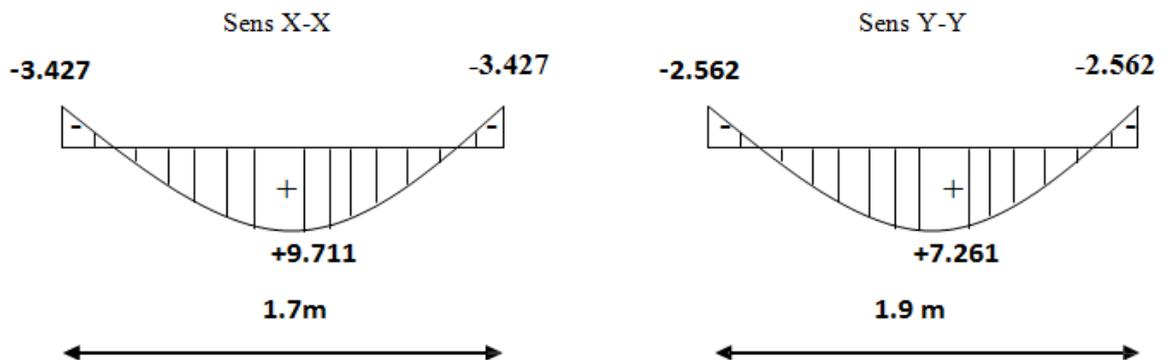


Figure III.4.2 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

III.4.3 : Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple, on considère une bande de largeur unitaire, pour une section rectangulaire dont les dimensions sont les suivantes :

$$b=100\text{cm} \quad h_t=15\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d=13\text{cm}$$

✓ Suivant X-X:• Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,425 = -3,427 \text{ kN.m}$$

$$h_t - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,427 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,427 \times 10^6}{0,993 \times 130 \times 347,8} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } s_t = 25 \text{ cm}$$

• En travée :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,425 = 9,711 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,711 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ cm}$$

$$\mu_b = 0,04 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,04 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,711 \times 10^6}{0,980 \times 130 \times 347,8} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant Y-Y :Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_Y = 0,3 \times 8,543 = -2,562 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{2,562 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,01 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,562 \times 10^6}{0,995 \times 130 \times 347,8} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec s_t = 25 cm

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,543 = 7,261 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7,261 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,03 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,03 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,261 \times 10^6}{0,985 \times 130 \times 347,8} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec s_t = 25 cm

III.4.4 : Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondent au taux d'armature suivant:

- Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$W_0 = 0,8\% \text{ (HA de classe FeE400)}$$

$$W_t \geq W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec : } W_x = \frac{A_s}{bh}$$

$$\frac{A_{x\min}}{bh} \geq W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) \rightarrow A_{x\min} \geq bh W_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} \left(\frac{3-0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{x\min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

- Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\frac{A_{y\min}}{bh} \geq W_0 \rightarrow A_{y\min} \geq bh W_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{y\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{y\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Diamètre maximale des barres (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

\varnothing_{\max} : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing = 10\text{mm} < \varnothing_{\max} = 15\text{mm}$$

⇒ Condition vérifiée.

c) Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

• **Sens x-x**

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

⇒ Condition Vérifiée.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

⇒ Condition Vérifiée.

• **Sens y-y**

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$.

⇒ Condition Vérifiée.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

⇒ Condition Vérifiée.

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2(u + v)$$

$$U_c = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

⇒ Condition Vérifiée

$$q_u = 121,5 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN}$$

Comme la condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

- **Au milieu de U :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2ly + lx} = \frac{121,5}{2 \times 1,9 + 1,7} = 22,09 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3ly} = \frac{121,5}{3 \times 1,9} = 21,31 \text{ KN}$$

$$= \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,169 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$$

⇒ condition vérifiée.

III.4.5. Calcul à l'E.L.S :

- a) **Moments engendrés par le système de levage :**

$$v = 0,2 \quad M_1 = 0,0853$$

$$p_s = 90 \text{ KN} \quad M_2 = 0,0635$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90 (0,0853 + 0,2 \times 0,0635) = 8,82 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 90 (0,2 \times 0,0853 + 0,0635) = 7,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- b) **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L^2 x \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,0529 \quad ; \quad \mu_y = 0,846 \quad q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0529 \times 5,85 \times (1,7)^2 = 0,89 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,846 \times 0,89 = 0,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- c) **Superposition des moments:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,82 + 0,89 = 9,71 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,25 + 0,75 = 8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- d) **Détermination des moments dans les deux sens lx et ly en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :**

- Sens Lx:

$$\text{Aux appuis: } M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 9,71 = -2,913 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 9,71 = 8,25 \text{ KN.m}$$

- Sens Ly :

Aux appuis : $M_y^a = -0,3 \text{ My} = 0,3 \times 8 = -2,4 \text{ KN.m}$

En travée : $M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 8 = 6,8 \text{ KN.m}$

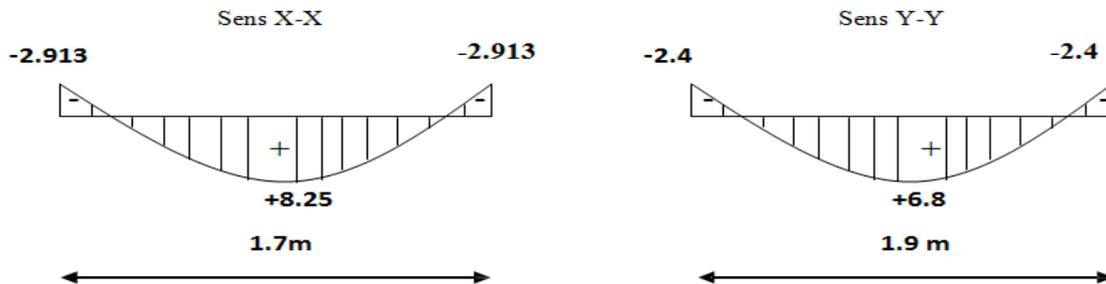


Figure III.4.3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS.

III.4.5 : Vérification à l'ELS :

- Dans le sens de la petite portée L_x :

- Aux appuis :

$M_x^a = 2,913 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.11 \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0,012$$

On a : $\mu_b = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,913 \cdot 10^6}{0.994 \times 130 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA6 = 1,13 cm² Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée :

$M_x^t = 8,25 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,25 \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0,034$$

$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,25 \cdot 10^6}{0,983 \times 130 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec S_t = 25 cm

➤ Dans le sens de la grande portée L_y :

• Aux appuis :

M_{y^a} = 2,4 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,4 \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,01$$

On a : $\mu_b = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0,01 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,4 \cdot 10^6}{0,995 \times 130 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA6 = 1,13 cm² Avec S_t = 25 cm

• En travée :

M_{y^t} = 6,8 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,8 \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,028$$

$\mu_b = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_{yt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,8 \cdot 10^6}{0,986 \times 130 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec S_t = 25 cm

a) Etat limite de fissuration :

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

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

- **Aux appuis :**

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,13}{100 \times 13} = 0,086 \Rightarrow k_1=86 \quad k = 0,012 \quad \beta = 0,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,913.10^6}{0,95.130 \times 1,13.10^2} = 208,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,012 \times 208,73 = 2,43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k_1=62,52 \quad k = 0.016 \quad \beta = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8,25.10^6}{0,935.130.2,01.10^2} = 337,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 337,67 = 5,4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{15}{170} = 0,088 \quad \longrightarrow \quad \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{0,85}{20} \frac{M_x}{M_x} \frac{15}{170} = 0,088 \quad \longrightarrow \quad \geq \frac{0,85}{20} = 0,0425 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \quad \longrightarrow \quad \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

Dans le sens X-X :

→ Aux appuis : **4HA6** avec **St = 25cm**

→ En travée : **4 HA 8** avec **St = 25cm**

Dans le sens Y-Y :

→ Aux appuis : 4HA6 avec St = 25cm

→ En travée : 4 HA 8 avec St = 25cm

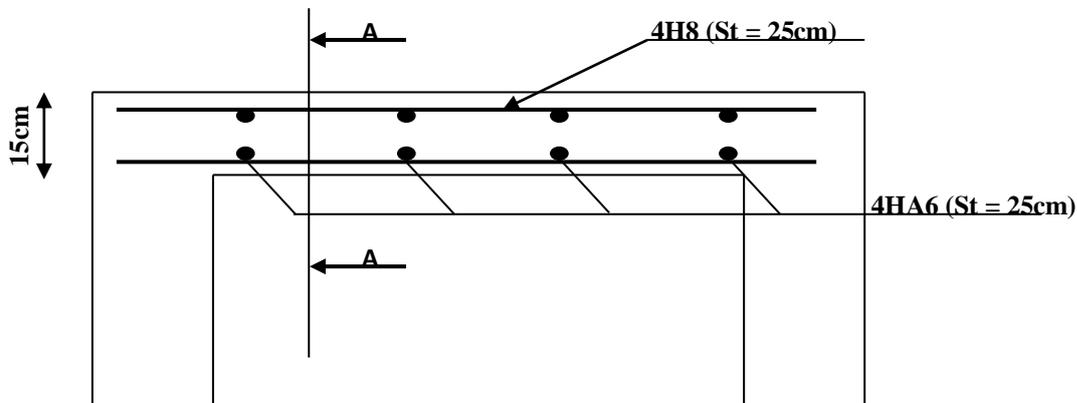


Figure III.4.4 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine

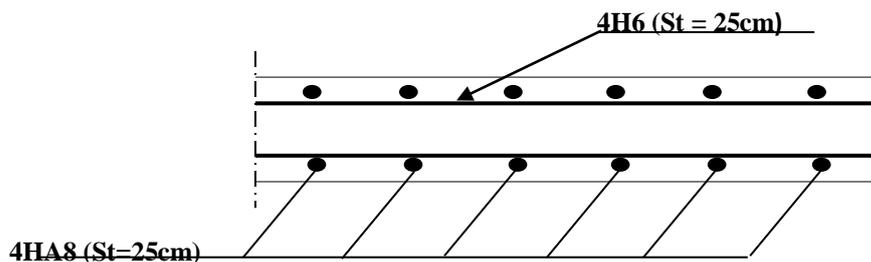


Figure III.4.5 : Coupe A-A

III.5 .Dalle pleine :

La dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles, ou mur maçonné) ou ponctuels (poteaux).

Les dalles pleines sur appui continu peuvent porter dans deux directions ou bien une seule (cas des poutres-dalles qu'elles sont particulières).

III.5.1 : Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$\text{Si } \rho < 0,4 \quad h_0 \geq \frac{Lx}{25}$$

$$\text{Si } 0,4 < \rho < 1 \quad h_0 \geq \frac{Lx}{30}$$

Calcul de l'élanement de panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{5,5} = 0,26 < 0,4 \quad \text{la dalle travaille dans une seule direction.}$$

$$h_0 \geq \frac{L_x}{25} = \frac{145}{25} = 5,8 \text{ cm}$$

Dans ce cas le calcul est mené en flexion simple en considérant une poutre reposant sur deux appuis dont la section fait 1 m de largeur parallèle au petit coté.

III.5.2 : Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes : $G = 5,31 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III.5.3 : Combinaisons de charges :

ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = 10,92 \text{ KN/ ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 7,81 \text{ KN/ ml}$

III.5.4 : Calcul de rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,5}{5,31+2,5} = 0,32$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,096$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,648$$

III.5.4.1 : Moment isostatique :

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{q u l^2}{8} = \frac{10,92 \times 1,45^2}{8} = 2,869 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{q s l^2}{8} = \frac{7,81 \times 1,45^2}{8} = 2,05 \text{ KN.m}$$

III.5.4.2 : Moment sur appuis :

$$\text{ELU : } M_a = 0,3 M_0 = 0,860 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_a = 0,3 M_0 = 0,615 \text{ KN.m}$$

III.5.4.3 : Moments en travée :

$$M_t \geq \max \{ 1,05 M_0; (1 + 0,3 \alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

ELU :

$$M_t \geq \frac{2 \times 0,860}{2} + 3,14 = 4 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,648 \times 2,869 = 1,85 \text{ KN.m}$$

Donc on opte : $M_{tu} = 4 \text{ KN.m}$ **ELS :**

$$M_t \geq \frac{2 \times 0,615}{2} + 2,24 = 2,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,648 \times 2,05 = 1,32 \text{ KN.m}$$

Donc on opte : $M_{tu} = 2,85 \text{ KN.m}$ **III.5.4.4 : Efforts tranchants :****ELU :**

$$T_w = \frac{qu l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} = 7,91 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-qu l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} = -7,91 \text{ KN}$$

ELS:

$$T_w = \frac{qsl}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} = 5,66 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-qsl}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} = -5,66 \text{ KN}$$

III.5.5 : Ferrailage à l'E.L.U :**III.5.5.1 : Armatures principales :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4 \times 10^6}{0.992 \times 130 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,86 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.004 \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,86 \times 10^6}{0,998 \times 130 \times 348} = 0,2 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA6 = 1,13 cm² avec un espacement St = 25 cm

III.5.5.2 : Armatures de répartitions :

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA6 = 1,41 cm² avec un espacement St = 20cm

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA6 = 1,41 cm² avec un espacement St = 20cm

III.5.6 : Vérification à l'E.L.U :

A. Condition de non fragilité : (Ar. B. 7.4/BAEL91) :

Armature suivant le sens lx :

$$A_{\min} \geq \frac{1}{2} b \times h \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

Avec : b×h : section du béton

ρ_0 : rapport du volume des aciers du béton (0,0008 acier HAFe 400)

$$A_{\min} \geq \frac{1}{2} \times 100 \times 15 \times 0,0008 \left(3 - \frac{145}{550} \right)$$

$$A_{\min} \geq 1,64 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,64 \text{ cm}^2$ \Rightarrow Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{\text{adop}} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,64 \text{ cm}^2$ \Rightarrow Condition vérifiée.

B. Espacement des barres :

Armature parallèle à la longueur la moins sollicitée :

$$St \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}$$

St = 25 cm < 33 cm \Rightarrow Condition vérifiée.

C. Diamètre maximale des armatures (Art .8.2.4.2/BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\emptyset_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

D. Vérification de l'adhérence des barres (. A. 6.1.3/BAEL91):

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i = n\pi\Phi$: sommes des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 6 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{7,91 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 75,36} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

E. Encrage des barres :(Art .6.1.253/BAEL91) :

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{6 \times 400}{4 \times 2,835} = 21,16 \text{ cm}^2$$

$$L_s = 25 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueurs :

$$l_c = 0,4L_s = 0,4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

F. Vérification au cisaillement (Art .5.1.2/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,06 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1,6 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

Donc aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

III.5.7. Vérification à l'E.L.S :**A. Vérification des contraintes dans le béton :**

- Aux appuis :

- Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{100 \times 13} = 0,086$$

$$\rho_1 = 0,086 \Rightarrow \beta_1 = 0,95 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{86} = 0,012$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \cdot d} = \frac{0,615 \times 10^6}{113 \times 0,95 \times 130} = 44,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,012 \times 44,06 = 0,528 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,528 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154$$

Par interpolation :

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,935 \quad \Rightarrow \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{62,52} = 0,015$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,85 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 116,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,015 \times 116,65 = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,75 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible il n'est pas nécessaire de la vérifier.

C. Etat limite de déformation : (BAEL91 / Art B6.52) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0,103 > \frac{2,85}{20 \times 2,05} = 0,0695 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{201}{100 \times 130} = 0,0015 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

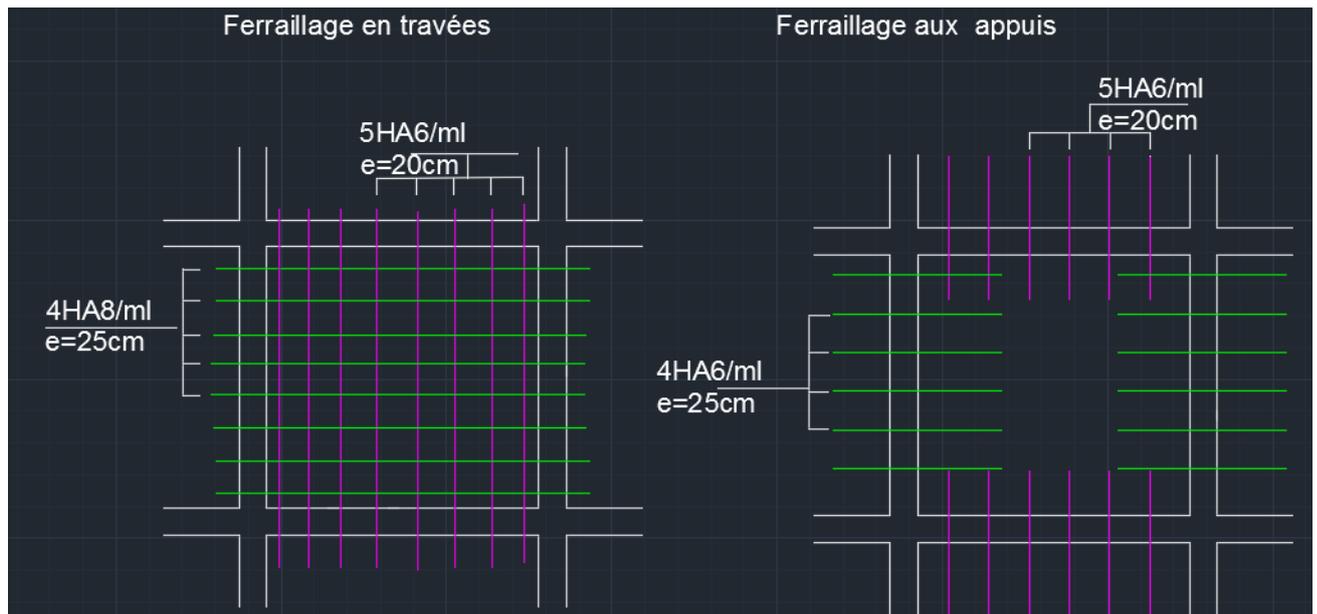


Figure III.5 : Ferrailage de la dalle pleine

III. 6 : Porte à faux :

III. 6.1 : Etude de la dalle pleine du porte à faux :

La porte à faux est une dalle pleine en béton armé, encastree dans une poutre de rive du plancher limité vers l'extérieur par un ouvrage vertical formant un garde –corps.

Le calcul se fait sur une bande de (**1 m**) de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple soumise à deux charges **G** (charge permanente) et **Q** (charge d'exploitation) ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

-largeur : $L = 1.40 \text{ m}$

-longueur : $l = 5 \text{ m}$

$$e \geq \frac{L}{10} \longrightarrow e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

Soit : $e_p = 14 \text{ cm}$

III.6.2 : Détermination des charges et surcharges :

Détermination des Charges permanente :

❖ La dalle pleine :

• Poids propre de la dalle pleine :

$$G = 5,49 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5,49 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**
 $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$

❖ **Garde corps:**

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Mur en brique creuse	0,1	9	0,9
2	Enduit en mortier de ciment	0,04	18	0,72
$Gg = 1,62 \text{ KN/m}^2$				

Tableau III.6.1: charge permanente du garde corps

III.6.3 : Combinaisons de charges :

ELU : La dalle pleine : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 = 12,66 \text{ KN/m}$
 Garde-corps : $q_{gu} = 1,35 Gg = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN/m}$

ELS : La dalle pleine : $q_s = (G + Q) \times 1 = 8,99 \text{ KN/m}$
 Garde-corps : $q_{gs} = (G \times 1) = 1,62 \text{ KN/m}$

III.6.4 : Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

❖ **Moments fléchissant :**

$$\text{ELU: } M_U = - \left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{gu} \times L \right) = - \left(\frac{12,66 \times 1,4^2}{2} + 2,19 \times 1,4 \right) = 15,47 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{gs} \times L \right) = - \left(\frac{8,99 \times 1,4^2}{2} + 1,62 \times 1,4 \right) = 11,08 \text{ KN.m}$$

Remarque : le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

❖ **Effort tranchant :**

$$\text{ELU : } V_u = q_u \times L + q_g = 12,66 \times 1,4 + 2,19 = 19,91 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } V_s = q_s \times L + q_g = 8,99 \times 1,4 + 1,62 = 14,2 \text{ KN}$$

III.6.5 : Ferrailage à l'E.L.U :

III.6.5.1 : Armature principale :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15,47 \times (10)^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\mu = 0,076 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{S.S.A})$$

$$\mu = 0,076 \rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,47 \times (10)^6}{0,96 \times 348 \times 120}$$

$$A_{st} = 3,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **Ast = 4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement : **St = 25 cm**

III.6.5.2 : Armatures de répartitions :

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

Soit : **Ar = 4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 20 cm**

III.6.6 : Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité (Art A .4.2.1/BAEL91) :**

$$A_a \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400}$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres : (Art . A. 5.1.42/BAEL91):**

- Armatures principales : $S_t \leq \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- Armatures de répartition : $S_t \leq \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **longueur de scellement droit :**

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Pour : $\phi = 1,2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend : } L_s = 45 \text{ cm}$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'entraînement des barres (Art . A. 6.1.3/BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,91 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement (Art .5.1.2/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau = \frac{19,91 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{y_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant à la base :**

$$A_p \geq \frac{V_u}{f_{e/\gamma_s}}$$

$$A_p = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u}{f_{e/\gamma_s}} = \frac{19,91 \times 10^3}{400/1,15} = 0,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{y_s} \times 0,9 \times d \times b$$

$$V_u = 19,91 \leq 0,4 \times 25/1,15 \times 0,9 \times 10^{-3} \times 120 = 939,13 \text{ KN}$$

$$V_u = 19,91 \text{ KN} < 939,13 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **III.6.7: Ferrailage à l'E.L.S :**

III.6.7.1 : Armature principale :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,08 \times (10)^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu = 0,054 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{(S.S.A)}$$

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

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,08 \times (10)^3}{0,972 \times 348 \times 12}$$

$$A_s = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2} \quad \text{avec un espacement : } \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

III.6.7.2 : Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \quad \text{avec un espacement : } \mathbf{St = 20 \text{ cm}}$$

• **III.6.8 : Vérification à l'E.L.U :**

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire

- La nuance des aciers est Fe 400

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,47}{11,08} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha \leq 0,445 \quad \longrightarrow \quad \mu = 0,054 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0694$$

$$\alpha = 0,0694 \leq 0,445$$

⇒ Condition vérifiée

➤ **longueur de scellement droit :**

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour : $\phi = 1,0 \text{ cm}$ \longrightarrow on prend : $L_s = 40 \text{ cm}$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :(Art .6.5.2/BAEL91) :

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{140} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{140} = 0,1 \geq \frac{M^s}{10 M_0} = \frac{11,08}{10 \times 11,08} = 0,1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3,14}{12 \times 100} = 0,0026 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

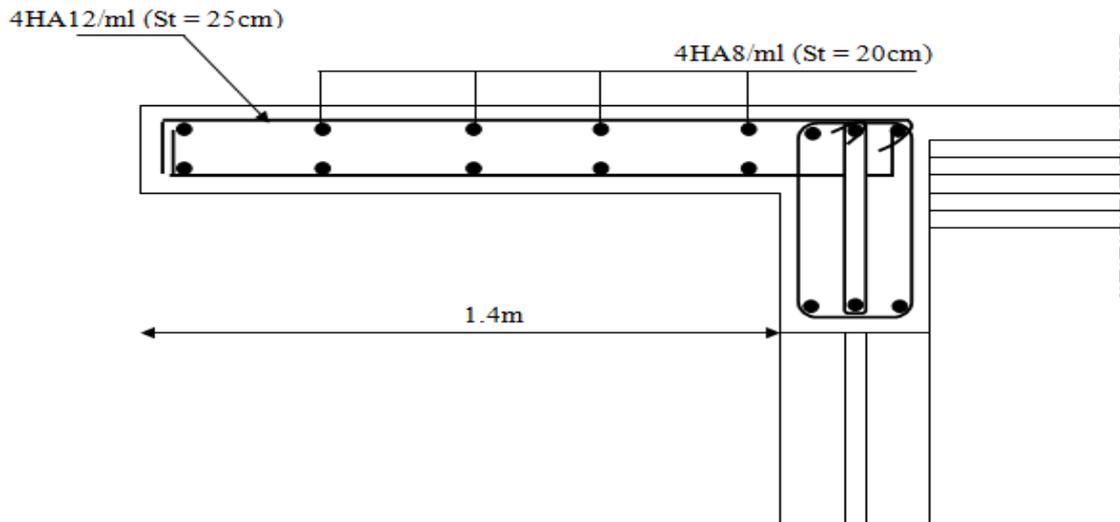


Figure III.6.1 : Plan de ferrailage de la porte à faux

III.7 : Acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort «G» du à son poids propre et un effort horizontal «Q = 1KN» du à la main courante qui engendre un moment «M» dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec une compression pour une bonde de 1 mètre de largeur.

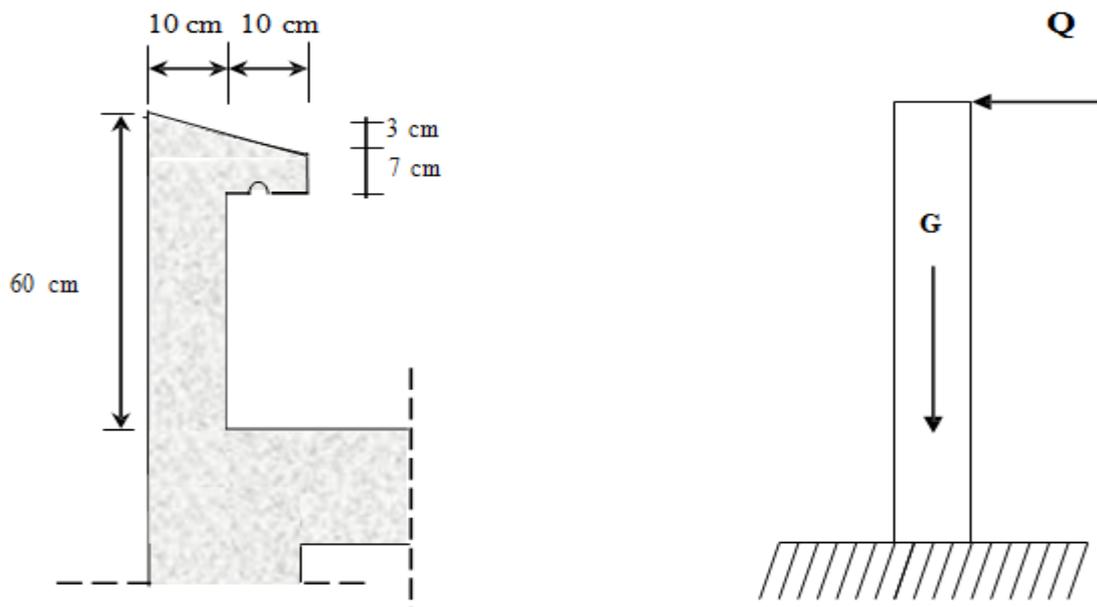


Figure III.7.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.7.1 : détermination des sollicitations :

➤ **Effort normale du au poids propre :**

$$G = S \times \rho$$

Avec : S : la section transversale

ρ : la masse volumique du béton

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où } N = G \times 1\text{ml} = 1,7125\text{KN}$$

➤ **Effort horizontal :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment de renversement « M » du à l'effort horizontal :**

$$M = Q \times H \quad \text{avec : } H = 0,6\text{m}$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1,00\text{KN}$$

❖ **Diagramme des efforts :**

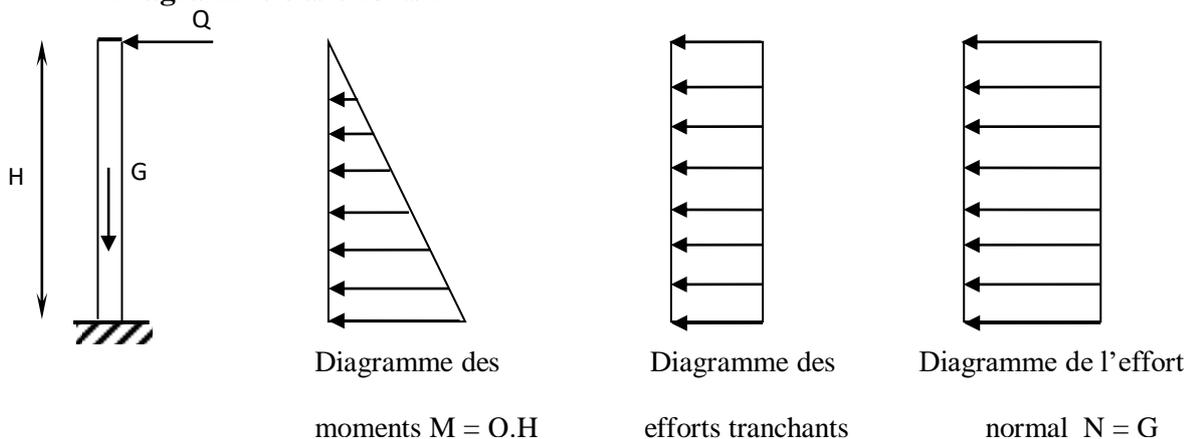


Figure III.7.2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III.7.2 : Combinaison des charges :

➤ A L'ELU :

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN.}$$

- Moment de flexion :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$$

➤ A L'ELS :

- Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN.}$$

- Moment de flexion :

$$M_s = M = 0,6 \text{ KN.m.}$$

III.7.3 : Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

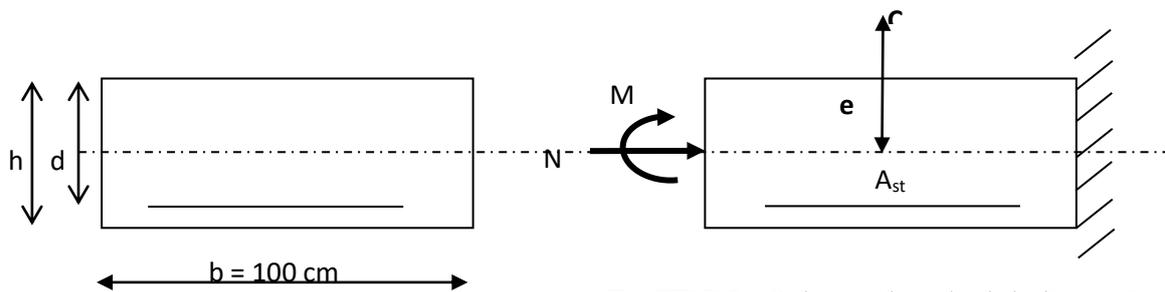


Fig.III.7.3 : Schéma de calcul de l'acrotère

❖ Calcul des armatures à l'ELU :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec:

a: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les

armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement

comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple** : (section fictive)

- Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,94624 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,94624 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0135 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0135 \Rightarrow \beta = 0,9935$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,9462 \times 1000}{0,9935 \times 7 \times 348} = 0,390 \text{ m}^2$$

$$A_f = 0,390 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée** : (armatures réelles)

La section d'acier réelle est déterminée par la relation suivante :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,390 - \frac{2,312}{348 \times 10^{-1}} = 0,323 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,798 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2 > A = 0,323 \text{ cm}^2$ \Rightarrow Condition n'est pas vérifiée.

Conclusion : La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, c'est la section imposée par cette dernière condition qui sera prise en considération.

Donc, on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,798 \text{ cm}^2$

soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacées de 15 cm

➤ **Vérification au cisaillement :** [Art A.5.1 ;1..BAEL91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN/cm}^2$$

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

b : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :** [Art A 6.1,3..BAEL]

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec $\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où : $\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,23 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t = \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres :** [Art A.6.1, 23..BAEL 91]

La longueur de scellement «L_s» est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6L_s = 20\text{cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.7.4 : Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

a. **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2,01 \times 100}{100 \times 7} \times 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916 \dots \text{et } K_1 = 44,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44,52} \times 46,55 = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4 HA8 = 2,01cm²/ml avec S_t = 25cm.
- Armatures de répartitions.....4 HA8 = 2,01cm² avec S_t = 15cm.

III.7.5: vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales «F_p» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q».

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale 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) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone II_a et groupe 2 $\Rightarrow A = 0,15$

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \Rightarrow soit C_p = 0,8

W_p: Poids propre de l'acrotère

W_p = 1,7125 KN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/mL}$

$F_p = 0,822 \text{ KN/mL} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$

Conclusion : le ferrailage adopté précédemment est justifié, car l'acrotère a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique « F_p »

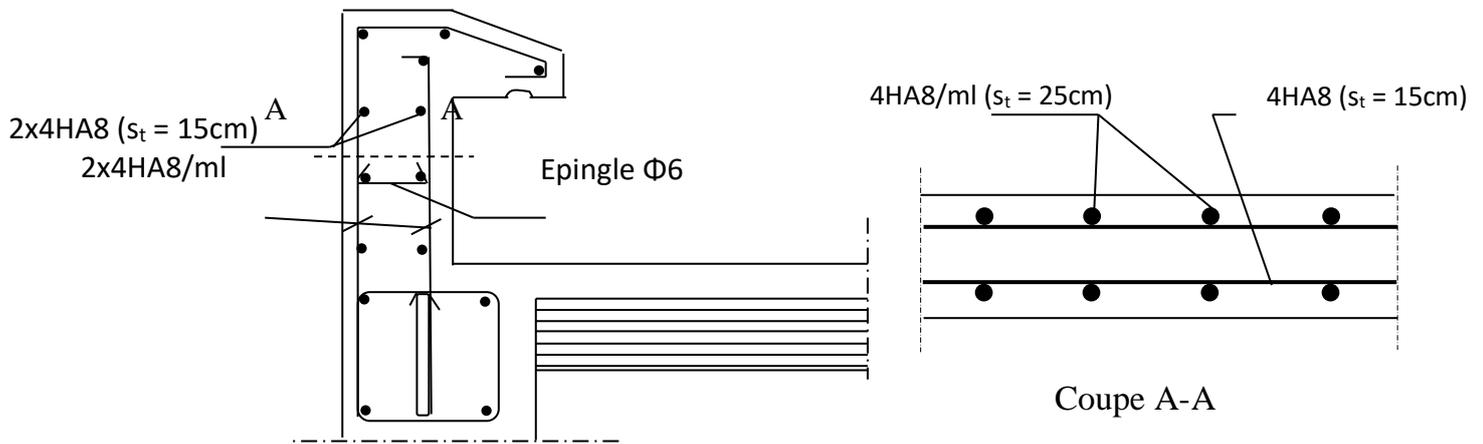


Fig. III.7.4: Ferrailage de l'acrotère

IV.1 : Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien R.P.A99 version 2003.

IV.2 : Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

IV.3 : Modélisation :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats Obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV.3.1 : Description du logiciel ETABS :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la MEF.

Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

IV.3.2 : Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Méthode statique équivalente :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones(I) et(Iia) et à 30m en zones(IIb) et(III)
- b) Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires par le **RPA** en plus de la hauteur énoncé en (a).
- c) Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveau ou 23 m en zone (IIa), pour les groupes d'usages (02).

Dans notre cas :

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité IIa et classé selon son importance dans le groupe 02 avec une hauteur de 32,56 m > 23 m avec 10 étages



Condition non vérifié

Conclusion : le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 99 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

Principe de la méthode modale spectrale :

Cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- ✓ Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique,
- ✓ La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- ✓ La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonances.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

IV.4: Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

IV. 4.1 : Nombre de modes à retenir :

Le **RPA 99/ version 2003** (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ❖ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totales de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,046145	51,4808	7,9471	51,4808	7,9471	9,9455
2	0,840721	10,1388	57,8994	61,6196	65,8465	0,1022
3	0,573102	8,5590	1,9769	70,1786	67,8233	56,6262
4	0,291373	10,9532	1,1876	81,1318	69,0109	2,1867
5	0,208241	2,0071	14,7545	83,1389	83,7654	0,0803
6	0,137140	5,2082	0,4501	88,3470	84,2156	1,6360
7	0,135864	2,1446	1,0112	90,4916	85,2268	15,0451
8	0,091811	1,2320	5,7810	91,7236	91,0078	0,0033

Tableau IV.4.1.1 : Résultats d'analyse dynamique.

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1,046s$
- ✓ Les 1ere et 2^{eme} mode sont des modes de translation.
- ✓ Le 3eme mode est un mode rotation.
- ✓ On doit retenir le 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

IV.4.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

D'après l'article du **R.P.A 99/2003**, 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 déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit : $V_t > 0,8 V$, Avec :

W : poids de la structure

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles de **R.P.A** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

A	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.4.2.1 : Coefficient d'accélération des zones

D : facteur d'amplification dynamique dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation, du facteur de correction d'amortissement (D) donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T_2 , Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **R.P.A**

Site	S1	S2	S3	S4
T2	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.4.2.2 : Période caractéristique en fonction de la nature de site

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4 - 3})$$

ζ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance de remplissage.

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	4	5	

Tableau IV.4.2.3 : Coefficient d'amortissement critique

Nous avons un contreventement mixte (voiles-portiques) donc on prend $\zeta = 10\%$.

$$\text{D'où : } \eta = 0,763 \geq 0,7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \times h_N^{2/3}$$

h_N : la hauteur totale de la structure (mesuré de la base jusqu'au dernier niveau).

$C_T = 0,05$: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003

$$T = 0,68 \text{ s} \quad \text{et} \quad D = 1,55$$

R : facteur de comportement dépend de type de système de contreventement de la structure.

- Dans notre cas, on a une structure mixte contreventée par voile-portique avec interaction donc $R = 5$

Q : facteur de qualité dépend de la de la qualité du système structurel (régularité en plan ; régularité en élévation, contrôle de la qualité des matériaux).

La valeur de Q est déterminée par la formule donnée par le R.P.A : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critères	Pq	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau IV.4.2.4 : Pénalité d'observation ou non du critère q

Résumé des résultats obtenus :

Paramètres	Résultats
A	0,15
Dx	1,56
Dy	1,59
Q longitudinale	1,05
Q transversale	1,05
R	5
T	0,68
N	0,763

Tableau IV.4.2.5 : Résumé des résultats

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

❖ Calcul à la base de la structure :

$$\text{Méthode statique équivalente} \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \\ V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = 1675,41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Méthode spectrale modale : } V_{MSE} = 1757,87 \text{ KN}$$

Comparaison des résultats :

$$V_x = 1448,30 \text{ KN} > 80 \% V_{MSE} = 1406,296 \text{ KN}$$

$$V_y = 1675,41 \text{ KN} > 80 \% V_{MSE} = 1406,296 \text{ KN}$$

IV.4.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

B_c : l'aire (section brute) de béton.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

- ❖ Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 55x55) sont donnés dans le tableau suivant ci – dessous :

Etage considéré	N_d	B (m ²)	FC28	V	Observation
Sous sol -1-	1978,41	0,3025	2500	0,26	Vérifiée

Tableau IV.4.3 : effort normal réduit.

IV.4.4. Vérification des déplacements inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. Ainsi l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} \leq 0,01 h_e \quad \longrightarrow \quad h_e : \text{hauteur d'étage.}$$

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

	Δ_{ex}^k	Δ_{ey}^k	R	$\bar{\Delta}$	Δ_x^k	Δ_y^k	Observation
SS1	0,000339	0,000203	5	0,0323	0,001695	0,00102	vérifiée
SS2	0,000752	0,000467	5	0,0323	0,00376	0,00234	vérifiée
RDC	0,000939	0,00069	5	0,0408	0,004695	0,00347	vérifiée
Etage 1	0,001038	0,000799	5	0,0306	0,00519	0,004005	vérifiée
Etage 2	0,001122	0,000843	5	0,0306	0,005610	0,00422	vérifiée
Etage 3	0,001102	0,000852	5	0,0306	0,00551	0,00426	vérifiée
Etage 4	0,001069	0,000844	5	0,0306	0,00534	0,004215	Vérifiée
Etage 5	0,000993	0,000810	5	0,0306	0,00496	0,00404	Vérifiée
Etage 6	0,000915	0,000766	5	0,0306	0,004575	0,00382	Vérifiée
Terrasse	0,000851	0,000747	5	0,0306	0,004255	0,003725	Vérifiée

Tableau VI.4.4 : déplacements inter étages

IV.4.5. Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P - Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations au dessus du niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats après calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	P_k (KN)	R Δ_{ex}^k (m)	R Δ_{ey}^k (m)	V_x^k (KN)	V_y^k (KN)	h_k (m)	θ_x	θ_y
SS1	428,643	0,001695	0,00102	1448,30	1675,41	3,23	0,00015	0,00008
SS2	444,392	0,00376	0,00234	1382,94	1606,18	3,23	0,00037	0,00032
RDC	380,8495	0,004695	0,00347	1300,58	1520,62	4,08	0,00015	0,00015
Etage 1	361,1395	0,00519	0,004005	1208,40	1422,74	3,06	0,0005	0,00033
Etage 2	361,1395	0,00561	0,00422	1106,92	1312,82	3,06	0,00059	0,00037
Etage 3	355,5814	0,00551	0,00426	994,7	1182,20	3,06	0,00064	0,00041
Etage 4	350,6496	0,00534	0,004215	866,48	1029,70	3,06	0,0007	0,00046
Etage 5	350,6496	0,004965	0,00404	709,83	852,15	3,06	0,0008	0,00054
Etage 6	345,6765	0,004575	0,00382	529,41	647,85	3,06	0,009	0,00066
Terrasse	355,7097	0,004255	0,003725	317,41	394,04	3,06	0,00155	0,001

Tableau VI.5. : Tableau effet P-Delta

Conclusion :

On a : $\Theta < 0.10$, pour chaque niveau K et dans les deux sens, de ce fait l'effet **P-Delta** peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

IV.4.6. Justification de l'interaction voile-portique :

De manière générale, le contreventement d'une structure peut être assuré soit par un système unique, comme par exemple : voile uniquement, portiques, etc. ... soit par association de plusieurs systèmes de contreventement (mixte), tels que :(Voile + portiques, noyau + portiques, etc. ...)

On doit vérifier les relations suivantes :

❖ **Charges horizontales :**

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	F _{total} (KN)		F _{portiques} (KN)		F _{voiles} (KN)		% portiques		% voiles	
	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y
S-Sol 1	1449,2057	1674,6309	750,2243	592,48	795,5051	1128,9134	51,76	35,37	54,89	67,41

Tableau IV.6.1 : Résumé des charges horizontales revenant aux voiles et portiques

❖ **Charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales :

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\%$$

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	F _{total} (KN)	F _{portiques} (KN)	F _{voiles} (KN)	% portiques	% voiles
S-Sol 1	61981,98	49256,32	12725,659	79,46	20

Tableau IV.6.2 : Résumé des charges verticales revenant aux voiles et portiques

Conclusion :

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas reprises en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques voiles avec interaction d'où : le coefficient de comportement **R=5**.

- Toutes les exigences du **RPA** sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

V.1 : Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

- $1,35 G + 1,5Q$ \longrightarrow E.L.U
- $G + Q$ \longrightarrow E.L.S
- $G + Q + E$ \longrightarrow RPA 99 révisé 2003
- $0.8 G + E$ \longrightarrow RPA 99 révisé 2003

Le calcul se fera en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

V.2 : Les recommandations du RPA 99 pour les 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 40cm(zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **(25 cm)**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale d'armatures sera **0,8 % $b \times h$ (zone IIa)** :

Poteaux (55x55) $As_{min} = 0,008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$.

Poteaux (50x50) $As_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$.

Poteaux (45x45) $As_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.

Poteaux (40x40) $As_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6 % $b \times h$ (zone IIa)** :

Poteaux (55x55) $As_{max} = 0,006 \times 55 \times 55 = 18.15 \text{ cm}^2$.

Poteaux (50x50) $A_s \text{ max} = 0,006 \times 50 \times 50 = 15 \text{ cm}^2$.

Poteaux (45x45) $A_s \text{ max} = 0,006 \times 45 \times 45 = 12.15 \text{ cm}^2$.

Poteaux (40x40) $A_s \text{ max} = 0,006 \times 40 \times 40 = 9.6 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **4% b × h (zone IIa)** :

Poteaux (55x55) $A_s \text{ max} = 0,004 \times 55 \times 55 = 12.1 \text{ cm}^2$.

Poteaux (50x50) $A_s \text{ max} = 0,004 \times 50 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$.

Poteaux (45x45) $A_s \text{ max} = 0,004 \times 45 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2$.

Poteaux (40x40) $A_s \text{ max} = 0,004 \times 40 \times 40 = 6.4 \text{ cm}^2$.

V.3 : Les recommandations du RPA 99 pour les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi. Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le diamètre(\emptyset) des armatures transversales doit être au moins a : $\emptyset_t = \frac{l}{3} \emptyset_l^{max}$

\emptyset_l : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- ❖ L'espacement des armatures transversales doit être au plus égale à :

$$\checkmark St \leq \min (15 \emptyset_l^{max}, 40\text{cm}, (a + 10\text{cm})) \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

a : la petite dimension transversale des poteaux

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement (**St**) des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone IIa :
 - ✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (10\emptyset_L ; 15\text{cm})$
 - ✓ Dans la zone courante : $S_t \leq 15\emptyset_L$

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)

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

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 :

- $\rho = 2.50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

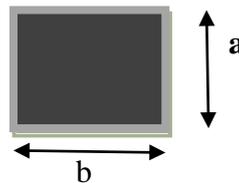
s_t : espacement des armatures transversales.

λ_g : élanement géométrique

Calcul d'élanement :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

L_f : longueur de flambement



Avec : **a** et **b** dimensions de la section droite dans la direction de la déformation considérée

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b s_t}$ en %, elle est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

V.4.Calcul des armatures 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).

- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

❖ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

M_f : moment fictif

$$M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

Détermination des armatures :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

Calculs des armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

Calculs des armatures réelles : $A = A_f = \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$\left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$

2^{ème} cas :

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \quad ; \quad \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_f' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

Mr: moment ultime pour une section simplement armée

Armatures en flexion composée : $A' = A_f' - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

❖ Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_n}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la Zone délimitée par les armatures.

V.5 : Détermination des armatures :

1^{er} cas :

$N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée.

- La section d'armature :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A_s'$$

2^{eme} cas :

$N_u (d - c') - M_f \leq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{N_u - \Psi - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{n(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

❖ Section entièrement tendue :(SET)

$$e = \frac{M_n}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

N: effort de traction.

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$A_{ss} = \frac{N_u}{(d-c) \sigma_{st}} \cdot a \quad \text{avec : } a = 0.5h - c - e_u$$

$$A_{si} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{ss}$$

V.6 : Les différentes sollicitations dans les poteaux

Niveau	Combin	Nmax (KN)	Mx corr (KN.m)	My corr (KN.m)	Mx max (KN.m)	N corr (KN)	Mymax (KN.m)	N corr (KN)
Zone I (55x45)	ELU	-2647,99	-1,262	-4,294	67,624	-240,12	53,907	-228,46
	GQE	-2298,26	-71,078	-26,05	69,122	-89,87	94,658	-768,47
	0.8GE	-2025,8	-67,535	-28,726	63,834	122784	87,021	-43,77
Zone II (50x50)	ELU	-1984,79	-3,094	-19,732	88,332	-1339,58	42,301	-714,22
	GQE	-1493,66	-35,244	-22,676	84,007	-659,18	83,017	-609,52
	0.8GE	-1187,79	-36,266	-14,899	66,525	-396,74	71,791	-412,06
Zone III (45x45)	ELU	-923,45	-6,886	-16,865	54,238	-351,4	42,753	-290,24
	GQE	-696,28	-41,698	-15,439	70,498	-327,88	71,657	-369,65
	0.8GE	-464,6	-33,644	-19,712	57,703	-186,47	60,429	-221,93
Zone IV (40x40)	ELU	-251,13	-15,56	-30,506	50,847	-183,53	54,774	-164,74
	GQE	-183,94	-36,329	-40,114	76,988	-87,29	69,903	-108,49
	0.8GE	-132,91	-31,864	-15,877	61,914	-48,15	56,788	-74,35

Tableau V.6: Les différentes sollicitations dans les poteaux**V.7 : Ferrailage des poteaux a l'ELU :**

Le ferrailage se fait par zone tel que :

Zone I : entre sol 1- 2

Zone II : RDC 1^{er}, 2^{ème} étage et 3^{ème} étage

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

Zone IV : 7^{ème} étage

Sens longitudinal:

Zone	Sollicitation	N(KN)	Mx (KN.m)	eu(m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (55x55)	N ^{max} -M ^{corr}	-2647,99	-1,262	0,047	SEC	0	0	24,2	28,65	4HA20+8HA16
	N ^{min} -M ^{corr}	2025,8	-67,536	3,33	SEC	0	0	24,2		
	M ^{max} -N ^{corr}	-89,87	69,122	76,91	SPC	0	2,52	24,2		
ZoneII (50x50)	N ^{max} -M ^{corr}	-1984,79	-3,094	0,155	SEC	0	0	20	24,13	12HA16
	N ^{min} -M ^{corr}	-1187,79	-36,266	3,05	SEC	0	0	20		
	M ^{max} -N ^{corr}	-1339,58	88,332	6,59	SEC	0	0	20		
Zone III (45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	-923,45	-6,886	0,74	SEC	0	0	16,2	18,47	12HA14
	N ^{min} -M ^{corr}	-464,6	-33,644	7,24	SEC	0	0	16,2		
	M ^{max} -N ^{corr}	-327,88	70,498	21,5	SPC	0	0,41	16,2		
Zone IV (40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	-251,13	-15,56	6,19	SEC	0	0	12,8	13,57	12HA12
	N ^{min} -M ^{corr}	-132,91	-31,864	23,97	SPC	0	0,56	12,8		
	M ^{max} -N ^{corr}	-87,29	76,988	88,19	SPC	0	4,97	12,8		

Sens transversal :

Zone	Sollicitation	N(KN)	My (KN.m)	eu(m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (55x55)	N ^{max} -M ^{corr}	-2647,99	4,294	0,162	SEC	0	0	24,2	28,65	4HA20+8HA16
	N ^{min} -M ^{corr}	2025,8	-28,726	1,418	SEC	0	0	24,2		
	M ^{max} -N ^{corr}	-768,47	94,658	12,31	SEC	0	0	24,2		
ZoneII (50x50)	N ^{max} -M ^{corr}	-1984,79	19,732	0,99	SEC	0	0	20	24,13	12HA16
	N ^{min} -M ^{corr}	-1187,79	-14,899	1,254	SEC	0	0	20		
	M ^{max} -N ^{corr}	-609,52	83,017	13,62	SEC	0	0	20		
Zone III (45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	-923,45	16,865	1,82	SEC	0	0	16,2	18,47	12HA14
	N ^{min} -M ^{corr}	-464,6	-19,712	4,24	SEC	0	0	16,2		
	M ^{max} -N ^{corr}	-369,65	71,657	19,38	SEC	0	0	16,2		
Zone IV (40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	-251,13	-30,506	12,14	SEC	0	0	12,8	13,57	12HA12
	N ^{min} -M ^{corr}	-132,91	-15,877	11,94	SEC	0	0	12,8		
	M ^{max} -N ^{corr}	-108,49	69,903	64,43	SPC	0	4,08	12,8		

Tableaux V.7.1 : ferrailage des poteaux a l'ELU

V.7.1 : Calcul des armatures transversales :

❖ Le diamètre :

D'après le (BAEL99) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm} \quad \text{soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement :

En zone nodale : $St \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(14,15\text{cm})$ soit : $St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $St \leq \min(15\phi)$ soit : $St = 15\text{cm}$

❖ Vérification de la quantité des armatures transversales

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_l$
- Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_l$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\left(\lambda_g = \frac{l_f}{a} \right) \quad a : \text{dimension du poteaux}$$

$L_f = 0,7 l_0$: longueur de flambement

L_0 : longueur libre de poteau

Pour le sous sol 1-2 : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,23 \text{ m}$ $\lambda = 4,15 < 5$

Pour le RDC : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, $l_0 = 4,08 \text{ m}$ $\lambda = 5,76 > 5$

Pour le 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,06 \text{ m}$ $\lambda = 4,32 < 5$

Pour le 4^{ème} 5^{ème} 6^{ème} étage : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,06 \text{ m}$ $\lambda = 4,8 < 5$

Pour le 7^{ème} étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,06 \text{ m}$ $\lambda = 5,4 > 5$

- **Zone nodale : (St = 10cm)**

Sous sol 1-2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad \rho a = 2,5 \\ \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \quad \rho a = 3,75 \end{array} \right. \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = \frac{2,01}{55 \cdot 10} = 0,0036 = 0,36\%$$

Par interpolation entre deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 0,36\% \text{ St} \times b = 0,0036 \times 10 \times 55 = 1,98 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etage RDC :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etage 1,2,3 : Par interpolation entre deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 0,4\% \text{ St} \times b = 0,004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etage 4,5,6 : Par interpolation entre deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 0,45\% \text{ St} \times b = 0,0045 \times 10 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Remarque : on remarque que la condition du RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante, donc nous avons le choix entre :

- Augmenter le diamètre des cadres on optant le HA10
- Diminuer l'écartement St à 12 cm

Et pour des raisons de mise en œuvre nous avons opté pour le deuxième choix :

On diminuer l'écartement St à 8 cm :

$$A_t^{\min} = 0,45\% \text{ St} \times b = 0,0045 \times 8 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Etage 7: } A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée

- **Zone courante : (St = 15cm)**

Sous sol 1-2 : Par interpolation entre deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 0,24\% \text{ St} \times b = 0,0024 \times 15 \times 55 = 1,98 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Etage RDC :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On diminuer l'écartement St à 12 cm :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times b = 0,003 \times 12 \times 50 = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etage 1,2,3 : Par interpolation entre deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 0,27\% \text{ St} \times b = 0,0027 \times 15 \times 50 = 2,02 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On diminuer l'écartement St à 12 cm :

$$A_t^{\min} = 0,27\% St \times b = 0,0027 \times 12 \times 50 = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Étage 4,5,6 : Par interpolation entre deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 0,3\% St \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On diminue l'écartement St à 12 cm :

$$A_t^{\min} = 0,3\% St \times b = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Étage 7: } A_t^{\min} = 0,8\% St \times b = 0,008 \times 15 \times 40 = 4,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

$$\text{Zone I : } L_r = 40 \varnothing_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \varnothing_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Zone II : } L_r = 40 \varnothing_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Zone III : } L_r = 40 \varnothing_l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Zone IV : } L_r = 40 \varnothing_l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

❖ **Longueur d'ancrage : [BAEL91/Art 6.1 221]**

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_{su} = 0,6(\psi_s)^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1,6 \text{ cm : } L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1,4 \text{ cm : } L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1,2 \text{ cm : } L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 2 \text{ cm : } L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 70 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 70 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au cisaillement : [RPA Art7 . 4 .3.3.2] :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

Niveau	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	vérification
Sous sol 1-2	63,94	55	53	4,15	0,04	0,22	1	CV
Etage RDC	69,88	50	48	5,76	0,075	0,29	1,875	CV
Etage 1,2,3	69,88	50	48	4,32	0,04	0,29	1	CV
Etage 4,5,6	55,4	45	43	4,8	0,04	0,28	1	CV
Etage 7	52,15	40	38	5,4	0,075	0,3	1,875	CV

Tableau V.7.2 : vérification des efforts tranchants dans les poteaux

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnés dans la formule suivante :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu des poutres

Sous sol 1-2 : $h' = \max (53,83 ; 55 ; 55 ; 60) = 60 \text{ cm}$

Etage RDC : $h' = \max (68 ; 50 ; 50 ; 60) = 68 \text{ cm}$ on prend $h = 70 \text{ cm}$

Etage 1,2,3 : $h' = \max (51 ; 50 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$

Etage 4,5,6 : $h' = \max (51 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$

Etage 7 : $h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$

V.8 : Vérification a l'E.L.S :❖ **Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right) \times bd$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Zone	Sollicitation	N _s (KN)	M _x (KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
ZoneI (55x55)	N ^{max} -M ^{corr}	-1910	-0,895	0,046	8,68	28,65	C.V
ZoneII (50x50)	N ^{max} -M ^{corr}	-1436,55	-2,207	0,15	7,20	24,13	C.V
ZoneIII(45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	-671,9	-4,93	0,73	6,09	18,47	C.V
ZoneIV(40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	-183,03	-10,88	5,94	19,11	13,57	C.V

Sens transversal :

Zone	Sollicitation	N _s (KN)	M _y (KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
Zone I(55x55)	N ^{max} -M ^{corr}	-1910	3,103	0,16	8,74	28,65	C.V
ZoneII(50x50)	N ^{max} -M ^{corr}	-1436,55	13,918	0,96	7,64	24,13	C.V
ZoneIII(45x45)	N ^{max} -M ^{corr}	-671,9	12,284	1,8	6,74	18,47	C.V
ZoneIV(40x40)	N ^{max} -M ^{corr}	-183,03	-22,259	12,16	0,65	13,57	C.V

Tableaux v.8.1 : ferraillage des poteaux a l'E.L.S

❖ **Vérification d'une section comprimée :**

Pour vérifier les contraintes de béton on doit calculer :

$$Y_1 = Y_2 + L_c$$

Y1 : la distance entre l'axe neutre à l'E.L.S et la fibre la plus comprimée

Y2 : la distance entre l'axe neutre a l'E.L.S et le centre de pression Cp

Lc : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée

Obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

$$p = -3p \times l_c^2 - 90A_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A_s \frac{(l_c - c')}{b} + 90A_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$ il faut calculer : $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$ $y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0$ l'équation admet 03 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 : $a = a \cdot \cos\left(\frac{3.q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On retiendra pour y_2 , la valeur positive ayant un sens physique : $0 < Y_1 = Y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{1} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

❖ **Vérification d'une section comprimée :**

Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = b h + 15 \times (A_s + A'_s).$$

Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G + 15 \times \frac{A'_s (0,5h - d') - A_s \times (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times \{A'_s \times (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0,5h + X_G)^2\}$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times h/2 - X_G}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times h/2 - X_G}{I}$$

Remarque : si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens longitudinal :

Zone	N _s (KN)	M _x (KN.m)	A _{adp} (cm ²)	σ _b	σ _A	σ _{badm}	σ _{Aadm}	OBS
Zone I(55x55)	-1910	-0,895	28,65	5,07	76,1	15	348	C.V
ZoneII(50x50)	-1436,55	-2,207	24,13	4,52	67,7	15	348	C.V
ZoneIII(45x45)	-671,9	-4,93	18,47	2,80	41,7	15	348	C.V
ZoneIV(40x40)	-183,03	-10,88	13,57	1,36	19,6	15	348	C.V

Sens transversal :

Zone	N _s (KN)	M _x (KN.m)	A _{adp} (cm ²)	σ _b	σ _A	σ _{badm}	σ _{Aadm}	OBS
Zone I(55x55)	-1910	3,103	28,65	5,12	76,8	15	348	C.V
ZoneII(50x50)	-1436,55	13,918	24,13	4,84	72,1	15	348	C.V
ZoneIII(45x45)	-671,9	12,284	18,47	3,09	45,7	15	348	C.V
ZoneIV(40x40)	-183,03	-22,259	13,57	1,93	27,3	15	348	C.V

Tableaux v.8.2 : vérification des contraintes

VI : Ferrailage des poutres

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, et les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

$$E.L.U : 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S : G + Q$$

$$RPA99/ Version 2003 : G + Q \pm E$$

$$RPA99/ Version 2003 : 0,8 G \pm E$$

VI.1 : Recommandations du RPA 99 version 2003 :

VI.1.1 : Armatures longitudinales :

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

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40cm (Zone IIa).

L'ancrage de l'armature longitudinale supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cardes par nœud.

VI.1.2 : Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \dots\dots\dots \text{En zone courante}$$

VI.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calculs suivantes :

$$\text{Soit : } \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

- Si: $\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d: distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- Si: $\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta \cdot D \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-\hat{c})\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-\hat{c})\sigma_s}$$

VI.3. exemple de calcul :

- ✓ On se propose de calculer la section d'armature de la poutre principale en travée en zone I :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{71,011 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu_1 = 0.392$$

→ Section simplement armée(SSA)

$$\beta = \mathbf{0.938} ; \sigma_s = \mathbf{348MPa} \quad (\text{situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{71,011 \times 10^6}{0.938 \times 380 \times 348} = \mathbf{3,02 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour 3HA12 = 3,39 cm²

- ✓ On se propose de calculer la section d'armature de la poutre secondaire en travée en zone I :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,033 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.100 < \mu_1 = 0.392$$

→ Section simplement armée(SSA)

$$\beta = \mathbf{0.947} ; \sigma_s = \mathbf{348MPa} \quad (\text{situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{39,033 \times 10^6}{0,947 \times 330 \times 348} = \mathbf{3,25 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour 3HA12 = 3,39 cm²

❖ Ferraillage des poutres principales :

Zone	comb	Localisation	Mu (KN.m)	V (KN)	B (cm)	d (cm)	μ	β	Nature	A (cm ²)	Ferraillage	A _{adop}
Zone I (55x55)	ELU	Travée	71,011	217,34	30	38	0,116	0,938	SSA	3,02	3HA12	3,39
		Appui sup	-111,034		30	38	0,18	0,9	SSA	8,07	8HA12	9,05
		Appui inf.	71,011		30	38	0,116	0,938	SSA	3,02	3HA12	3,39
	GQE	Travée	51,379	-153,6	30	38	0,08	0,958	SSA	2,05	4HA10	3,14
		Appui sup	-261,65		30	38	0,426	0,692	SDA	3,97	4HA12	4,52
		Appui inf.	226,3		30	38	0,368	0,757	SSA	22,6	12HA16	24,13
	0.8GE	Travée	39,142	-68,75	30	38	0,064	0,967	SSA	2,11	4HA10	3,14
		Appui sup	-123,38		30	38	0,2	0,887	SSA	9,86	7HA14	10,78
		Appui inf.	39,142		30	38	0,064	0,967	SSA	2,11	4HA10	3,14
Zone II (50x50)	ELU	Travée	73,577	-141,77	30	38	0,12	0,994	SSA	4,17	3HA14	4,62
		Appui sup	-101,52		30	38	0,164	0,91	SSA	6,8	3HA20	9,42
		Appui inf.	73,577		30	38	0,12	0,994	SSA	4,17	3HA14	4,62
	GQE	Travée	53,089	-113,57	30	38	0,086	0,955	SSA	2,69	4HA10	3,14
		Appui sup	-111,1		30	38	0,18	0,900	SSA	8,12	8HA12	9,05
		Appui inf.	53,089		30	38	0,086	0,955	SSA	2,69	4HA10	3,14
	0.8GE	Travée	47,483	-57,8	30	38	0,078	0,959	SSA	2,95	3HA12	3,39
		Appui sup	88,616		30	38	0,144	0,922	SSA	6,58	4HA16	8,04
		Appui inf.	47,483		30	38	0,078	0,959	SSA	2,95	3HA12	3,39
Zone III (45x45)	ELU	Travée	46,179	-92,77	30	38	0,07	0,964	SSA	2,36	4HA10	3,14
		Appui sup	-79,334		30	38	0,128	0,931	SSA	5,3	4HA14	6,16
		Appui inf.	46,179		30	38	0,07	0,964	SSA	2,36	4HA10	3,14
	GQE	Travée	53,617	-80,67	30	38	0,088	0,954	SSA	3,17	4HA12	4,52
		Appui sup	-109,74		30	38	0,178	0,901	SSA	8,34	8HA12	9,05
		Appui inf.	53,617		30	38	0,088	0,954	SSA	3,17	4HA12	4,52
	0.8GE	Travée	43,027	-55,85	30	38	0,068	0,965	SSA	2,61	4HA10	3,14
		Appui sup	-86,838		30	38	0,140	0,924	SSA	6,44	4HA16	8,04
		Appui inf.	43,027		30	38	0,068	0,965	SSA	2,61	4HA16	8,04
Zone IV (40x40)	ELU	Travée	59,161	-111,57	30	38	0,09	0,953	SSA	3,25	3HA14	4,62
		Appui sup	-84,709		30	38	0,138	0,925	SSA	5,58	4HA14	6,16
		Appui inf.	59,161		30	38	0,09	0,953	SSA	3,25	3HA14	4,62
	GQE	Travée	47,502	-89,87	30	38	0,07	0,964	SSA	2,52	4HA10	3,14
		Appui sup	-96,372		30	38	0,156	0,915	SSA	6,93	4HA16	8,04
		Appui inf.	47,502		30	38	0,07	0,964	SSA	2,52	4HA10	3,14
	0.8GE	Travée	34,373	-65,6	30	38	0,056	0,971	SSA	1,76	4HA10	3,14
		Appui sup	-74,726		30	38	0,12	0,936	SSA	5,13	4HA14	6,16
		Appui inf.	34,373		30	38	0,056	0,971	SSA	1,76	4HA10	3,14

Tableau VI-3-1 : résumé de calcul des poutres principales

❖ Ferraillage des poutres secondaires :

Zone	comb	Localisation	Mu (KN.m)	V (KN)	b (cm)	d (cm)	μ	β	Nature	A (cm ²)	Ferraillage	A _{adop}
Zone I (55x55)	ELU	Travée	39,033	-25,77	25	33	0,100	0,947	SSA	3,25	3HA12	3,39
		Appui sup	-44,444		25	33	0,114	0,939	SSA	3,79	4HA12	4,52
		Appui inf.	39,033		25	33	0,100	0,947	SSA	3,25	3HA12	3,39
	GQE	Travée	64,312	-46,95	25	33	0,166	0,909	SSA	5,63	4HA14	6,16
		Appui sup	-51,437		25	33	0,134	0,928	SSA	4,24	4HA14	6,16
		Appui inf.	64,312		25	33	0,166	0,909	SSA	5,63	4HA14	6,16
	0.8GE	Travée	58,511	-53,77	25	33	0,150	0,918	SSA	4,92	4HA14	6,16
		Appui sup	-43,418		25	33	0,112	0,940	SSA	3,33	4HA12	4,52
		Appui inf.	58,511		25	33	0,150	0,918	SSA	4,92	4HA14	6,16
Zone II (50x50)	ELU	Travée	19,302	-34,01	25	33	0,048	0,975	SSA	1,24	4HA10	3,14
		Appui sup	-31,866		25	33	0,082	0,957	SSA	2,44	3HA12	3,39
		Appui inf.	19,302		25	33	0,048	0,975	SSA	1,24	4HA10	3,14
	GQE	Travée	48,102	-57,35	25	33	0,124	0,934	SSA	3,76	4HA12	4,52
		Appui sup	-62,818		25	33	0,162	0,911	SSA	5,35	4HA14	6,16
		Appui inf.	48,102		25	33	0,124	0,934	SSA	3,76	4HA12	4,52
	0.8GE	Travée	44,618	-46,78	25	33	0,116	0,938	SSA	3,54	4HA14	6,16
		Appui sup	-53,489		25	33	0,138	0,925	SSA	4,46	4HA14	6,16
		Appui inf.	44,618		25	33	0,116	0,938	SSA	3,54	4HA14	6,16
Zone III (45x45)	ELU	Travée	22,061	-35,98	25	33	0,058	0,970	SSA	1,47	4HA10	3,14
		Appui sup	-38,121		25	33	0,098	0,948	SSA	3,02	3HA12	3,39
		Appui inf.	22,061		25	33	0,058	0,970	SSA	1,47	4HA10	3,14
	GQE	Travée	45,291	-52,28	25	33	0,118	0,937	SSA	3,54	4HA14	6,16
		Appui sup	-60,442		25	33	0,156	0,915	SSA	5,15	4HA14	6,16
		Appui inf.	45,291		25	33	0,118	0,937	SSA	3,54	4HA14	6,16
	0.8GE	Travée	41,333	-41,49	25	33	0,106	0,944	SSA	3,27	4HA12	4,52
		Appui sup	-49,762		25	33	0,128	0,931	SSA	4,14	4HA14	6,16
		Appui inf.	41,333		25	33	0,106	0,944	SSA	3,27	3HA12	3,39
Zone IV (40x40)	ELU	Travée	17,239	-27,37	25	33	0,044	0,978	SSA	1,14	4HA10	3,14
		Appui sup	-25,651		25	33	0,066	0,966	SSA	1,93	4HA10	3,14
		Appui inf.	17,239		25	33	0,044	0,978	SSA	1,14	4HA10	3,14
	GQE	Travée	30,113	-32,17	25	33	0,078	0,959	SSA	2,29	3HA12	3,39
		Appui sup	-45,077		25	33	0,116	0,938	SSA	3,77	4HA12	4,52
		Appui inf.	30,113		25	33	0,078	0,959	SSA	2,29	3HA12	3,39
	0.8GE	Travée	25,466	-26,86	25	33	0,066	0,966	SSA	1,92	4HA10	3,14
		Appui sup	-38,442		25	33	0,098	0,948	SSA	3,18	4HA12	4,52
		Appui inf.	25,466		25	33	0,066	0,966	SSA	1,92	4HA10	3,14

Tableau VI-3-2 : résumé de calcul des poutres secondaire

VI.4.Vérifications des conditions du RPA :❖ **Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% (b x h).

Poutres principales (30 x 40) : $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 35) : $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,375 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 -4% en zone courante.
 -6% en zone de recouvrement.

Poutres principales (30× 40) :

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

Poutres secondaires (25x35) :

$A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

❖ **Armatures transversales :****Poutres principales :**

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1 \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1 \right) = 10 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{40}{4} = 20 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutres secondaire :

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1 \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 0,8 \right) = 8 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 17,5 \text{ cm}$$

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

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,60 \text{ cm}^2$
- $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

VI.5.Vérifications à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,0012 \cdot b \cdot d$$

Pour les poutres principales : $A_{\text{min}} = 1,368 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires : $A_{\text{min}} = 0,99 \text{ cm}^2$

→ La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Justification de l'effort tranchant:(BAEL99/Art A.5.1) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d}$$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{217,34 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = 1,906 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{57,35 \cdot 10^3}{250 \cdot 330} = 0,695 \text{ MPa}$$

❖ Etat limite ultime du béton de l'âme :(Art A.5.1,21/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales : $\tau_u = 1.906 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires : $\tau_u = 0.695 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis [BAEL91/art.A.5.1.32] :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales : $T_u = 217,34 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 684 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Poutres secondaires : $T_u = 57,35 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 495 \text{ KN}$Condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} = \psi_{se} f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Ou : $\psi_{se} = 1,5$ pour les barres de haute adhérence (HA).

Poutres principales :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d \sum U} = \frac{217,34 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 7 \times 3,141 \times 6} = 1,8 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$
.....C.V

Poutres secondaires :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d \sum U} = \frac{57,35 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 4 \times 3,14 \times 16} = 0,96 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$
.....C.V

❖ **Ancrage des aciers :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime.

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres :**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Pour $\varnothing 8$: $L_s = 28.22 \text{ cm}$. On prend $L_s = 30 \text{ cm}$

Pour $\varnothing 10$: $L_s = 35.27 \text{ cm}$. On prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour $\varnothing 12$: $L_s = 42.33 \text{ cm}$. On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour $\varnothing 14$: $L_s = 50 \text{ cm}$. On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\varnothing 16$: $L_s = 56.44 \text{ cm}$. On prend $L_s = 60 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL91.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à (0,4. L_s) Pour des aciers HA.

Pour les $\Phi 8$ mm : $L_a = 12$ cm.

Pour les $\Phi 10$ mm : $L_a = 16$ cm.

Pour les $\Phi 12$ mm : $L_a = 18$ cm.

Pour les $\Phi 14$ mm : $L_a = 20$ cm.

Pour les $\Phi 16$ mm : $L_a = 24$ cm.

VI.6.Vérification à l'ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissures,
- Etat limite de résistance du béton en compression,
- Etat limite de déformation,

❖ Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348$ MPa

- Contrainte admissible du béton: $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / \kappa_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Tel que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU

β_1 et κ_1 Sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1

Les résultats et les observations pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Poutres principales :

Zone	Localisation	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Obs
Zone I (55x55)	Travée	50,032	3,14	0,275	0,917	45,24	455,89	10,07	15	CV
	Appui sup	-47,77	4,52	0,398	0,903	36,55	218,79	9,09	15	CV
	Appui inf.	50,032	3,14	0,275	0,917	45,24	455,89	10,07	15	CV
Zone II (50x50)	Travée	51,831	3,39	0,299	0,914	43,14	440,49	10,21	15	CV
	Appui sup	-71,535	9,42	0,408	0,902	36,02	449,09	12,46	15	CV
	Appui inf.	51,831	3,39	0,299	0,914	43,14	440,49	10,21	15	CV
Zone III (45x45)	Travée	33,466	3,14	0,275	0,917	45,24	306	6,76	15	CV
	Appui sup	-57,073	4,62	0,408	0,902	36,02	353,6	9,82	15	CV
	Appui inf.	33,466	3,14	0,275	0,917	45,24	306	6,76	15	CV
Zone IV (40x40)	Travée	43,215	3,14	0,275	0,917	45,24	396,32	8,76	15	CV
	Appui sup	-61,788	4,52	0,398	0,903	0,398	388,51	10,62	15	CV
	Appui inf.	43,215	3,14	0,275	0,917	45,24	396,32	8,76	15	CV

Tableau VI-6-1 : vérification du ferraillage des poutres principales à ELS

Poutres secondaires :

Zone	Localisation	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Obs
Zone I (55x55)	Travée	28,134	3,39	0,413	0,901	35,76	279,21	7,8	15	CV
	Appui sup	-31,52	3,39	0,413	0,901	35,76	312,71	8,74	15	CV
	Appui inf.	28,134	3,39	0,413	0,901	35,76	279,21	7,8	15	CV
Zone II (50x50)	Travée	13,782	2,01	0,245	0,921	48,29	207,78	4,3	15	CV
	Appui sup	-22,852	3,14	0,379	0,905	37,63	220,54	5,86	15	CV
	Appui inf.	13,782	2,01	0,245	0,921	48,29	207,78	4,3	15	CV
Zone III (45x45)	Travée	15,937	3,14	0,379	0,905	37,63	169,94	4,51	15	CV
	Appui sup	-27,388	3,14	0,379	0,905	37,63	264,31	7,02	15	CV
	Appui inf.	15,937	3,14	0,379	0,905	37,63	169,94	4,51	15	CV
Zone IV (40x40)	Travée	12,571	2,01	0,245	0,921	48,29	205,77	4,26	15	CV
	Appui sup	-18,596	3,14	0,379	0,905	37,63	198,3	5,2	15	CV
	Appui inf.	12,571	2,01	0,245	0,921	48,29	205,77	4,26	15	CV

Tableau VI-6-2 : vérification du ferraillage des poutres secondaires à ELS

❖ Etat limite de déformation :

Sens longitudinal :

$$\bar{f} = \frac{Lx}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

La flèche donnée par l'ETABS est : f = 0,07 cm

Sens transversal :

$$\bar{f} = \frac{Ly}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

La flèche donnée par l'ETABS est : f = 0,009 cm

Conclusion : $\bar{f} > f$ la condition de l'état limite de déformation est vérifiée

VII.1.introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces horizontales et verticales. Ils sont calculés en flexion composée afin de déterminer les armatures sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

Zone I : Sous sol1 +Sous sol2

Zone II : Du RDC au 3^{eme} étage.

Zone III : Du 4^{eme} au 6^{eme} étage.

Zone IV : 7^{eme} étage.

VII.2 : Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données

Ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

VII.3 : Ferrailage des voiles :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

❖ Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B = L**×**e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$

Avec : **h_e** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t = L - L_c avec **L_t** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

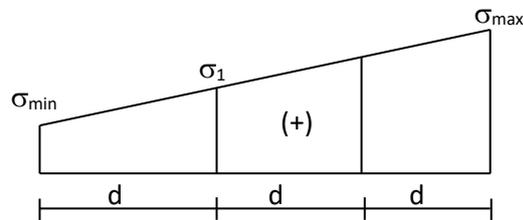
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. section entièrement comprimée (SEC).

❖ **Armatures verticales :**

1) Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile .

La section d'armatures pour une section entièrement comprimée est obtenue par la formule :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 %.

a- Situation durable (courante) : → $\sigma_s = 384 \text{MPa}$ et $f_{bc} = 14.2 \text{MPa}$.

b- Situation accidentelle : → $\sigma_s = 400 \text{MPa}$ et $f_{bc} = 18.48 \text{MPa}$

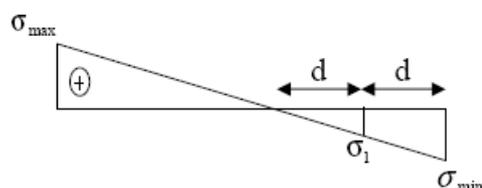
f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

-Armatures minimales : elles doivent vérifier les conditions exigées par le BAEL :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL99})$$

2) Section partiellement comprimée :



$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

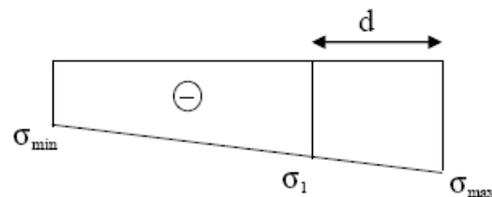
Armatures minimales : elles doivent vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

3) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- selon le BAEL → $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- selon RPA 99/2003 :

- $A_h \geq 0.15\% B$ dans la section du voile
- $A_h \geq 0.10\% B$ En zone courante

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

❖ Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le

rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article(7.7.4.3 du RPA 2003.)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

❖ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\text{Avec } \bar{T}=1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Dispositions constructives :

• Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_r \leq \min \{1,5e, 30cm \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• Longueur de recouvrement :

Selon l'article 7.7.4.3 de RPA99/2003 elle doit être 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

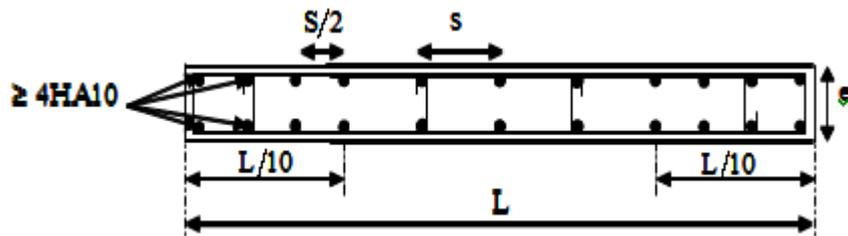


Figure VII : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.4 : Vérifications :

- ❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA 2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = 5\text{Mpa} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :** Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

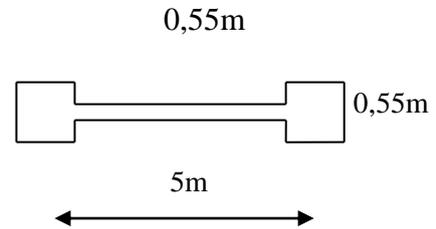
$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

VII.5 : Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile **VT5** de la **zone I** :

❖ Caractéristiques géométriques :

$$L = 5,55 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; B = 1,11 \text{ m}^2 ; V = L/2 = 2,775 \text{ m} ; I = 2,849 \text{ m}^4$$



❖ Sollicitation de calcul :

$$N = -1016,79 \text{ KN} \quad M = 4333,017 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{1016,79}{1,11} + \frac{4333,017 \times 2,775}{2,849} = 5136,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{1016,79}{1,11} - \frac{4333,017 \times 2,775}{2,849} = -3304,44 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul de la longueur de zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5136,49}{(5136,49 + 3304,44)} \times 5,55 = 3,377 \text{ m}$$

$$\text{Alors } L_t = L - L_c = 5,55 - 3,377 = 2,173 \text{ m}.$$

❖ Calcul de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = 1,6 \text{ m} \longrightarrow \text{Soit } d = 1,6 \text{ m}.$$

a) Zone tendue :

1.a : Calcul des contraintes et des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} = -872,14 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{(3304,44 + 872,14)}{2} \times 1,6 \times 0,2 = 668,25 \text{ KN}$$

2.a : Les armatures verticales de traction :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{668,25}{40} = 16,7 \text{ cm}^2$$

3.a : Les armatures minimales : selon les exigences de **RPA99/2003 :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0,002B \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{160 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,00 \times 160 \times 20 \right\} = \max(6,4; 16,8) = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} \geq A_{\min}$$

b) Zone comprimée :

1.b : Calcul des contraintes et des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{(L_c - d) \sigma_{\max}}{L_c} = 2702,85 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{5136,49 + 2702,85}{2} \times 1,6 \times 0,2 = 1254,29 \text{ KN}$$

2.b : Les armatures verticales de compression :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_c 28}{\sigma_s} = \frac{1254,29 \cdot 10^3 - (1,6 \cdot 0,2 \cdot 10^6 \cdot 25)}{400} = -168,64 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{v1} = 0$

❖ **Les armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 16,65 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 4,8 \text{ cm}^2$

$$A_H = 4,8 \text{ cm}^2$$

Soit : 15HA14 = 23,09 cm²/ml Avec : S_t = 20 cm

❖ **Armatures transversales :** (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des contraintes :**

- RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 800,23 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 5550} = 1,12 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 1,12 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1959,01 \times 10^3}{200 \times 55500 + 15 \times 33,87 \times 10^2} = 1,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VT5				
Caractéristiques géométriques	L(m)	5,55	5,5	5,5	5,45	5,4
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	1,11	1,1	1,1	1,09	1,08
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	5136,49	3861,55	3861,55	1054,79	500,36
	σ_{\min} (KN/m ²)	-3304,44	-2313,77	-2313,77	-180,32	-226,23
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	800,23	786,1	786,1	326,14	156,1
	L _t (m)	2,173	2,061	2,061	0,8	1,682
	L _C (m)	3,377	3,439	3,439	4,65	3,718
	d (m)	1,6	2	1,5	1,5	1,5
	σ_{11} (KN/m ²)	872,14	68,48	629,8	-157,78	24,47
	N ₁ (KN)	668,25	476,45	441,53	50,715	37,60
Ferraillage des voiles	Av ₁ (cm ²)	16,7	11,91	11,03	1,26	0,94
	A _{min} (cm ²)	16,8	21	15,75	15,75	15,75
	A _{min} /nap /band(cm ²)	8,4	10,5	7,88	7,88	7,88
	A ₁ adopt (cm ²)	29,14	28,88	28,88	28,63	28,36
	choix des barres	22HA14	22HA14	22HA14	22HA14	22HA14
	Av choisie(cm2) / nappe	33,87	33,87	33,87	33,87	33,87
	Espacement (cm)	25	25	25	25	25
	AH /nappe (cm2)	16,65	16,5	16,5	16,35	16,2
	Choix des barres/nappe (cm2)	15HA14	15HA14	15HA14	15HA14	15HA14
	AH choisie /nappe (cm2)	23,09	23,09	23,09	23,09	23,09
	Espacement (cm)	20	20	20	20	20
Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	1,12	1,22	1,22	0,57	0,22
	N _s (kN)	1959,01	1649,66	1649,66	862,3	241,8
	σ_b (MPa)	1,69	1,43	1,43	0,75	0,21

Tableau VII.1 : Ferraillage du voile transversale 5

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VT4				
Caractéristiques géométriques	L(m)	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	5038,66	2201	2201	1006,5	673,73
	σ_{min} (KN/m ²)	-798,2	-1090,13	-1090,13	18,79	-415,36
	Nature	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
	V _u (KN)	138,37	155,1	155,1	62,69	65,95
	L _t (m)	0,25	0,65	0,65	0	0,75
	L _C (m)	1,7	1,3	1,3	1,95	1,2
	d (m)	1,13	0,8	0,8	1,3	0,8
	σ_1 (KN/m ²)	2809,66	251,56	251,56	512,64	27,69
	N ₁ (KN)	407,68	107,33	107,33	133,28	35,44
Ferraillage des voiles	A _{v1} (cm ²)	10,19	2,68	2,68	/	0,88
	A _{min} (cm ²)	11,86	8,4	8,4	13,65	8,4
	A _{min} /nap /band(cm ²)	5,93	4,2	4,2	6,83	4,2
	A ₁ adopt (cm ²)	10,23	10,23	10,23	10,23	10,23
	choix des barres	13HA12	13HA12	13HA12	13HA12	13HA12
	A _v choisie(cm ²) / nappe	14,7	14,7	14,7	14,7	14,7
	Espacement (cm)	15	15	15	15	15
	A _H /nappe (cm ²)	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	A _H choisie /nappe (cm ²)	12,57	12,57	12,57	12,57	12,57
	Espacement (cm)	20	20	20	20	20
	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	0,56	0,62	0,62	0,25	0,26
	N _s (kN)	1006,53	887,95	887,95	453,2	103,48
	σ_b (MPa)	2,44	2,15	2,15	1,09	0,25

Tableau VII.2: Ferraillage du voile transversale 4

		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V
	Voile	VT3				
Caractéristiques géométriques	L(m)	2,125	2,1	2,1	2,075	2,05
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,425	0,42	0,42	0,415	0,41
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3280,19	2388,08	2388,08	1775,31	615,28
	σ_{\min} (KN/m ²)	-2782,78	-1154,8	-1154,8	-465,92	-369,53
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	126,46	84,94	84,94	48,35	6,2
	L _t (m)	0,976	0,685	0,685	0n432	0,77
	L _C (m)	1,149	1,415	1,415	1,643	1,28
	d (m)	0,76	0,94	0,94	1,09	0,85
	σ_1 (KN/m ²)	615,86	-429,88	-429,88	-709,66	-38,39
	N ₁ (KN)	258,29	148,95	148,95	128,13	34,67
	Ferrailage des voiles	A _{v1} (cm ²)	6,45	3,72	3,72	3,2
A _{min} (cm ²)		7,98	9,87	9,87	11,45	8,92
A _{min} /nap /band(cm ²)		3,99	4,94	4,94	5,73	4,46
A ₁ adopt (cm ²)		11,16	11,03	11,03	10,90	10,75
choix des barres		15HA12	15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
A _v choisie(cm ²) / nappe		16,96	16,96	16,96	16,96	16,96
Espacement (cm)		15	15	15	15	15
A _H /nappe (cm ²)		6,38	6,3	6,3	6,22	6,15
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10
A _H choisie /nappe (cm ²)		11,78	11,78	11,78	11,78	11,78
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes		τ_b (MPa)	0,46	0,31	0,31	0,18
	N _s (kN)	852,69	746,28	746,28	413,79	109,29
	σ_b (MPa)	1,89	1,67	1,67	0,94	0,25

Tableau VII.3: Ferrailage du voile transversale 3

		ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV	ZONE V
	Voile	VT ₂				
Caractéristiques géométriques	L(m)	2,225	2,2	2,2	2,175	2,15
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,445	0,44	0,44	0,435	0,43
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3335,77	1455,93	1455,93	927,52	977,64
	σ_{\min} (KN/m ²)	-1172,08	-1034,43	-1034,43	-845,96	-969,55
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	147,84	105,18	105,18	59,94	23,55
	L _t (m)	0,57	0,91	0,91	0,57	1,08
	L _C (m)	1,65	1,29	1,29	1,14	1,08
	d (m)	1,1	0,86	0,86	0,76	0,72
	σ_{11} (KN/m ²)	1089,82	56,83	56,83	-281,98	323,18
	N ₁ (KN)	248,8	93,84	93,84	85,72	93,07
	Ferrailage des voiles	A _{v1} (cm ²)	6,22	2,34	2,34	2,14
A _{min} (cm ²)		11,55	9,03	9,03	7,98	7,56
A _{min} /nap /band(cm ²)		5,78	4,52	4,52	3,99	3,78
A ₁ adopt (cm ²)		11,68	11,56	11,56	11,42	11,29
choix des barres		15HA14	15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
Av choisie(cm2) / nappe		23,09	16,96	16,96	16,96	16,96
Espacement (cm)		15	15	15	15	15
AH /nappe (cm2)		6,67	6,6	6,6	6,53	6,45
Choix des barres/nappe (cm2)		15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10
AH choisie /nappe (cm2)		11,78	11,78	11,78	11,78	11,78
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	0,52	0,37	0,37	0,21	0,08
	Ns (kN)	1034,1	832,14	832,14	440,37	129,13
	σ_b (MPa)	2,15	1,78	1,78	0,95	0,28

Tableau VII.4: Ferrailage du voile transversale 2

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VT1				
Caractéristiques géométriques	L(m)	3,55	3,5	3,5	3,45	3,4
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,71	0,7	0,7	0,69	0,68
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3953,3	3234,2	3234,2	965,08	825,77
	σ_{\min} (KN/m ²)	-3116,42	-2342,05	-2342,05	-297,77	-448,68
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	482,15	535,3	535,3	238,15	210,39
	L _t (m)	1,57	1,48	1,48	0,82	1,2
	L _C (m)	1,98	2,02	2,02	2,63	2,2
	d (m)	1,3	1,3	1,3	1,53	1,46
	σ_1 (KN/m ²)	-535,94	-284,84	-284,84	257,82	97,21
	N ₁ (KN)	474,80	341,49	341,49	85	79,7
	Ferraillage des voiles	A _{v1} (cm ²)	11,87	8,54	8,54	2,125
A _{min} (cm ²)		13,65	13,65	13,65	16,065	15,33
A _{min} /nap /band(cm ²)		6,83	6,83	6,83	8,03	7,67
A ₁ adopt (cm ²)		18,64	18,38	18,38	18,10	17,86
choix des barres		18HA14	18HA14	18HA14	18HA14	18HA14
A _v choisie(cm ²) / nappe		27,71	27,71	27,71	20,36	20,36
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
A _H /nappe (cm ²)		10,65	10,5	10,5	10,35	10,2
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA12	15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
A _H choisie /nappe (cm ²)		16,96	16,96	16,96	16,96	16,96
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes		τ_b (MPa)	1,05	1,18	1,18	0,53
	N _s (kN)	1275,5	1145,38	1145,38	620,18	187,33
	σ_b (MPa)	1,69	1,54	1,54	0,86	0,26

Tableau VII.5: Ferraillage du voile transversale 1

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VL1				
Caractéristiques géométriques	L(m)	1,975	1,95	1,95	1,925	1,9
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,395	0,39	0,39	0,385	0,38
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3848,26	4708,37	4708,37	1921,1	850,44
	σ_{\min} (KN/m ²)	-3483,66	-1912,23	-1912,23	-384,38	-369,81
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	264,41	335,25	335,25	141,48	90,55
	L _t (m)	0,935	0,57	0,57	0,325	0,58
	L _C (m)	1,04	1,38	1,38	1,6	1,32
	d (m)	0,7	0,9	0,9	1	0,88
	σ_1 (KN/m ²)	-875,57	1107,08	1107,08	723,55	191,28
	N ₁ (KN)	305,14	271,73	271,73	107,139	49,37
	Ferrailage des voiles	A _{V1} (cm ²)	7,6	6,79	6,79	2,67
A _{min} (cm ²)		7,35	9,45	9,45	9,45	9,24
A _{min} /nap /band(cm ²)		3,68	4,73	4,73	4,73	4,62
A ₁ adopt (cm ²)		10,72	10,24	10,24	9,10	9,97
choix des barres		14HA12	14HA12	14HA12	14HA10	14HA10
A _v choisie(cm ²) / nappe		15,83	15,83	15,83	11	11
Espacement (cm)		15	15	15	15	15
A _H /nappe (cm ²)		5,92	5,85	5,85	5,77	5,7
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10
A _H choisie /nappe (cm ²)		11,78	11,78	11,78	11,78	11,78
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes		τ_b (MPa)	1,04	1,33	1,33	0,57
	N _s (kN)	930,24	810,91	810,91	436,16	129,31
	σ_b (MPa)	2,22	1,95	1,95	1,08	0,32

Tableau VII.6: Ferrailage du voile longitudinal 1.

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VL2				
Caractéristiques géométriques	L(m)	1,275	1,25	1,25	1,225	1,2
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,225	0,25	0,25	0,245	0,24
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	2253,24	1485,38	1485,38	739,36	599,25
	σ_{\min} (KN/m ²)	-421,54	-354,18	-354,18	-602,79	-567,75
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	231,78	25,24	25,24	16,22	1,85
	L _t (m)	1,07	1	1	0,67	0,6
	L _C (m)	0,205	0,25	0,25	0,555	0,6
	d (m)	0,7	0,6	0,6	0,4	0,4
	σ_1 (KN/m ²)	1017,86	495,85	495,85	-168,34	-189,25
	N ₁ (KN)	100,75	51	51	30,84	30,28
	Ferrailage des voiles	A _{v1} (cm ²)	2,52	1,27	1,27	0,77
A _{min} (cm ²)		7,35	6,3	6,3	4,2	4,2
A _{min} /nap /band(cm ²)		3,86	3,15	3,15	2,1	2,1
A ₁ adopt (cm ²)		6,67	6,56	6,56	6,43	6,3
choix des barres		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A _v choisie(cm ²) / nappe		9,05	9,05	9,05	9,05	9,05
Espacement (cm)		15	15	15	15	15
A _H /nappe (cm ²)		3,83	3,75	3,75	3,67	3,6
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA8	15HA8	15HA8	15HA8	15HA8
A _H choisie /nappe (cm ²)		7,54	7,54	7,54	7,54	7,54
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes		τ_b (MPa)	1,41	0,16	0,16	0,1
	N _s (kN)	339,8	294,18	294,18	156,04	49,77
	σ_b (MPa)	1,26	1,12	1,12	0,6	0,19

Tableau VII.7: Ferrailage du voile longitudinal 2.

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VL3				
Caractéristiques géométriques	L(m)	1,275	1,25	1,25	1,225	1,2
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	0,225	0,25	0,25	0,245	0,24
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	2961,83	1469,42	1469,42	1477,16	1338,45
	σ_{\min} (KN/m ²)	502,39	-1266,78	-1266,78	-1178,63	-1117,45
	Nature	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	41,41	75,85	75,85	69,34	71,14
	L _t (m)	0	0,58	0,58	0,545	0,55
	L _C (m)	1,09	0,67	0,67	0,68	0,65
	d (m)	0,72	0,44	0,44	0,45	0,43
	σ_1 (KN/m ²)	1732,11	305,77	305,77	205,44	243,78
	N ₁ (KN)	249,42	69,19	69,19	62,28	58,52
	Ferraillage des voiles	A _{v1} (cm ²)	/	1,72	1,72	1,55
A _{min} (cm ²)		7,56	4,62	4,62	4,73	4,52
A _{min} /nap /band(cm ²)		3,78	2,31	2,31	2,37	2,26
A ₁ adopt (cm ²)		3,35	6,56	6,56	6,45	6,3
choix des barres		10HA10	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
A _v choisie(cm ²) / nappe		7,85	11,31	11,31	11,31	11,31
Espacement (cm)		15	15	15	15	15
A _H /nappe (cm ²)		3,37	3,75	3,75	3,67	3,6
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA8	15HA8	15HA8	15HA8	15HA8
A _H choisie /nappe (cm ²)		7,54	7,54	7,54	7,54	7,54
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes		τ_b (MPa)	0,25	0,47	0,47	0,44
	N _s (kN)	356,94	325,63	325,63	166,93	54,73
	σ_b (MPa)	1,34	1,22	1,22	0,64	0,21

Tableau VII.8: Ferraillage du voile longitudinal 3

		ZONE 1	ZONE 2	ZONE3	ZONE 4	ZONE 5
	Voile	VL4				
Caractéristiques géométriques	L(m)	5,15	5,1	5,1	5,05	5
	e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B(m ²)	1,03	1,02	1,02	1,01	1
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	4377,63	3350,38	3350,38	1018,41	521,53
	σ_{min} (KN/m ²)	-2394,97	-1719,91	-1719,91	-153,34	-285,85
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	579,89	612,74	612,74	275,45	161,19
	L _t (m)	1,83	1,73	1,73	0,67	1,78
	L _C (m)	3,32	3,37	3,37	4,38	3,22
	d (m)	1,615	2,04	1,53	1,35	1,53
	σ_1 (KN/m ²)	281,37	-308,19	198,83	-196,82	40,14
	N ₁ (KN)	432,22	413,73	293,56	53,57	49,87
	Ferraillage des voiles	A _{v1} (cm ²)	10,8	10,34	7,33	1,33
A _{min} (cm ²)		16,95	21,42	16,06	16,06	16,06
A _{min} /nap /band(cm ²)		8,48	10,71	8,03	8,03	8,03
A ₁ adopt (cm ²)		27,02	26,78	26,77	26,50	26,24
choix des barres		25HA14	25HA12	25HA12	25HA12	25HA12
A _v choisie(cm ²) / nappe		38,50	28,25	28,25	28,25	28,25
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
A _H /nappe (cm ²)		15,45	15,3	15,3	15,15	15
Choix des barres/nappe (cm ²)		15HA12	15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
A _H choisie /nappe (cm ²)		16,96	16,96	16,96	16,96	16,96
Espacement (cm)		20	20	20	20	20
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes		τ_b (MPa)	0,87	0,93	0,93	0,42
	N _s (kN)	1614,49	1398,16	1398,16	732,23	194,12
	σ_b (MPa)	1,48	1,32	1,32	0,69	0,18

Tableau VII.9: Ferraillage du voile longitudinal 4.

VIII.1.Introduction :

Les fondations : dites base de l'ouvrage, se trouvant en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure. Assurant la stabilité de la construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations et leur diffusion dans le sol.

Fonder un ouvrage consiste à répartir les charges et surcharges qu'il supporte sur ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. Elles sont classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : réalisées lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur ($\frac{D}{B} < 4$)
- **Fondations profondes** : réalisées lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur ($\frac{D}{B} \geq 10$)

VIII.2.Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2. Choix du type de fondation :

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain, profondeur de la couche résistante du sol pouvant supporter les charges et surcharges de la superstructure.
- Du type d'ouvrage à fonder : l'intensité des forces à transmettre dont elles sont transmises aux massifs de fondation.
- La facilité de réalisation, et raison économique.

En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable, soit semelle isolée, filante ou un radier général.

VIII.3. Dimensionnement :

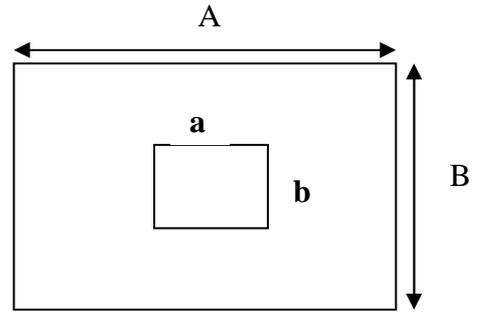
VIII.3.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_S^{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{55}{55} = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

Figure VIII.3.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$N_{ser} = 3049.89 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.9 \text{ m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VIII.3.2. Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{930.24}{200 \times 1.7} = 2.736$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

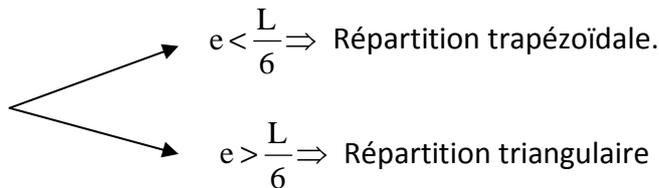
Tableau VII.1 Surface de semelles filantes sous voiles :

VOILES	N(KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VL1	930.24	1.7	2.736	4.65
VL2	339.8	1	1.699	1.699
VL3	356.94	1	1.785	1.785
VL4	1614.49	4.6	1.755	8.072
VT1	1275.56	3	2.125	6.378
VT2	1034.1	1.95	2.65	5.167
VT3	852.69	1.85	2.304	4.26
VT4	1006.53	1.95	2.58	5.03
VT5	1959.01	5	1.959	9.795
Somme : $S_v = \sum si$				6.836

2) Semelles filantes sous poteaux :

Etapas de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \Sigma Ni$.
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\Sigma P_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{\Sigma P_i}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle.



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$

b) résultats de calcul :

Tableau VIII-2 : Surface de semelles filantes sous poteaux :

poteaux	N _S (KN)	M _S (KN.m)	e _i (m)	N _S × e _i (KN.m)
1	1361,54	-1,43	-6,2	-8441,548
2	1090,5	1,294	-3	-3271,5
3	1510,64	7,783	0,2	302,128
4	1893	-4,139	4,8	9086,4
5	1429,28	-5,819	8	11434,24
Total	7284,96	-2,311	/	9109,72

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R} = \frac{9109,72 + (-2,311)}{7284,96} = 1,25 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1,25 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,8}{6} = 3,13 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_S}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7284,96}{18,8} \left(1 - \frac{6 \times 1,25}{18,8}\right) = 231,91 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_{\max} = \frac{N_S}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7284,96}{18,8} \left(1 + \frac{6 \times 1,25}{18,8}\right) = 542,8 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7284,96}{18,8} \left(1 + \frac{3 \times 1,25}{18,8}\right) = 464,79 [\text{KN/ml}]$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{464,79}{200} = 2,3 [\text{m}]$$

On aura donc : $S = n \times B \times L = 6 \times 2,3 \times 18,8 = 259,44 \text{ m}^2$

$$S_T = S + S_V = 259,44 + 46,836 = 306,276 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 430 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 306,276 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{306,276}{430} = 0,712 = 71,2 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adoptera un radier général comme fondation à ce bâtiment.

Tel que ce dernier nous assure :

- Une rapidité d'exécution.
- une facilité de coffrage et ferrailage.
- une rigidité importante.

VIII.4. Ferrailage du radier général :

Le radier général se calcul comme une dalle renversée, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes.

VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25[cm] ($h_{\min} \geq 25[\text{cm}]$)

b) Selon la condition forfaitaire :

➤ Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

On prend $h = 110 \text{ cm}$

$$\frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5} \Rightarrow 68,75 \leq h \leq 110 \text{ cm}$$

h: épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs➤ Sous poteaux :**La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad h_d \geq \frac{500}{20} \quad \longrightarrow \quad h_d \geq 25[\text{cm}]$$

On prend $h_d = 30[\text{cm}]$.**La nervure** :La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_n \geq \frac{500}{10} \quad \longrightarrow \quad h_n \geq 50[\text{cm}]$$

On prend $h_n = 80[\text{cm}]$.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \longrightarrow \quad 32 \leq b_n \leq 56 \quad \longrightarrow \quad \text{soit } b_n = 55 \text{ cm}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_f \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \longrightarrow \quad \frac{500}{50} \leq h_f \leq \frac{500}{40} \quad \longrightarrow \quad \text{soit } h_f = 12 \text{ cm}$$

3) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

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 = 10818.86 MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.04m$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique, on opte pour $h = 110$ cm.

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 30$ cm

- La nervure : $h_n = 80$ cm

$$b_n = 55 \text{ cm}$$

- La dalle flottante : $h_t = 12$ cm

VIII.4.2. Détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment $G_{bat} = 35869$ KN

Charge d'exploitation $Q = 9739,62$ KN

Combinaison d'action

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 63032,58$ KN

ELS: $N_s = G + Q = 45608,62$ KN

VIII.4.3. Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{A l'ELU : } S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{63032,58}{1,33 \times 200} = 236,96 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{45608,62}{200} = 228,04 \text{ m}^2$$

Donc la surface de radier est : $\max(236,96 ; 228,04) = 236,96 \text{ m}^2$.

$$\text{D'où : } S_{bat} = 430 \text{ m}^2 > S_{rad} = 236,96 \text{ m}^2$$

La surface de bâtiment est supérieure à celle de radier ; donc on optera un débord minimal que nous impose le BAEL dont : $L_{deb} \geq \max(h/2 ; 30\text{cm})$ donc $L_{deb} \geq 55\text{cm}$.

Soit $L_{deb} = 60\text{cm}$.

La section de radier est égale à : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{deb} = 90,42 \times 0,6 = 54,25 \text{ cm}^2$$

$$S_{rad} = 430 + 54,25 = 484,25 \text{ m}^2$$

Alors la section total de radier est égale à $S_{rad} = 484,25 \text{ m}^2$.

VIII.4.4. Détermination des efforts à la base du radier

1) Poids du radier :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle $\rightarrow S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho b = 484,25 \times 0,3 \times 25 = 3631,89 \text{ KN}$

Poids du remblais $\rightarrow (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_{\text{dalle}}) \times \rho b = (484,25 - 175,25) \times (0,8 - 0,3) = 3862,5 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante $\rightarrow S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho b = 484,25 \times 0,12 \times 25 = 1452,75 \text{ KN}$

Poids de la nervure $\rightarrow b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho b = 0,55 \times (0,8 - 0,3) \times 156,45 \times 25 + 0,55 \times (0,8 - 0,3) \times 25 \times 162,2 = 1792,4 \text{ KN}$

$G_{\text{radier}} : 10739,54 \text{ KN}$

2) Poids total de l'ouvrage

Poids du bâtiment : **$G_{\text{bat}} = 35869 \text{ KN}$**

- Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$G_{\text{tot}} = G(\text{superstructure}) + G(\text{infrastructure}) = 10739,54 + 35869 = \mathbf{46608,54 \text{ KN}}$

- Charge d'exploitation totale Q_{totale}

$Q_{\text{tot}} = Q(\text{superstructure}) + Q(\text{infrastructure}) = 9739,62 + 2,5(484,25) = \mathbf{10950,24 \text{ KN}}$

3) Combinaison d'action

• **ELU:** $N_{u \text{ total}} = 1,35 G + 1,5 Q = 79346,889 \text{ KN}$.

• **ELS:** $N_{s \text{ total}} = G + Q = 57558,78 \text{ KN}$.

VIII.4.5. Vérifications :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 110 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{63032,58 \times 1,1}{484,25} \times \frac{5}{2} = 357,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{357,95}{1,1 \times 0,27} = 1205 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

⇒ Condition vérifiée.

2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,12 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 13,57 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 7784,24 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 26648,106 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à vérifier la contrainte 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 : $\mathbf{Mj} = \mathbf{Mj(k=0)} + \mathbf{Tj(k=0)} \cdot \mathbf{h}$

Avec : $\mathbf{Mj(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$\mathbf{Tj(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure,

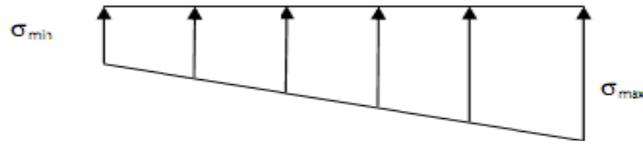


Figure VIII.4.5.2.1 : diagramme des contraintes

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

- Sens longitudinal :

$$M_{0x} = 35599,559 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 1448,3 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 37192,689 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{63032,58}{484,25} \pm \frac{37192,689 \times 9,12}{26648,106}$$

$$\sigma_1 = 142,89 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 117,44 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(142,89) + 117,44}{4} = 136,52 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 136,52 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

⇒ Condition vérifiée.

ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{45608,62}{484,25} \pm \frac{37192,689 \times 9,12}{26648,106}$$

$$\sigma_1 = 106,91 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 81,45 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(106,91) + 81,45}{4} = 100,54 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 100,54 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

 \Rightarrow Condition vérifiée.**- Sens transversal :**

$$M_{0y} = 30255,613 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 1675,41 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 32098,564 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{63032,58}{484,25} \pm \frac{32098,564 \times 13,57}{7784,24}$$

$$\sigma_1 = 186,12 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 74,21 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(186,12) + 74,21}{4} = 158,14 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 158,14 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

 \Rightarrow Condition vérifiée.**ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times Y_G}{I_{yy}} = \frac{45608,62}{484,25} \pm \frac{33098,564 \times 13,57}{7784,24}$$

$$\sigma_1 = 150,14 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 38,22 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(150,14) + 38,22}{4} = 122,16 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 122,16 [KN/m^2] \leq 200 [KN/m^2]$$

⇒ Condition vérifiée.

3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifier que :

$$P \geq F_s \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids total du bâtiment à la base du radier P = 35869 KN.

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement F_s = 1.5

γ : Poids volumique de l'eau (γ=10KN/m³)

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1,1 m

S : surface du radier S= 484,25 m²

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,1 \times 484,25 = 7990,125 \text{KN.}$$

$$\text{Donc : } P = 35869 \text{ KN} > 7990,125 \text{KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

⇒ Pas de risque de soulèvement

4) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau,

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier,

a : Epaisseur du voile ou du poteau,

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m),

-Calcul du périmètre utile μ_c

- Poteau (le poteau le plus sollicité):

- Voiles (voile le plus sollicité) :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,1) = 6,8 \text{m}$$

$$N_u = 2686,76 \text{KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,8 \times 1,1 \times 25000}{1,5} = 5610 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4.6. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les

méthodes exposées dans le BAEL91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires

considérés comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0.$$

2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,6}{5} = 0,92 \text{ avec } (L_x < L_y)$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (158,14 - \frac{10739,54}{484,25}) = 135,96 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (122,16 - \frac{10739,54}{484,25}) = 99,98 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

VIII.4.7. Calcul à l'E.L.U

1) Evaluation des moment M_x, M_y

$$\rho=0,92 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{array} \right.$$

$$\text{On obtient : } M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0438 \times 135,96 \times (4,6)^2 = 126 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,819 \times 126 = 103,2 \text{ [KN. m]}$$

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75 M_{0x}$ ou $0,75 M_{0y}$

- Moment sur appuis : $0.5 M_0$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée : $0.85 M_{0X}$ ou $0.85 M_{0Y}$

-Moment sur appuis de rive : $0.3 M_{0X}$ ou $0,3 M_{0Y}$

-Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_{0X}$ ou $0,5 M_{0Y}$

2) Ferrailage dans le sens (x-x) , (y-y) :

Calcul des moments :

- Aux appuis :

$$M_{xa} = 0.5M_x = 63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = 0.5M_y = 51,6 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 94,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 77,4 \text{ KN.m}$$

2) Ferrailage longitudinal :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{63 \times 10^6}{1000 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,056$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée  Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{63 \times 10^6}{0,978 \times 280 \times 348} = 6,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 12 \text{ cm}$

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{94,5 \times 10^6}{1000 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,084$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée \longrightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{94,5 \times 10^6}{0,956 \times 280 \times 348} = 10,14 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA14 = 12,32 cm²

avec : S_t = 12 cm

4) Ferrailage transversal :

- Appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{51,6 \times 10^6}{1000 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,046$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée \longrightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{51,6 \times 10^6}{0,976 \times 280 \times 348} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA10 = 6,28 cm²

avec : S_t = 12 cm

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{77,4 \times 10^6}{1000 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,07$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée \longrightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{77,4 \times 10^6}{0,964 \times 280 \times 348} = 8,24 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12 = 9,05 cm² avec : S_t = 12 cm

5) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,92}{2} = 2,496 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

Aux appuis :

$$A_{ax} = 9,05 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 6,28 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

- En travée :

$$A_{tx} = 12,32 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 9,05 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

6) Espacement (Art A.8.2.42 /BAEL91 modifié 99) :

- Direction la plus sollicité (sens x-x) : S t = 12cm < min (3h, 33cm) = 33cm

- Direction la moins sollicité (sens y-y) : S t = 12cm < min (4h, 45cm) = 45cm

VIII.4.8. Calcul à l'E.L.S

1) Evaluation des moment M_x , M_y :

$$\rho = 0,92 \quad v = 0.2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{array} \right.$$

On obtient : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0510 \times 99,98 \times (4,6)^2 = 107,89 \text{ [KN. m]}$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,875 \times 107,89 = 94,4 \text{ [KN. m]}$$

2) Ferrailage dans le sens (x-x) , (y-y) :

- Aux appuis :

$$M_{xa} = 0.5M_x = 53,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = 0.5M_y = 47,2 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 80,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 70,8 \text{ KN.m}$$

3) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Sens longitudinal :

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 28} = 0,324$$

$$\rho_1 = 0,324 \Rightarrow \beta_1 = 0,911 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \cdot d} = \frac{53,94 \times 10^6}{905 \times 0,911 \times 280} = 233,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 233,66 = 5,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,6 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,32}{100 \times 28} = 0,45$$

$$\rho_1 = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,897 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,54} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{80,92 \times 10^6}{1232 \times 0,897 \times 280} = 266,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 266,86 = 7,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,74 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

Sens transversal :

- Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_y}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,28}{100 \times 28} = 0,225$$

$$\rho_1 = 0,225 \Rightarrow \beta_1 = 0,924 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{50,79} = 0,019$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y}{A_{app} \cdot \beta \cdot d} = \frac{47,2 \times 10^6}{905 \times 0,924 \times 280} = 290,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,019 \times 290,5 = 5,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,52 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 28} = 0,324$$

$$\rho_1 = 0,324 \Rightarrow \beta_1 = 0,911 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{70,8 \times 10^6}{905 \times 0,911 \times 280} = 306,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 306,69 = 7,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

VIII.5. Ferrailage de débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une Charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

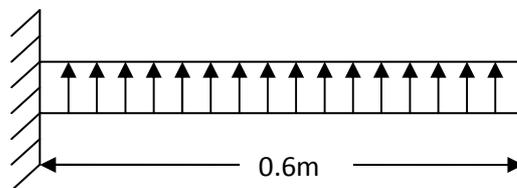


Figure VIII.5.1 : schéma statique de débord

- A L'ELU : $q_u = 135,96 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{135,96 \times 0,6^2}{2} = 24,47 \text{ [KN.m]}$$

- A L'ELS : $q_s = 99,98 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{99,98 \times 0,6^2}{2} = 17,99 \text{ [KN.m]}$$

VIII.5.1 Calcul des armatures :

A L'ELU :

$$b = 1 \text{ [m]} ; d = 28 \text{ [cm]} ; f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]} ; \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{24,47 \times 10^6}{1000 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée  Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_u = \frac{77,4 \times 10^6}{0,989 \times 280 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

VIII.5.2 Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28 \times 2,1}{400} = 3,38 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_u = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{min} = 3,38 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

VIII.5.3 Armature de répartition :

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

$$\text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VIII.5.4 Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 28} = 0,163$$

$$\rho_1 = 0,163 \Rightarrow \beta_1 = 0,934 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60,76} = 0,016$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,99 \times 10^6}{452 \times 0,934 \times 280} = 152,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,016 \times 152,19 = 2,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,43 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

Conclusion :

La section d'armatures du radier est supérieure à celle du débord.

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.6 Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

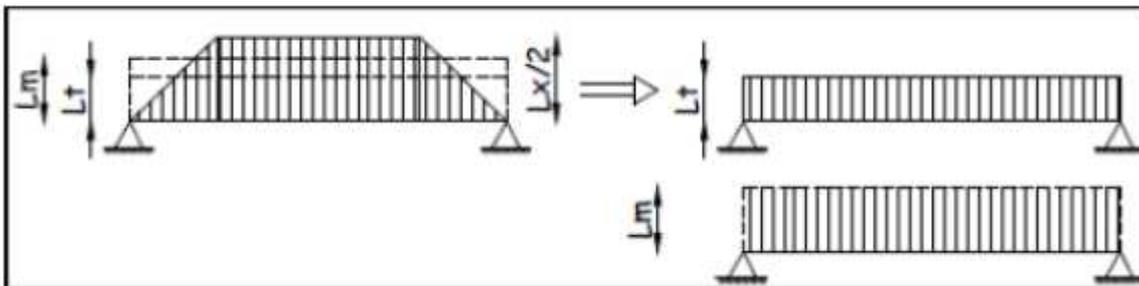


Figure VIII.6.1 : Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.**2ème Cas : Chargement trapézoïdale :**Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$ Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$ **❖ Pour les moments fléchissants :** $Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$ $Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$ **❖ Pour les efforts tranchants :** $Q_u = q_u \cdot L_t$ $Q_s = q_s \cdot L_t$ **❖ Détermination des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} = \left(158,14 - \frac{10739,54}{484,25} - \frac{1792,4}{87,63}\right) = 115,51 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} = \left(122,16 - \frac{10739,54}{484,25} - \frac{1792,4}{87,63}\right) = 79,53 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

VIII.6.1. Sens longitudinale :

1) Calcul à l'E.L.U :

travée	Lx	Ly	ρ	chargement	l_m	L_t	q_u	q_s	q_{um}	q_{sm}	Σq_{um}	Σq_{us}	q_{ut}	q_{st}	Σq_{ut}
A-B	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30	244,88	168,6	92,43	63,62	184,86
	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30			92,43	63,62	
B-C	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30	244,88	168,6	92,43	63,62	184,86
	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30			92,43	63,62	
C-D	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30	244,88	168,6	92,43	63,62	184,86
	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30			92,43	63,62	
D-E	4,6	5	0,92	Triangulaire	1,53	1,15	115,51	79,53	176,73	121,68	353,46	243,36	132,83	91,45	265,66
	4,6	5	0,92	Triangulaire	1,53	1,15	115,51	79,53	176,73	121,68			132,83	91,45	
E-F	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30	244,88	168,6	92,43	63,62	184,86
	3,2	5	0,64	Triangulaire	1,06	0,8	115,51	79,53	122,44	84,30			92,43	63,62	
F-G	1,4	5	0,28	Triangulaire	0,47	0,35	115,51	79,53	54,29	37,38	108,58	74,76	40,42	27,83	80,84
	1,4	5	0,28	Triangulaire	0,47	0,35	115,51	79,53	54,29	37,38			40,42	27,83	

Tableau VIII.6.1.1: charge revenant à la nervure la plus sollicitée à l'E.L.U et l'E.L.S

2) Détermination des sollicitations :

Pour détermination les efforts, on utilise le logiciel ETABS

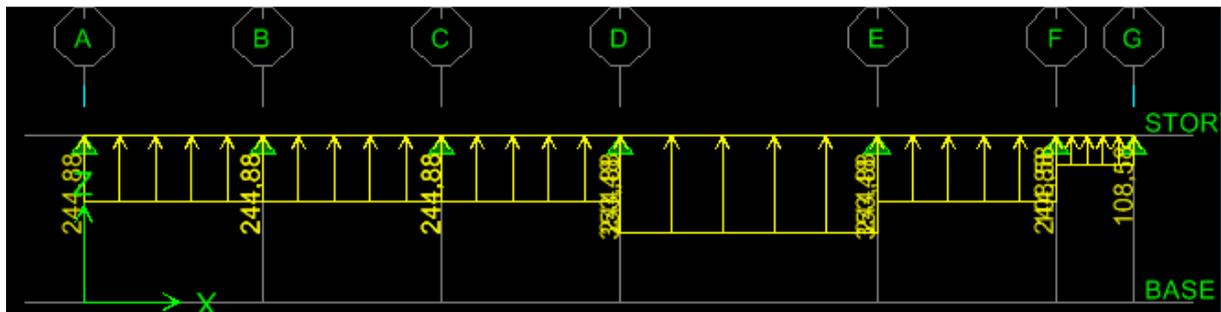


Figure VIII.6.1.2.1 : Le chargement sens XX à l'ELU (KN/m)

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

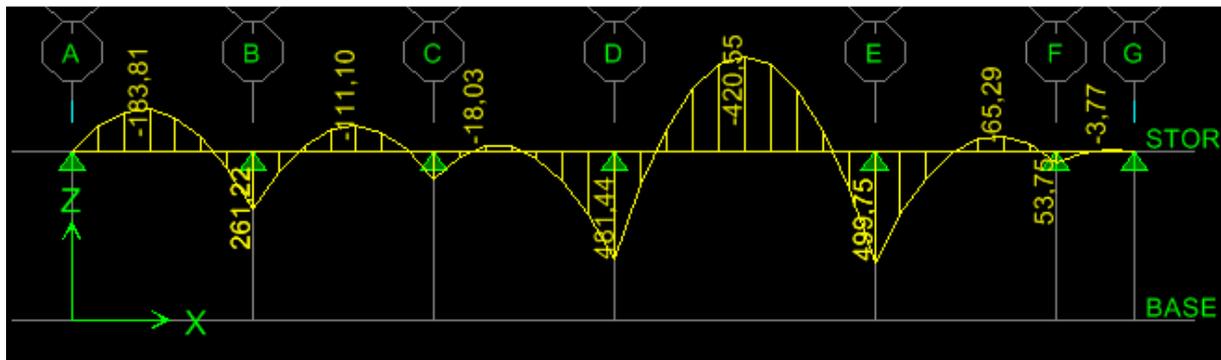


Figure VIII.6.1.2.2 : diagramme des moments fléchissant a l'E.L.U

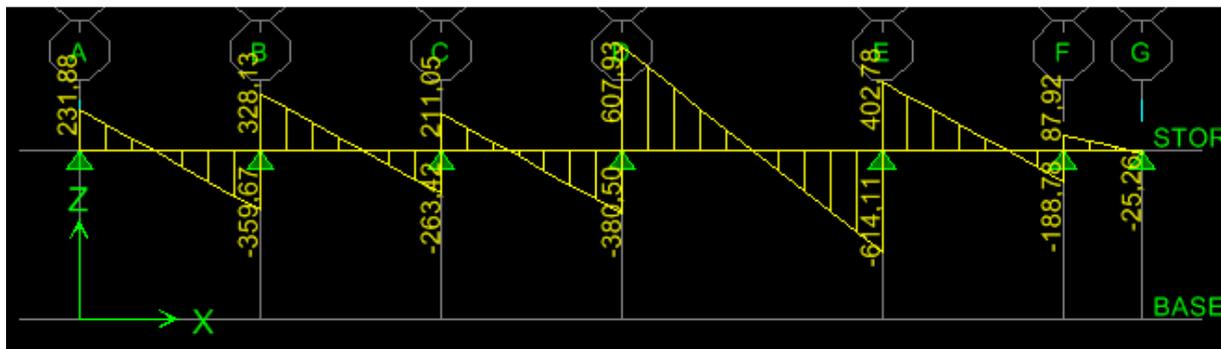


Figure VIII.6.1.2.3: diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U

VIII.6.2 :Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec des Mmax aux appuis et en travée

$$M_t^{\max} = -420,55 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = 499,75 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad d = 108 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad h_n = 110 \text{ cm}$$

Zone	M (KN.m)	μ	β	$A_{cal} (cm^2)$	Choix	$A_{adp}(cm^2)$
Appuis	499,75	0,054	0,972	13,67	10HA14	15,39
Travées	420,55	0,046	0,976	11,46	8HA14	12,32

Tableau VIII.6.2.1 : ferrailage des nervures à L'ELU.

VIII.6.2.1 : Vérification à l'E.L.U :

Condition de non fragilité :

$$A_{adoptee} \geq A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_a = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,86 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,86 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\} = \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 1,4 \right\} = 16,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L \right) = \min \left(\frac{110}{35}, \frac{50}{10}, 14 \right)$$

Soit : $\emptyset_L = 10 \text{ cm}$

En zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{max} = 614,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{614,11 \cdot 10^3}{550 \cdot 1080} = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.6.2.2 : Vérification à l'ELS :

Aux appuis : $M_a = 339,82 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 15,39}{55 \times 108} = 0,260$$

$$\beta_1 = 0,919 \quad K_1 = 46,73 \quad K = 0,021$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} = \frac{339,82 \times 10^6}{0,919 \times 1080 \times 15,39 \times 10^2} = 222,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée : Mt = 286,29 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 12,32}{55 \times 108} = 0,205$$

$$\beta_1 = 0,927 \quad K_1 = 53,49 \quad K = 0,018$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} = \frac{286,29 \times 10^6}{0,927 \times 1080 \times 12,32 \times 10^2} = 232,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7 : Détermination des charges Sens transversale:

travée	Lx	Ly	ρ	chargement	l_m	L_t	q_u	q_s	q_{um}	q_{sm}	Σq_{um}	Σq_{us}	q_{ut}	q_{st}	Σq_{st}
A-B	3	3,2	0,93	Triangulaire	0,999	0,75	115,51	79,53	115,39	79,45	230,78	158,9	86,63	59,65	173,26
	3	4,6	0,65	Triangulaire	0,999	0,75	115,51	79,53	115,39	79,45			86,63	59,65	
B-C	3,2	5	0,64	trapézoïdale	1,38	1,088	115,51	79,53	159,4	109,75	349,99	240,98	125,67	86,53	268,9
	4,6	5	0,92	trapézoïdale	1,65	1,24	115,51	79,53	190,59	131,23			143,23	98,62	
C-D	3,2	5	0,64	trapézoïdale	1,38	1,088	115,51	79,53	159,4	109,75	349,99	240,98	125,67	86,53	268,9
	4,6	5	0,92	trapézoïdale	1,65	1,24	115,51	79,53	190,59	131,23			143,23	98,62	
D-E	3,2	5	0,64	trapézoïdale	1,38	1,088	115,51	79,53	159,4	109,75	349,99	240,98	125,67	86,53	268,9
	4,6	5	0,92	trapézoïdale	1,65	1,24	115,51	79,53	190,59	131,23			143,23	98,62	
E-F	3,2	5	0,64	trapézoïdale	1,38	1,088	115,51	79,53	159,4	109,75	349,99	240,98	125,67	86,53	268,9
	4,6	5	0,92	trapézoïdale	1,65	1,24	115,51	79,53	115,39	79,45			86,63	59,65	

Tableau VIII.7.1: charge revenant à la nervure la plus sollicité à l'E.L.U et l'ELS

VIII.7.1 : Détermination des sollicitations :

Pour détermination les efforts, on utilise le logiciel ETABS

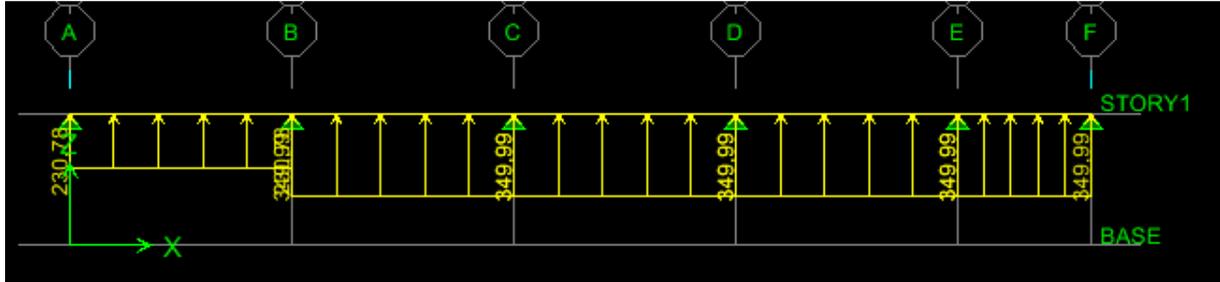


Figure VIII.7.1.1 : Le chargement sens YY à l'ELU (KN/m)

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

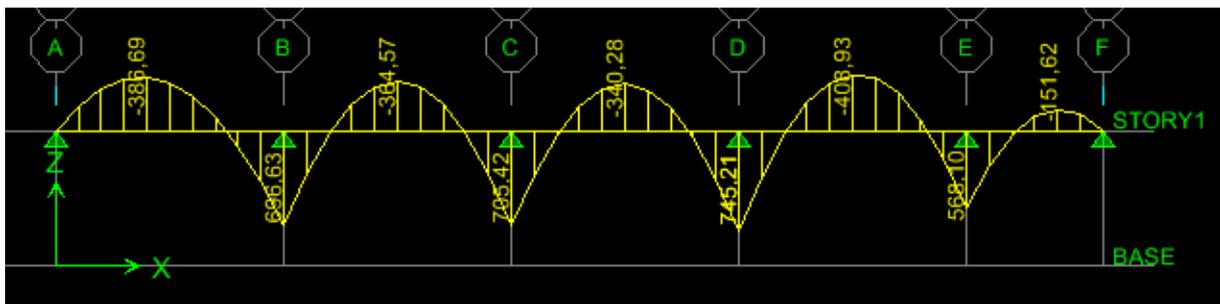


Figure VIII.7.1.2 : diagramme des moments fléchissant a l'E.L.U

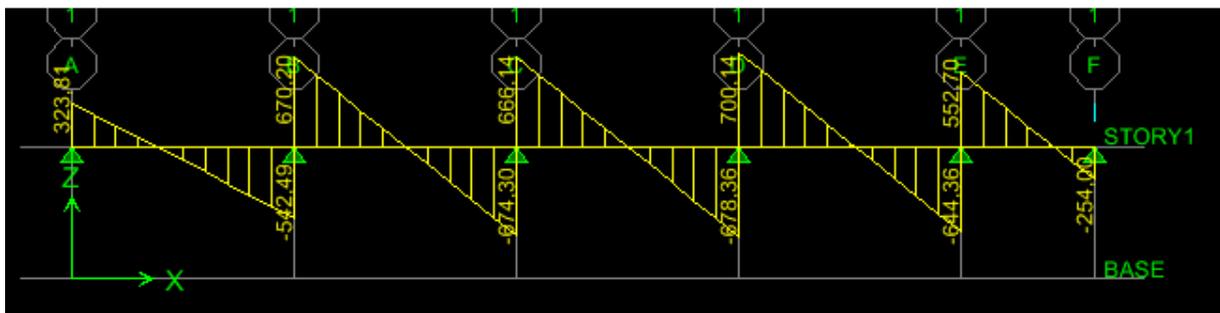


Figure VIII.7.1.3 : diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U

VIII.7.1.1 : Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec des Mmax aux appuis et en travée

$$M_t^{\max} = - 408,39 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = 745,21 \text{ KN.m}$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad d = 108 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad h_n = 110 \text{ cm}$$

Zone	M (KN.m)	μ	β	$A_{cal} (cm^2)$	Choix	$A_{adp}(cm^2)$
Appuis	745,21	0,082	0,957	20,71	12HA16	24,13
Travées	408,39	0,044	0,978	11,11	6HA16	12,06

Tableau VIII.7.1.1.1 : ferrailage des nervures à L'ELU.

VIII.7.1.2 : Vérification à l'E.L.U :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{adoptee} \geq A_{min} = \frac{0.23. b. d. f_{t28}}{f_e}$$

$$A_a = 24,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7,17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7,17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\} = \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L \right) = \min \left(\frac{110}{35}, \frac{50}{10}, 16 \right)$$

Soit : $\emptyset_L = 10 \text{ cm}$

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 700,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{700,14 \cdot 10^3}{550 \cdot 1080} = 1,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7.1.3 : Vérification à l'ELS :

Aux appuis : $Ma = 506,88 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 24,13}{55 \times 108} = 0,408.$$

$$\beta_1 = 0,902 \quad K_1 = 36,02 \quad K = 0,027$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} = \frac{506,88 \times 10^6}{0,902 \times 1080 \times 24,13 \times 10^2} = 215,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $Mt = 278,24 \text{ KN.m}$

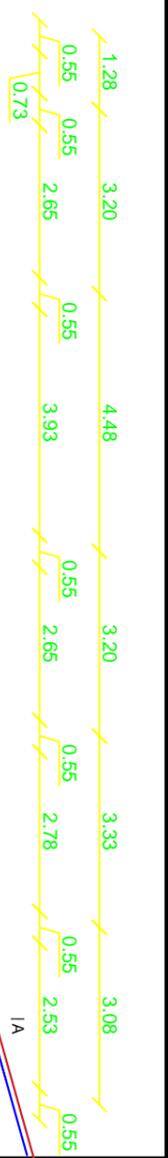
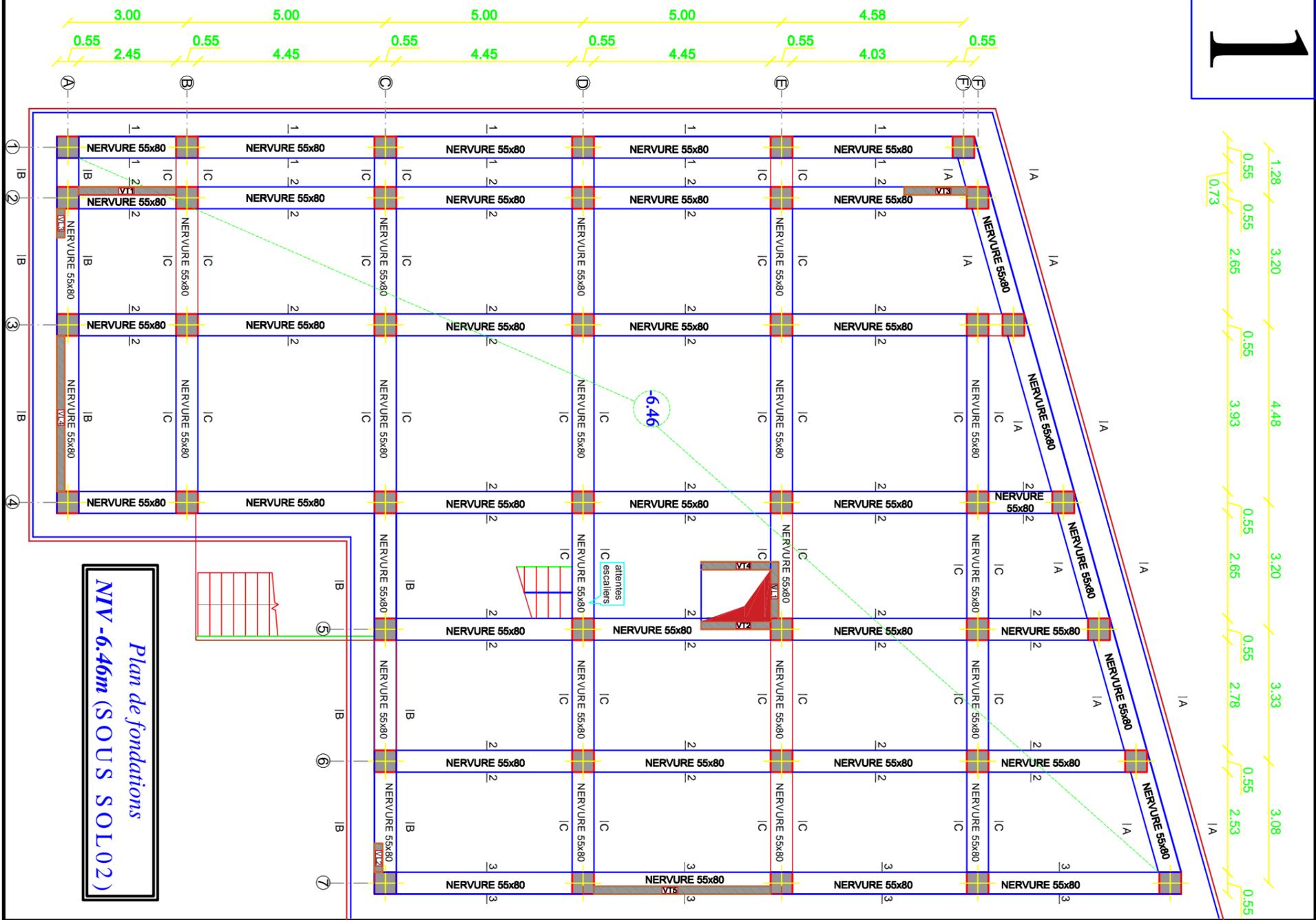
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 12,06}{55 \times 108} = 0,205.$$

$$\beta_1 = 0,927 \quad K_1 = 53,49 \quad K = 0,018$$

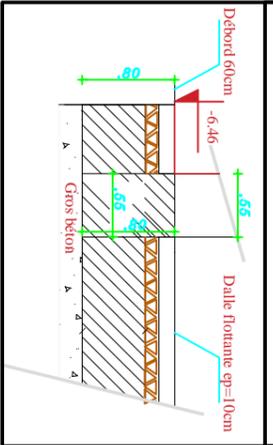
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} = \frac{278,24 \times 10^6}{0,927 \times 1080 \times 12,06 \times 10^2} = 230,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

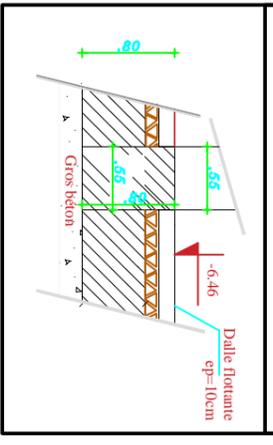
1



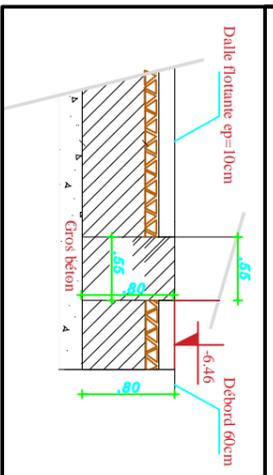
Coupe 1-1



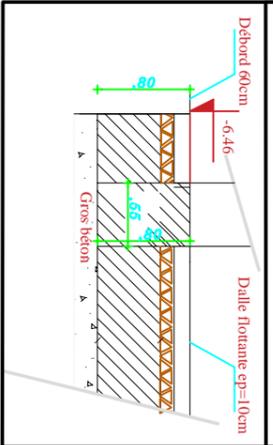
Coupe 2-2



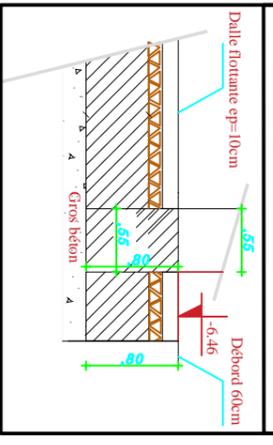
Coupe 3-3



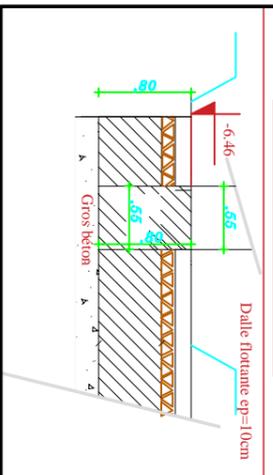
Coupe A-A



Coupe B-B

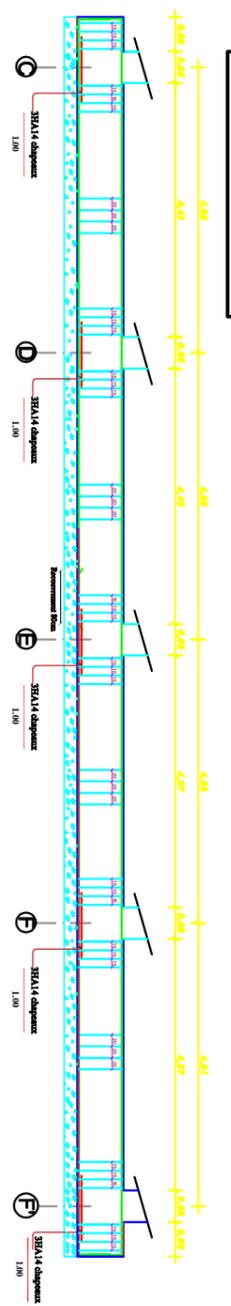


Coupe C-C

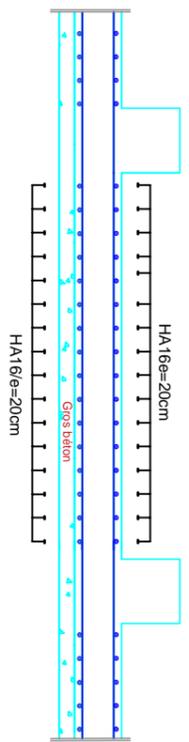


NERVURE

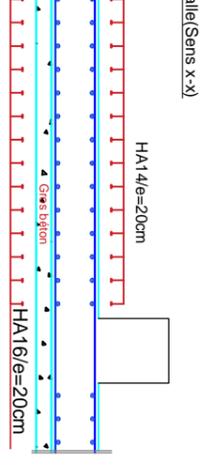
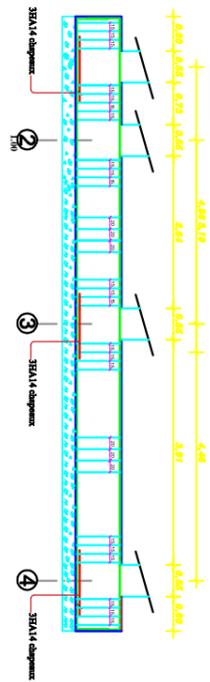
Nervures sens y-y (file 7)



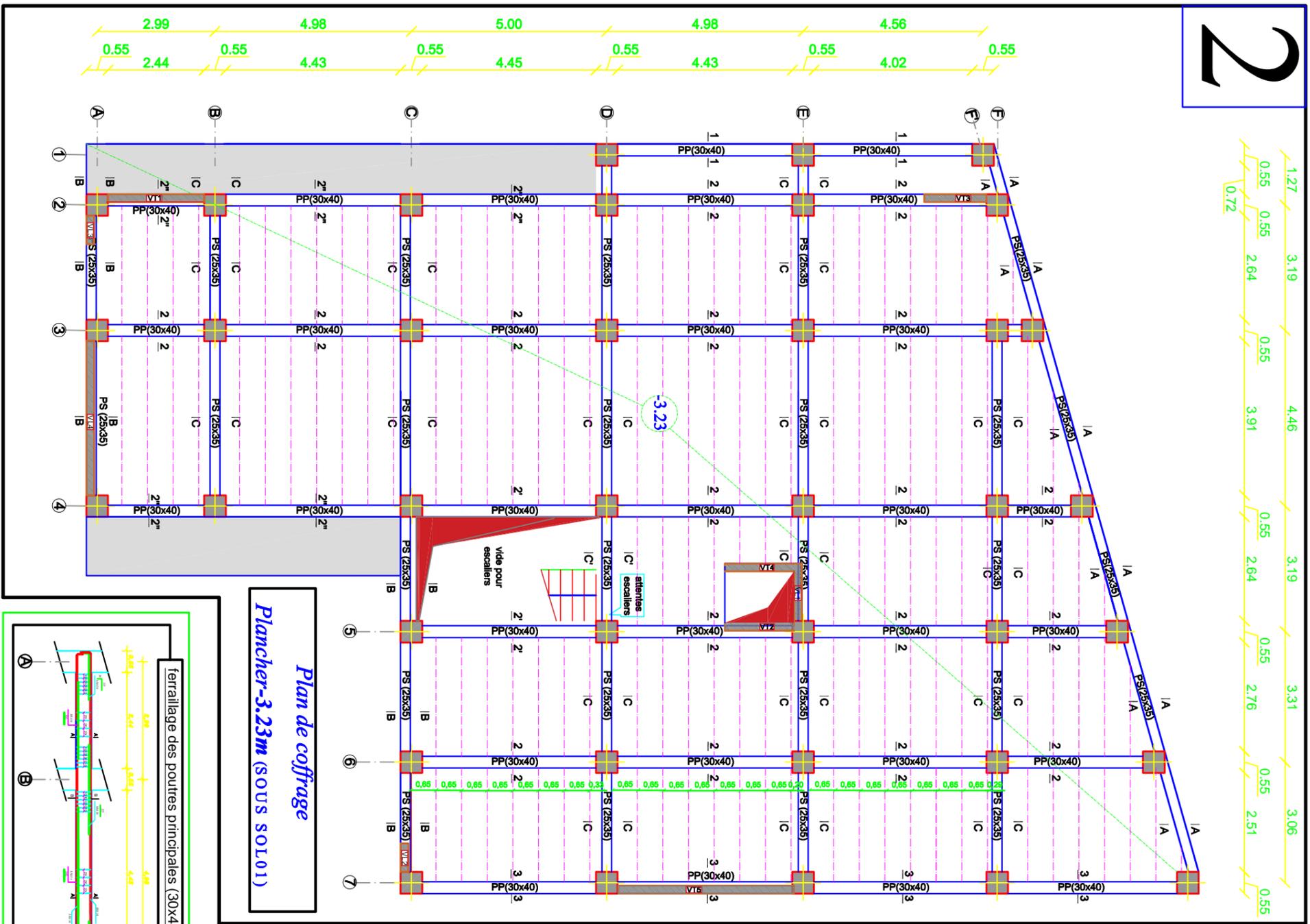
ferailage de la dalle (Sens y-y)



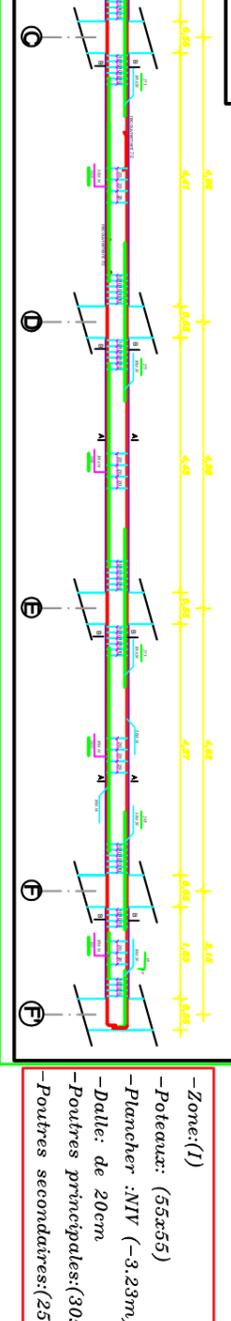
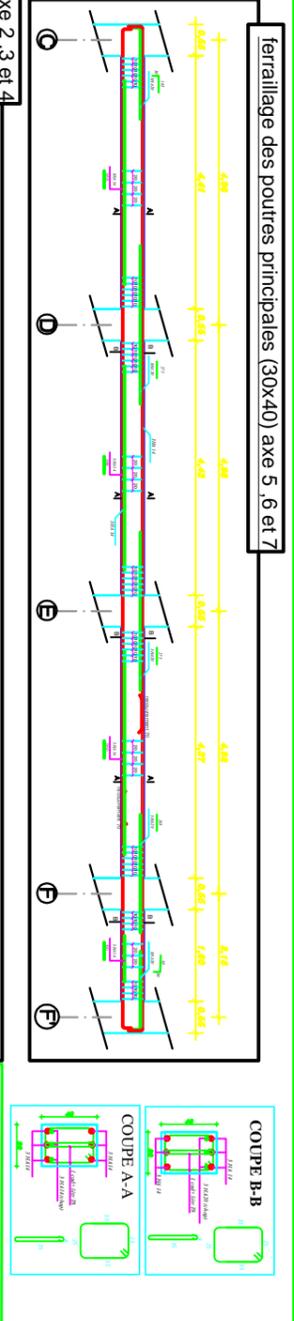
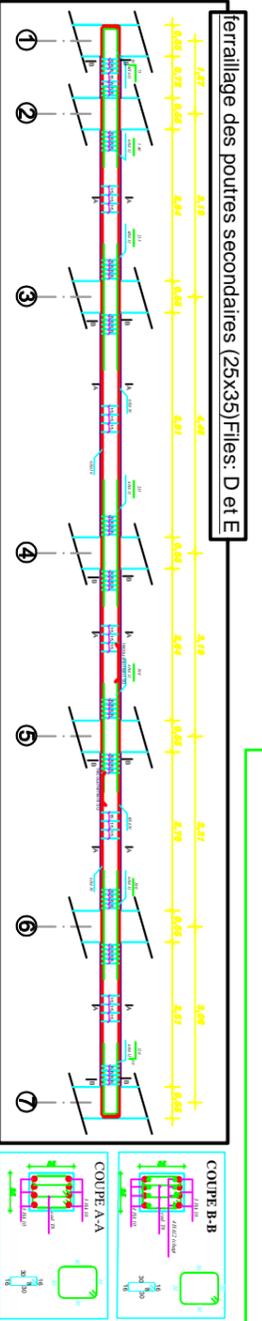
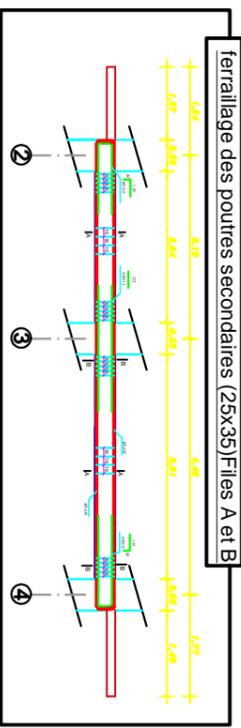
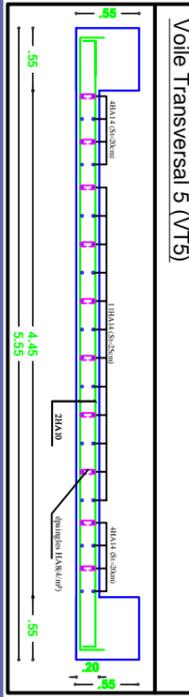
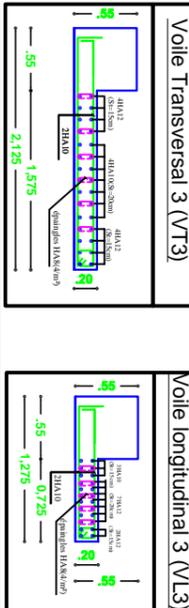
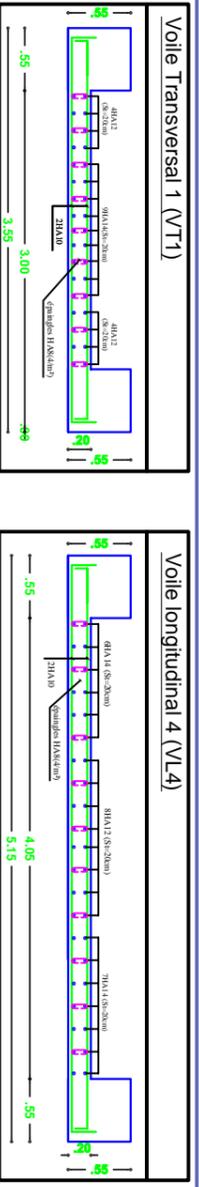
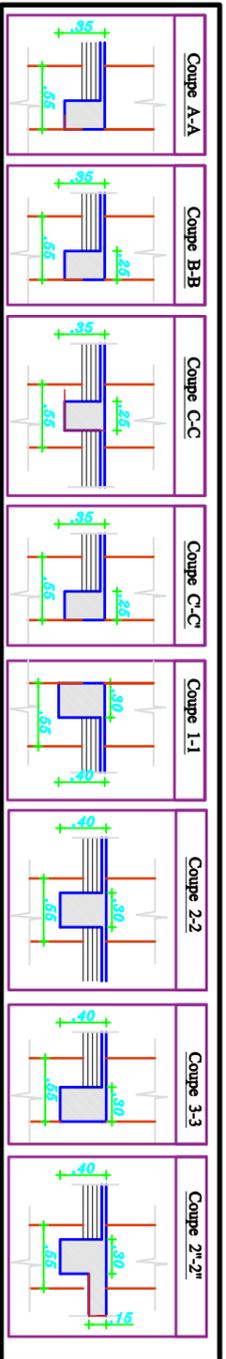
Nervures sens x-x (file A)



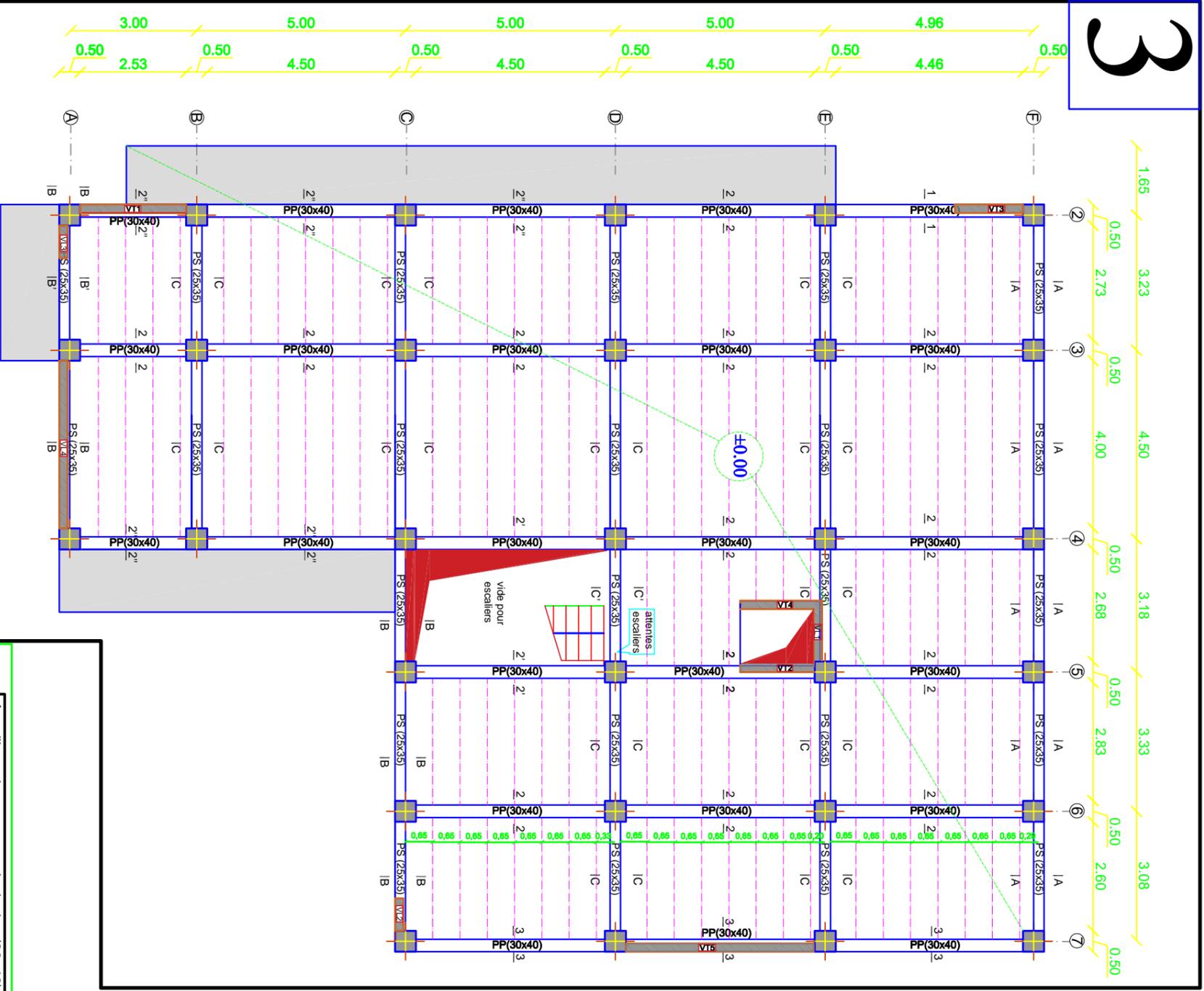
- Zone: (I)
- Fondations : NIV (-6.46m)
- Poteaux: (55x55)
- NERVURE (55x80)
- Débord : 60cm
- Dalle flottante: ep=10cm



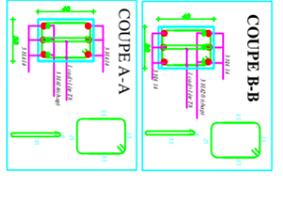
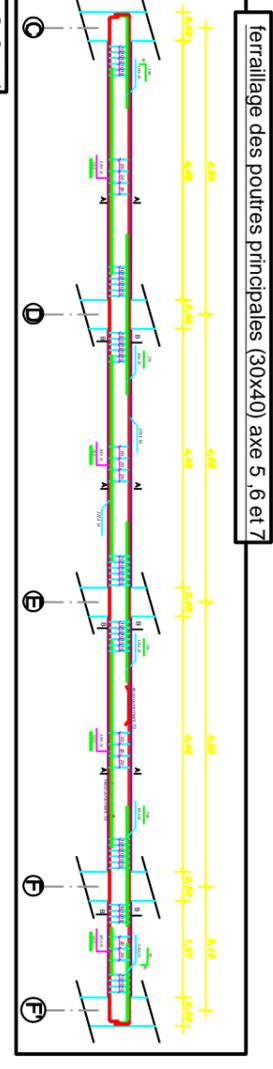
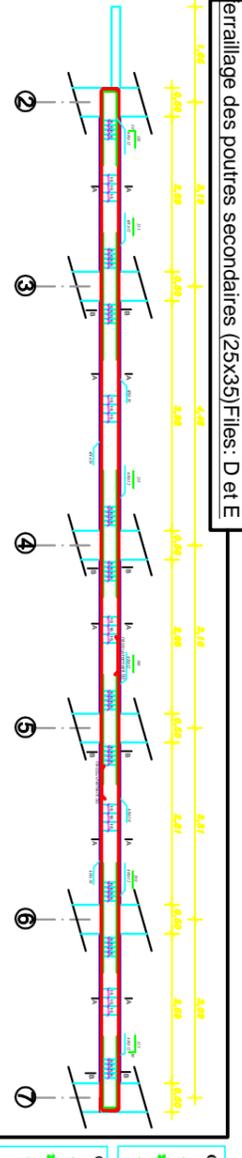
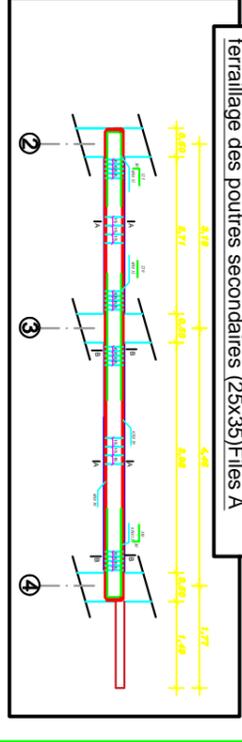
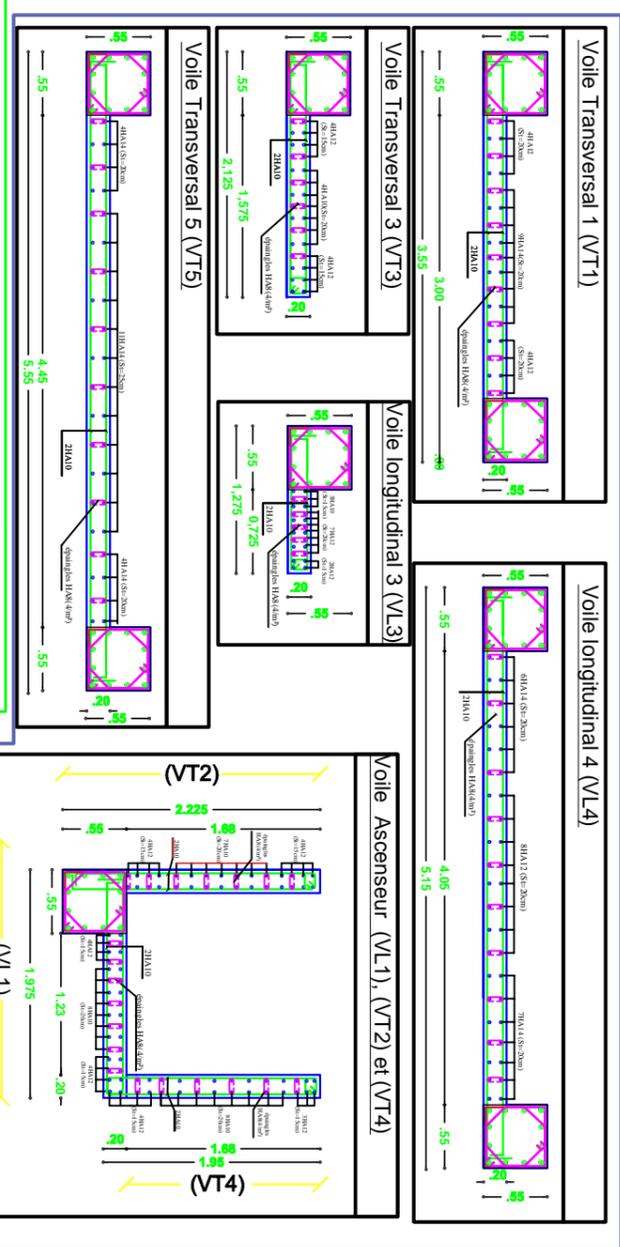
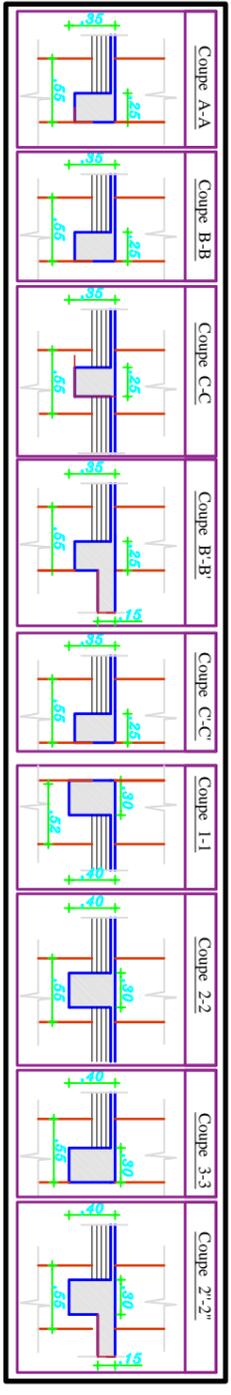
Plan de coffrage
Plancher-3.23m (SOUS SOL01)



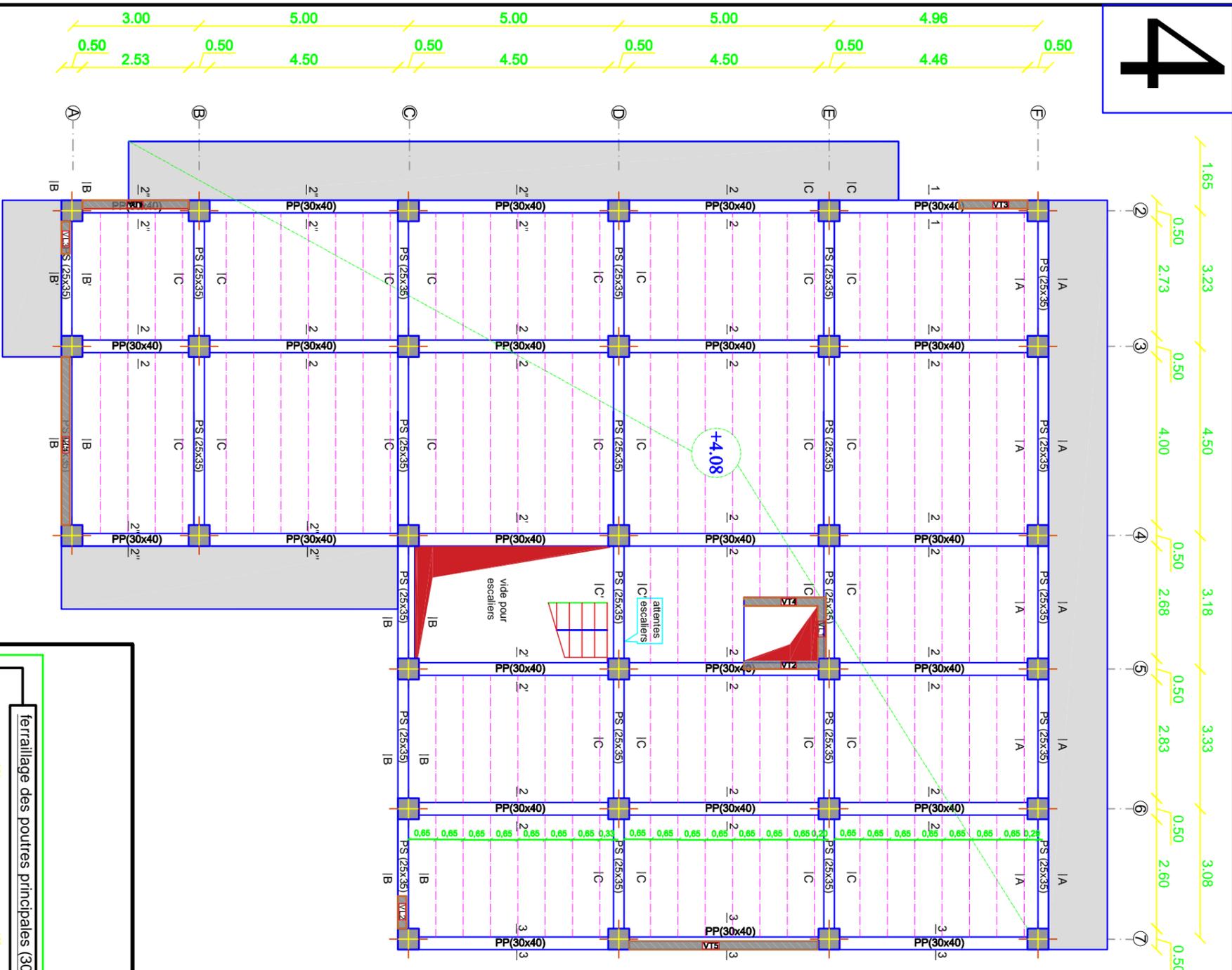
- Zone: (1)
- Poteaux: (55x55)
- Plancher :NTV (-3.23m)
- Dalle: de 20cm
- Poutres principales:(30x40)
- Poutres secondaires:(25x35)



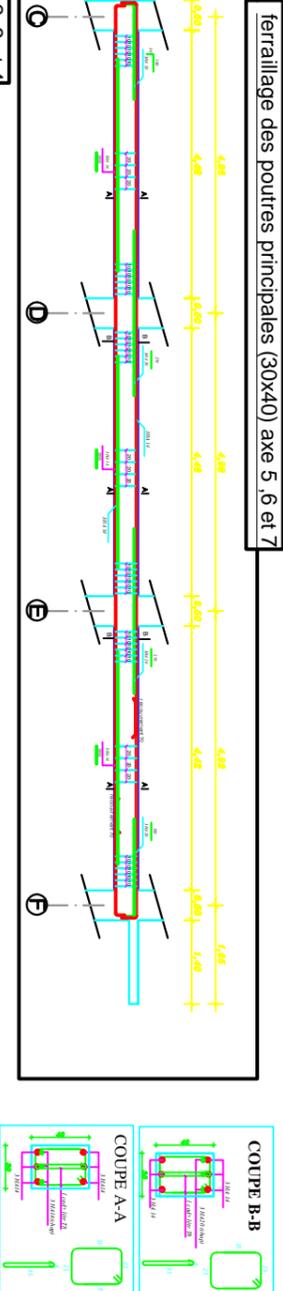
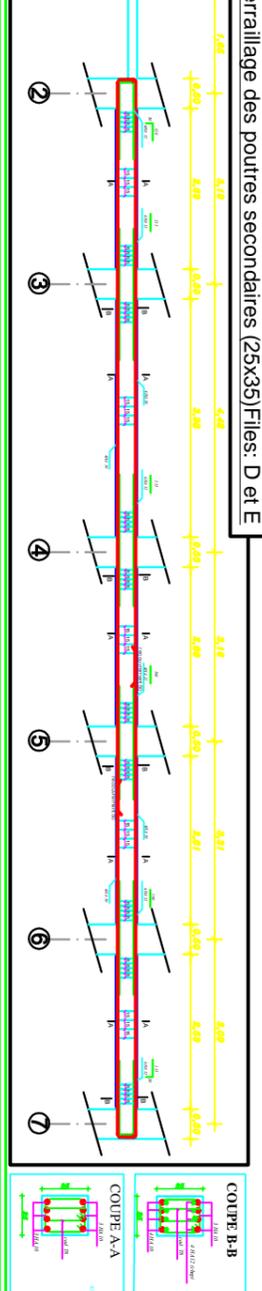
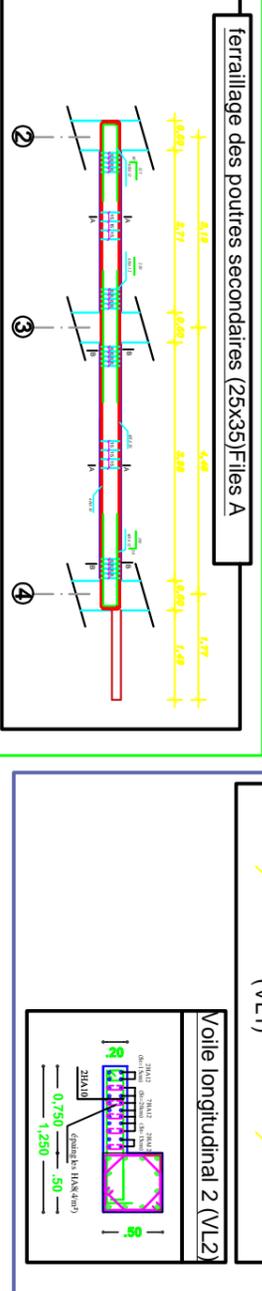
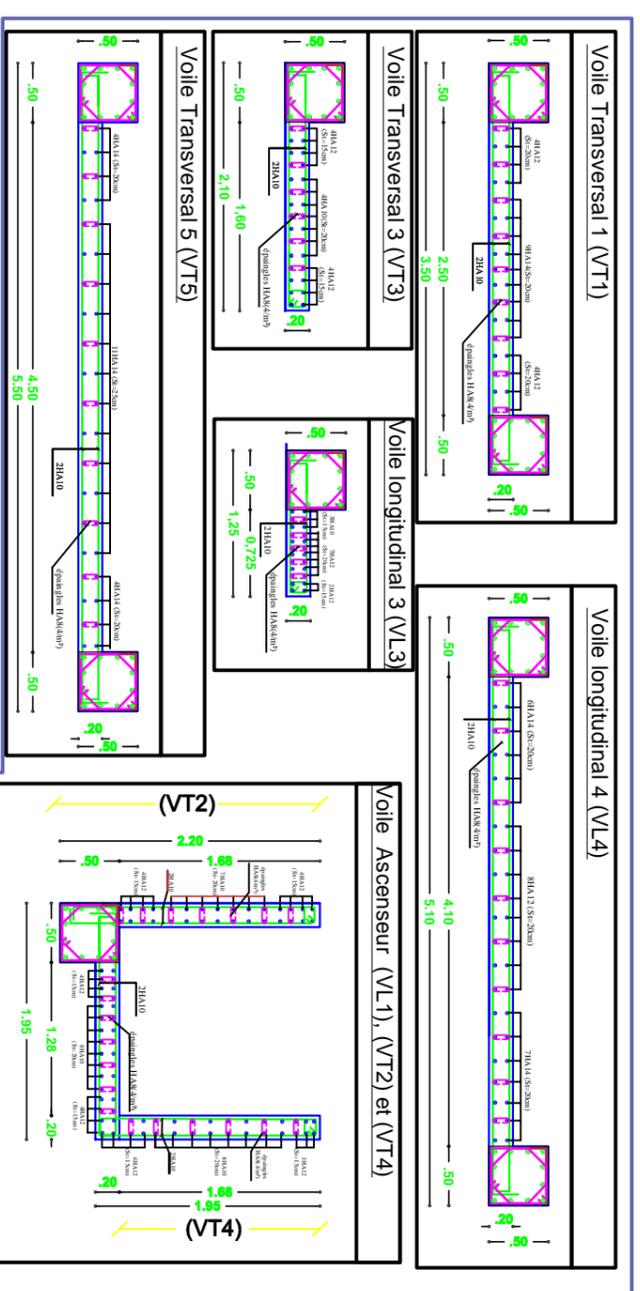
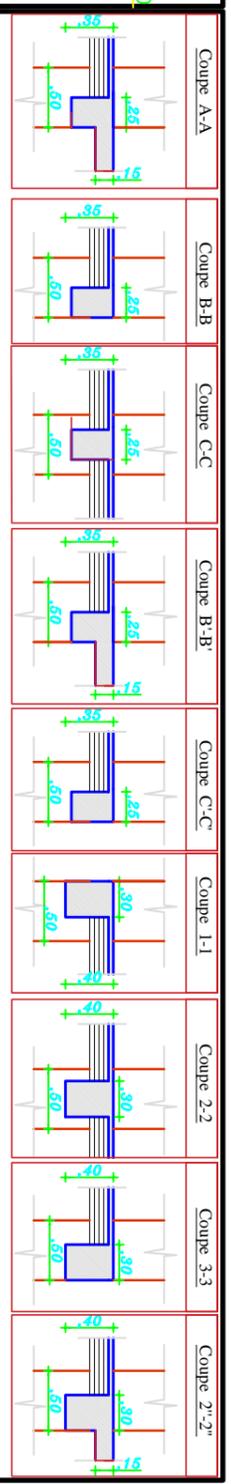
Plan de coffrage
Plancher ±0.00 (REZ-DE-CHAUSSEE)



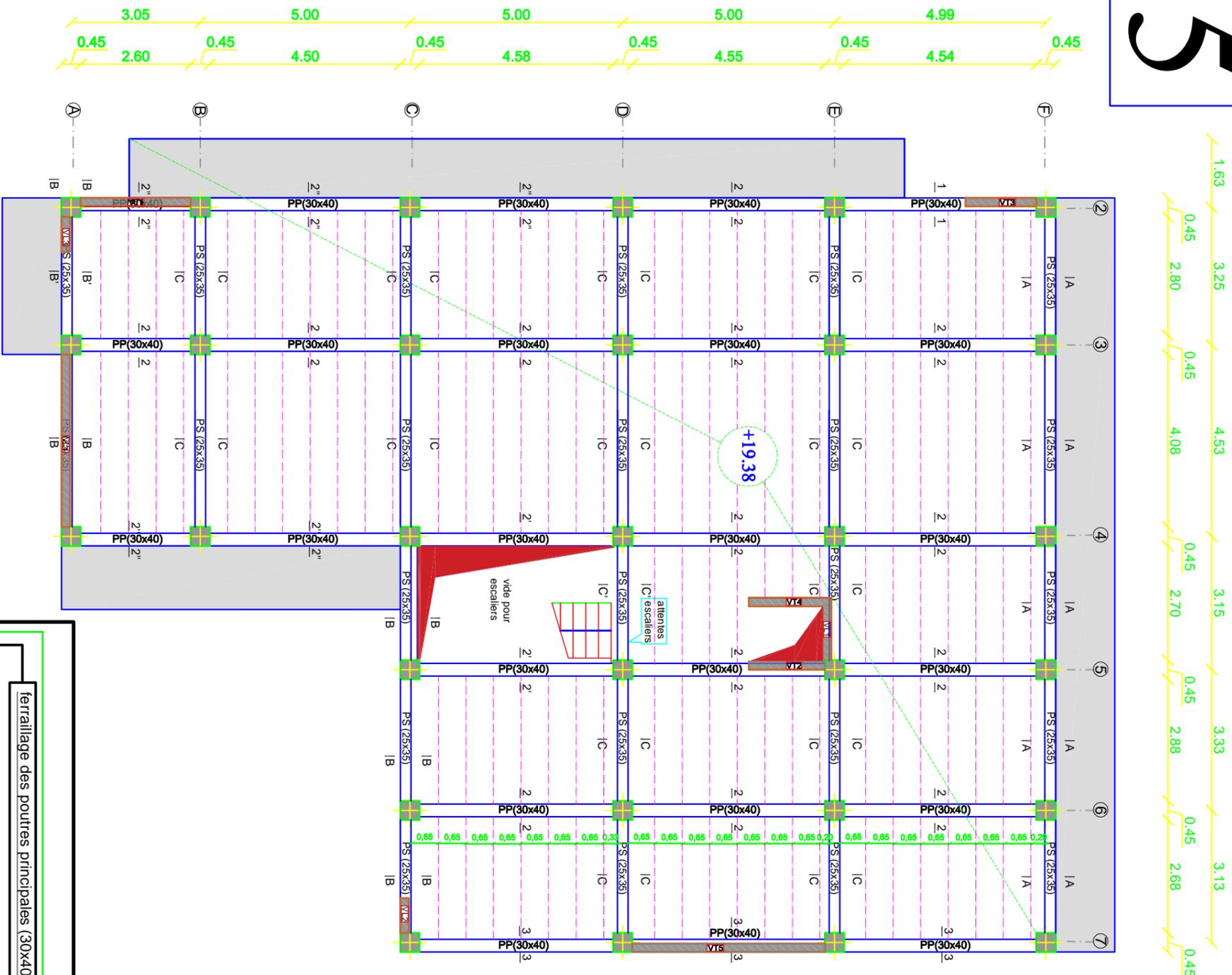
- Zone: (I et III)
- Poteaux: (50x50)
- Plancher: NIV (±0.00)
- Dalles: de 20cm
- Poutres principales: (30x40)
- Poutres secondaires: (25x35)



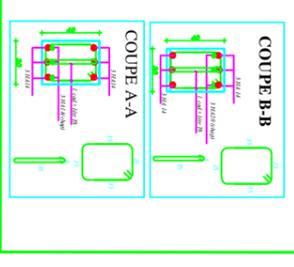
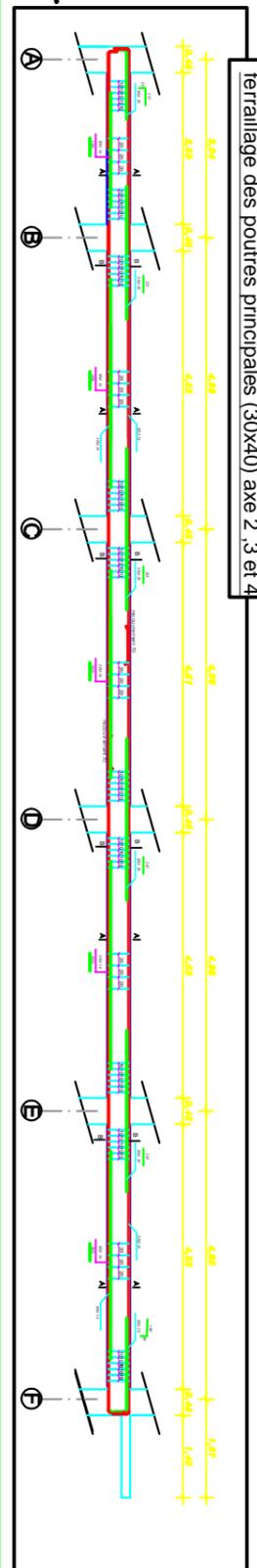
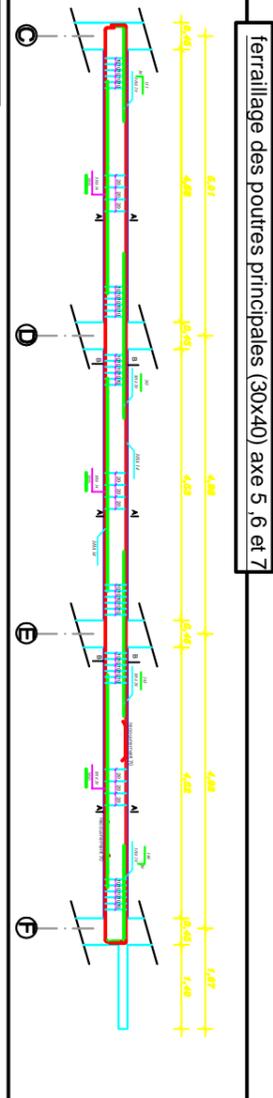
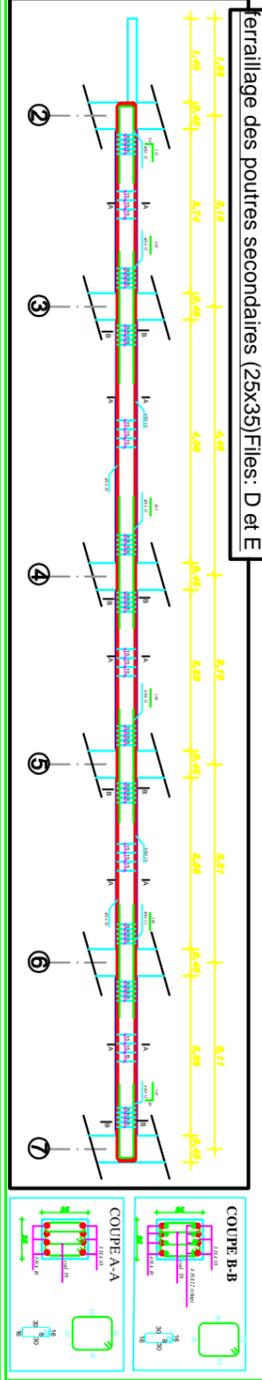
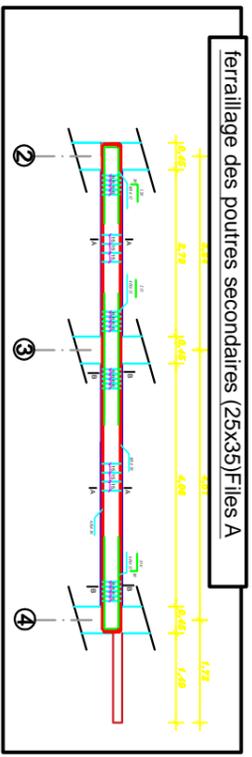
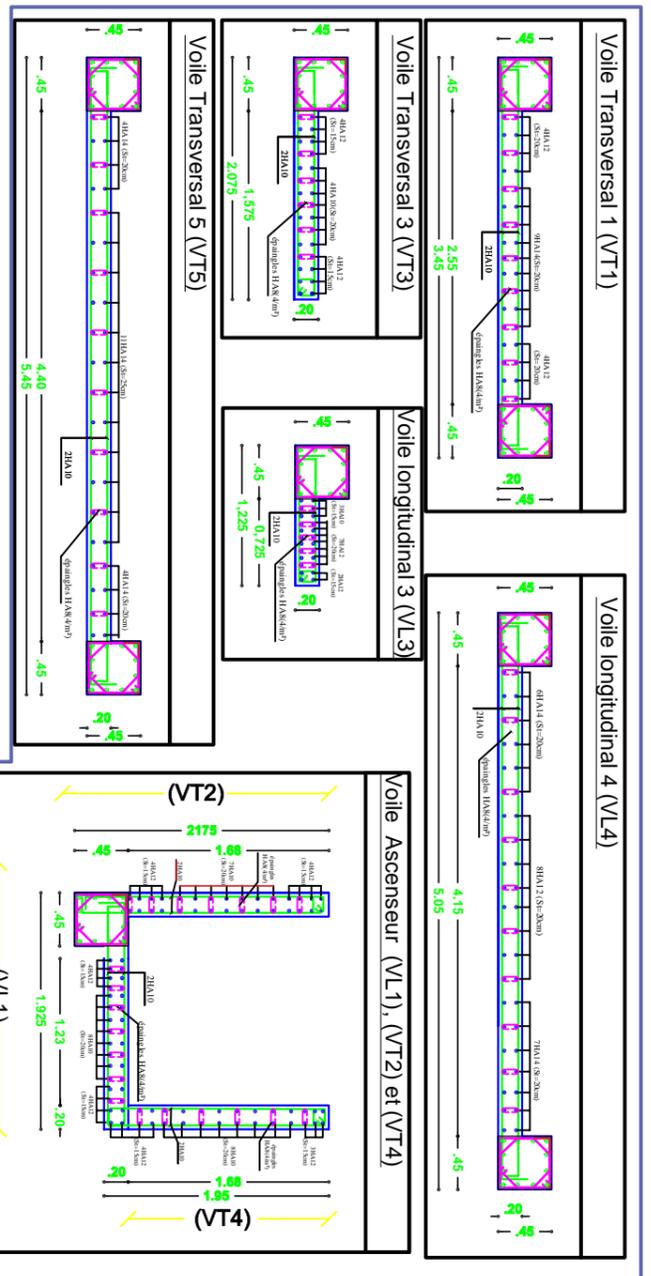
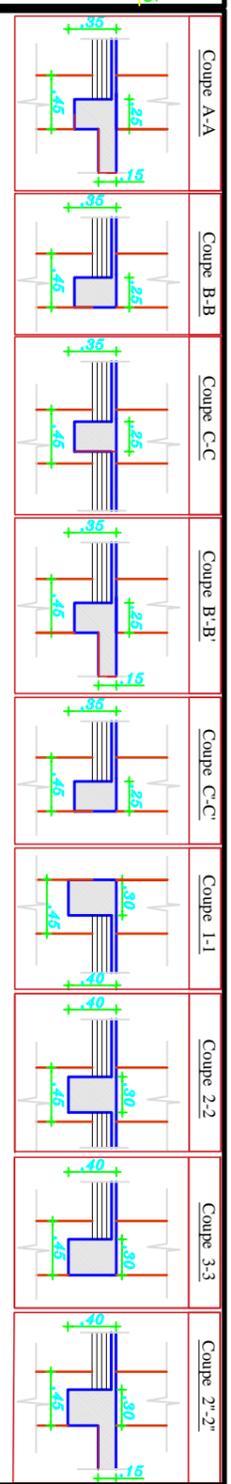
Plan de coffrage (ETAGE 1,2 et 3)
Plancher +4.08,+7.14 et +10.20



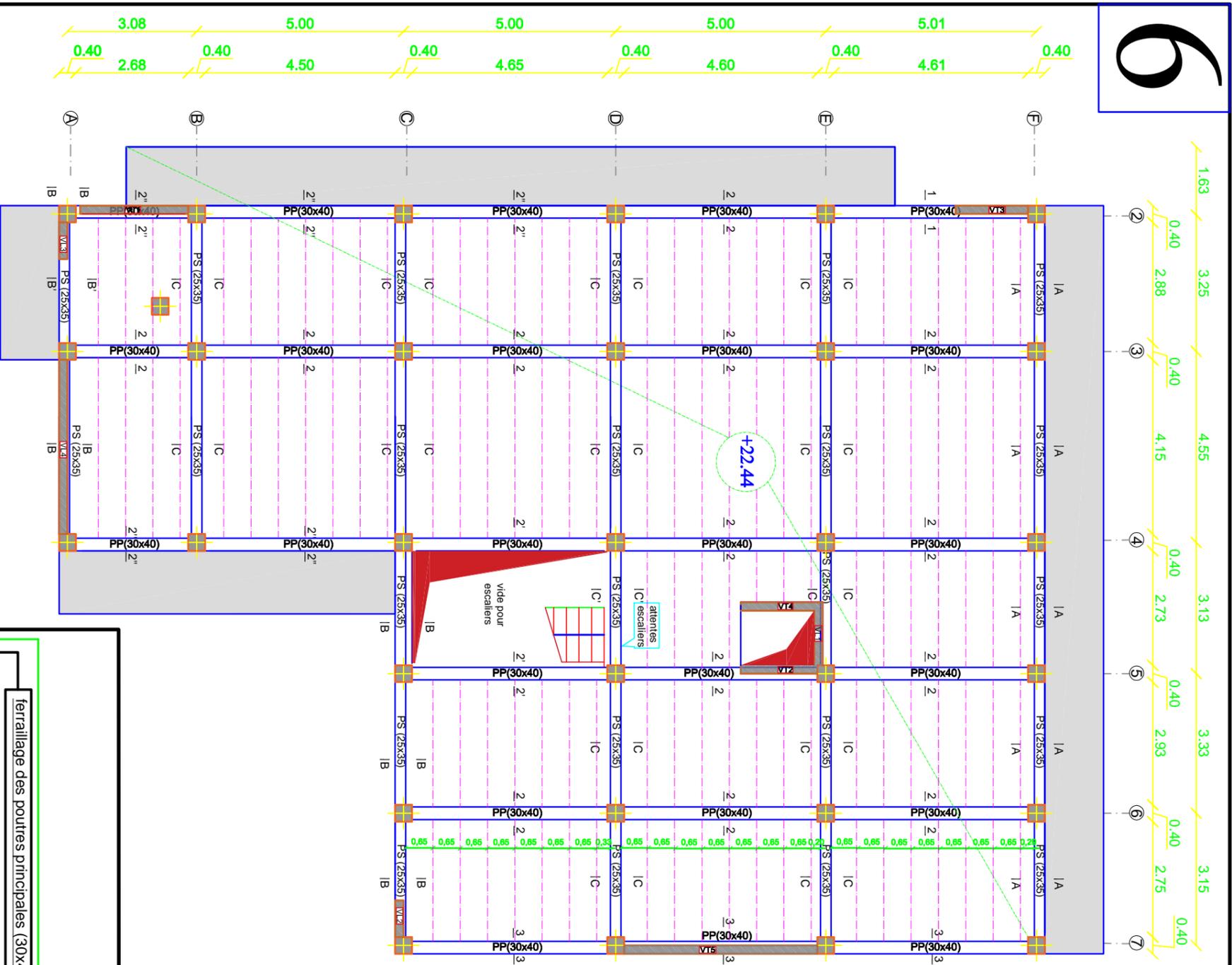
- Zone: (II et III)
- Poteaux: (50x50)
- Plancher :NIV (+4.08,+7.14 et +10.20)
- Dalle: de 20cm
- Poutres principales:(30x40)
- Poutres secondaires:(25x35)



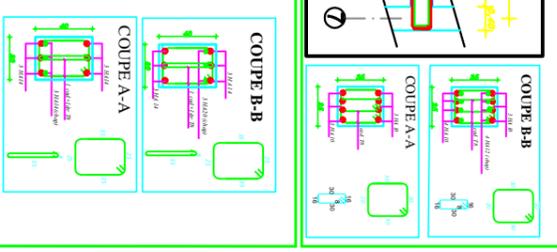
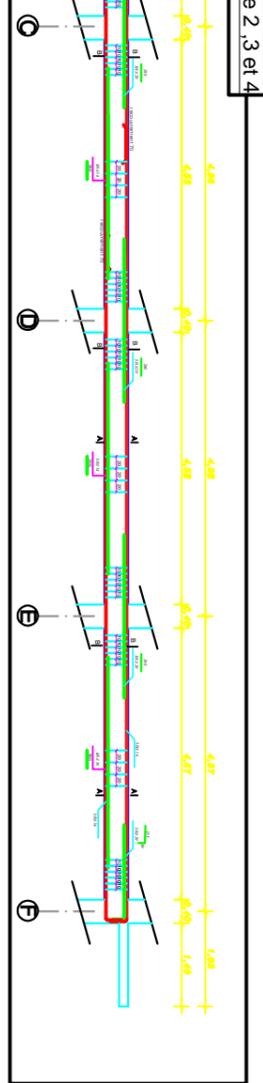
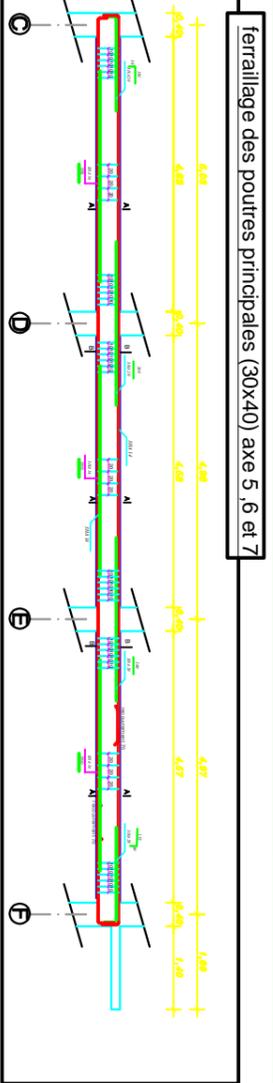
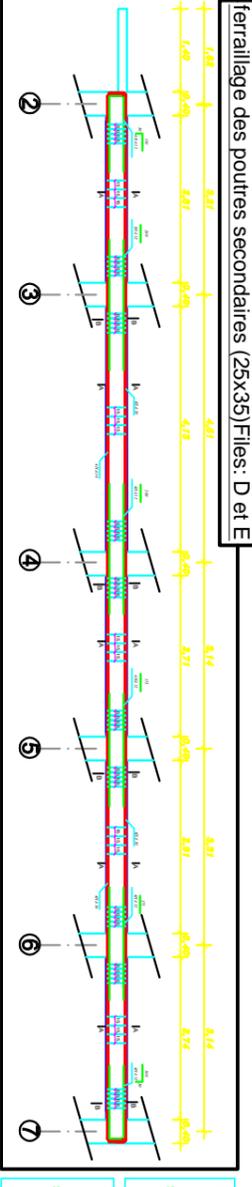
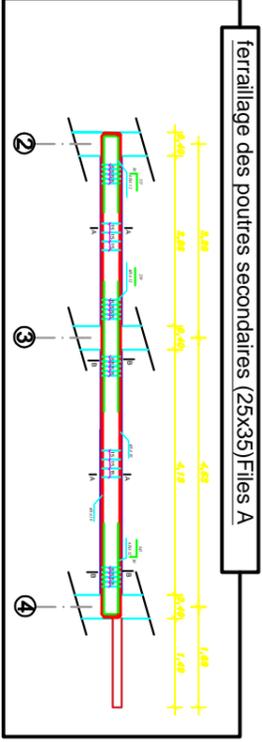
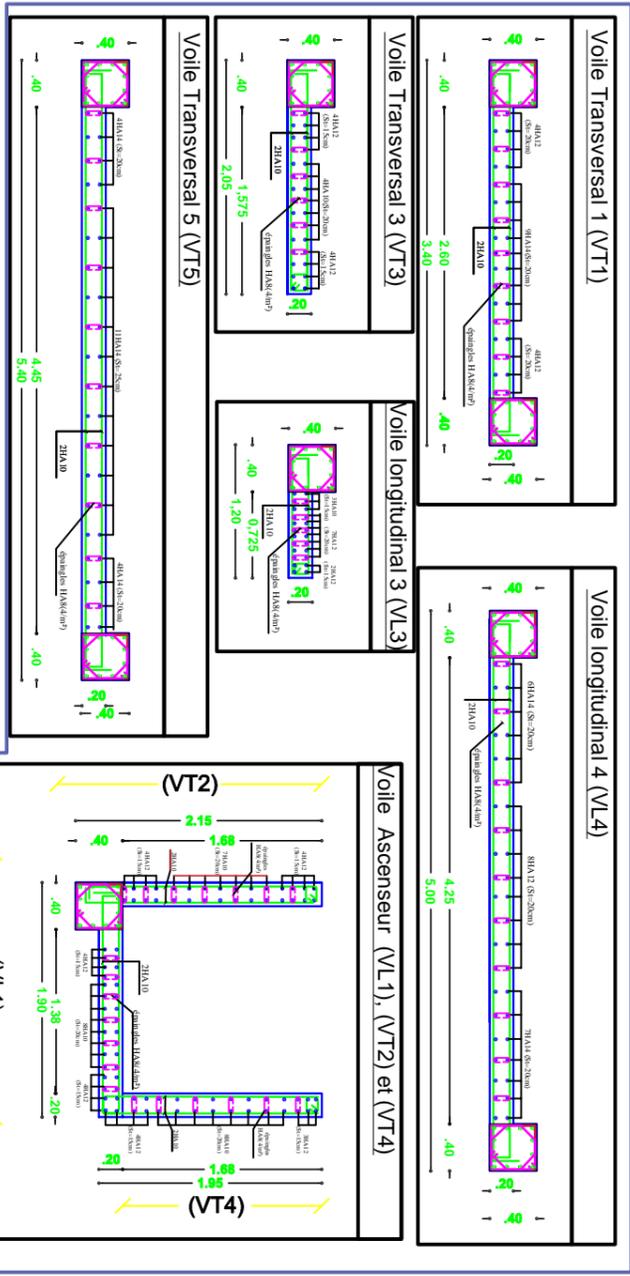
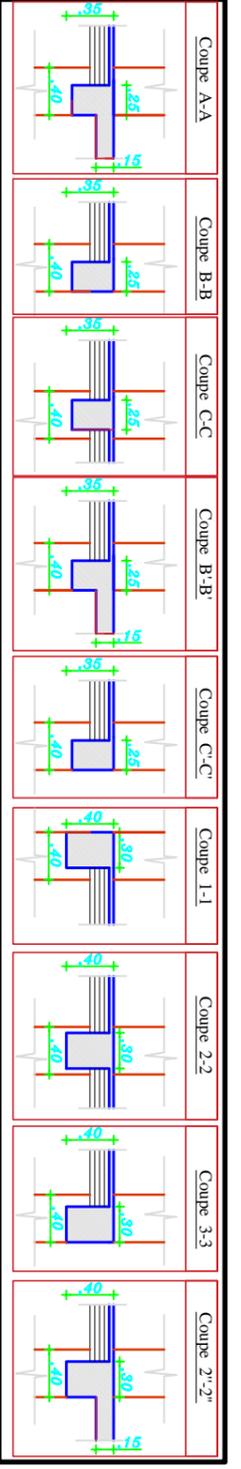
Plan de coffrage (ETAGE 4,5 et 6)
Plancher +13.26,+16.32 et +19.38)



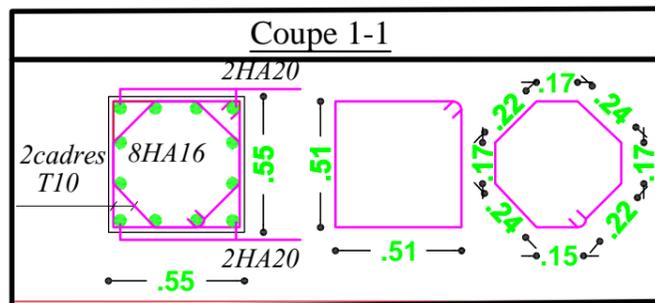
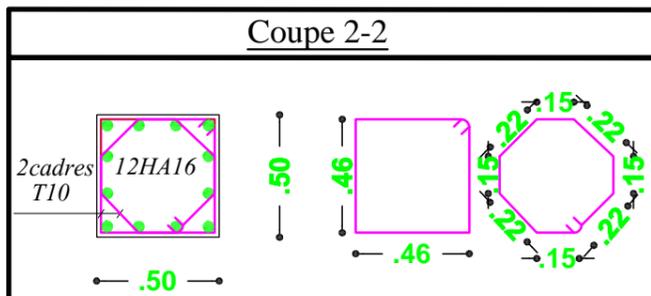
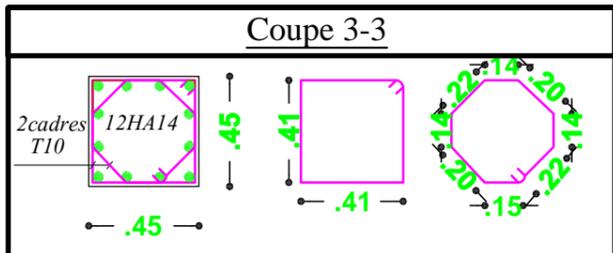
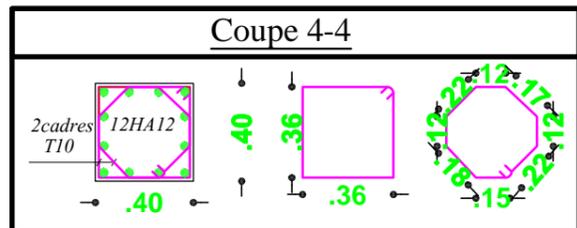
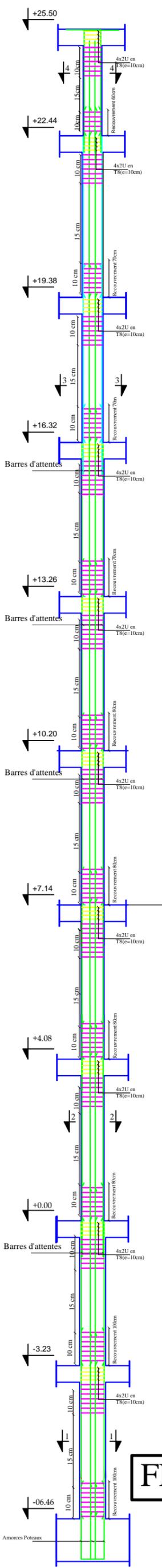
-Zone:(TV)
 -Poteaux: (45x45)
 -Plancher: NV+13.26+16.32 et +19.38)
 -Dalle: de 20cm
 -Poutres principales:(30x40)
 -Poutres secondaires:(25x35)



Plan de coffrage
Plancher +22.44(ETAGE EN ATTIQUE)

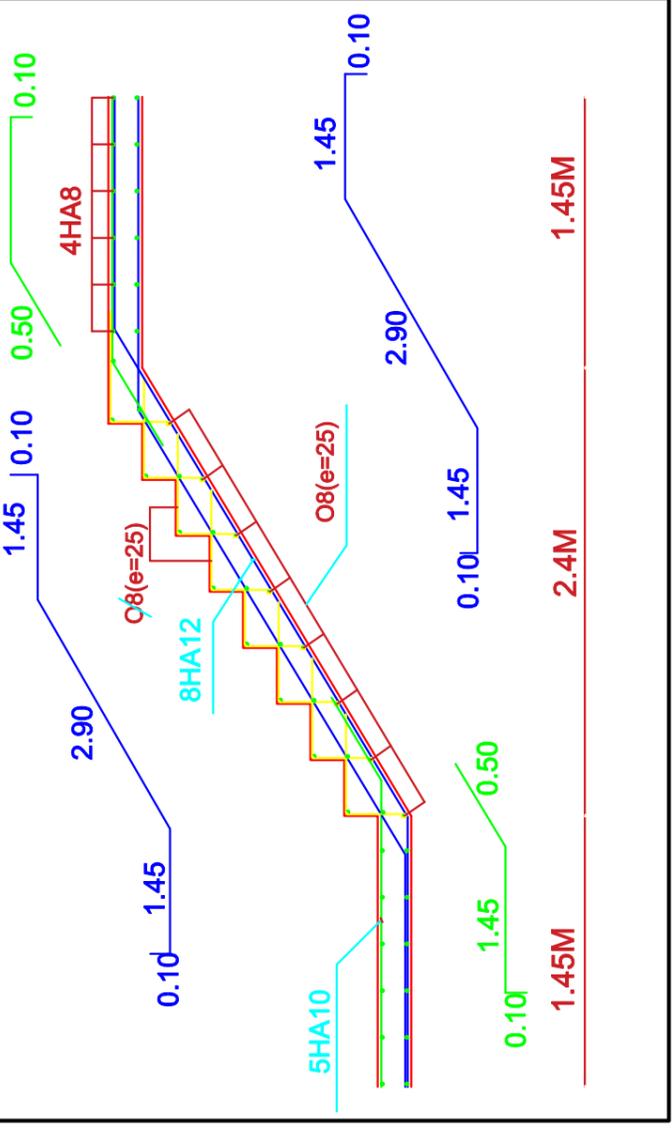


- Zone:(Y)
- Potear: (40x40)
- Plancher:NV(+22.44)
- Dalle: de 20cm
- Poutres principales:(30x40)
- Poutres secondaires:(25x35)



FERRAILLAGE DES POTEAUX

FERRAILLAGE D'ESCALIER



Conclusion générale

Dans le domaine de génie civil .tout ingénieur a pour rôle de concevoir et calculer les éléments de la structure afin qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

A ce titre, le projet de fin d'études qui nous a été confié, a permis de mettre à l'épreuve un aspect fondamental de notre profession d'ingénieur qui est purement technique de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité .

Dans l'étude de ce projet, l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure ont été effectué à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

Tout au long de ce travail, nous avons essayé de consolider nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus, en utilisant des logiciels SOCOTEC et de nouvelles méthodes de calcul, de consulter des documents techniques et réglementaires concernant le calcul des structures.

Outre la conception parasismique, la vérification manuelle et calcul des différents éléments en béton armé, nous avons pu nous intéresser à des concepts assez particuliers et peu fréquents, et aussi découvrir leur grande utilité surtout dans des situations délicates. Donc il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, et qu'elle devienne un réflexe, de façon à réduire et contrôler les dommages probables, et même avoir une bonne exécution des travaux permettant aux bâtiments la résistance contre les séismes.

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.

- ✚ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

- ✚ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).

- ✚ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes