REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire

***De* fin d'étude**

En vue de l'obtention du diplôme master en Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

Étude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation à ossature mixte contreventé par voiles avec l'application d'ETABS

Dirigé par : Mr BOUHERAOUA

Étudié par :

HADJADJ MALIKA

HADJADJ RADHIA

PROMOTION 2016/2017

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Dieu le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promoteur Mr bouheraoua qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et de savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide, si efficace qu'il nous a apporté.

Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne ayant contribuée à la limite du possible du prés ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents à ceux que je dois tout.

A mon cher frère : mouhammed (lahhe yarehmou)

A mes sœurs :Zahra , radhia et hayat

A ma sœur : karima et sa petite famille sefax, aksil et la petite elisa

A ma grand-mère.

A mes oncles ainsi que leur famill

A toute la famille HADJADJ

A tous mes amis surtout (mounia, kahina , fatima, farida, radia, naim, massi et mon cher farid qui m'a soutenu tout log de mon parcours universitaire).

A toute la promotion : 2016/2017

MALIKA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes chers parents

À mon frères :mohemmed (lah yarhmou)

À mes sœurs : zahra ,karima ,hayat ,malika.

A toute la famille HADJADJ

À tous mes amis :hanan, monia,, farida, radia

À toute la promotion 2016/2017

RADHIA

Sommaire

Chapitre I Présentation de projet

I.1 Introduction.....3

I.2 Présentation du bâtiment.....3

I.3 Caractéristiques géométriques.....3

I.4 Eléments de l'ouvrage 3

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux 6

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction 14

II.2 Planchers.....14

II.3 Poutres.....16

II.4 Poteaux.....17

II.5 Descente de charge 18

II.6 Vérification des conditions du RPA.....23

II.7 Voiles.....25

Chapitre III Calcul des éléments

III.1 Introduction.....26

III.2 Acrotère.....26

III.3 Les planchers 35

III.4 Escaliers 51

III.5 Etude de la salle machine 66

III.6 Calcul du balcon 74

III.7 Calcul de la poutre palière 80

Chapitre IV PRESENTATION DE L'ETABS

IV.1 Introduction 87

IV.2 Concept de base de MEF 87

IV.3 Description du logiciel.....87

IV.4 Manuel d'utilisation de l'etabs 88

IV.5 Etapes de modélisation..... 88

Chapitre V Vérification de RPA

V.1 Vérification selon les exigences de RPA 110

V.2 Vérification de l'effort tranchant a la base.....111

V.3 Vérification des déplacements.....114

V.4 déplacements maximal.....115

V.5 Justification vis-à-vis de l'effort.....115

V.6 Nombre de modes à considérer.....116

V.7 Vérification de l'excentricité.....117

V.8 Justification de l'interaction (portique / voiles).....118

V.9Conclusion 118

Chapitre VI Ferraillage des poteaux

VI.1 Introduction.....119

VI.2 Recommandation du RPA 2003.....119

VI.3 Recommandation pour le ferraillage du RPA (ZONE IIA).....120

VI.4 Calcul de ferraillage et au séisme a L'ELU.....123

VI.5 Vérification.....124

Chapitre VII Ferraillage des poutres

VII.1 Introduction.....134

VII.2 Recommandation du RPA.....134

VII.3 Etape de calcule de ferraillage.....134

VII.4 Ferraillage des poutres 135

VII.5 Vérification.....138

VII.6 Conclusion.....148

Chapitre VIII Ferraillage des voiles

VIII.1 Introduction 149

VIII.2 Exposé de la méthode.....150

VIII.3 Armature verticale.....150

VIII.4 Armature horizontale.....152

VIII.5 Armature de couture 152

VIII.6 Dispositions constructive.....153

VIII.7 Les vérification.....153

VIII.8 Les résultats de calcul.....158

Chapitre IX Etude de l'infrastructure

IX.1 Introduction 164

IX.2 Etude du sol 165

IX.3 Choix du type de fondations.....165

IX.4 Etude du radier général.....169

IX.5 Vérifications.....176

IX.6 Ferraillage du radier.....177

IX.7 Ferraillage du débord.....182

IX.8 Ferraillage des nervures.....183

IX.9 Vérification à L'ELU.....192

IX.10 Vérification à L'ELS.....192

Conclusion générale.

Bibliographie.

Bibliographie

- **Règles parasismiques Algériennes (RPA 2003)**
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL91.**
- **DTR B.C.2.2 : «** Charges permanentes et charges d'exploitations **» CGS, Alger 1989.**
- **Thèses d'ingénieur d'état en génie civil.**
- **Cours et TD des années de spécialité.**

Emplacement des tableaux

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers 11

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA 17

Tableau II.2 Détermination des charges et surcharges 18

Tableau II.3 Détermination des charges et surcharges 19

Tableau II.4 Détermination des charges et surcharges 19

Tableau II.5 Détermination des charges et surcharges 20

Tableau II.6 Récapitulatif de la descente de charge..... 22

TableauV.1 Déplacement relatifs sons l'action Ex et Ey 114

Tableau v.2 Période et participation massique 117

Tableau v.3 Excentricité dans le sens (x-x)et (y-y).....117

Tableau VI.1 Ferraillage des poteaux.....124

Tableau.VI.2 Vérification de non fragilité a L'ELS.....125

Tableau. VI.3 Vérification de contrainte a L'ELS 128

Tableau VI.4 Vérification des efforts tranchent 130

Tableau VII.1 La différente caractéristique de béton et l'acier.....136

Tableau VII.2 Ferraillage des poutres principales à l'ELU (en travée).....136

Tableau VII.3 Ferraillage des poutres principales à l'ELU (aux appuis).....137

Tableau VII.4 Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU (en travée).....137

Tableau VII.5 Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU (aux appuis).....138

Tableau VII.6 Vérification des poutres principales à l'ELS (en travée).....145

Tableau VII.7 Vérification des poutres secondaire à l'ELS (en travée) 146

Tableau VII.8 Vérification des poutres principales à l'ELS (aux appuis).....146

Tableau VII.9 Vérification des poutres secondaire à l'ELS (aux appuis) 147

Tableau VIII.1 Les résultats de calcul des voiles.....158

Tableau IX.2 Semelles sous voiles sens yy.....158

Tableau IX.3 Semelles sous voiles sens xx.....160

Tableau IX.3 Semelles sous voiles sens xx.....162

Tableau IX.4 Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.....179

Tableau IX.5 ferraillage a L'ELS.....182

Tableau IX.6 les moments sur appuis (KNm).....184

Tableau IX.7 les moments en travée (KNm).....185

Tableau IX.8 les efforts tranchants (ELU).....186

Tableau IX.9 les efforts tranchants (ELS) 186

Tableau IX.10 les moments sur appuis (KNm).....187

Tableau IX.11 les moments en travée (KNm).....187

Tableau IX.12 les efforts tranchants (ELU).....188

Tableau IX.13 les efforts tranchants (ELS) 188

Tableau IX.14 ferraillage de la nervure a L'ELU.....191

Emplacement des figures

Fig. I.1 Planches a corps creux.....4

Fig. I.2 Schéma descriptif du mur extérieur.....5

Fig. I.3 Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELU 8

Fig. I.4 Diagramme contraintes déformations du béton a L'ELS.....9

Fig. I.5 Diagramme contraintes déformations de l'acier 13

Fig. II.1 Coupe verticale du planche 15

Fig. II.2 Schéma de la poutre 16

Fig. II.3 Surface d'influence 18

Fig.II.4 Dégression vertical des surcharges d'exploitations 21

Fig.II.5 Schéma des voiles..... 25

Fig. III.2.1 Coupe transversale de l'acrotère.....26

Fig. III.2.2 Diagrammes des Effets internes.....27

Fig. III.2.3 Répartition des contraintes dans l'acrotère.....30

Fig III.2.4 Plan de Ferraillage de l'acrotère.....34

Fig.III.3.1 Ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé.....35

Fig.III.3.2 Diagramme des moments (principale la méthode forfaitaire).....37

Fig.III.3.3 Schéma statique de la poutre.....38

Fig.III.3.4 Moment sur appuis.....39

Fig.III.3.5 Diagramme des moments.....40

Fig.III.3.6 Diagramme des efforts tranchants.....41

Fig.III.3.7 Diagramme des moments 42

Fig.III.3.8 Diagramme des efforts tranchants 42

Fig.III.3.9 Section de la poutre en Té.....43

Fig.III.3.10 Moment sur appuis 46

Fig. II.3.11 Diagramme des moments 47

Fig. III.3.12 Diagramme de l'effort tranchant 47

Fig. III.3.13 Ferraillage de la poutrelle.....49

Fig.III.3.14 plan de ferraillage du plancher 50

Fig.III.4.1 Schéma statique de l'escalier.....51

Fig.III.4.2 Coup verticale de la volée d'étage courant.....53

Fig. III.4.3 Schéma statique a L'ELU 55

Fig. .III.4.4 Diagramme du moment fléchissant et effort tranchant a L'ELU.....57

Fig.III.4.5 Schéma statique a L'ELS.....60

Fig.III.4.6 Diagramme du moment fléchissant et effort tranchant a L'ELS.....62

Fig.III.5.1 Schéma statique de la salle machine 66

Fig.III.5.2 Ferraillage de la dalle de la salle machine 73

Fig.III.6.1 Schéma statique 74

Fig. III.6.2 Ferraillage du balcon.....75

Fig.III.7.1 Schéma de la poutre palière 80

Fig.III.7.2 Section de la poutre palière 80

Fig.III.7.3 Schéma de ferraillage de la poutre palier 86

Fig.VI.1 Délimitation de la zone nodale.....129

Fig.VIII.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles 149

Fig.IX.1 Coupe verticale sur radier.....171

Fig. IX.2 Diagramme des contraintes Sour le radier.....173

Fig. IX.3 Dimensions du panneau de dalle 177

Fig. IX.4 Schéma statique du débord.....182

Fig. IX.5 Diagramme de moment a L'ELU.....185

Fig. IX.6 Diagramme de moment a L'ELS 185

Fig. IX.7 Diagramme des effort tranchent a L'ELU 186

Fig. IX.8 Diagramme des efforts tranchent a L'ELS 186

Fig. IX.9 Diagramme de moment a L'ELU 187

Fig. IX.10 Diagramme de moment a L'ELS 188

Fig. IX.11 Diagramme des efforts tranchent a L'ELU 188

Fig. IX.12 Diagramme des efforts tranchent a L'ELS 189

INTRODUCTION

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace
Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.
Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.
Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.
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. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage,
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses),
- Confort,
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation,
- Durabilité (duré de vie),
- Résistance au feu.

Rappelons que le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression.
Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.
Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble **R+10** avec ETABS en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. **Il** s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOUILLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).
Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel **ETABS** pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Ce présent document s'articule sur les points suivants:

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé;
- La conception structurale du projet;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

Plus exactement il est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les planchers, les escaliers, salle machine, balcon et la poutre palière).
- Le $4^{éme}$ et $5^{éme}$ chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le $6^{éme}$,$7^{éme}$ et $8^{éme}$ chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION

L'étude des ouvrages en Génie Civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût.
Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueurs, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I.2 REPRESENTATION DU BATIMENT

Notre projet consiste en l'étude d'une tour R+10 à usage d'habitation.
L'ouvrage est de groupe d'usage2. Il est implanté à **TIZI-OUZOU,** classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité **(zone II a**).
La contrainte admissible du sol σ_{sol} **= 2 bar**

I.3 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

- longueur totale du bâtiment : **27 .20** m,
- largeur totale du bâtiment : **20.60** m,
- hauteur totale du bâtiment : **33.66** m,
- hauteur d'un étage et RDC : **3.06** m.

I.4 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I.4.1 OSSATURE

L'immeuble, qui fait l'objet de notre étude, est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges,
- Un ensemble des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), consistant en un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I.4.2 PLANCHERS

I.4.2.1 Généralités

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés.

Les planchers assurent deux fonctions principales qui sont :

- **La Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **La fonction d'isolation acoustique et thermique**

Qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.
Il y a deux types de planchers :

I.4.2.2 Planchers en corps creux

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- Séparer les différents niveaux.
- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments.
- porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Figure I.1 Plancher à corps creux.

I.4.2.3 Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, en particulier pour la cage d'ascenseur et les balcons.

I.4.3 *MAÇONNERIE*

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.) :

- Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

- Les façades seront réalisées en double cloisons de briques creuses de **10**cm d'épaisseur avec une lame d'air de **5**cm, pour tous les étages.

Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

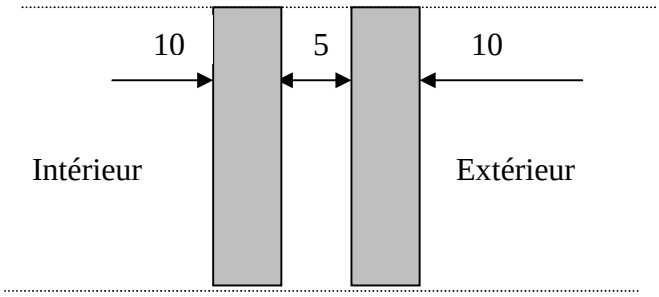


Figure I.2 Schéma descriptif du mur extérieur.

I.4.4 REVETEMENTS

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

I.4.5 *ESCALIERS*

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.
Notons que toutes les volées sont identiques à part celle du RDC. (Voir la coupe transversale du bâtiment).

I.4.6 *CAGE D'ASCENSEUR*

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

I.4.7 *COFFRAGE*

On opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution,
et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.4.8 *LES FONDATIONS*

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondations dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. Ces fondations seront définies dans les chapitres qui suivent.
Le taux de travail du sol est de : **2** bars

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

I.5.1 *BETON*

Le béton est un mélange ciment, sable, granulat, et eau, dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de **25MPa**

I.5.1.1 Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de **16** cm de diamètre et **32** cm. A différentes périodes, on obtient les résultats suivants :

- A 01 jour, le béton atteint 15% de sa résistance.
- A 03 jours, $\rightarrow$ 50%.
- A 07 jours, $\rightarrow$70%.
- A 14 jours, $\rightarrow$80%.
- A 21 jours, $\rightarrow$90%.
- A 28 jours, $\rightarrow$99% .

Le béton évolue avec le temps à 28 jours. La résistance à la compression est dite : résistance caractéristique à la compression. Elle est noté **fc_{28}.**

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge j<28 jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91)

- $f_{cj} = \dfrac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28}$ en MPa pour $f_{c28} \geq 40MPa$
- $f_{cj} = \dfrac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28}$ en MPa pour $f_{c28} \geq 40MPa$.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de **fc_{28} = 25** MPa.

I.5.1.2 Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} »

La résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante **(**Art A2.112 BAEL91) :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ en MPa D'ou $f_{t28} = 2.1$ MPa

I.5.1.3 Contraintes limites de service à la compression

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$\sigma_{bc} = 0.6fc_{28}$ en MPa (Art 4.5 .2 BAEL 91)

- **Contraintes limites**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99.Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité ; au-delà de cet état, la structure perd :

- L'équilibre statique de la construction (basculement),
- La résistance de chacun des éléments (rupture),
- La stabilité de forme (flambement).

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

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

I.5.2 *Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu}»*

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPa}$$

¥$_b$: Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées,
θ = 1 : si la durée d'application est > 24h,
θ = 0.9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h,
θ = 0.85 : si la durée d'application est < 1h.
Pour ¥$_b$ = 1.5 et θ = 1.0 on aura f_{bu} = 14.2 MPa
Pour ¥$_b$ = 1.15 et θ = 0.85 on aura f_{bu} = 21.74 MPa.

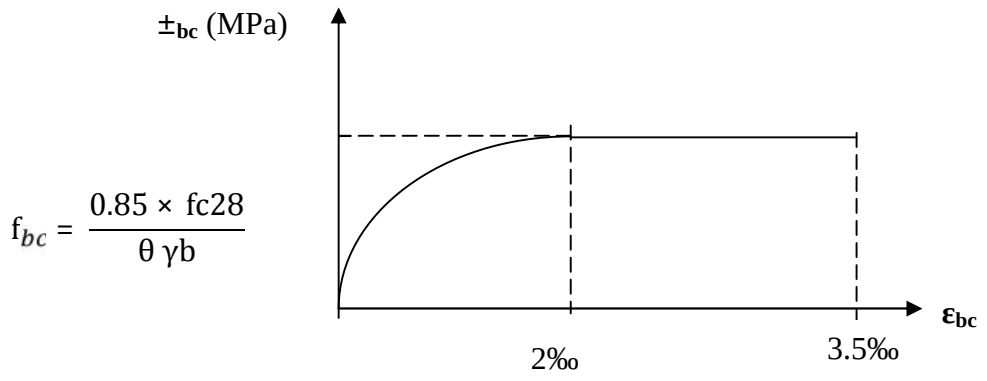


Figure I.3 Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à **l'ELU**

I.5.3 *CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE A LA COMPRESSION* (Art : A4.5, 2 B.A.E.L)

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\bar{\pm}_{bc}$ = 0.6 fc_{28} en MPa, à 28 jours $\bar{\pm}_{bc}$ = 0.6x 25 = 15 MPa avec f_{c28} = 25 MPa

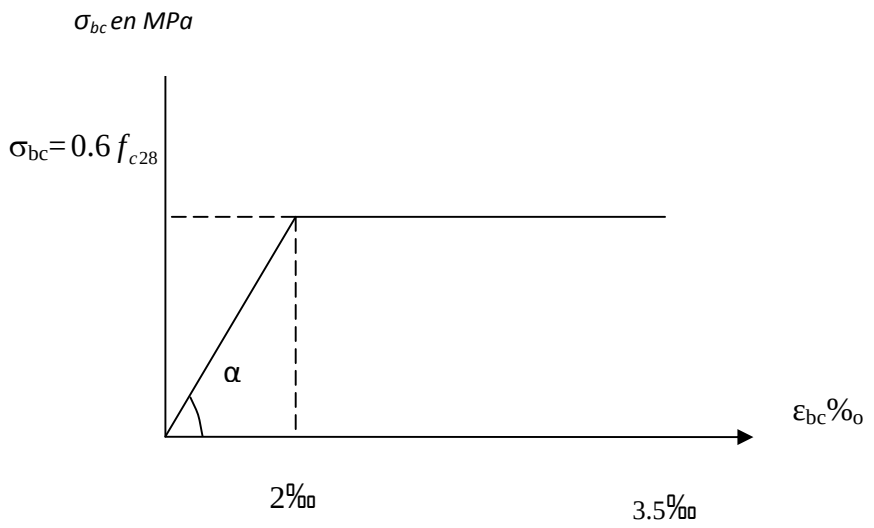


Figure I.4 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ε_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan\alpha = E_b$ = constant (module d'élasticité).

I.5.4 *CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT* (Art A5.1, 21 BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}$$

Avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée.
b : largeur de la section cisaillée.
d : hauteur utile.

$\tau_u = \min\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}$; 5MPa}, pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa}, pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.5.5 *MODULE D'ELASTICITE*

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantané du béton** (Art A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inferieure à 24h, il en résulte un module égal :

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

Pour fc_{28} = 25 MPa ⟶ E_{ij} = 32164.195 MPa.

- **Module de déformation longitudinale différée du béton** (Art A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ en MPa.

Pour fc_{28} = 25 MPa ⟶ E_v = 10819 MPa.

- **Module d'élasticité transversale**

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

ν : Coefficient de poisson,
E : module de YOUNG.

I.5.6 *COEFFICIENT DE POISSON* (Art A2.1, 3 BAEL)

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :
υ = 0.2 à l'état limite de service.
υ= 0 à l'état limite ultime.

1.5.7 *ACIER*

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

Tableau.1 caractéristiques des aciers.

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
	Ronds lisses FeE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 (Φ<6mm)	TS	550	550	8‰	1.3	1

I.5.7.1 Module de déformation longitudinal

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier E_s=200000 MPa

I.5.7.2 Contraintes limites

- **Contrainte limite ultime**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{st}$ = 384 MPa pour les HA.

- **Contrainte limite de service**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- Fissurations peu nuisibles

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

-Fissurations préjudiciables

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

- Fissurations très préjudiciables

Dans ce cas là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e \; ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

η: coefficient de fissuration.
η=1.6 pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
η= 1.3 pour les HA < 6 mm.
η =1.S0 pour les aciers ronds lisses.

I.5.7.3 Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

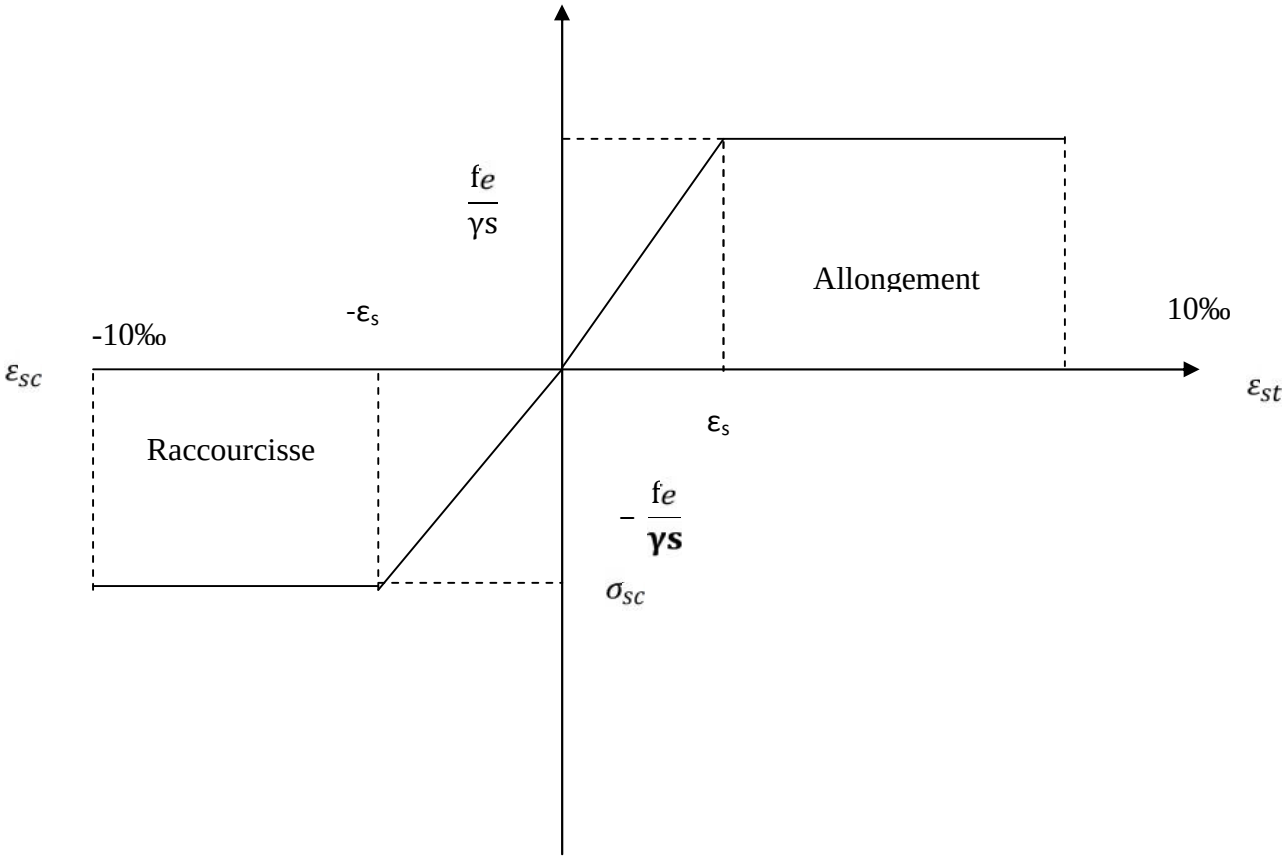


Figure. I.5 Diagramme contraintes déformations de l'acier.

I.5.7.4 Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)

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

- C ≥ 5 cm, pour les éléments exposes à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- C ≥ 3 cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- C ≥ 1 cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Chapitre II

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1 INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de Grandeur des sections des éléments de la structure. (Plancher, poutres, poteaux, voiles.
Ce pré dimensionnement se fait en respectant la recommandation en vigueur à savoir :

- Le RPA 99.
- Le CBA 93.
- Le BAEL 91.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHER

II.2.1 *LES PLANCHERS*

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière a :

- Transmettre les effort aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- Participer a la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux,
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II.2.1.1 Planchers en corps creux plus dalle de compression

Les planchers de notre projet sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

L_{max} : portée libre de la plus longue travée.
$h_{t\,:\,hauteur}$ totale du plancher
Le RPA exige min (b, h) ≥ 25 cm en zone IIa on prend min = 30 cm
L_{max} = 410-30 = 380 cm
Par suite :

$$h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88\,cm$$

Ainsi, on opte pour un plancher de h_t = 20cm ; soit un plancher de (16+4)
Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm
: Epaisseur de la dalle de compression 4 cm.

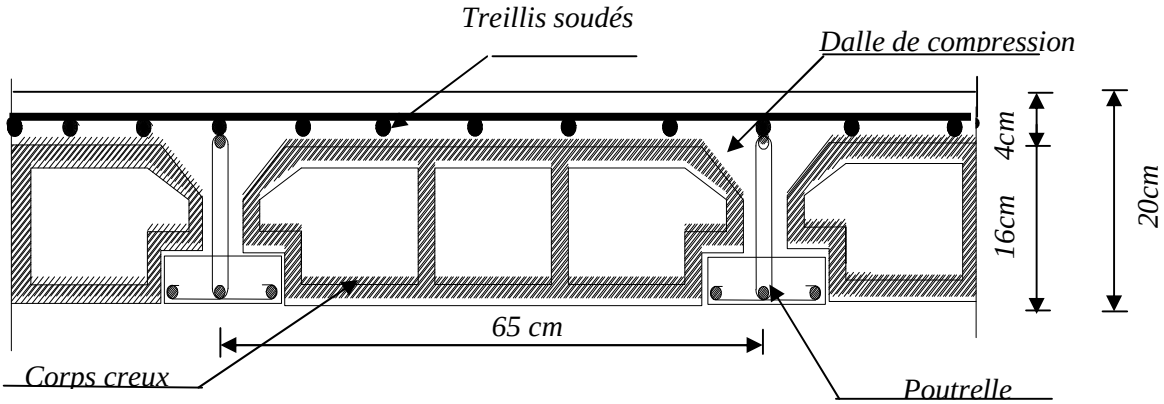


Figure II.1 Coupe verticale du plancher

II.2.1.2 Plancher en dalles pleines

Ce sont des planchers minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis, ce type d'élément travail essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance au feu,
- la résistance à la flexion,
- l'isolation acoustique.

II.2.2.1 Condition de la résistance a la flexion

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

$$e \geq Lo/10$$

Avec

L0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : Lo = 1.30 m e1 ≥ 1.30/10 = 0.13 m

On adoptera une épaisseur e_1 =15 cm

II.2.2.2 Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm **e_2 = 11 cm** .

II.2.2.3 Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L) est proportionnelle au logarithme de la Masse (M)

L = 13.3 log (10M) si M 200 Kg /m^2

L =15 log (M) + 9 si M 200 Kg/m^2

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 Kg/m^2 .D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :

e = M/ρ = 350/2500=0.14 m e_3= 14 cm.
Tel que ρ: poids volumique du béton armé qui égale à =2500 daN / m^3 .

Donc : e = max (15, 11,14) = 15 cm
On adoptera une épaisseur de **: e = 15 cm**.

II.3 POUTRES

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes : $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

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

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ 0.4h ≤ b ≤ 0.7h

Avec h : hauteur de la poutre,
b : largeur de la poutre,
L : portée maximum entre nus.

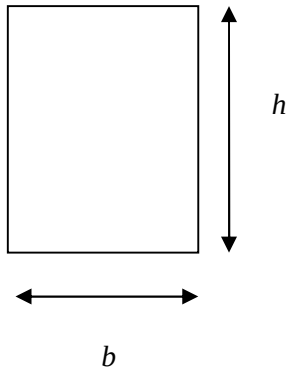


Figure. II.2 schéma de la poutre

II.3.1 *POUTRES PRINCIPALES*

Ce sont les poutres porteuses.

$L = 410 - 30 = 380$ cm

$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25{,}33\,cm \leq h \leq 38\,cm$ Soit h = 35 cm

$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24{,}5\text{ cm}$ Soit b = 30 cm

La section des poutres principales est : (**30x35**) cm²

II.3.2 *POUTRES SECONDAIRES*

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chainage :

$L = 400 - 30 = 370$ cm

$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66\,cm \leq h \leq 37.0\,cm$ Soit h = 30 cm

$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\,cm \leq b \leq 21\,cm$ Donc d'après les RPA b = h

Donc : b = 30cm personnalité

La section des poutres secondaires est :(**30 x 30**) cm^2.

2.2.3 Vérification des conditions exigées par le RPA

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h ≥ 30 cm	35 cm	30 cm	OK
b ≥ 20 cm	30cm	30 cm	OK
h/b≤4	1.16	1	OK

Conclusion

Poutres principales (**30x35**) cm².
Poutres secondaires (**30x30**) cm².

II.4 POTEAUX

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison (N_s=G+Q) avec :
N_s : effort normal repris par le poteau,
G : charge permanente,
Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante : $A \geq \frac{N_s}{0.3 fc28}$ (Art 7.4.3.RPA 99)

Avec A : section du poteau considéré.
N_S : Effort normal revenant au poteau.
b : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

Avec 0.3xfc28 = 0.3x25 = 7.5MPA selon l'article (B.8.4.1) de CBA 93, tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau Rectangulaire de la zone II a ,on

Min (b1 ,h1) ≥ 25cm
Min (b1,h1) ≥ he/20
¼ ≤ (b1/h1) ≤ 4

II.5 DESCENTE DE CHARGE

II.5.1 *SURFACE D'INFLUENCE*

Surface du plancher revenant au poteau

S= (1.75 x 1.90) + (1.75 x 1.75) +(1.90 x1.85)+(1.75x1.85) = 13.14 m^2.

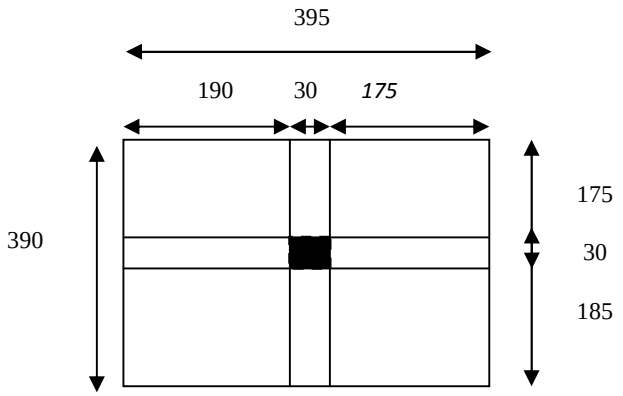


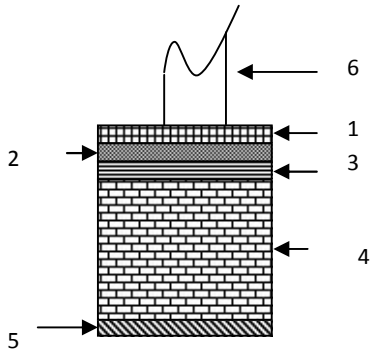
Figure II.3 Surface d'influence

II.5.2 *DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES*

II.5.2.1 Charges permanentes

Tableau II.2 Détermination des charges et surcharges

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ(kN/m^3)	G (kN/m²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	20	1.80
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.01	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.21	14.76	3.10
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				6.24



II.5.2.1.2 Plancher courant

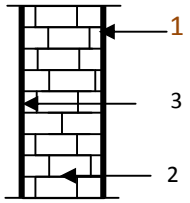
Tableau II.3 Détermination des charges et surcharges

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.21	14.76	3.10
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs	10	1	1
Charge permanente totale Gt				5.50

II.5.2.1.3 Murs de séparation entre les logements

Tableau II.4 Détermination des charges et surcharges

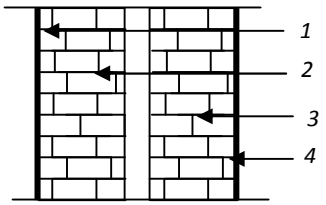
N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m3)	G (kN/m²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30



II.5.2.1.4 Murs extérieurs

Tableau II.5 Détermination des charges et surcharges

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.9
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
G total			2.36



II.5.2.2 Surcharge d'exploitation

Eléments	Surcharge (kN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Balcons	3.5

II.5.2.2.1 Poids propre des éléments

- Plancher terrasse

G_t=13.14× 6.24= 82 kN.

- Plancher courant

G_c= 13.14× 5.50 =72.27 kN.

- Poutres

- **Poutres porteuses**
  G_{pp} = (0.3 × 0.35) (1.75 + 1.90)25 =9.58 kN.
- **Poutres secondaires**
  G_{pc} = (0.3 × 0.3) (1.85 + 1.75)25 =8.1 kN
  $G_{p\,tot} = G_{pp} + G_{pc}$ =17.68 kN

Niveau	*10*	*9*	*8*	*7*	*6*	*5*	*4*	*3*	*2*	*1*	*RDC*
Coe*ff*	*1*	*1*	*0.95*	*0.9*	*0.85*	*0.8*	*0.75*	*0.714*	*0.687*	*0.666*	*0.65*

-Poteaux

G = 0.30x0.30x25x3.0 6= 6.885 KN.

II.5.2.2.2 Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : 1.00 ×13.14 = 13.14 KN.
- Planche à usage d'habitation et RDC : 1.5×13.14 = 19.71 KN.

II.5.3 *DEGRESSION VERTICAL DES SURCHARGES D'EXPLOITATION*

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$ pour n ≥ 5.

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

Q_0

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

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

$\Sigma_3 = Q_0 + 090\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

$\Sigma_n = Q_0 + [\ (3+n)/2n].\sum_{i=1}^{n} Q_0$

$n \geq 5$

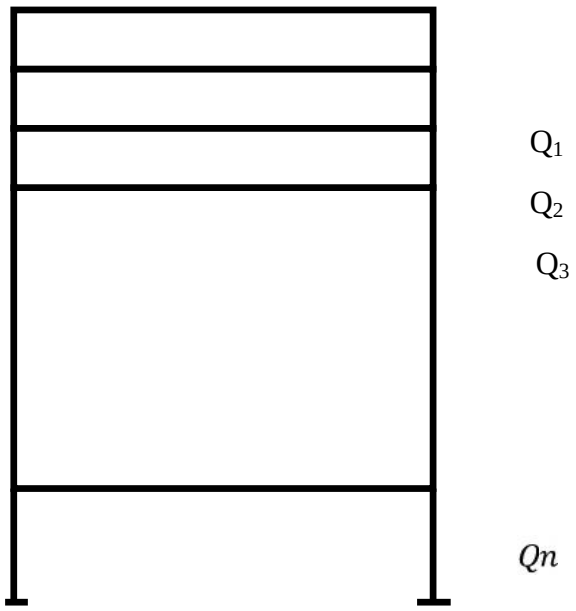


Figure II.4 Dégression vertical des surcharges d'exploitations

II.5.3.1 Les Surcharges cumulées

Niveau 10 : Q_0 =13.14 KN.

***Niv*eau 09 :** $Q_1 = Q_0+Q_1$ = 13.14+19.71= 32.85 KN.

Niveau 08 : $Q_2 =Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$= 13.14+0.95 (2×19.71) = 50.59 KN.

Niveau 07 : $Q_3 = Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$= 13.14+0.90 (3×19.71) = 66.34 KN.

Niveau 06 : $Q_4 = Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$= 13.14+0.85 (4×19.71) = 80.15 KN.

Niveau 05 : $Q_5 = Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$= 13.14+0.80 (5×19.71) = 91.98 KN.

Niveau 04 : $Q_6 = Q_0+0.75\ (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$= 13.14+0.75 (6×19.71) = 101.84 KN.

Niveau03 : $Q_7 =Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$=13.14+0.714 (7×19.71) = 111.65 KN.

Niveau02 : $Q_8 =Q_0+0.687(2Q_1+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{7+}Q_8)$=13.14+0.69 (8×19.71) = 121.47 KN.

Niveau 01 : $Q_9 = Q_0+0.666\ (8Q_1+Q_9)$=13.14+0.666(8×19.71+19.71) = 131.28 KN.

Niveau RDC : $Q_{RDC}=Q_0+0.65\ (9Q_1+Q_{RDC})$ = 13.14+0.65 (9×19.71+19.71) = 141.26 KN.

II.6 Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_C		Section trouvée	Section adoptée
10	82	17.68	6.885	106.56	106.56	13.14	13.14	119.7	79.8	30× 30
9	72.27	17.68	6.885	96.84	203.40	32.85	45.99	249.39	166.26	30× 30
8	72.27	17.68	6.885	96.84	300.24	50.59	96.58	396.82	264.55	35× 35
7	72.27	17.68	6.885	96.84	397.08	66.34	162.92	560.00	373.33	35× 35
6	72.27	17.68	6.885	96.84	493.92	80.15	243.07	736.99	491.33	35× 35
5	72.27	17.68	6.885	96.84	590.76	91.98	335.05	925.81	617.21	40× 40
4	72.27	17.68	6.885	96.84	687.60	101.84	436.89	1124.49	749.66	40× 40
3	72.27	17.68	6.885	96.84	784.44	111.65	548.54	1332.98	888.65	40X40
2	72.27	17.68	6.885	96.84	881.28	121.47	670.01	1551.29	1034.19	45× 45
1	72.27	17.68	6.885	96.84	978.12	131.28	801.29	1779.41	1186.27	45× 45
RDC	72.27	17.68	6.885	96.84	1074.96	141.26	942.55	2017.51	1345.01	45× 45

- **D'où les sections adoptées sont**

- RDC, 1er ,2eme niveau ⇒ (45 × 45) cm²,
- Niveau 3, 4,5 ⇒ (40× 40) cm^2,
- Niveau 6, 7,8 ⇒ (35× 35) cm²,
- Niveau 9,10 ⇒ (30× 30) cm².

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on na majoré les sections des poteaux.

II.6 VERIFICATION DES CONDITIONS DU RPA (ARTICLE 7.4.1)

Min (b_1, h1) ≥ 25 cm en zone IIa.

Min (b_1, h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

- **Etages 10.9**
  - Min (b, h) = min (30cm ,30cm) = 30 cm ≥ 25 cm √
  - Min (b, h) =30 cm ≥ h_e/20 = 306/20 = 15.3 cm √
  - 1/4 ≤ b1/h1 = 30/30 = 1≤ 4 √
- **Etages 8.7.6**
  - Min (b, h) = min (35cm, 35cm) = 35cm ≥ 25 cm √
  - Min (b, h) = 35cm ≥ h_e /20 =306/20=15.3 cm √
  - 1/4≤ b1/h1 = 35/35 = 1≤ 4 √
- **Etages 5.4.3**
  - Min (b, h) = min (40cm, 40cm) = 40 cm ≥ 25 cm √
  - Min (b, h)=40 cm ≥ h_e/20= 306/20 = 15.3 cm √
  - 1/4 ≤ b1/h1= 40/40 = 1≤4 √
- **Etage 2.1 .RDC**
  - Min (b, h)= min (45cm, 45cm)=45cm ≥ 25 cm √
  - Min (b, h)= 45cm≥ he /20= 306/20=15.3 cm √
  - 1/4≤ b1/h1= 45/45= 1≤4 √

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II.6.1 *VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES POTEAUX AU FLAMBEMENT*

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$a = \frac{L_f}{i} \leq 35 \qquad \text{(BAEL 91 modifié page 110)}$$

Avec λ : élancement du poteau.

L_f : langueur de flambement $L_f = 0.7\ L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \qquad I = \frac{a\,b^3}{12} \qquad \text{Avec} \quad I \text{ : Moment d'inertie.}$$

B = ab = Section transversale du poteau.

$$a = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7\,L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7\,L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{\frac{12}{ab}}}} = \frac{0.7L_0\,\sqrt{12}}{b}$$

-Poteau du RDC, 1, 2 (45× 45) cm^2 L_0 =3.06 m $\Rightarrow$ λ = 16.49≺ 35 vérifiée.

-Poteaux du 3, 4, 5 (40×40) cm², L_0 = 3.06 m $\Rightarrow$ λ = 18.55≺ 35 vérifiée.

-Poteau du 6, 7,8 (35 × 35) cm², L_0 =3.06 m $\Rightarrow$ λ = 21.20 ≺ 35 vérifiée.

-Poteau 9, 10 (30 × 30) cm², L_0 = 3.06 m $\Rightarrow$ λ = 24.73≺ 35 vérifiée.

Conclusion : La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.7 VOILES

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article **7.7.**1 [RPA2003]. L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm. Dans notre structure, on dispose de deux formes de voiles.

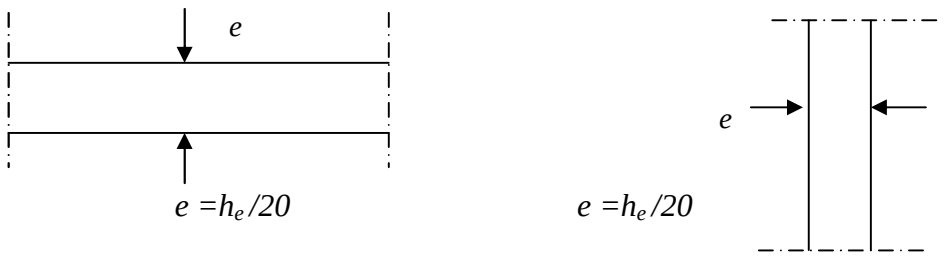


Figure II.5 schéma des voiles

Dans notre projet la hauteur max d'étages he = 306 cm

Par suite : $e \geq \frac{306}{20} = 14.3cm$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

- **Largeur minimale du voile**

La largeur minimale l_{min} du voile devra satisfaire la condition $l_{min} \geq 4e$.

4e=80 cm soit l_{min}= 260 cm ≥ 4e.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers , les planchers, la poutre palier, balcon et salle machine

III.2 L'ACROTERE

III.2.1 *INTRODUCTION*

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre,
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

III.2.2 *DIMENSION DE L'ACROTERE*

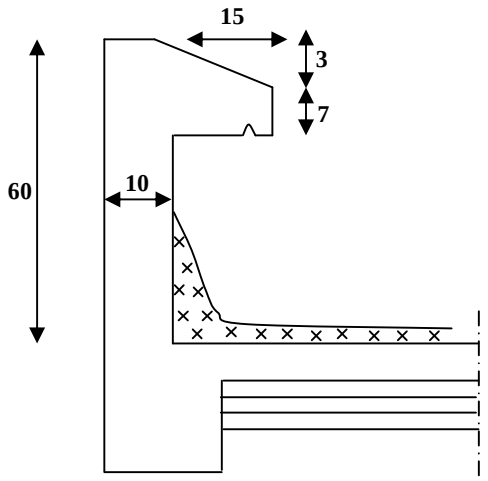


Figure III.2.1 Coupe transversale de l'acrotère

III.2.3 *SCHEMA STATIQUE*

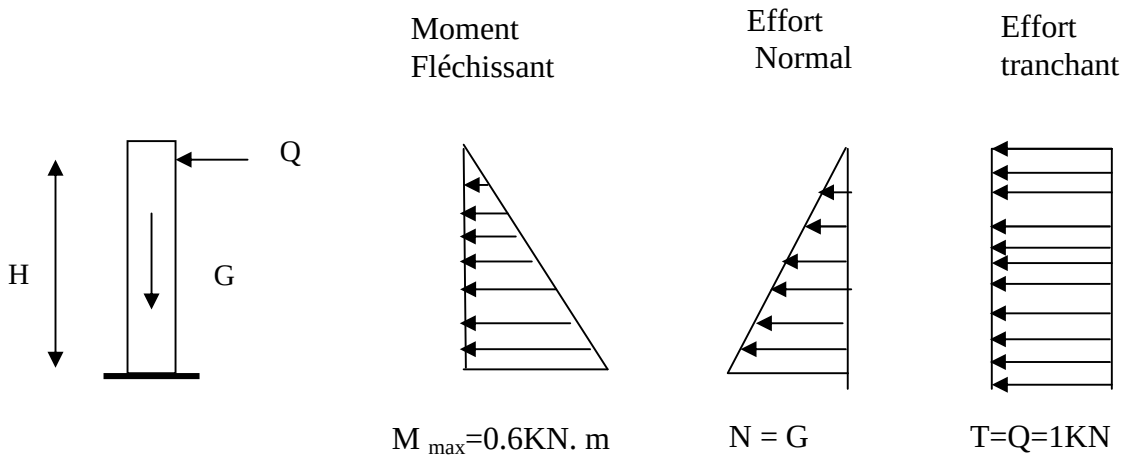
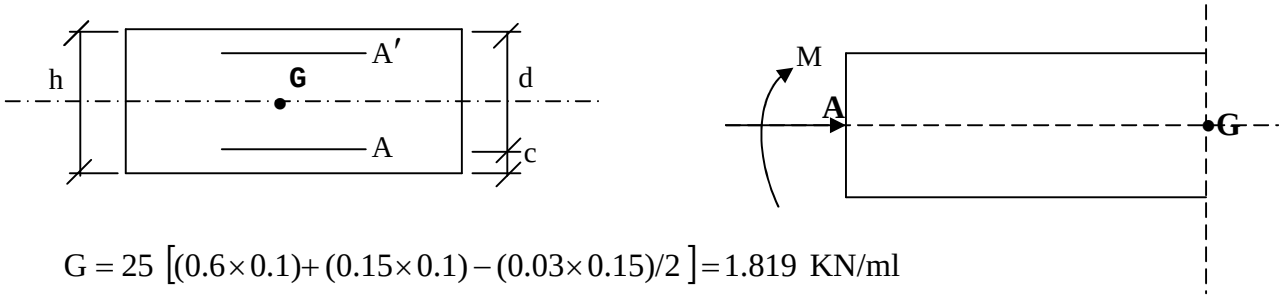


Figure III.2.2 Diagrammes des Offerts internes.

III.2.4 *DETERMINATION DES SOLLICITATIONS*



$G = 25\ [(0.6\times 0.1)+(0.15\times 0.1)-(0.03\times 0.15)/2\ ] = 1.819$ KN/ml

Poids propre de l'acrotère : G = 1.819 KN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q = 1.00 KN /ml.

Effort normal dû au poids propre G : N = G× 1ml =1.819 KN.

Effort tranchant : T = Q× 1ml =1.00 KN.

Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : M = T× H = Q× 1ml× H = 0.60 KN m.

Combinaison des charges

- **A l'ELU**

  Nu=1.35× G=1.35× 1.819 = 2.455 KN

  Mu=1,5× Q =1.5× 0.6 = 0.9 KN.m

- **A L'ELS**

  Ns = 1.819 KN

  Ms = 0.60 KN.m

III.2.5 *FERRAILLAGE DE L'ACROTERE*

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section (b × h) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm,
b : Largeur de la section : 100 cm,
c et c' : Enrobage : 3cm,
d = h – c : Hauteur utile,
M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.2.5.1 Calcul des armatures à L'ELU

- **Position du centre de pression à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{Nu} = \frac{0.9\times10^2}{2.455} = 36.65\text{cm} = 37\,\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c \langle e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.
Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

III.2.5.2 Calcul en flexion simple

- **Moment fictif**

$$M_f = N_U \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0,957 KNm$$

- **Moment réduit**

$$«_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.957\times10^3}{100\times7^2\times14.2} = 0.013$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{C28}}{\theta\gamma} = \frac{0.85\times25}{1\times1.5} = 14.2$ MPa

$«_u < «_l = 0.392$ La section est simplement armée

$«_u = 0.013 \Rightarrow \quad = 0.994$

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{d\frac{fe}{¥_b}} = \frac{0,957\times10^5}{0.994\times7\times348\times10^2} = 0.39 cm^2$$

III.2.5.3 Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32\,cm^2$$

III.2.6 *VERIFICATION A L'ELU*

III.2.6.1 Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \times 7}{33 - 0.185 \times 7} = 0,79 \quad cm^2$$

$A_{min} = 0.79 \quad cm^2$

Avec : $e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.60}{1.819} = 0.33m = 33cm$

$f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1MPa$

Conclusion : Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$A_s = A_{min} = 0.79cm^2$

Soit: A_s = 4HA8 = 2.01cm ^{2}/ml avec un espacement S_t=25cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50cm^2/ml$$

Soit: 4HA8=2.01cm² avec un espacement S_t=25cm

III.2.6.2 Vérification au cisaillement (BAEL91 art 5.1.1)

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa) = 2.5\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5\ KN$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021MPa \qquad \tau_u < \tau_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.3 Vérification de l'adhérence des barres (art A.6.1.1, 3BAEL91)

$$\overline{\tau}_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0{,}9d\sum u_i}$$ Avec : $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barre

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 Mpa \longrightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Ancrages des barres verticales

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

$$Ls = \frac{\phi . f_e}{4.\tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$Ls = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$ soit :Ls = 30 cm.

III.2.7 *VERIFICATION A L'ELS*

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}.f_e ; \max\left\{0{,}5\, fe, 110\sqrt{nf_{t28}}\right\}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

η = 1,6 : Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6$mm

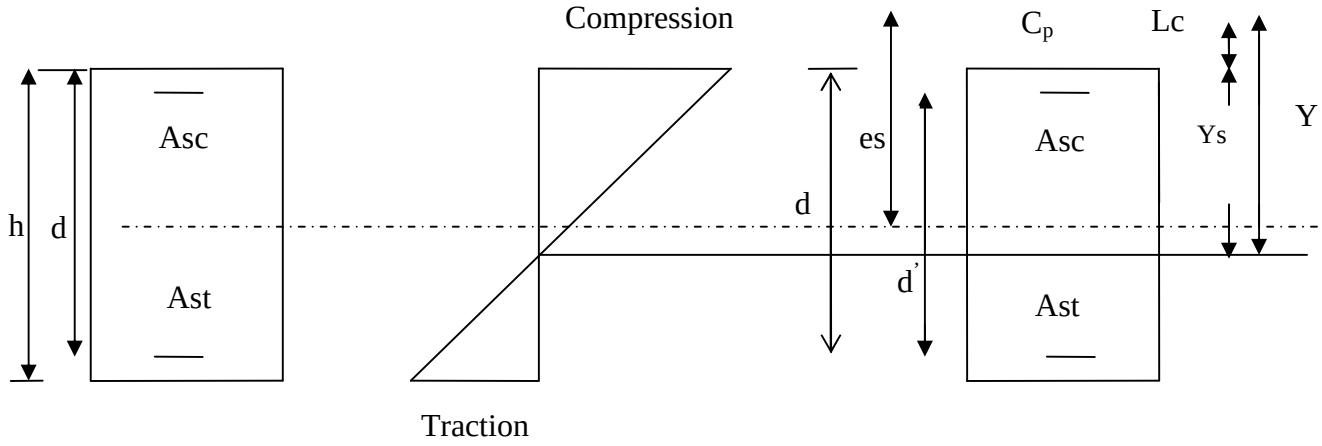


Figure III.2.3 Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a Lc : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Lc = h/2-e_s =10/2-33 = -28 cm

Lc = -28cm

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$Y^3 + pY + q = 0$ *

$P = -3Lc^2 - 90Asc\ \frac{Lc - d'}{b} + 90Ast\ \frac{d - Lc}{b}$

Asc = As t = 2.01cm^2

$P = -3 . (-28)^2 - 90(2.01)\frac{-28-4}{100} + 90.(2.01).\frac{(7+28)}{100}$

P = -2230.8

$q = -2Lc^3 - 90Asc\frac{(Lc-d')^2}{b} - 90Ast\frac{(d-Lc)^2}{b}$

$q = -2(-28)^3 - 90(2.01)\frac{(-28-4)^2}{100} - 90(2.01)\frac{(7+28)^2}{100}$

q =39835.8

$* \rightarrow y^3 - 2230.8.y + 39835.8 = 0$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (39835.8)^2 + 4.(-2230.8)^3/27$

$\Delta = -5.77.10^7 < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines

$Y_1 = a.\cos(\frac{¨}{3})$

$Y_2 = a.\cos\ (\frac{¨}{3} + \frac{2.®}{3})$

$Y_3 = a.\cos(\frac{¨}{3} + \frac{4.®}{3})$

Avec:

$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2230.8}{3}} = 54.53$

$¨ = \arccos\ (\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}) = \arccos\ (\frac{3x39835.8}{2.(-2230.8\ )})\sqrt{\frac{3}{2230.8}})$

$¨ = 2.95$

Donc :$Y_1 = 54.53\cos\ (\frac{2,925}{3}) = 30.22$

$Y_2 = 54.53.\cos\ (\frac{2,95}{3} + \frac{4.®}{3}) = 24.09$

$Y_3 = 54.47\cos\left(\frac{2,95}{3} + \frac{2,®}{3}\right) = -54.41$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$0 < y_{ser} < d$

$Y_{ser} = y + Lc$

$y^1{}_{ser}$ = 30.22-28 =2.22 cm ok

$y^2{}_{ser}$ = 24.09-28 =-3.91 cm non

$y^3{}_{ser}$ =-54.41-28 = - 82.41 cm non

$y_{ser} = y^1{}_{ser}$ =2.22 cm

y = 28+2.22= 30.22 cm.

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$I = \frac{b.y^3{}_{ser}}{3} + n\left[Ast(d - y_{ser})^2 + Asc(y_{ser} - d')^2\right]$; $n = \frac{E_s}{E_b}$ =15 : Coefficient d'équivalence.

$I = \frac{100.2.22^3}{3} + 15\left[2,01(7-2.22)^2 + 2,01(2.22-4)^2\right]$

I = 1149.10 cm^4.

III.2.7.1 Vérification des contraintes de compression dans le béton

$\overline{\pm}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15MPa$

$\pm_{bc} = \frac{y.Nser}{I} y_{ser} = \frac{302.2 \times 1,819 \times 10^3}{1149.10 \times 10^4} \times 22.2$

$\pm_{bc} = 1.06MPa < \overline{\pm}_{bc} = 15MPa$ ⟶ condition vérifiée.

III.2.7.2 Vérification de la contrainte dans l'acier

$\overline{\pm}_s = 201,63MPa$ (Déjà calculée)

$\pm_s = 15.\frac{y.Nser}{I}(d - y_{ser}) = 15.\frac{302.2 \times 1,819.\times 10^3}{1149.1 \times 10^4}(70 - 22.2)$

$\pm_s = 2.28MPa < \overline{\pm}_s = 201,63MPa$ ⟶ Condition vérifiée.

III.2.7.3 Vérification de l'écartement dans les barres

III.2.7.3.1 Armature verticale

As= 2.01cm^2

$St \leq \min\{3h, 33cm\} = 30cm$

St=25cm< 30cm ⟶ Condition vérifiée.

III.2.7.3.2 Armature de répartition

$S_t \leq \min\{4h, 45cm\} = 40cm$

$S_t = 25cm \leq 40cm$ ⟶ Condition vérifiée.

III.2.7.4 Vérification au flambement

III.2.7.4.1 Calcul de l'élancement

$$a = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec

a : Élancement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33.10^{-5} m^4$$

$$Lf = 2L_0 = 2H = 1.2m$$

$$a = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33.10^{-5}}} = 41.58$$

III.2.7.4.2 Vérification à l'élancement

$$a \leq \max\left[50, \min(\frac{67.e_u}{h}, 100)\right] = \max[50, \min(247.9, 100)]$$

$\lambda = 41.58 \leq \max(50,100) = 100 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.7.5 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow$ A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontal (C_p = 0.8)

W_p : Poids de l'acrotère =1.819 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873$KN /ml<Q = 1 KN/ml $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.8 *CONCLUSION*

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferraillage celui adopté précédemment.

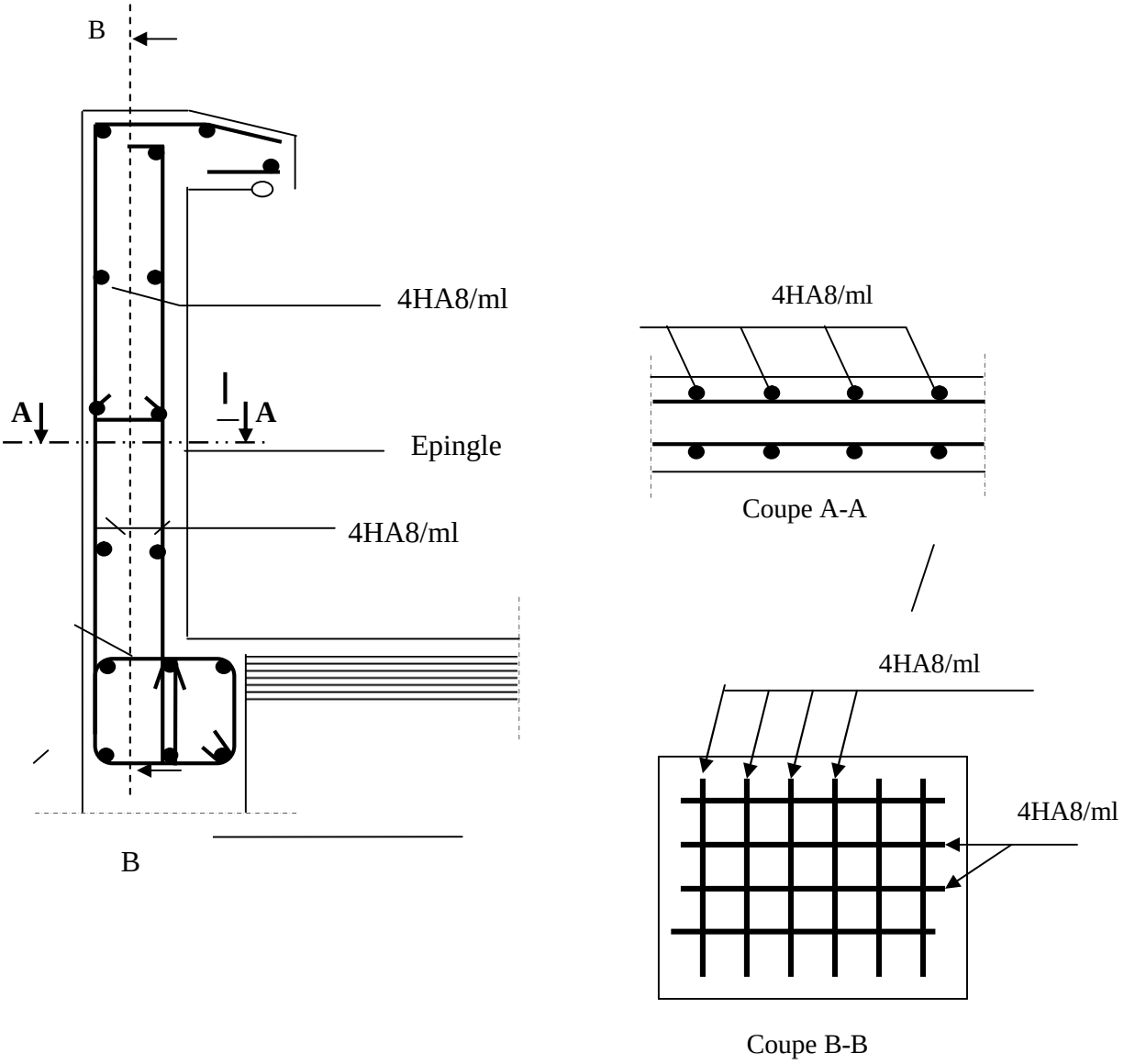


Figure III.2.4 Plan de Ferraillage de l'acrotère.

III.3 LES PLANCHERS

III.3.1 *INTRODUCTION*

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.

a: distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une de dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

III.3.*2 DETERMINATION DES DIMENSIONS DE LA SECTION EN* T

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

$_0$ = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)

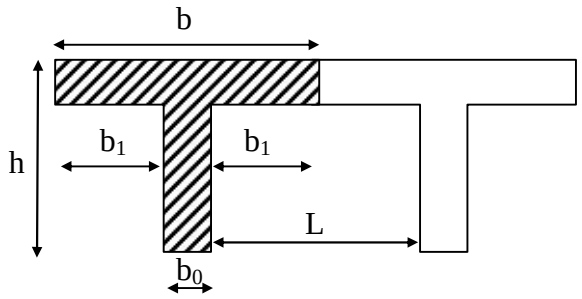
C = 2 cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.



III.3.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 cm^2/ml$$

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

Soit : $A_{\perp}$ = 5T4 = 0.63 cm^2/mL ; avec : e = 20 cm

III.3.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0.315 \ cm^2$$

Soit : $A_{//}$ = 5T4 = 0.63 cm^2/ml ; avec : e = 20 cm

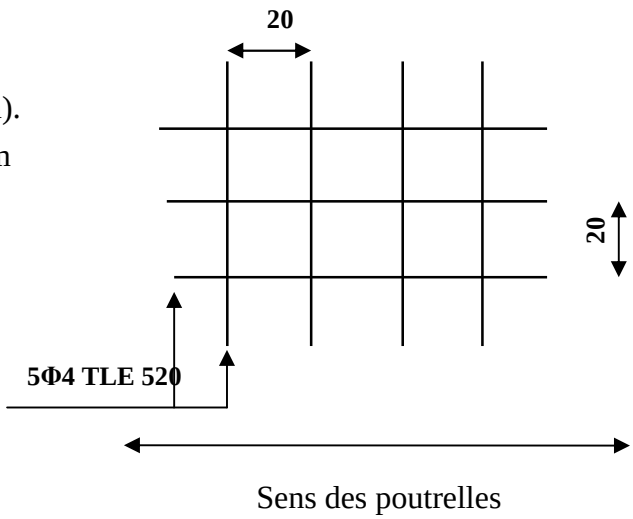


Figure III.3.1 Ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.

III.3.3 *CALCUL DE LA POUTRELLE A L'ELU*

III.3.3.1 Avant le coulage

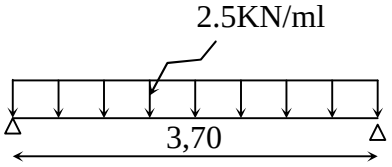
Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : 25 x 0 .12 x 0.04 = 0.12KN/ml
- poids propre du corps creux : 0.65 x 0.95 =0.62 KN/ml
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : Q = 1KN/ml

- **combinaison d'actions**

A l'ELU : Q_u= 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12+0.62) + 1.5x1 = 2.5 KN/ml
A l'ELS :Q_S=G+Q=(0.12+0.62)+1.5×1=2.24KN/ml

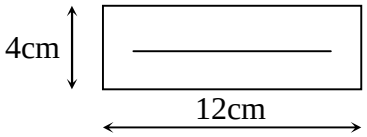
- **calcul du moment isostatique**



$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.70^2}{8} = 4.278 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3,70}{2} = 4,625 \text{ KN}$$

- **ferraillage de la poutrelle**



d = h – c = 4-2 =2 cm

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 fb_u} = \frac{4.278 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.276 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.3.3.2 Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités. Elle est soumise aux charges suivantes :

-poids du plancher : G = 5.50 x 0.65 = 3.575KN/ml
Pour notre cas les calculs de plancher est celui de l étage courant (usage habitation).

-surcharge d'exploitation : Q = 1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml.

Combinaison d'actions

À l'ELU : Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.289 KN/ml.
À l'ELS : Q_s = G + Q = 4.55 KN/ml.

III.3.4 *CHOIX DE LA METHODE*

- $\begin{cases} Q=5KN/ml < 2G=7.15\ KN/ml \\ Q \leq 5\ KN \end{cases}$ ⟶ Condition vérifiée.

- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. ⟶ Condition vérifiée.
- les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0 .8 et 1.25 : $(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{l+1}} \leq 1.25)$ on a

$$\left.\begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 400 / 380 = 1.05 \\ L_i / L_{i+1} = 380 / 380 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 380 / 380 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 380 / 400 = 0.95 \end{array}\right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

la fissuration est considérée comme non préjudiciable. ⟶ Condition vérifiée.

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

Calcul d'efforts

Nous avons deux types de poutrelles: à 2 et 7 travées.
Les efforts seront calculés pour les deux types de poutrelles. Nous utiliserons les efforts maximaux pour leur ferraillage et leurs vérifications.

III.3.4.1 Principe de la méthode

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

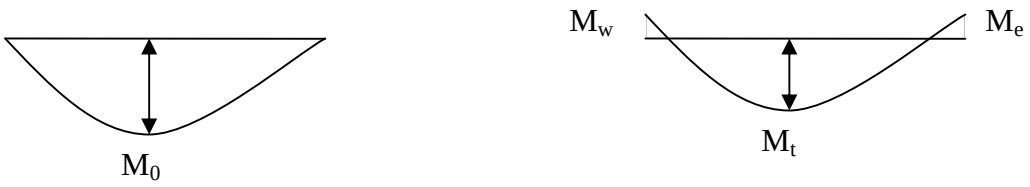


Figure III.3.2 Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)**.**

III.3.4.2 Exposé de la méthode

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

En effet pour Q=0 $\mapsto$ ~ =0 et pour Q=2G $\mapsto$ ~ =2/3

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

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

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

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1{,}05M_0 ; (1 + 0.3\sim) M_0)$$

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

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

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

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

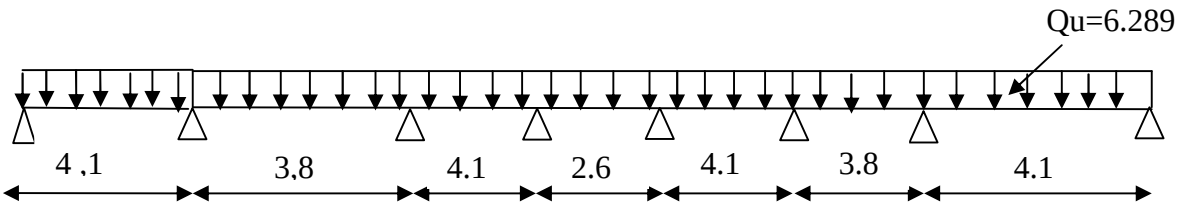


Figure III.3.3 Schéma statique

III.3.4.3 Calcul des coefficients

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.575} = 0.214 \qquad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : α =0.214

1 + 0.3 α = 1.064

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.53 \qquad \frac{1.2+0.3\sim}{2} = 0.63$$

III.3.5 *ETUDE DE LA 1ER POUTRE*

III.3.5.1 Calcul des moments en travée

- **Travée de rive**

- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63M_0$

- $M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1 + 0.3\sim = 1.064M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.667M_0$

On prend $M_t = 0.67\ M_0$

- **Travée intermédiaire**

- $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1{,}067M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.617M_0$

- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53M_0$

On prend $M_t = 0.62M_0$

III.3.5.2 Calcul des Moments isostatiques

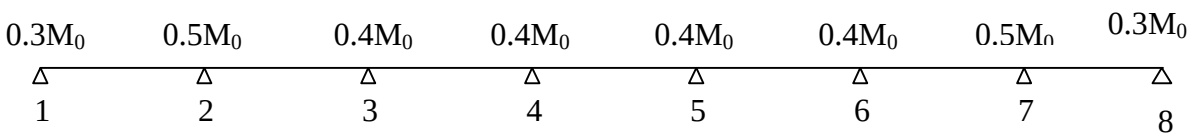


Figure III.3.4 Moments sur appuis.

$M_{012}= M_{034} =M_{056}=M_{078}=Q_u.L^2/8 = 6.289 \times (4.1)^2/8 = 13.21$ KN.m
$M_{023} = M_{067} =Q_u.L^2/8 = 6.289\times (3.8)^2/8 =11.35$ KN.m
$M_{045} =Q_u.L^2/8 = 6.289\times (2.6)^2/8 = 5.31$ KN.m

- **Calcul de Moments sur appuis**

$M_1 =M_8=0.\ 3M_{012} = 0.3\times13.21= 3.963$ KN.m
$M_2= M_7=0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 0.5\times13.21 = 6.605$ KN.m
$M_3 =M_6=0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 0.4\times13.21 = 5.284$ KN.m
$M_4=M_5=0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 13.21\times0.4 = 5.284$ KN.m

III.3.5.3 Calcul des efforts tranchants

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w(KN.m)	3.963	6.605	5.284	5.284	5.284	5.284	6.605
M_e(KN.m)	6.605	5.284	5.284	5.284	5.284	6.605	3.963
T_w(KN)	-13.537	-11.601	-12.892	-8.176	-12.892	-12.29	-12.248
T_e(KN)	12.248	12.297	12.893	8.176	12.892	11.60	13.537
M_t(KN.m)	8.850	7.037	8.190	3.292	8.190	7.037	8.850

III.3.5.4 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

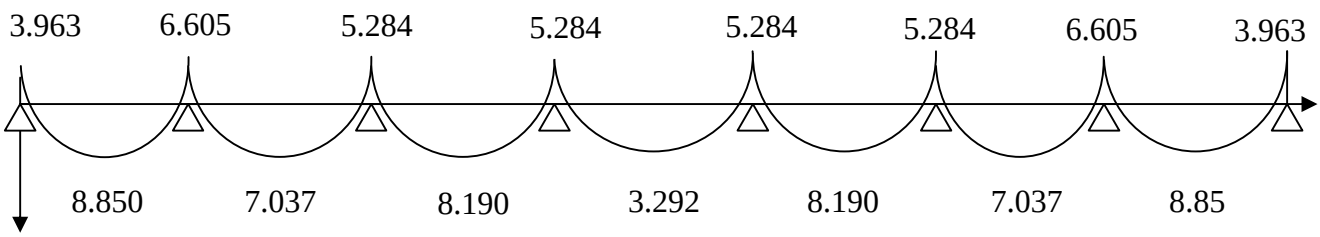


Figure III.3.5 Diagramme des moments.

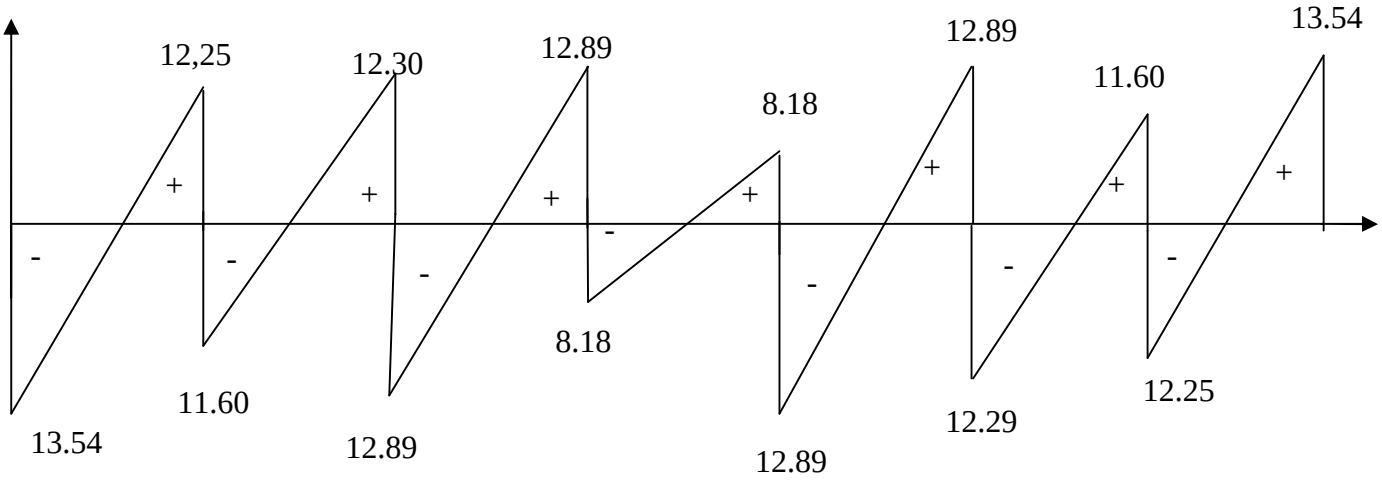
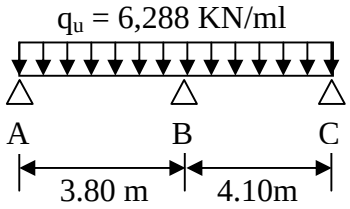


Figure III.3.6 Diagramme des efforts tranchants.

III.3.6 *ETUDE DE LA 2eme POUTRELLE*

III.3.6.1 Calcul des moments en travée



- **Travée de rive**

- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.632M_0$

- $M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1 + 0.3\sim = 1.067M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.667M_0$

On prend $M_t = 0.67\ M_0$

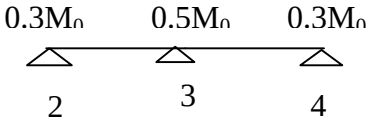
- **Travée intermédiaire**

- $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.067M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.617M_0$

- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.535M_0$

On prend $M_t = 0.62M$

III.3.6.2 Calcul des Moments isostatiques



$M_{023} = Q_u.L^2/8 = 6.288x(3.8)^2/8 = 11.35KN.m$
$M_{034} = Q_u.L^2/8 = 6.288x\ (4.10)^2/8 = 13.21KN.m$

Calcul de Moments sur appuis

$M_1 = 0.\ 3M_{012} = 3.405KN.m$
$M_2 = 0.5\ max\ (M_{012}, M_{023}) = 6.605KN.m$
$M_3 = 0.3M_{012} = 3.40KN.m$

III.3.6.3 Calcul des efforts tranchants

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

Travée	2-3	3-4
M_w(KN.m)	3.40	6.60
M_e(KN.m)	6.59	3.40
T_w(KN)	-12.78	-12.11
T_e(KN)	11.11	13.42
M_t(KN.m)	7.60	8.84

III.3.6.4 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

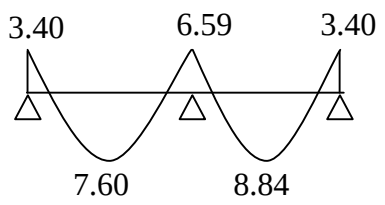


Figure III.3.7 Diagramme des moments.

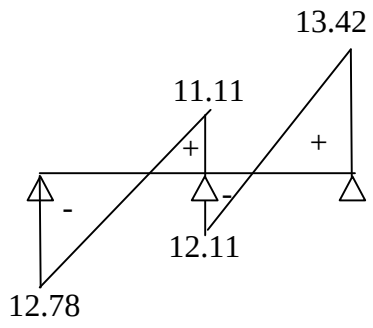


Figure III.3.8 Diagramme des efforts tranchants.

III.3.7 *FERRAILLAGE A L'ELU*

Le ferraillage se fera à l'ELU avec les moments Max en travées et sur appuis.

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$M_t^{max} = 8.85$ KN.m

$M_a^{max} = 6.61$ KN.m

V_u^{max}=13.537 KN

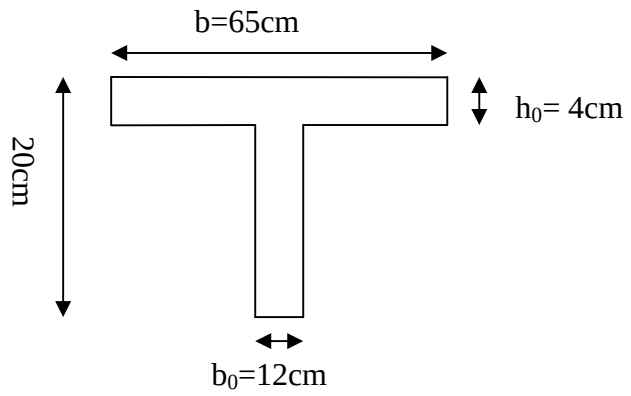


Figure III.3.9 Section de la poutre en Té.

III.3.7.1 Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right).10^3 = 59.072\,\text{KN.m}$$

M_t = 59.072 KN.m > M_t^{max}= 8.85KN.m → l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8.85 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.029 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{8.85 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.434\text{cm}^2$$

A_{st}=1.434cm^2 on adopte : 3HA10 = 2.35cm^2

III.3.7.2 Armatures aux appuis

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (b_0 x h)

$M_a^{max} = 6.61$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.61\times10^3}{12\times18^2\times14.2} = 0.119 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.119 \rightarrow \beta = 0.9365$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{6.61\times10^3}{0.9365\times18\times348} = 1.126cm^2$$

A_a= 1.126 cm^2 on adopte : 2HA10= 1.57 cm^2

III.3.7.3 Calcul des armatures transversales

$$\varphi \le \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{max}\right) \quad \text{(Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5.71\text{mm} = 0.571\text{cm}$$

$\varphi \le 0.571\text{cm}$ On prend $\varphi = 8\text{mm}$

On adopt 2HA8 → A_t = 1cm^2

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **HA8**

III.3.7.4 Espacement des armatures transversales

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

On prend **St =15 cm**

III.3.8 *VERIFICATION A L'ELU*

III.3.8.1 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{13.537\times10^3}{120\times180} = 0.626\,\text{MP}a$$

$\tau_u = 0.626$ MPa $< \bar{\tau}_u = 3.25$MPa ⟶ Condition vérifiée.

III.3.8.2 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23b_0 d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times12\times18\frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

- **En travée**

$A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{min} = 0.26\text{cm}^2$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Aux appuis**

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

III.3.8.3 Vérification de la contrainte d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

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

Avec : $\tau_{se} = \dfrac{V_u^{max}}{0.9d \sum Ui} = \dfrac{13.537 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 0.887$ MPa

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$MPa

$\tau_{se} = 0.887$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.3.8.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec a = 0.9d

$V_u^{max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times \dfrac{25}{1.5} = 129.6$KN.

$V_u^{max} \leq 129.6$KN

Appuis de rive :

V_{umax}=13.54 KN < 129.6KN $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires :

V_{umax} = 12.89 KN < 129.6 KN $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.3.8.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A_a \geq \dfrac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} + \dfrac{M_{max}}{0.9d})$

- **Appuis de rive**

$A_a = 1{,}57 \geq \dfrac{1{,}15}{400 \times 10^{-1}} \times (13.537 - \dfrac{6.61}{0.9 \times 0.18}) = \dfrac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (13.537 - 40.80)$

$A_a = 1.57 \geq -0.78$ $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **Appuis intermédiaires**

$A_a = 0.78 \geq \dfrac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (13.537 - \dfrac{6.61}{0.9 \times 0.18}) = -0.78 \text{ cm}^2$

$A_a = 0.78 \geq -0.78 \text{ cm}^2$ $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.3.8.6 Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$l_s = \dfrac{\phi}{4} \dfrac{f_e}{\tau_{su}}$ avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$

$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$MPa

D'où $ls = \dfrac{1 \times 400}{4 \times 2.835} \varphi = 35.27$¨

Soit un crochet de : 0.4ls=14.11

III.3.9 *CALCUL DE LA POUTRELLE A L'ELS*

III.3.9.1 Calcul des moments isostatiques

q_s= 4,55 KN/ml

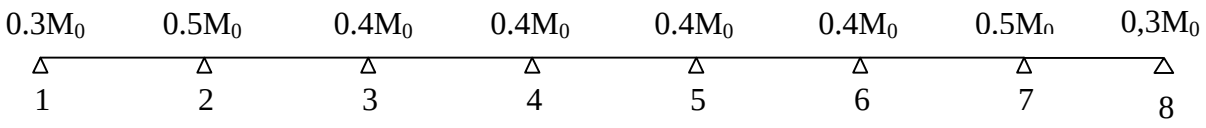


Figure III.3.10 Moments sur appuis.

M_{012}= M_{078} =$Q_S.L^2/8$ = 4.55x (4.1)²/8 = 9.56KN.m
M_{023} = M_{067} =$Q_S.L^2/8$ = 4.55x (3.8)²/8 = 8.21KN.m
M_{034} = M_{056} =$Q_S.L^2/8$ = 4.55x (4.1)²/8 = 9.56KN.m
M_{045} = $Q_S.L^2/8$ = 4.55x (2.6)²/8 = 3.84KN.m

Calcul de Moments sur appuis

M_1 =M_8=0.3M_{012} = 2,868KN.m
M_2= M_7=0.5 max (M_{012}, M_{023}) = 4.78KN.m
M_3 =M_6=0.4 max (M_{023}, M_{034}) = 3.82KN.m
M_4=M_5=0.4 max (M_{034}, M_{045}) = 3.82KN.m

III.3.9.2 calcul des efforts tranchants

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

$$T_e = T_w + q_S L$$

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w(KN.m)	2.86	4.78	3.82	3.82	3.82	3.82	4.78
M_e(KN.m)	4.78	3.82	3.82	3.82	3.82	4.78	2 .86
T_w(KN)	-9.79	-8.39	-9.32	-5.91	-9.32	-8.89	-8.85
T_e(KN)	8.86	8.90	9.33	5.92	9.33	8.4	9.80
M_t(KN.m)	6.40	5.10	5.93	2.38	5.93	5.10	6.40

III.3.9.3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

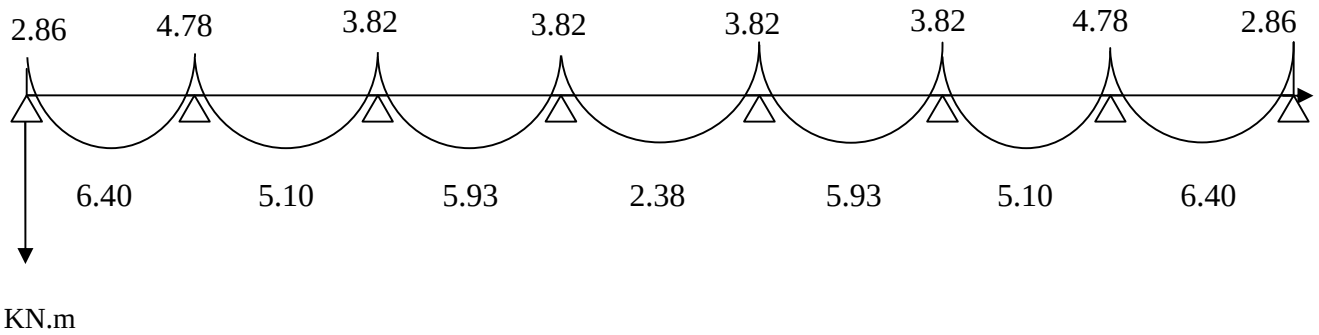


Figure III.3.11 Diagramme des moments.

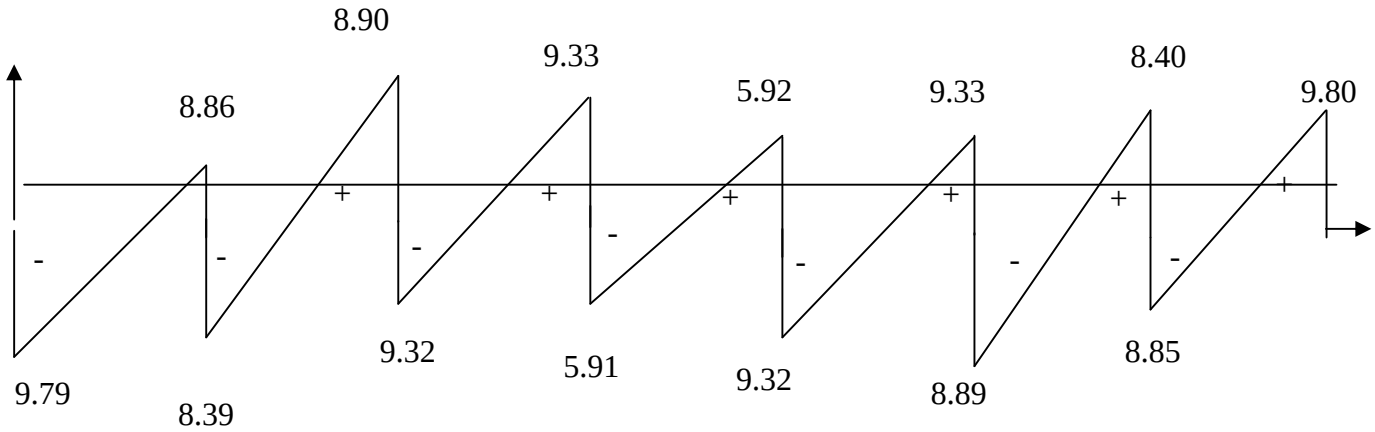


Figure III.3.12 Diagramme des efforts tranchants.

III.3.10 *VERIFICATIONS A L'ELS*

Etat limite de la compression du béton :

En travée : $M_t^{max} = 6.40$ KN.m

III.3.10.1 Contrainte dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.08$$

$$\rho_1 = 1.08 \rightarrow \beta_1 = 0.8565 \rightarrow K_1 = 19.84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \, dA_{st}} = \frac{6.40 \times 10^3}{0.8565 \times 18 \times 2.35} = 176.64\text{MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

III.3.10.2 Contrainte de compression dans le béton

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

$$\sigma_{bc} \langle \overline{\sigma}_{bc} \qquad \text{avec}: \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

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

$$\text{Donc}: \sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 . A_{st} . d} = 176.64\text{MPa}$$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{St}}{K_1} = \dfrac{176.64}{19.84} = 8.90 < 15\text{MPa} \\ \\ \sigma_{bc} = 8.90\text{MPa} \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15\,\text{MPa} \end{array}\right\} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

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

- **Aux appuis** *:* $M_a^{max} = 4.78\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.72$$

$$\rho_1 = 0.72 \rightarrow \beta_1 = 0{,}877 \rightarrow K_1 = 25.65$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.78 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.57} = 192.86\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \langle \overline{\sigma}_{bc} \qquad \text{avec}: \overline{\sigma}_{bc} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \text{ avec}: \sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{St}}{K_1} = \dfrac{192.86}{25.65} = 7.51 < 15\text{MPa} \\ \\ \sigma_{bc} = 7.51\text{MPa} \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15\,\text{MPa} \end{array}\right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

III.3.10.3 Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

III.3.10.4 Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$

3- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure.

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044$ ⟶ Condition vérifiée.

- $\frac{h}{L} = 0.048 > \frac{6.61}{15 \times 9.56} = 0.046$ ⟶ Condition vérifiée.

- $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{1.57}{18 \times 12} = 0.0072 \prec \frac{3.6}{400} = 0.009$ ⟶ Condition vérifiée.

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

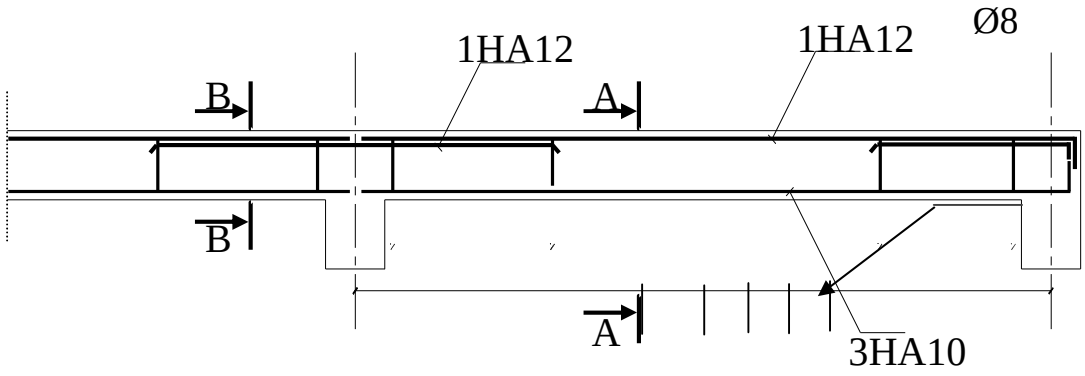
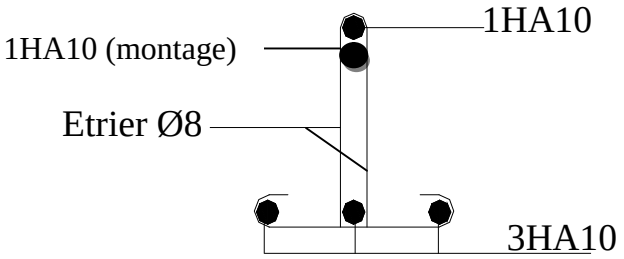
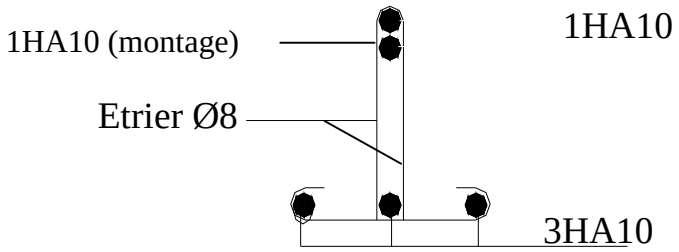


Figure III.3.13 Ferraillage de la poutrelle.



Ferraillage en coupe A-A



Ferraillage en coupe B-B

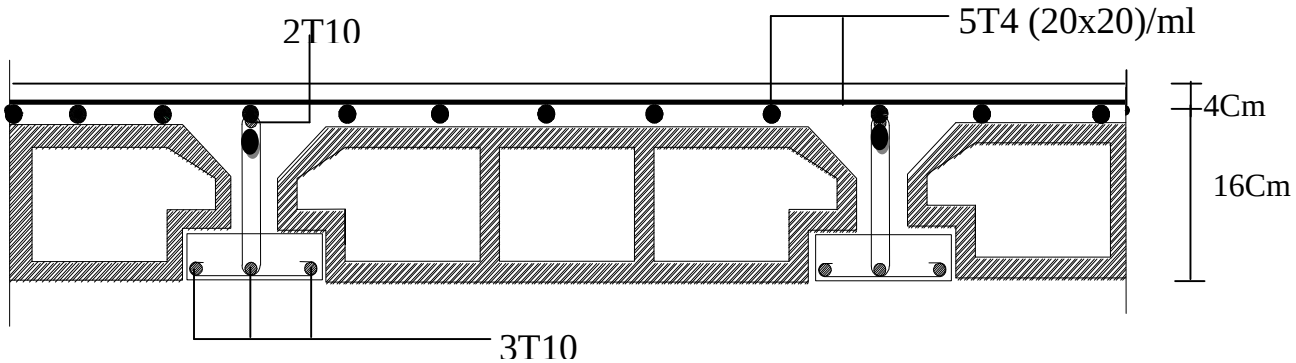


Figure III.3.14 Plan de ferraillage du plancher (coupe A-A et B-B).

pIII.4 ESCALIERS

III.4.1 *DEFINITION*

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III.4.1.1 Terminologie

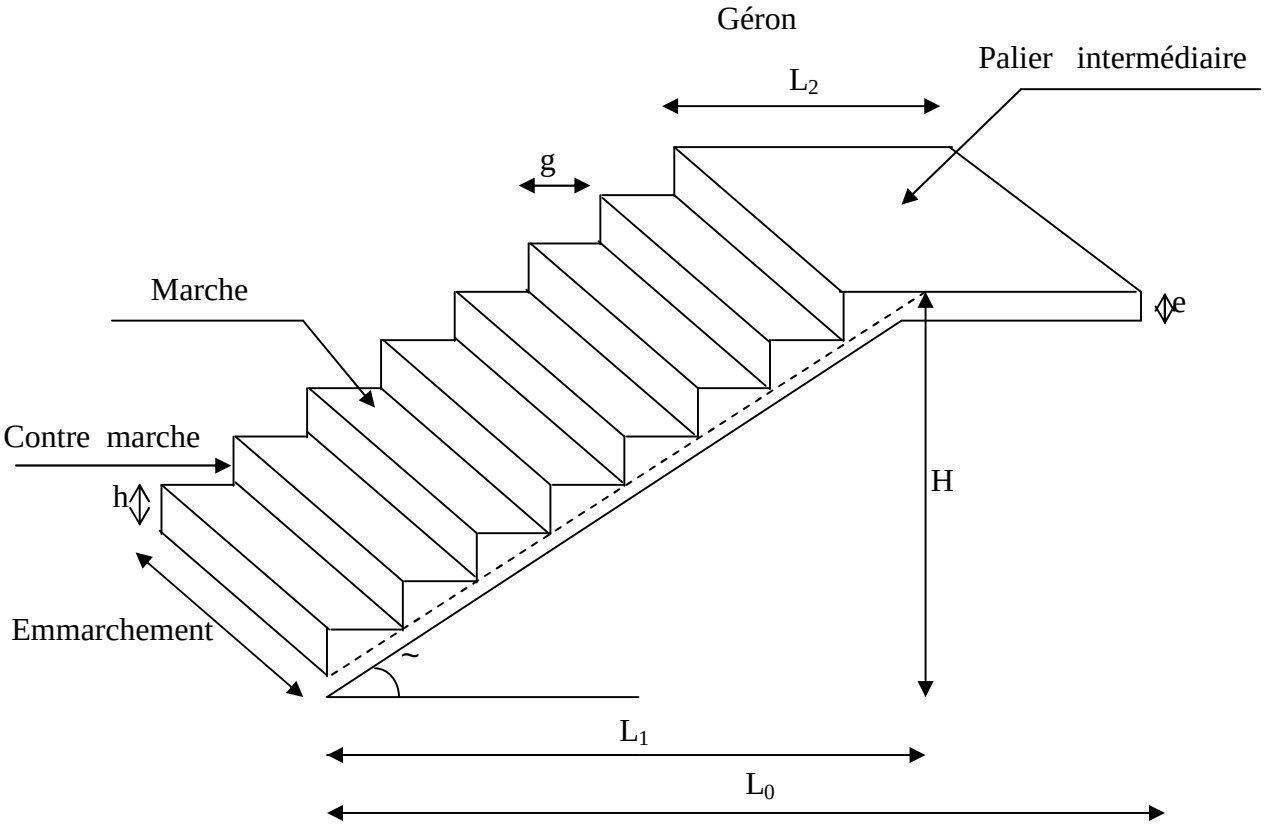


Figure III.4.1 Schéma statique de l'escalier.

- **La marche :** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g :** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée :** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m.
- **La paillasse d'épaisseur e_p :** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque
Nous avons une volée :
Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur **H = 1.53m**
NB : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

III.4.2 *DIMENSIONS DES ESCALIERS*

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$
La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h **:** est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne).
g **:** est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

III.4.2.1 Nombre de contre marches

On opte pour une hauteur de marche **h = 17 cm.**

-Étage courant et RDC: $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} =$ **9 contre marches**.

III.4.2.2 Nombre de marches

-Étage courant : m = n-1 = 9-1 = **8 marches**.

III.4.2.3 Emmarchement

E = 1.6m.

.III.4.2.4 Étude de la volée d'étage courant

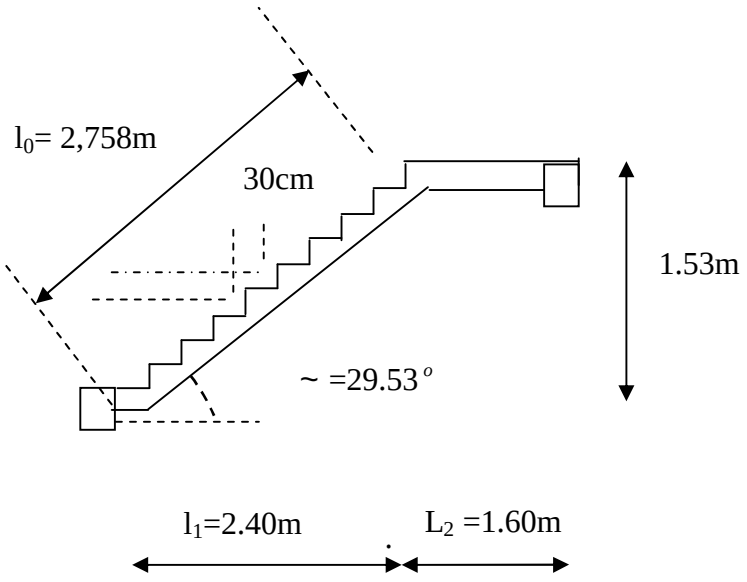


Figure III.4.2 Coupe verticale de la volée d'étage courant.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = \mathbf{30cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$59\ cm \leq G + 2h \leq 65\ cm$

$59\ cm \leq G + 2h = 64 \leq 65\ cm$

$\Rightarrow$ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos l_1=1.60m

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40m$

$t_g\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.53°$

III.4.2.5 Calcul de la longueur de la volée

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos\alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^{o}} = 2.758\,m$$

$L = l_0 + l_2 = 2,758 + 1.60 = 4.358m$

III.4.2.6 Épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{4,358}{30} \leq e_p \leq \frac{4,358}{20}$$

$14.53cm \leq e_p \leq 21,79cm.$

On prend une épaisseur e_p = 18cm.

III.4.3 *DETERMINATION DES CHARGES DE CALCUL*

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale L =2,40+1,60=4m.
On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

III.4.3.1 Détermination des sollicitations de calcul

- **Charges permanentes**

  - **Paillasse**

Elément	e_p (m)	poids volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
- Poids propre de la paillasse	0,18	25	$\frac{25 \times ep}{\cos \sim} = \frac{25 \times 0{,}18}{\cos 29{,}53} = 5{,}18$
- Poids propre des marches	0,17	25	$\frac{25 \times 0{,}17}{2} = 2{,}125$
- Revêtement de carrelage	0,02	22	$22 \times 0{,}02 = 0{,}44$
- Mortier de pose	0,02	22	$22 \times 0{,}02 = 0{,}44$
- Couche de sable	0,02	18	$18 \times 0{,}02 = 0{,}36$
- Enduit de ciment	0,015	22	$22 \times 0{,}015 = 0{,}33$
- Poids propre du garde corps	/	/	0,2
			G_1 = 9,075 Q_1=2,50

  - **Le palier**

Elément	Poids (KN/m^2)
- Poids propre de la dalle	4,5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	G_2 = 6,07 Q_2=2,50

- **Surcharge d'exploitation**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$Q = 2.5\times1 = 2.5$ KN/ml

- **Combinaison des charges et surcharges**

1) État limite ultime : ELU

$q_{upaillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35\times9{,}075 + 1.5\times2.5 = 16.00$KN/ml

$q_{upalier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35\times6{,}07 + 1.5\times2.5 = 11.95$KN/ml

2) État limite de service : ELS

$q_{spaillasse} = G + Q = 9.075+2.5=11.575$ KN/ml

$q_{spalier} = G + Q = 6.07+2.5=8.57$ KN/ml

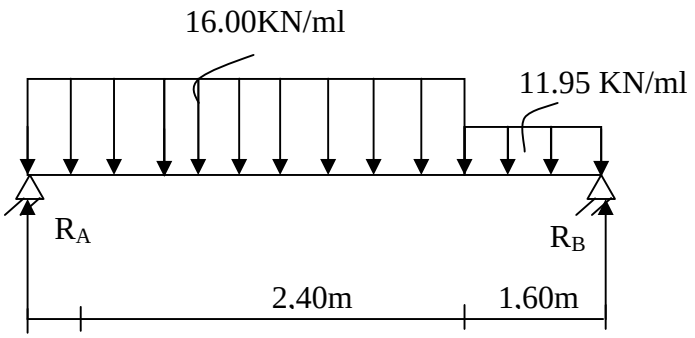


Figure III.4.3 Schéma statique à l'ELU

III.4.3.2 Calcul des réactions d'appuis

ΣM/A= 0

ΣM/A= (RB x4) – (16 x2.40 x $\frac{2.40}{2}$) –[11.95x1.60x($\frac{1.60}{2}$ + 2.40)] =0

ΣM/A= (RBx4) – 46.08– 61.184=0 **RB=26.816 KN**

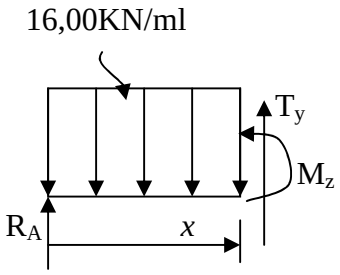
ΣF = 0

ΣF = RA+RB – (16.00x2.40) – (11.95x1.60) = 0

RA = 57.52 - RB = **RA=30.704KN**

III.4.3.3 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

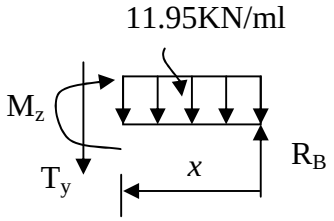
- 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$m



$$T_y = 16x - 30.704 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -30.704\text{KN} & \text{pour} \quad x = 0 \\ T_y = 7.696\text{KN} & \text{pour} \quad x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -16\frac{x^2}{2} + 30.704x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour} \quad x = 0 \\ M_z = 27.609 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

- 2ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.6$m



$$T_y = -11.95x + 26.816 \rightarrow \begin{cases} T_y = 26.816\text{KN} & \text{pour} \quad x = 0 \\ T_y = 7.696\text{KN} & \text{pour} \quad x = 1.60\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.5\frac{x^2}{2} + 26.816x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour} \quad x = 0 \\ M_z = 27.609\text{KNm} & \text{pour} \quad x = 1.60\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16x + 30.704 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.919\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur x = 1.919m.

Donc :

$$M_z^{max} = -16\frac{(1.919)^2}{2} + 30.704(1.919)$$

$$M_z^{max} = 29.46\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3\, M_z^{max} = -8.838$KN.m
- en travées : $M_{ut} = 0.85\, M_z^{max} = 25.041$KN.m

Les résultas trouvés figurent sur le diagramme suivant :

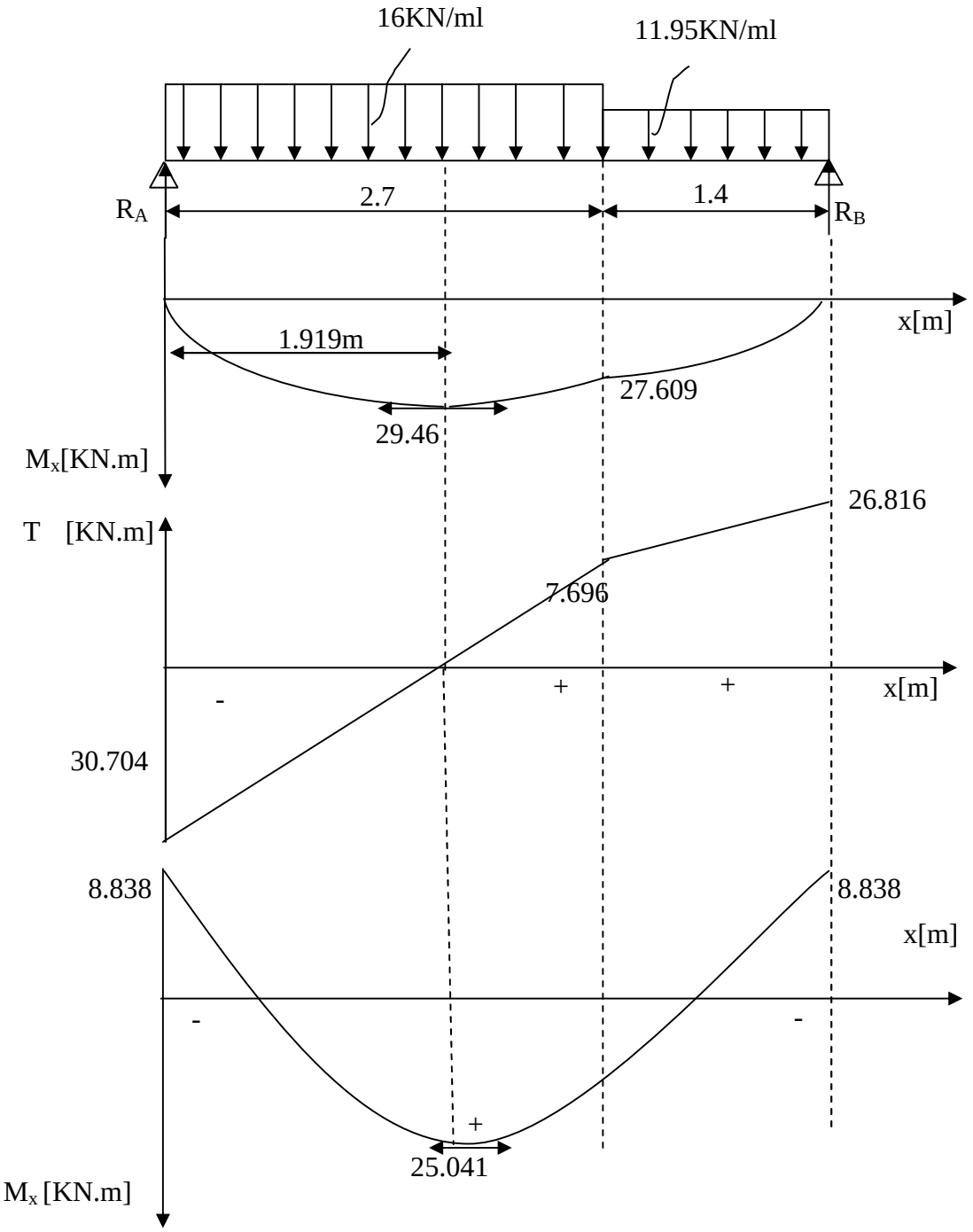


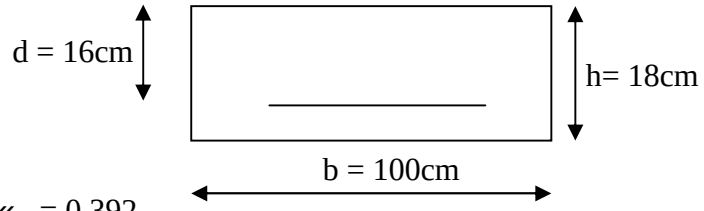
Figure III.4.4 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

III.4.4 *CALCUL DES ARMATURES*

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

- Aux appuis

$M_u = 8{,}838KN.m$



III.4.4.1 Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8838}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0243 < «_r = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$«_a = 0.0243 \Rightarrow {}_u = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{8838}{0.988 \times 16 \times 348} = 1.61cm^2$$

On opte pour : 5HA12 (A_a = 5.65cm²) avec un espacement de S_t =20cm.

- En travées

$M_t = 25{,}041KN.m$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{25041}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_r = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.068 \Rightarrow \beta_u = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{25041}{0.965 \times 16 \times 348} = 4.66\ cm^2$$

On opte pour : 5HA12/ml (A_t = 5,65cm²) avec un espacement de S_t =20cm.

III.4.4.2 Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calcule les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\,cm^2$$

On opte pour 5HA6 (A_{rt} = 1.41cm²), avec S_t = 20cm.

III.4.5 *VERIFICATION A L'ELU*

III.4.5.1 Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{min} = 0.23bd\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23\times100\times16\times\frac{2.1}{400} = 1.932\,cm^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.49cm^2 > A_{min} = 1.93cm^2$
- En travées : $A_t = 7.9cm^2 > A_{min} = 1.93cm^2$

La condition est vérifiée

*** Espacement des barres :**

- **Armatures principales**

$$\left.\begin{array}{l}\text{- Aux appuis : e = 20cm}\\ \\ \text{- En travées : e = 20cm}\end{array}\right\} < \min\{4h\,,\,45cm\} = 45cm \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$\left.\begin{array}{l}\text{- Aux appuis : e = 20cm}\\ \\ \text{- En travées : e = 20cm}\end{array}\right\} < \text{Min}\{4h, 45cm\} = 45cm \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.5.2 Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$T_{u\,max} = 30.704KN$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{30704}{1000\times160} = 0.192\,MPa$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 5MPa) = 3.33\ MPa$$

$$^2{}_u = 0.192MPa < 3.33\ MPa = \overline{^2{}_u} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III 4.5.3 Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{T_{umax}}{f_{su}} = \frac{30704}{348\times100} = 0.882cm^2$$

$A_a = 5.49cm^2 > 0.882cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

III 4.5.4 Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se} = \Psi_S.ft_{28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7$cm

$$\tau_{se} = \frac{30704}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.358\,\text{MPa}$$

τ_{se} = 1.358MPa < $\bar{\tau}_{Se}$ = 3.15MPa ⟶ condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entrainement des barres.

III.4.5.5 Ancrage des barres (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$L_S = \frac{\varphi.fe}{4\bar{\tau}_S}$ Avec : $\bar{\tau}_S = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$MPa

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\,\text{cm}$$

Forfaitairement : $L_S = 40\Phi = 40 \times 1 = 40$cm

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_S$

$L_a = 0.4 \times 40 = 16$cm $\Rightarrow$ $L_a = 16$ cm

III.4.6 *CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE(ELS)*

$q_{s\ paillasse} = 11{,}575$ KN/ml

$q_{s\ palier} = 8{,}57$KN/ml

III.4.6.1 Calcul des réactions aux appuis

$R_A + R_B = 41.492$ KN

$R_A = 22.189$ KN

$R_B = 19.303$KN

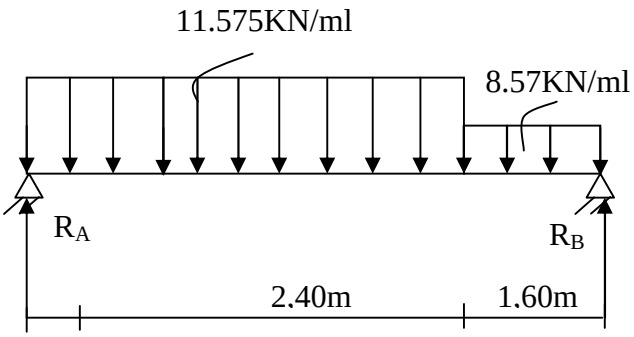
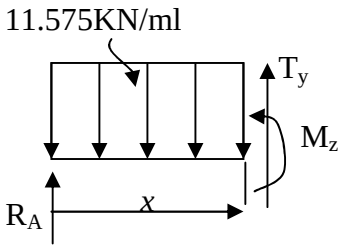


Figure III.4.5 Schéma statique à l'ELS

III.4.6.2 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1er tronçon : 0 m $\leq x \leq$ 2.4m :

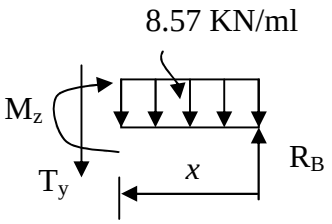
$$T_y = 11.575x - 22.189 \quad \begin{cases} T_y = -22.189KN & \text{pour} \quad x = 0 \\ T_y = 5.591KN & \text{pour} \quad x = 2.4m \end{cases}$$



$$M_z = -11.575\frac{x^2}{2} + 22.189x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour} \quad x = 0 \\ M_z = 19.92KN.m & \text{pour} \quad x = 2.4m \end{cases}$$

- 2ème tronçon : 0 m $\leq x \leq$ 1.6m :

$$T_y = -8.57x + 19.303 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 19.303KN & \text{pour} \quad x = 0 \\ T_v = 5.591KN & \text{pour} \quad x = 1.6m \end{cases}$$



$$M_z = -8.57\frac{x^2}{2} + 19.303x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour} \quad x = 0 \\ M_z = 19.915\ KN.m & \text{pour} \quad x = 1.6m \end{cases}$$

Point de moment Maximal :

$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow -11.575x + 22.189 = 0 \Longrightarrow x = 1.917m$

Le moment est max pour la valeur : 1.917m

D'où :

$M_s^{max} = -11.575 \times \frac{1.917^2}{2} + 22.189 \times 1.917 \quad \Longrightarrow \quad M_s^{max} = 21.268KN.m$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{max} = -6.38KN.m$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{max} = 18.08KN.m$

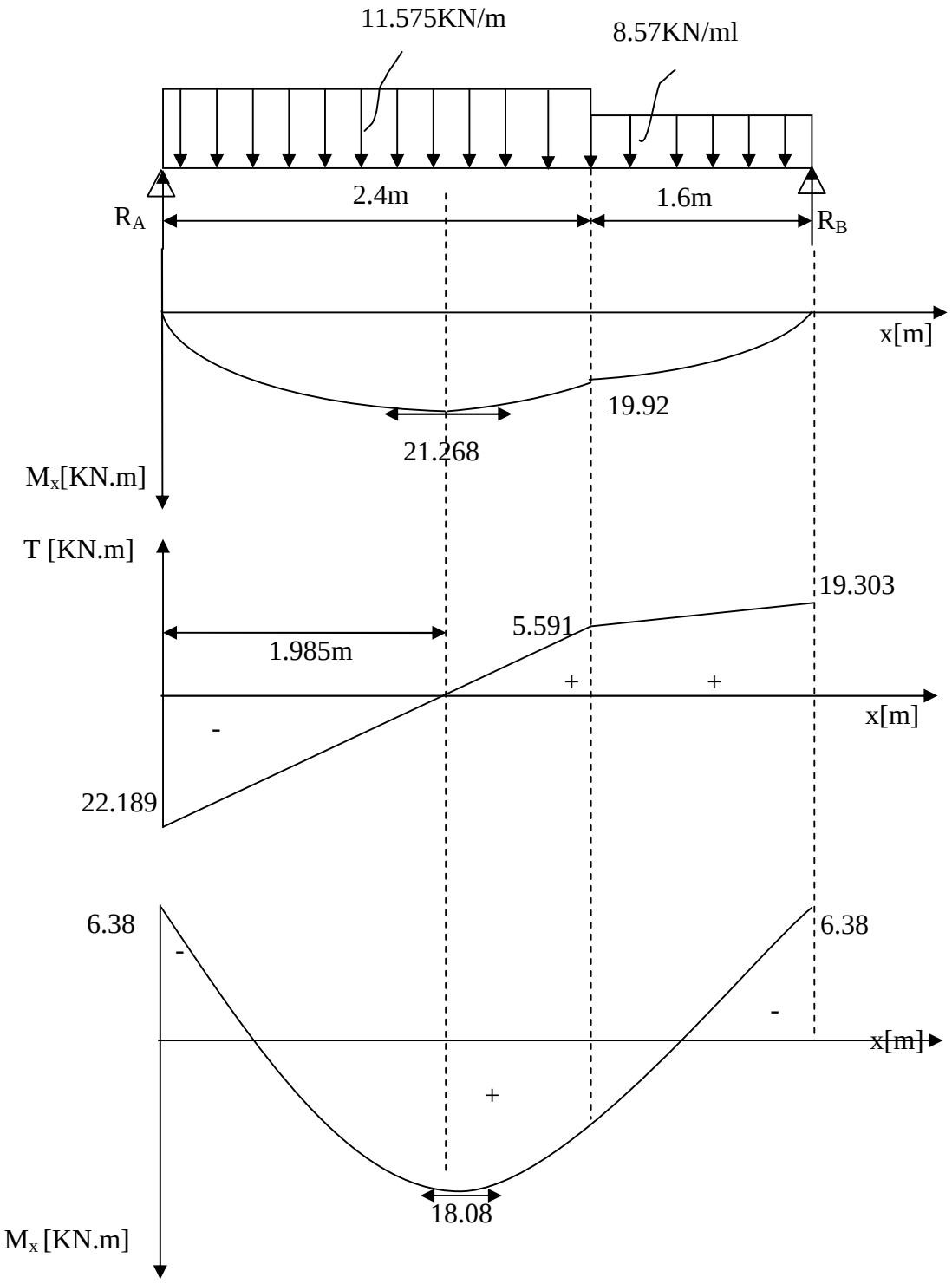


Figure III.4.6 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

III.4.7 *VERIFICATION A L'ELS*

III.4.7.1 Ferraillage

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

- **Armatures longitudinales**
  - **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{6380}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0175$$

$\mu_a = 0.0175 < «_l = 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_a = 0.0175 \longrightarrow {}_1 = 0.816$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{6380}{0.816 \times 16 \times 348} = 1.404cm^2$$

. $A_{sa} < 3.92cm^2$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

  - **En travée**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{18080}{100.16^2.14.2} = 0.0497$$

$\mu_{1t} = 0.0497 < 0.392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_{1t} = 0.0497 \longrightarrow \beta = 0.754$

$$A_{st} = \frac{18080}{0.754 \times 16 \times 348} = 4{,}306cm^2$$

$A_{st} < 5.65cm^2$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.7.2 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$M_t = 0.85M_z^{max} = 0.85 \times 18{,}08 = 15{,}368KN.m$

On doit vérifier que : $\pm_{bc} = K\pm_{St} \leq \overline{\pm}_{bc} = 0.6\, fc_{28} = 15$ MPa

- **En travées**

  $A_{st} = 7.9cm^2$

$$°_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.005$$

$$°_1 = 0{,}353 \Rightarrow {}_1 = 0.9082,\ \sim_1 = 0.2766 \text{ et } K = \frac{\sim_1}{15(1-\sim_1)} = \frac{0.2766}{15(1-0.2766)} = 0.0255$$

$\alpha_1 = 0.2766 \Rightarrow K = 0.0255$

$$\pm_{St} = \frac{M_t}{A_S.\ d} = \frac{18{,}08\times10^6}{565\times0.9082\times160} = 220.216\,\text{MPa}$$

$\pm_{bc} = K\pm_{St}$ = 0.0255×220.216 = 5.615MPa

$\pm_{bc}$ = 5.615MPa < $\overline{\pm}_{bc}$ = 15MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Aux appuis :** A_a = 3.92cm²

  $M_a = 0.3M_z^{max}$ = 6.38KN.m

$$\circ_1 = \frac{100\times A_a}{b.d} = \frac{100\times5.49}{100\times16} = 0.342$$

$\circ_1$ = 0.343 $\Rightarrow$ $_1$ = 0.909 et $\sim_1$ = 0.273 et $K = \dfrac{\sim_1}{15(1-\sim_1)} = \dfrac{0.273}{15(1-0.273)} = 0.025$

$\sim_1$ = 0.273 $\Rightarrow$ K = 0.025

$$\pm_{St} = \frac{M_a}{A_S.\ d} = \frac{6380\times10^3}{549\times0.909\times160} = 79.90\,\text{MPa} < 400\text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$\pm_{bc} = K\pm_{St}$ = 0.025×79.90 = 2 MPa

$\pm_{bc}$ = 2 MPa < $\overline{\pm}_{bc}$ = 15MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.4.7.3 Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

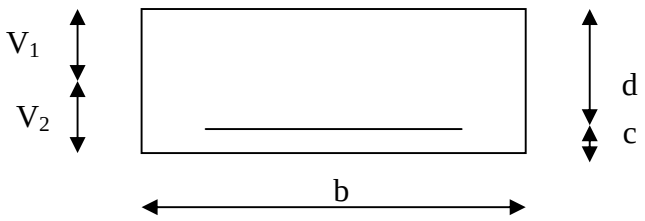
a) $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0.18}{4} = 0.045 < \dfrac{1}{16} = 0.0625$ $\Rightarrow$ condition non vérifiée.

b) $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}.\dfrac{M_t}{M_0} \Rightarrow \dfrac{0.18}{4} = 0.045 < \dfrac{18{,}08}{10\times21{,}268} = 0.085$ $\Rightarrow$ condition non vérifiée.

c) $\dfrac{A}{b_0.d} \leq \dfrac{4{,}2}{fe} \Rightarrow \dfrac{5.65}{100\times16} = 0.00353 < \dfrac{4.2}{400} = 0.0105$ $\Rightarrow$ condition vérifiée.

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s\times l}{10E_i\times I_{fi}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8mm$$



Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s\times l}{10E_i\times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195\text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \qquad V_1 = \frac{Sxx}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique ; $Sxx = \dfrac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$.

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times \overline{18}^2}{2} + 15 \times 7.9 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.9} = 9.432 \text{ cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.432 = 8.568$cm

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}\left(9.432^3 + \overline{8.568}^3\right) + 15 \times 7.9(8.568 - 2)^2$$

$$I_0 = 54047.85\text{cm}^4$$

$$° = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.0049375$$

$$a_{v4} = \frac{0{,}02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0 / b).°} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0049375} = 1.70144$$

$$« = \max\left\{0;1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.° \pm_s + f_{t28}}\right\}$$

$$« = \max\left\{0;1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0049375 \times 384 + 2.1}\right\} = 0.6205$$

$$I_{fi} = 28920.082 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{18{,}08 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 32164.19 \times 54047.85 \times 10^4} = 1{,}664 \text{ mm.}$$

Donc $f < \overline{f} = 8.2$mm ⟶ condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (**BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferraillage pour les différents niveaux.

III.5 ETUDE DE LA SALLE MACHINENT

III.5.1 INTRODUCTION

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (11 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est (1,7×2,30 = 3.91 m^2) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. (P = 80KN)

III.5.2 CALCUL DE LA DALLE PLAINE

III.5.2.1 épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{200}{30} = 6{,}667cm$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12cm$; on adopte une hauteur $\mathbf{h_t = 15cm}$.

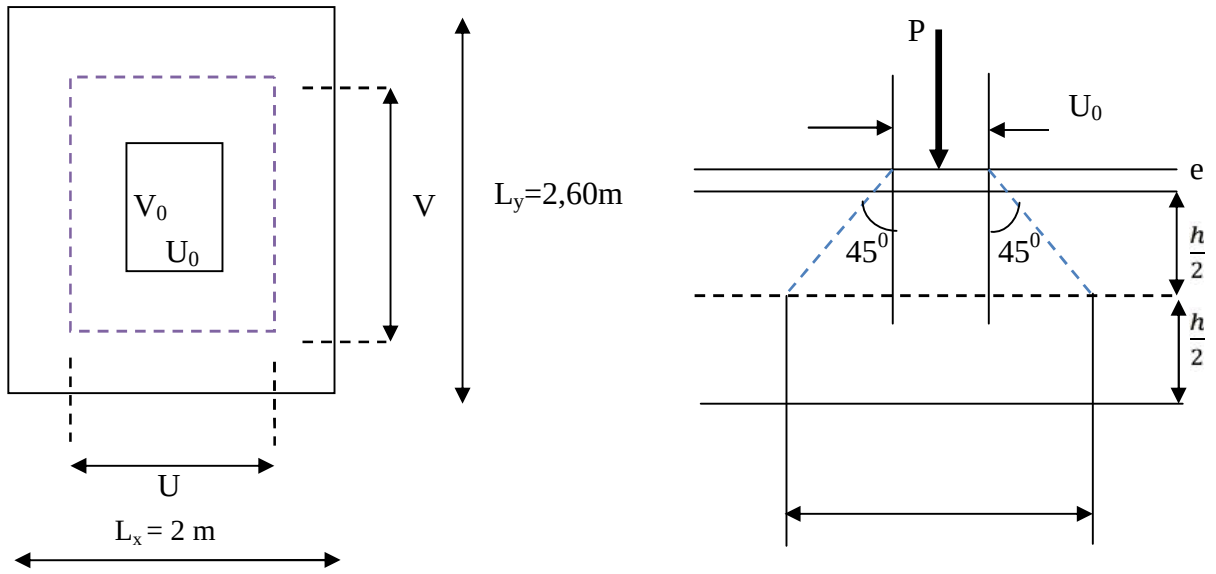


Figure III.5.1 schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (2 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a : $\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$ avec : $h_t = 15cm$; e : revêtement de la dalle (e = 5cm)

$U_0 = 170cm$; $V_0 = 230cm$

D'où : $U = 170 + 10 + 15 = 195cm$

$V = 230 + 10 + 15 = 255cm$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.6} = 0{,}769$; $0.4 \leq \rho \leq 1$ ⟶ la dalle travaille dans les deux sens.

III.5.2.2 Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule

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

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

ν : coefficient de poisson ; à **l'ELU**, ν = 0

$\frac{U}{L_x} = \frac{1.95}{2} = 0{,}98$ $\frac{V}{L_y} = \frac{2.55}{2.6} = 0{,}98$

Après interpolation : $M_1 = 0{,}04996$, $M_2 = 0{,}02184$

$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.04996 = 5{,}395$KN.m

$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.02184 = 2.358$ KN.m

III.5.2.3 Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x\, q_u\, L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y\, M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.60} = 0{,}769$; $0.4 \leq \rho \leq 1$ ⟶ la dalle travaille dans les deux sens.

Après interpolation : $\mu_x = 0{,}05992$; $\mu_y = 0{,}5403$

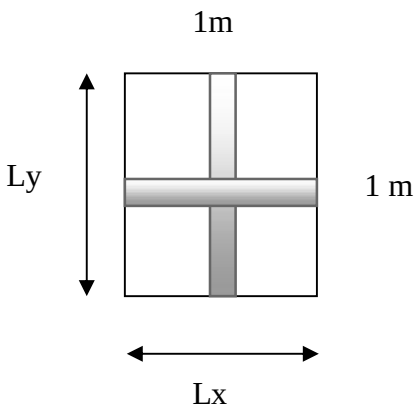
Poids propre de la dalle G = 0.15×1×25 = 3.75KN/mℓ

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/mℓ

$q_u = 1.35G+1.5Q = 1.35 \times 3.75+1.5 \times 1 = 6{,}5625$KN/mℓ

$M_{x2} = 0.05992 \times 6.5625 \times 2^2 = 1{,}572$KN.m

$M_{y2} = 0.5403 \times 1.572 = 0{,}849$KN.m



III.5.2.4 Superposition des moments

$M_x = M_{x1}+M_{x2} = 5.395+1.572 = 6{,}967$KN.m

$M_y = M_{y1}+M_{y2} = 2.358+0.849 = 3{,}207$KN.m

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III.5.3 FERRAILLAGE DE LA DALLE

III.5.3.1 Dans le sens de la petite portée (x-x)

- **En travée**

$M_u = 0{,}85 \times M_x$

$M_u = 0.85 \times 6.967 = 5{,}921$KN.m

$$« = \frac{M_u}{b\,d^2\,f_{bc}}$$

$\mu = \frac{5.921\times 10^5}{100\times 12^2\times 1420} = 0{,}0289 < 0.392 \longrightarrow$ SSA d'où $\beta = 0{,}9855$

$$A_{st} = \frac{M_u}{.d\pm_s}$$

$A_{st} = \frac{5.921\times 10^5}{0{,}9855\times 12\times 34800} = 1{,}438cm^2$ soit $4\Phi 8$ (A_s=2.01cm²) avec un espacement S_t = 25cm

- **Aux appuis**

$M_{u,x}$ =- 0.3×6.967 =- 2,090 KN.m

$$« = \frac{M_{u,x}}{b\,d^2\,f_{bc}}$$

$\mu = \frac{2.090\times 10^5}{100\times 12^2\times 1420} = 0{,}010 < 0.392 \longrightarrow$ SSA d'où $\beta = 0.995$

$$A_{st} = \frac{M_{ux}}{.d\pm_s}$$

$A_{st} = \frac{2.090\times 10^5}{0.995\times 12\times 34800} = 0{,}502cm^2$ soit $4\Phi 8$ (A_s=2.01cm²) avec un espacement S_t = 25cm

III.5.3.2 Dans le sens de la grande portée (y-y)

- **En travée**

$M_{u,y}$=0.85xM_y

$M_{u,y}$ = 0.85×3,207 = 2,725KN.m

$$« = \frac{M_{u,y}}{b\,d^2\,f_{bc}}$$

$\mu = \frac{2{,}725\times 10^5}{100\times 12^2\times 1420} = 0{,}013 < 0.392 \longrightarrow$ SSA d'où $\beta = 0{,}9935$

$$A_{st} = \frac{M_{u,y}}{.d\pm_s}$$

$A_{st} = \frac{2{,}725\times 10^5}{0{,}9935\times 12\times 34800} = 0{,}656cm^2$ soit $4\Phi 8$ (A_s=2,01cm²) avec un espacement S_t =25cm

- **Aux appuis**

$M_{u,y}$=-0,3×M_y

$M_{u,y}$ = -0,3×3,207 = -0,962KN.m

$$« = \frac{M_{u,y}}{b\,d^2\,f_{bc}}$$

$\mu = \frac{0{,}962\times 10^5}{100\times 12^2\times 1420} = 0.004 < 0.392 \longrightarrow$ SSA d'où $\beta = 0.998$

$$A_{st} = \frac{M_{uy}}{.d\pm_s}$$

$A_{st} = \frac{0,962\times 10^5}{0.998\times 12\times 34800}$ = 0.230cm² soit 4Φ8 (A_s=2.01cm²) avec un espacement S_t = 25cm

III.5.4 VERIFICATION A L'ELU

III.5.4.1 Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2}(3 - \frac{L_x}{L_y})$ avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; ρ_0 = 0.8‰

A_{st} = 2,1 cm$^2 \geq 0.0008\times 100\times \frac{15}{2}(3 - \frac{200}{260})$ = 1,338cm² ⟶ Condition vérifiée.

III.5.4.2 Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

S_t = 25cm ≤ (2h =2x15= 30cm ; 25cm) ⟶ Condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

S_t = 25cm ≤ (3h =3x15= 45cm ; 33cm) ⟶ Condition vérifiée.

III.5.4.3 Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

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

P : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

U_c = 2(U+V) = 2(1,95+2,55) =9m

P = 80KN/ml ≤ $0.045\times 9\times 0.15\times \frac{25\times 10^3}{1.5}$ = 1012,5KN/ml ⟶ Condition vérifiée.

III.5.4.4 Vérification des contraintes tangentielles

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a U < V, alors :

- Sens x-x : $T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2\times 2,55+1.95}$ = 11,347KN.
- Sens y-y : Tmax= $V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3\times 2,55}$ = 10,457 KN.

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{max}}{b\times d} = \frac{11,347\times 10^3}{1000\times 120}$ = 0,094 MPa.

$\bar{\tau}$ = min ($\frac{0.2}{\gamma_b}\times f_{c28}$;5MPa) = min(3.33 ;5) = 3,33MPa.

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

III.5.5 VERIFICATION A L'ELS

III.5.5.1 Moments engendrés par le système de levage

à L'ELS ν = 0.2 ; $M_1 = 0{,}04996$; $M_2 = 0{,}02184$

$M_{x1} = 80(0{,}04996+0.2\times0{,}02184) = 4{,}346$KN.m

$M_{y1} = 80(0.2\times0{,}04996+0{,}02184) = 2{,}546$KN.m

III.5.5.2 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 :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x = 0{,}05992$; $\mu_y = 0{,}5403$

$q_s = G+Q = 3.75+1 = 4{,}75$KN/ml.

$M_{x2} = 0{,}05992\times4.75\times2^2 = 1{,}138$KN.m.

$M_{y2} = 0{,}5403\times1{,}138 = 0{,}614$KN.m.

III.5.5.3 Superposition des moments

$M_x = 4{,}346+1{,}138 = 5{,}484$KN.m.

$M_y = 2{,}546+0{,}614 = 3{,}160$ KN.m.

III.5.6 FERRAILLAGE DE LA DALLE

III.5.6.1 Dans le sens de la petite portée (x-x)

- **En travée**

$M_s = 0.85\times5{,}484 = 4{,}661$KN.m

$$\mu_s = \frac{M_s}{b\times d^2\times\sigma_{st}} = \frac{4{,}661\times10^5}{100\times12^2\times40000} = 0.0008 \longrightarrow \beta_s = 0{,}951$$

$$A_s = \frac{4{,}661\times10^5}{0.951\times12\times40000} = 1{,}021\text{cm}^2$$

- **Aux appuis**

$M_s = -0.3\times5{,}484 = -1{,}645$KN.m

$$\mu_s = \frac{M_s}{b\times d^2\times\sigma_{st}} = \frac{1{,}645\times10^5}{100\times12^2\times40000} = 0{,}00028 \longrightarrow \beta_s = 0{,}9705.$$

$$A_s = \frac{1{,}645\times10^5}{0.9705\times12\times40000} = 0{,}353\text{cm}^2 \ .$$

III.5.6.2 Dans le sens de la grande portée (y-y)

- **En travée**

$M_s = 0.85\times3,160 = 2,686KN.m$

$\mu_s = \frac{M_s}{b\times d^2\times\sigma_{st}} = \frac{2,686\times10^5}{100\times12^2\times40000} = 0,00046 \longrightarrow \beta_s = 0,9623$

$A_s = \frac{2,686\times10^5}{0,9623\times12\times40000} = 0,581cm^2$

- **Aux appuis**

$M_s = 0.3\times3,160 = -0,948KN.m$

$\mu_s = \frac{M_s}{b\times d^2\times\sigma_{st}} = \frac{0,948\times10^5}{100\times12^2\times40000} = 0.00016 \longrightarrow \beta_s = 0.9775$

$A_s = \frac{0,948\times10^5}{0,9775\times12\times40000} = 0.202cm^2$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.5.7 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON

III.5.7.1 Sens x-x

- **En travée**

$M_s = 4,661KN.m$; $A_s = 2.01cm^2$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b\times d} = \frac{100\times2.01}{100\times12} = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{4,661\times10^6}{0.951\times120\times2.01\times100} = 203.198MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{203,198}{60} = 3,38\ MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times25 = 15MPa \longrightarrow$ condition vérifiée.

- **Aux appuis**

$M_s = -1,645KN.m$; $A_s = 2.01cm^2$

$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{1,645\times10^6}{0.9705\times120\times2.01\times100} = 70,273MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{71,273}{60} = 1.171\ \overline{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times25 = 15MPa \longrightarrow$ condition vérifiée.

III.5.7.2 Sens y-y

- **En travée**

M_s = 2,686KN.m ; A_s = 2.01cm²

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b\times d} = \frac{100\times 2.01}{100\times 12} = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{2,686\times 10^6}{0.9623\times 120\times 2.01\times 100} = 115,722MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{115.722}{60} = 1,928\overline{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times 25 = 15MPa$ ⟶ condition vérifiée.

- **Aux appuis**

M_s = -0.948 KN.m ; A_s = 2.01cm²

$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{0,948\times 10^6}{0.9775\times 120\times 2.01\times 100} = 40,208MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{40,208}{60} = 0,670\overline{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\times 25 = 15MPa$ ⟶ condition vérifiée.

III.5.7.3 Diamètre maximal des barres

$\Phi_{max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$; nous avons ferraillé avec des HA8 ⟶ condition vérifiée.

III.5.7.4 Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n’est nécessaire.

III.5.8 PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DE LA SALLE MACHINE

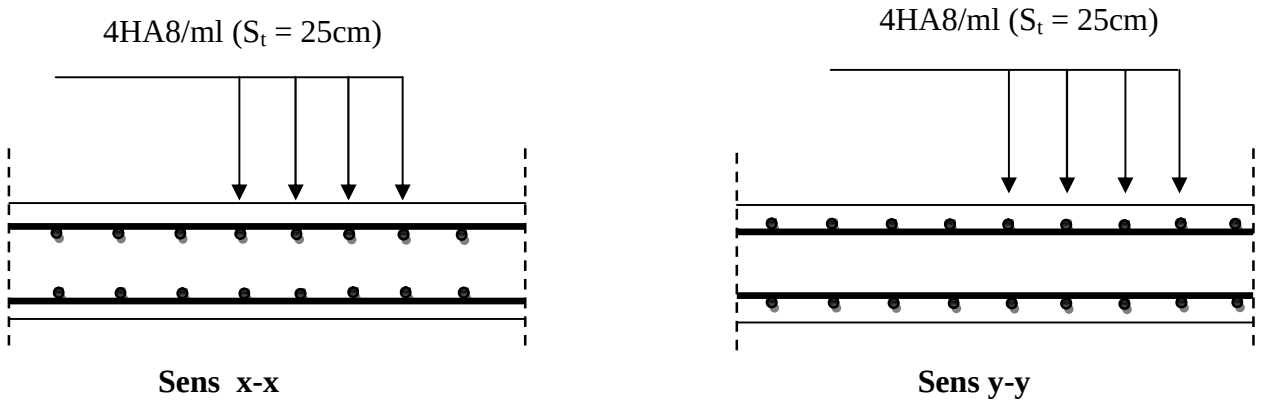


Figure III.5.2 Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine.

III.6 Calcul du balcon

III.6.1 *INTRODUCTION*

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher, soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de1m.

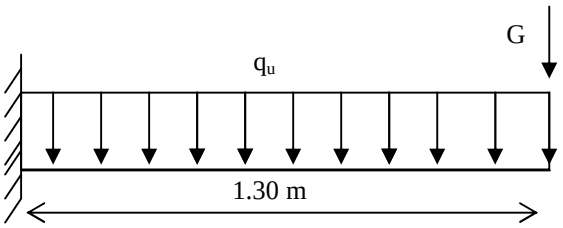


Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au port à fond.
G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.6.2 *DIMENSIONNEMENT DU BALCON*

L'épaisseur du port à fond est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm} \qquad \text{soit } e_p = 15\text{cm}$$

III.6.3 *Charge et surcharge du balcon*

Les charges permanentes :

- Poids de la dalle pleine : 25 × 0.15 ×1 = 3.75KN /ml.

Poids des revêtements

Nom	ρ (KN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			1.60

G_{total}=1.60+3.75=5.35KN/ml.
- Charge concentrée (poids du mur extérieur)
G=2.36× (3.06-0.15) ×1ml=6.86KN/ml.
- Charge due a la main courante (horizontale)
Q_1=1KN /ml.
-Surcharge d'exploitation
Q = 3.5KN /ml (uniformément repartie).

III.6.4 *CALCUL A L'ELU*

III.6.4.1 Combinaisons de charge 1.35G+1.5Q

Pour la dalle : q_{u1}= (1.35G+1.5Q)=1.35×5.35+3.5×1.5=12.47KN /ml.
Le mur : q_{u2}= 1.35 × 6.86 = 9.26KN/ml.
Main courante : q_{u3}=1.5×1=1.5KN /ml.

III.6.4.2 Calcul du moment

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.47 \times 1.3^2}{2} + 9.26 \times 1.3 = 22.57 \text{ KN.m}$$

III.6.5 *CALCUL A L'ELS*

III.6.5.1Combinaisons de charge G+Q

Pour la dalle : q_{s1}=5.35+3.5=8.85 KN /ml.
Le mur : q_{s2}=6.86 KN/ml.
Main courante : q_{s3}=1KN/ml.

III.6.5.2 Calcul du moment

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.85 \times 1.30^2}{2} + 6.86 \times 1.3 = 16.40 \text{KN.m}$$

Remarque

Le moment de la main courante est nul (M=0).

III.6.6 *FERRAILLAGE*

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

III.6.6.1 Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.57 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.110 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

Donc : A'=0

μ=0.110 $\longrightarrow$ β = 0.942

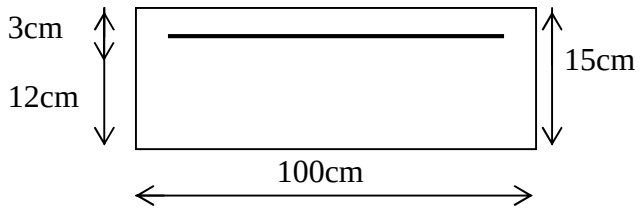
$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d\ .\sigma_s} = \frac{22.57 \times 10^3}{0.942 \times 12 \times 348} = 5.74 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14=7.69cm^2 avec St = 20cm

III.6.6.2 Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922 \text{cm}^2$$

<u>On adopte</u> : 4HA8 = 2.01 cm^2 avec : S_t = 25cm



III.6.7 *VERIFICATIONS A L'ELU*

III.6.7.1 Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91)

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23\times100\times12\times2.1}{400} = 1.45cm^2$$

$A_{min} = 1.45\,cm^2 < A_{adoptée} = 7.69cm^2$ ⟶ Condition vérifiée.

- **Espacement des barres**

-Armatures principales : St≤ min {3h ; 33cm}=33cm> St=20cm ⟶ Condition vérifiée.
-Armatures répartitions : St≤ min {4h ; 45cm}=45cm> St=25cm ⟶ Condition vérifiée.

III.6.7.2 Vérification au cisaillement (Art.5.1.211 / BAEL91)

τ_u = min (0.10 f_{c28}, 4MPa) = 2.5 MPa. (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{vu}{(b.d)}$

$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2}$ = 12.47x1. 3+9.26 = 25.47KN.

$\tau_u = \frac{25.47\times1000}{120\times1000}$ = 0.212 MPa.

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ⟶ Condition vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.7.3 Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma_{ui}} < \bar{\tau}_{se} \qquad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s ft_{28} = 1.5\times2.1 = 3.15MPa \\ \Sigma u_i = 3.14\times5\times1.4 = 21.98cm^2 \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.47\times10}{0.9\times12\times21.98} = 1.073MPa < \bar{\tau}_{se}$$ ⟶ Condition vérifiée.

III.6.7.4 Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi :

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\times\Psi^2\times f_{t28} = 0.6\times(1.5)^2\times2.1 = 2.835MPa$

$L_s = \frac{1.4\times400}{4\times2.835}$ = 49.38cm

Soit la longueur hors du crochet égal a : l_r=0.4×49.38=19.752 cm.

III.6.8 *VERIFICATION A L'ELS*

Fissuration préjudiciable

$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s$ ⟶ Condition non vérifiée.

III.6.8.1 Détermination d'armatures a l'E.L.S

$\mu_1 = \frac{M_s}{b.d^2.\overline{\sigma_s}} = \frac{16.40\times 10^3}{100\times 12^2\times 201.63} = 0.00564 \longrightarrow \beta_1 = 0.8825.$

$k_1 = 25,32$

$A_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.\overline{\sigma_s}} = \frac{16.40\times 10^3}{0.8825\times 12\times 201.63} = 7.68cm^2$

Soit : 5HA16=10.05cm^2 avec S_t=20cm

Armatures de répartition

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51cm^2$

Soit : 5HA8=2.51cm^2 avec S_t=20cm

III.6.8.2 Vérification des contraintes dans le béton

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_s}$=201.63MPa

ρ_1=0.719 $\longrightarrow$ k_1=25.32

$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{25.32} = 7.96$ MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\times f_{c28} = 0.6\times 25 = 15$MPa $\longrightarrow$ **S.S.A.**

III.6.9 *VERIFICATION DE LA FLECHE* (Art B.6.5 ,3 /ABAEL91)

La valeur de la flèche maximale f_V, sous des charges de longue durée d'application est :

$$f_V = \frac{M_s.L^2}{4E_V.If_V}$$

Avec L : portée de la console (L = 1,30m).

E_V : Module de déformation longitudinal différée ($E_V = 10818,87 MPa$).

Avec : EV=3700(f $_{cj}$)$^{1/3}$.

$$If_V = \frac{1,1.I_0}{1+0.4.\lambda_v.\mu} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.05ft_{28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \quad ; \quad \mu = 1-\frac{1.75ft_{28}}{4.\rho\pm_s+ft_{28}} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b_0.d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B_0 : Section homogénéisée.

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$B_0 = b.h + 15.A = 100\times 15 + 15\times 10.05$

$B_0 = 1650.75cm^2$

$$S_X = \frac{b.h^2}{2} + 15.d.A$$

$$S_X = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 12 \times 10.05$$

$$S_X = 13059 cm^3$$

$$V_1 = \frac{S_X}{B} = \frac{13059}{1650.75} \rightarrow V_1 = 7.91 cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.91 \rightarrow V_2 = 7.09 cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1^{\ 3} + V_2^{\ 3}\right) + 15.A.(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}\left[(7.91)^3 + (7.09)^3\right] + 15 \times 10.05 \times (7.09 - 3)^2$$

I_0=30898. 91cm^4

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{10.05}{100 \times 12} \rightarrow \rho = 0.0083$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0083\left(2 + 3\frac{100}{100}\right)} \rightarrow \lambda_v = 2.53$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0083 \times 229.26 + 2.1} \rightarrow \mu = 0.378$$

$$If_V = \frac{1.1 \times 30898.91}{1 + 0.4 \times 2.53 \times 0.378} \rightarrow If_V = 2458.38 cm^4$$

$$d'ou : f_V = \frac{18.66 \times 10^5 (130)^2}{4 \times 10818.87 \times 10^2 \times 24584.38} \rightarrow f_V = 0.296 cm$$

<u>La flèche admissible :</u> $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{130cm}{250} \rightarrow \bar{f} = 0.52cm$

$f_V < \bar{f}$ $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

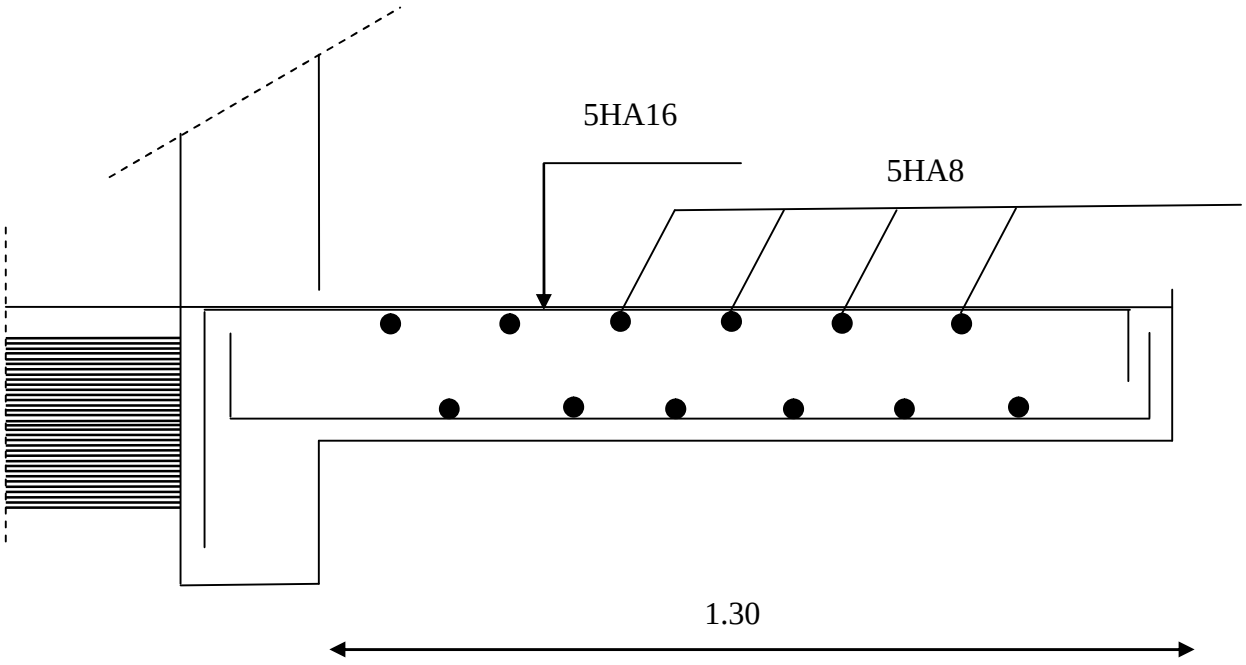


Figure III.6 Ferraillage du balcon.

III.7 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

III.7.1 *PRE DIMENSIONNEMENT*

III.7.1.1 Hauteur

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.
Sa portée est de 2.6 m (entre nu d'appuis).

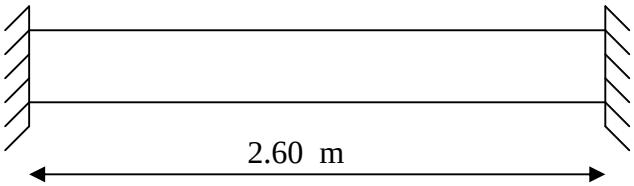


Figure III.7.1 Schéma de la poutre palière.

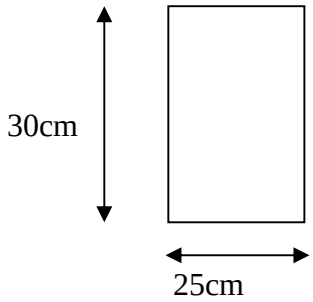


Figure III.7.2 section de la poutre palière.

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$\frac{l}{15} \le h_t \le \frac{l}{10}$ l : longueur libre entre nus d'appuis

$\frac{260}{15} \le h_t \le \frac{260}{10} \Rightarrow 17.33\text{cm} \le h_t \le 26\text{cm}$

On prend $h_t = 30$cm

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$0.4h_t \le b \le 0.7h_t \Rightarrow 12 \le b \le 21\text{cm}$

On prend $b = 25$cm

III.7.1.2 Recommandations de RPA (Art 7.5.1)

$b \ge 25\text{cm}$, $h \ge 30\text{cm}$ $\frac{h}{b} \le 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \le 4$ ⟶ Condition vérifiée.

La largeur de la poutre est donnée par :
$0.4\, h_t \le b \le 0.7\, h_t$ d'où $12 \text{ cm} \le h_t \le 21 \text{ cm}$.

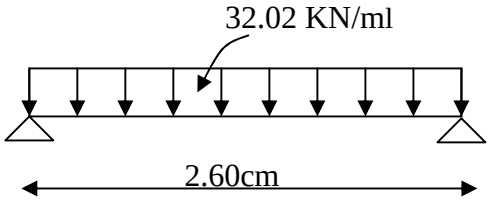
D'après les exigences du RPA, on opte pour : b = 25 cm.
Notre poutre a pour dimension (b× h) = **(25 × 30) cm².**

III.7.1.3 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875$ KN/ml
- poids du mur $G_M = 2.36 \times 1 = 2.36$ KN/ml
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 26.816$KN
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 19.303$ KN

III.7.2 *CALCUL A L'ELU*

III.7.2.1 Calcul des efforts internes



$q_u = 1.35G + R_u$

$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 26.303 = 32.02$ KN/ml

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{32.02 \times 2.6^2}{8} = 27.056 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

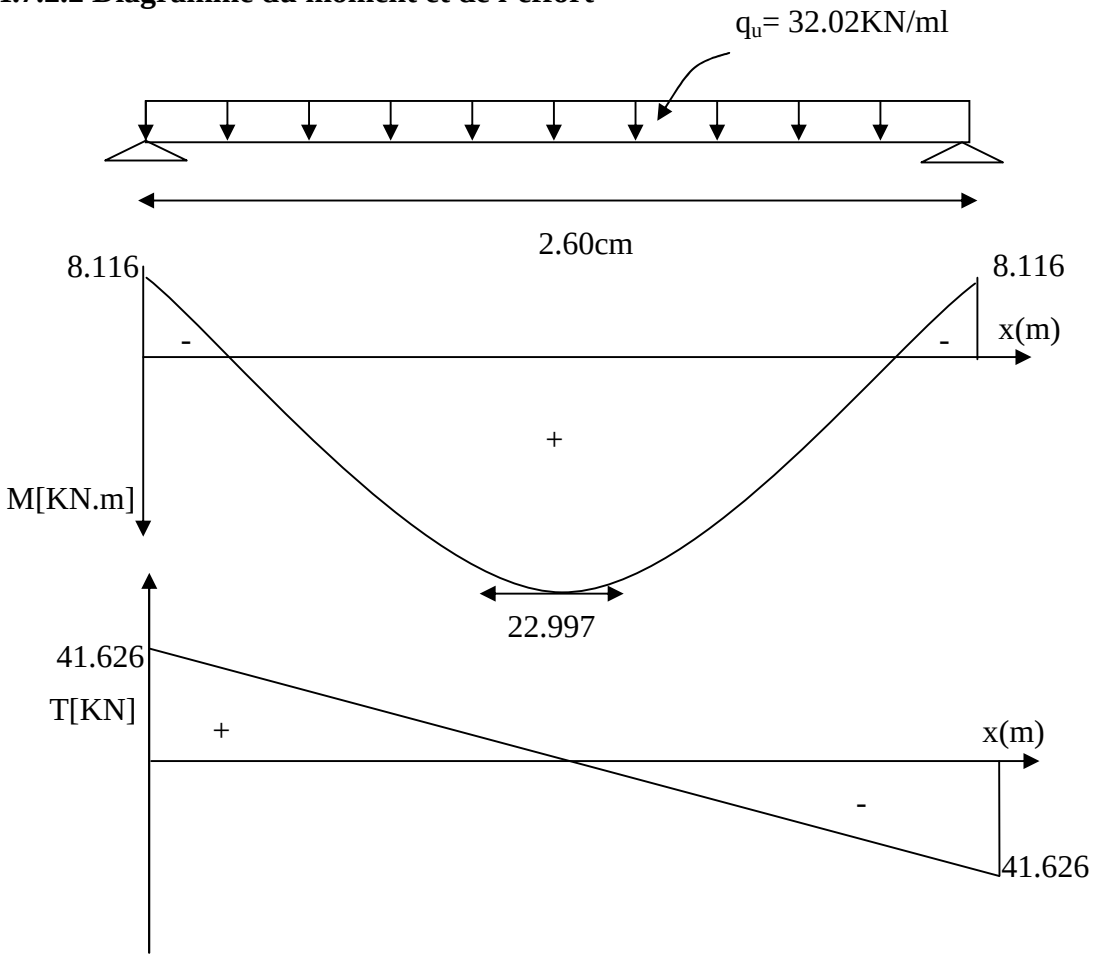
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{32.02 \times 2.6}{2} = 41.626 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{uap} = -0.3Mu = -8.116$KN.m

$M_{utr} = 0.85Mu = 22.997$KN.m

III.7.2.2 Diagramme du moment et de l'effort



III.7.3 *FERRAILLAGE*

En travées h = 30 cm ; d = 28 cm ; c = 2 cm ; b = 25 cm.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{22.997\times10^3}{25\times28^2\times14.2} = 0.0826$$

$\mu_t = 0.0826 < \mu_r = 0.392 \longrightarrow$ S.S.A

$\mu_t = 0.082 \Rightarrow \beta = 0.957$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{22.997\times10^3}{0.957\times28\times348} = 2.466\,cm^2$$

On prend : A_{ut} = 3 HA 12= 3.38 cm²

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.^2\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{8.116\times10^3}{25\times(28)^2\times14.2} = 0.029 < \mu_r = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_t = 0.029 \Rightarrow \beta_1 = 0.9855$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{8.116\times10^3}{0.9855\times28\times348} = 0.845\,cm^2$$

On prend : A_{ut} = 3 HA 12 = 3.38cm²

III.7.4 *VERIFICATION A L'ELU*

III.7.4.1 Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_{min} = 0.23b.d\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23\times25\times28\times\frac{2.1}{400} = 0.845\,cm^2$$

a) En travée : A_t =3.38cm² > A_{min} = 0.845cm²

b) Aux appuis : A_a = 3.38cm² > A_{min} = 0.845cm²

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.7.4.2 Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = \{2.5MPa, 4MPa\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{41.626\times10^3}{250\times280} = 0.594\,MPa$$

$^2{}_u$ = 0.594MPa < $\overline{^2}{}_u$ = 2.5MPa $\longrightarrow$ Condition est vérifiée.

III.7.4.3 Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL, Art. 5.1.3.2)

III.7.4.3.1 Influence sur les aciers

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400}(41.626 \times 10^3 + \frac{8.116 \times 10^6}{0.9 \times 280}) = 2.12cm^2$$

$A_{sa} = 3.35\ cm^2 > 2.12\ cm^2$ ⟶ Condition est vérifiée

III.7.4.3.2 Influence sur le béton

$$T_{umax} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420\,KN > T_u = 41.626KN$$

⟶ Condition est vérifiée

III.7.4.3.3 Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times ft_{28}$$

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

$$\tau_u = \frac{41.626 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 1.461MPa$$

$\sum U_i = n.\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304cm$

$^2{}_u = 1.461MPa < \bar{^2}{}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPA$ ⟶ La Condition est vérifiée

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

III.4.4 *LES ARMATURES TRANSVERSALES*

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min\left\{\Phi_L\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = \min\{12\ ;\ 8.57\ ;\ 25\} = 8.57mm$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

III.7.4.4.1 Ecartement des barres

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2** l'espacement est donné selon deux zones :

- **En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80\,\text{cm}$$

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\Phi\right\} = \min\{7{,}5\text{cm} ; 14.4\text{cm}\}$

On prend : $S_t = 7$cm

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\,\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

III.7.4.4.2 Ancrage des barres (A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$L_S = \frac{\varphi.fe}{4\bar{\tau}_S}$ Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 ft_{28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30\,\text{cm}$$

Forfaitairement : $L_S = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48$cm.

III.7.5 *CALCUL A L'ELS*

III.7.5.1 Combinaison des charges

$q_s = G + T_s$

$q_s = 1.875 + 2.36 + 19.303 = 23.538$ KN/ml

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{23.538 \times \overline{2.6}^2}{8} = 19.889\text{KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{23.538 \times 2.6}{2} = 30.599\text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement.

$M_{sa} = -0.3M_s = -5.966$KN.m

$M_{st} = 0.85M_s = 16.905$KN.m

III.7.5.2 Vérification des contraintes

a) Etat limite de compression du béton :

$\sigma_b \leq 0.6fc_{28} = 15MPa$

- **Aux appuis** $\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.35}{25 \times 28} = 0.478$

$\rho_1 = 0.478 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \ \alpha_1 = 0.315$ et $K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$

$\sim = 0.315 \Rightarrow K=0.030$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app}.\beta\beta} = \frac{5.966 \times 10^6}{335 \times 0.895 \times 280} = 71.065 \text{ MPa}$$

$\pm_{bc} = K\pm_S = 0.03 \times 71.065 = 2.13MPa$

$\pm_{bc} = 2.13MPa < \overline{\pm}_{bc} = 15MPa \longrightarrow$ Condition est vérifiée

- **En travée**

$\circ_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.35}{25 \times 28} = 0.478$

$\circ_1 = 0.478 \Rightarrow \ _1 = 0.895 \ \sim_1 = 0.315$ et $K = \frac{\sim_1}{15(1-\sim_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$

$\pm_{St} = \frac{M_t}{A_S.\ d} = \frac{16.905 \times 10^6}{335 \times 0.895 \times 280} = 201.367 \text{ MPa}$

$\pm_{bc} = K\pm_S = 0.030 \times 201.367 = 6.041$

$\pm_{bc} = 8.041 \text{ MPa} < \overline{\pm}_{bc} = 15MPa \longrightarrow$ Condition est vérifiée

III.4.5.3 Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.115 > \frac{22.997}{10 \times 24.69} = 0.093 \Rightarrow$ condition vérifiée

c) $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.35}{28 \times 25} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

.

- **Etat limite de déformation**

La fissuration étant peu nuisible $\Rightarrow$ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

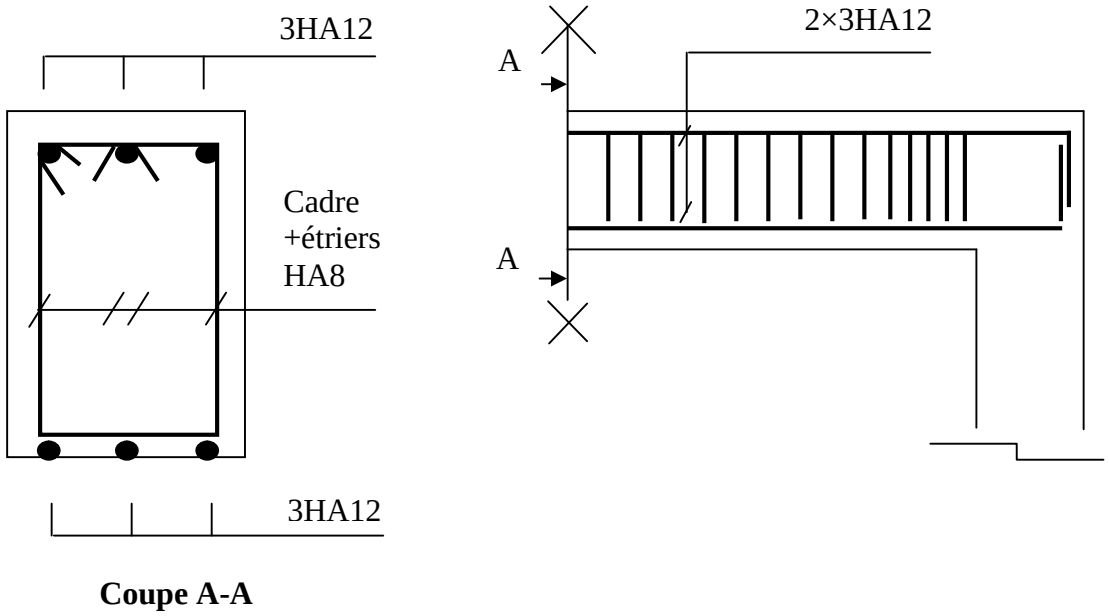


Figure III.7.4 Schéma de ferraillage de la poutre.

CHAPITRE IV

PRESENTATION DE L'ETABS

IV.1 INTRODUCTION

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2 CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F (METHODE DES ELEMENTS FINIS)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.
La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3 DESCRIPTION DU LOGICIEL *ETABS*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.
Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI*...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce

logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).
ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000, ROBOT et SAFE*).

Rappel :(terminologie).

Grid line : ligne de grille.
Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).
Shell : voile.
Elément : élément.
Restreints : degrés de liberté(D.D.L).
Loads : charge.
Uniforme loads : point d'application de la charge.
Defline : définir.
Matériels : matériaux.
Concrète : béton.
Stèle : acier.
Frame section : coffrage.
Colum : poteau.
Beam : poutre.

IV.4 MANUEL D'UTILISATION DE L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS.

IV.5 ETAPES DE MODELISATION

IV .5.1 *PREMIERE ETAPE*

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

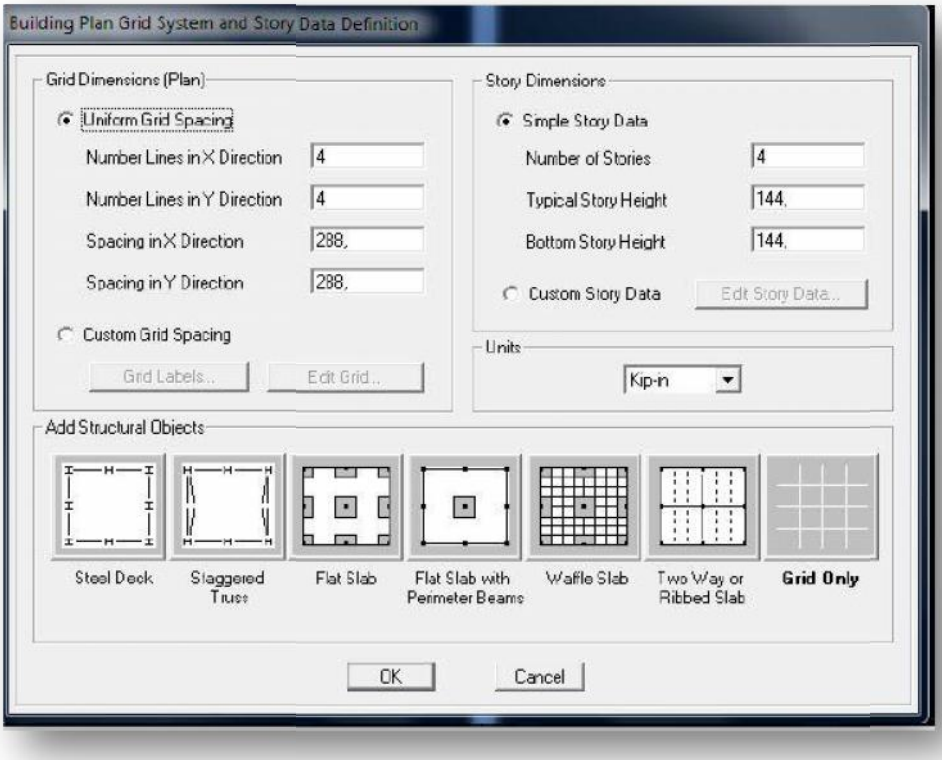
IV.5.1.1 Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

IV.5.1.2 Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model,** cette option permet d'introduire :

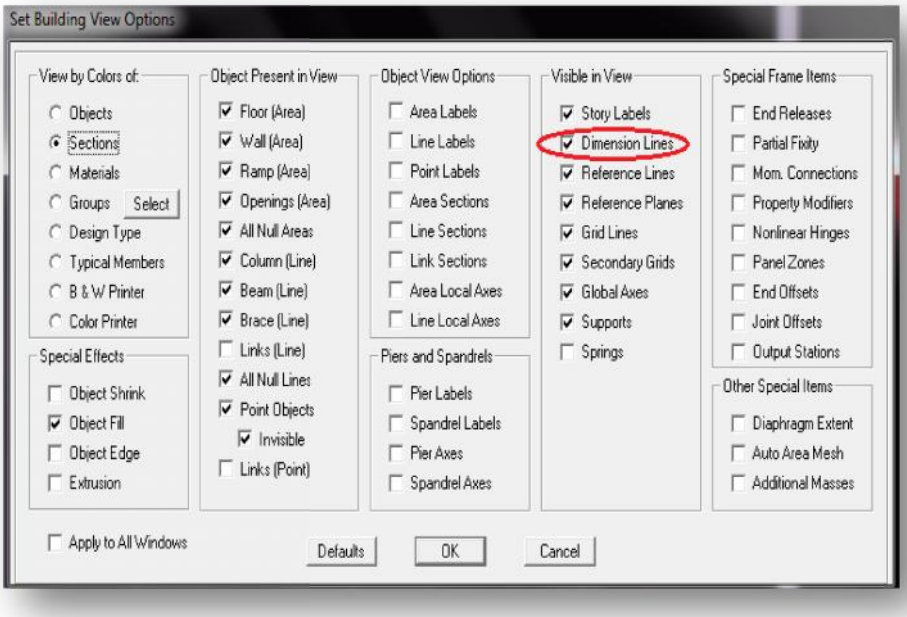
· Le nombre de portiques suivant x-x.
· Le nombre de portique suivant y-y.
· Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

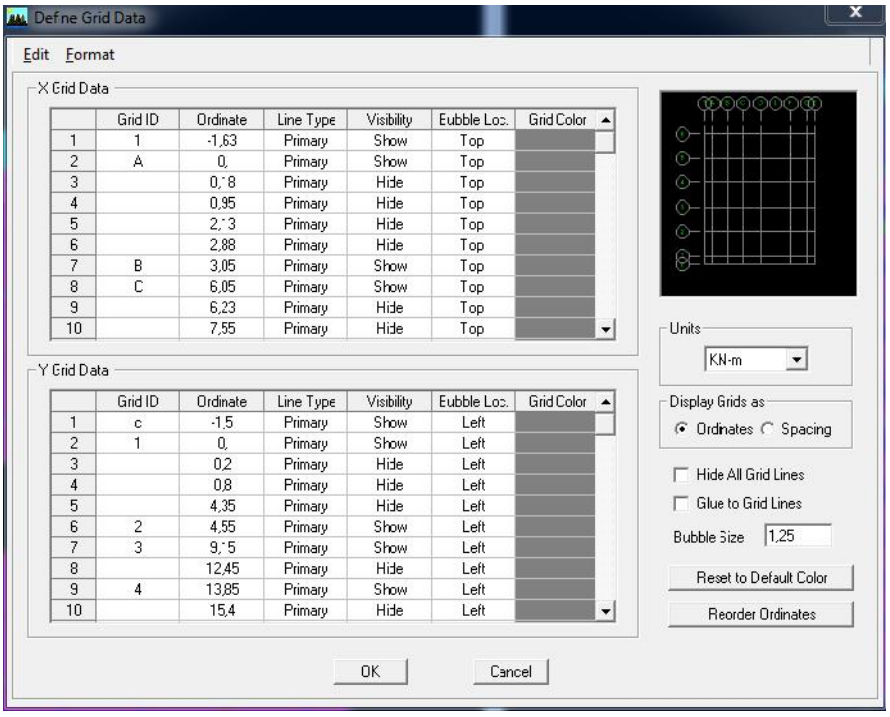
IV.5.1.3 Vérification des dimensions

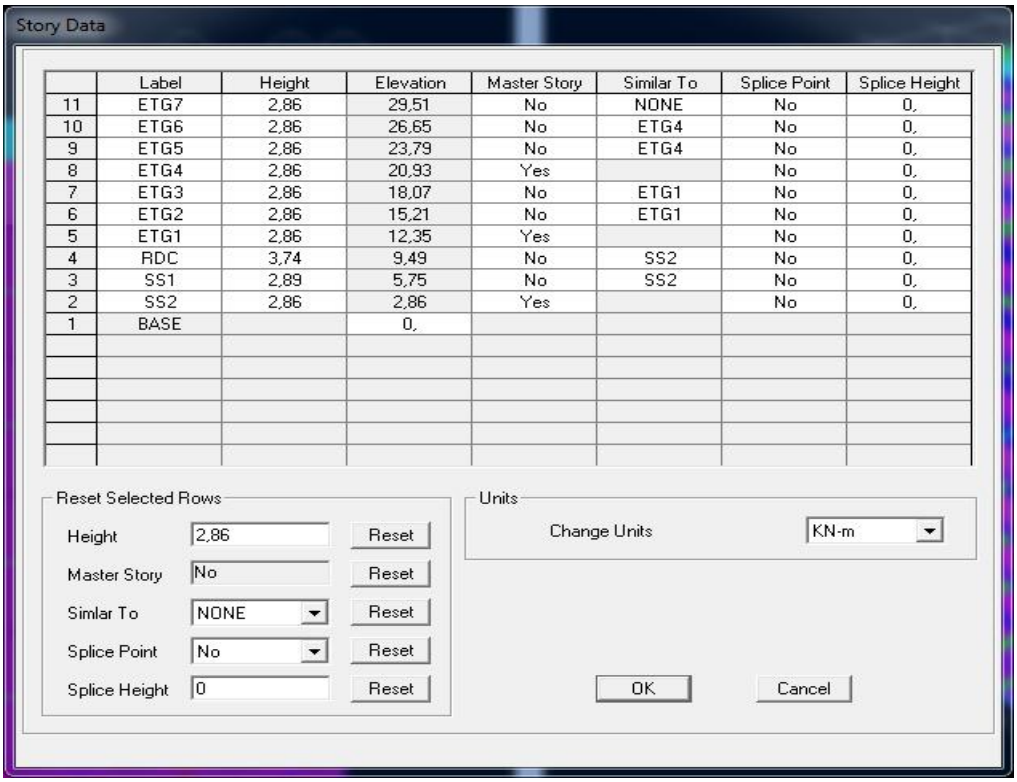
View → set building view options



IV.5.1.4 Modélisation de la géométrie de base

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplace et le mètre au centre de la structure et ce à partir de menu (View - Change axes location) une boite de dialogue sera apparaitre, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnés x, y et z.





	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETG7	2,86	29,51	No	NONE	No	0,
10	ETG6	2,86	26,65	No	ETG4	No	0,
9	ETG5	2,86	23,79	No	ETG4	No	0,
8	ETG4	2,86	20,93	Yes		No	0,
7	ETG3	2,86	18,07	No	ETG1	No	0,
6	ETG2	2,86	15,21	No	ETG1	No	0,
5	ETG1	2,86	12,35	Yes		No	0,
4	RDC	3,74	9,49	No	SS2	No	0,
3	SS1	2,89	5,75	No	SS2	No	0,
2	SS2	2,86	2,86	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boite de dialogue :

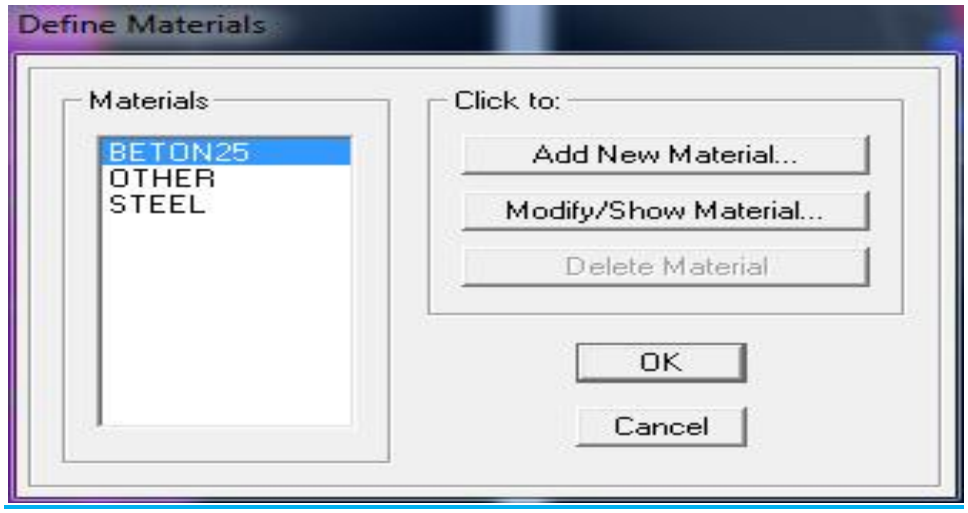
-Cocher la case spacing et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

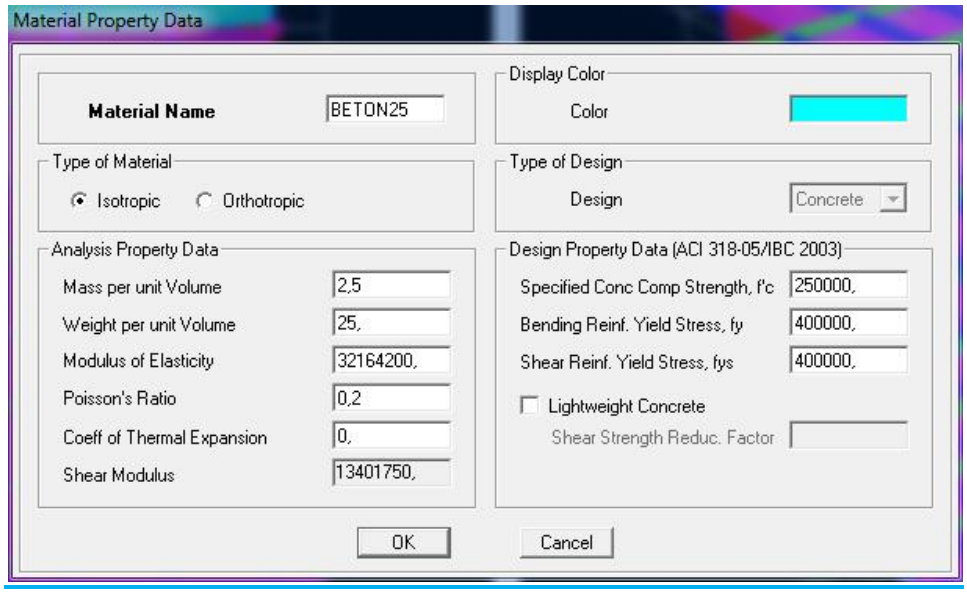
-Enfin on valide avec OK.

IV.5.1.5 Propriétés mécanique du matériau utilisé

Définie → matériaux propretés.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc ») :





IV.5.2 *DEUXIEME ETAPE*

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

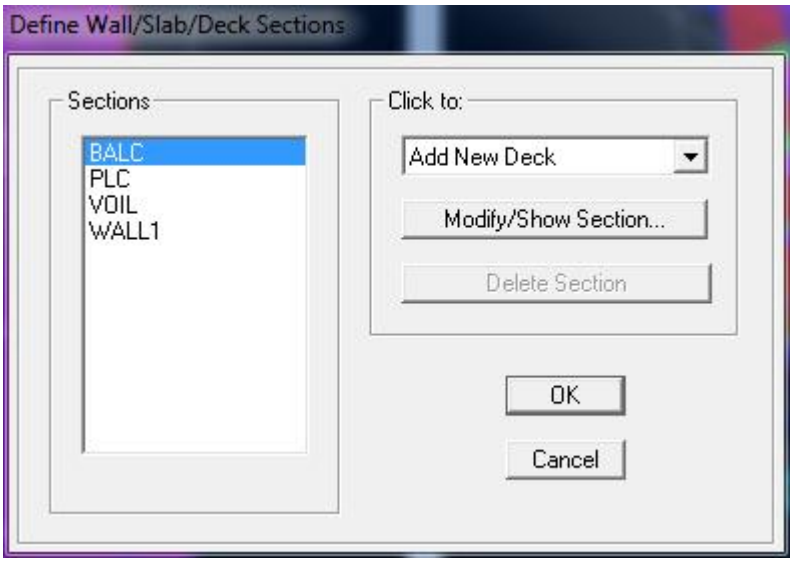
IV.5.2.1 Choix des sections

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée .Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard», il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres , voiles….Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

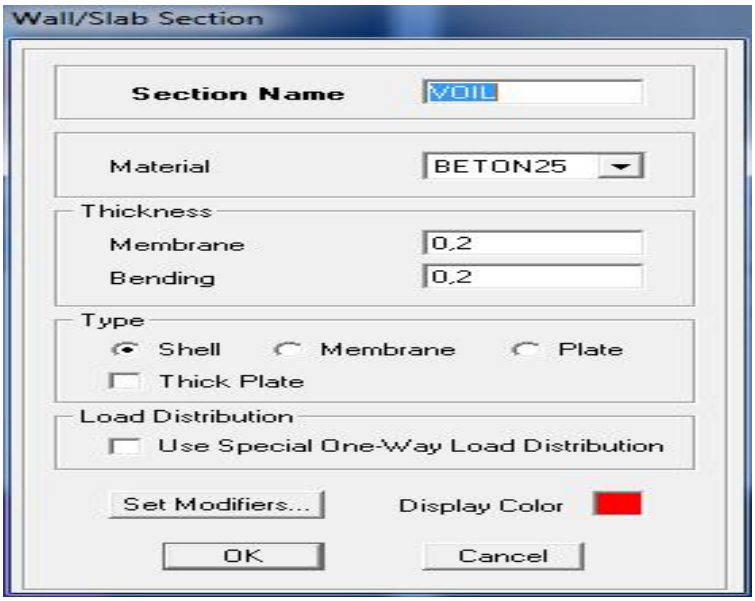
VI.5.2.2 Définition des sections

- *Pour définir les voiles*

Dans le menu déroulant choisir :**Define → wall/slab/deck section out.**



La boite de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :



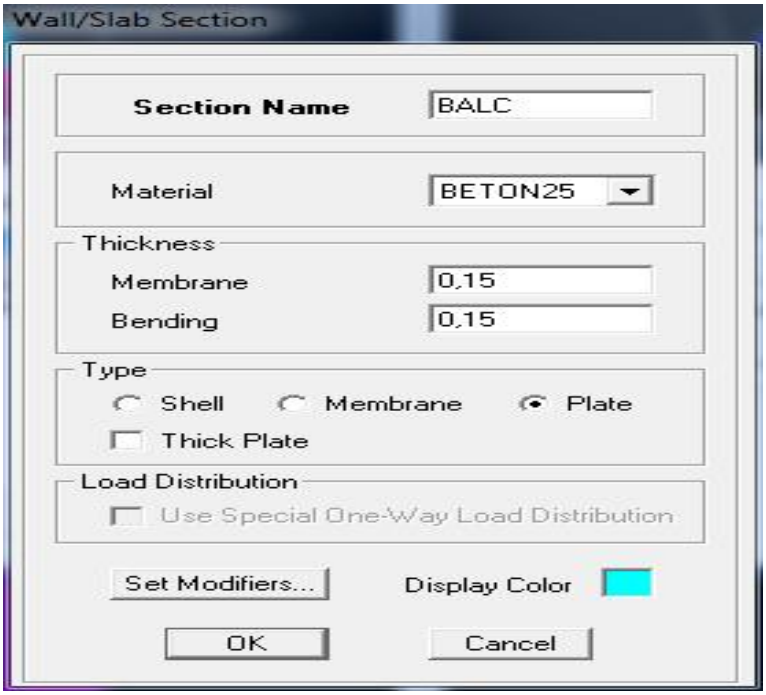
Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit .

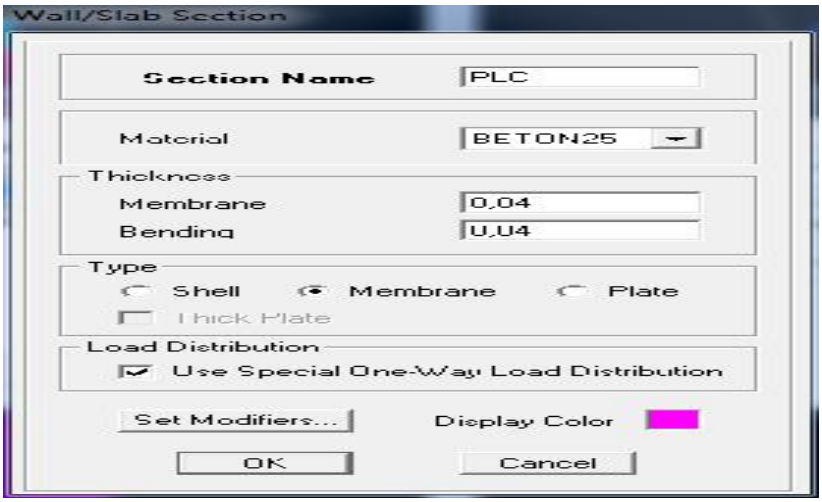
- ***Pour définir les dalles pleines***

Define puis **wall/slab/deck section** ⟶ **Add New Slab.**



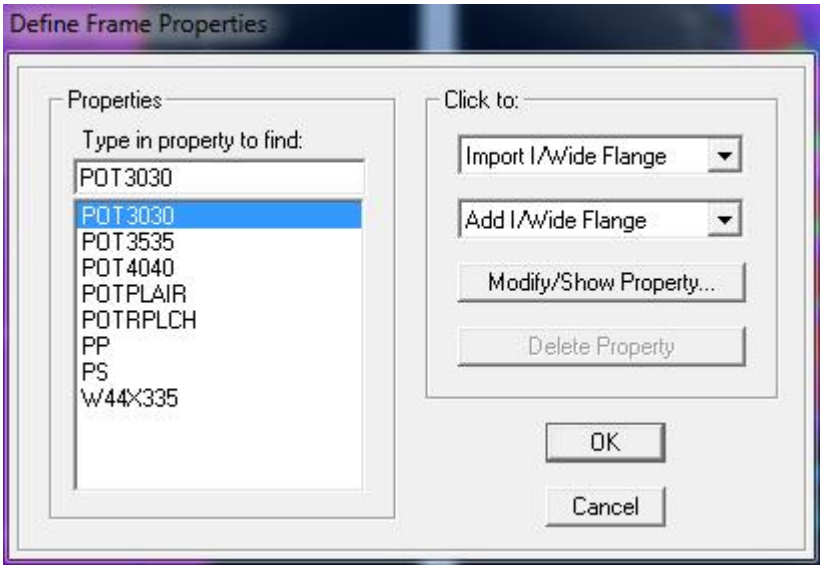
- ***Pour définir les*** **plancher**

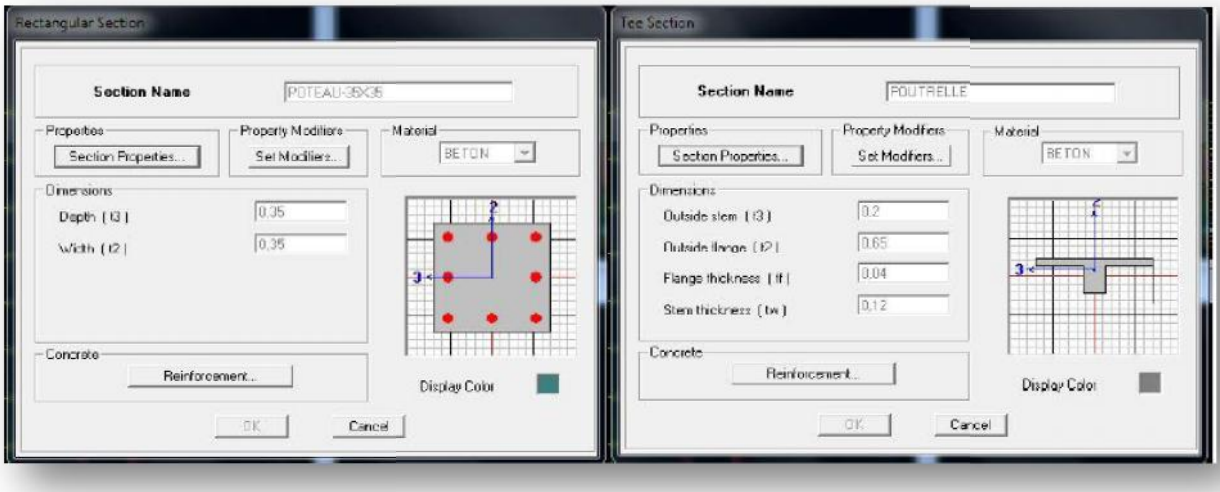
Define puis wall/slab/deck section ⟶ Add new deck.



- **Poutres et poteaux :**

Define → frame sections ou ( ).
Icône properties → on sélection tout → delete property.
Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.





Remarque : lors de l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam.

IV.5.2.3 Affectation des sections aux éléments des portiques

Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :

- **Les pouters : Draw → Draw line objects → create lines in region**
- **Les Poteau**

  Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ( ).

- **Les dales plains**

  Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas ,

  Out (create areas at clicks).
- ***Les voiles***

  Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines ( ) mais il faut se mettre en élévation.

Remarque 1: cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut se mettre en élévation.

Remarque 2 :

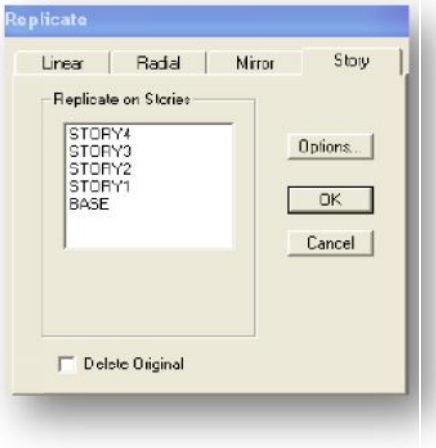
- ✓ Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs, pour les introduire on les défini comme des voiles avec les dimensions du poteau.
- ✓ Les voiles et leurs raidisseurs forment un seul élément, et pour les définir on doit:

  - Sélectionner le voile et les raidisseurs.

- Poursuivre l'instruction suivante
  Assing→ Shelle/ Area→ Pier Label .

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la sourie ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la sourie.



- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck.**

On choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

Remarque 3 :

Si les éléments de la structure sont les même pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout Edit Replicate**,** pour **x** et **y** c'est zéro et pour **z** c'est la hauteur d'étage.

IV.5.3 *TROISIEME ETAPE*

Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

IV.5.3.1 Appuis : (Restreints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu **Assigne** ⟶ **joint/point**, puis **Restreints** (**support**), ou en cliquant sur
- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque.
- Pour les autres nœuds :
- Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
- Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
- Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
- Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer

Translation 3),
Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés).

IV.5.3.2 **Définir l'action sismique**

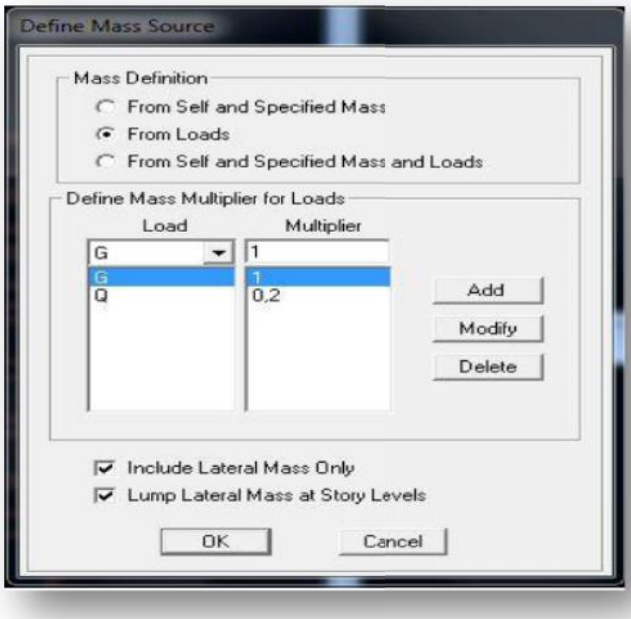
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération, $\beta = 0.2$

L'instruction **: Define→ masse source**

Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.



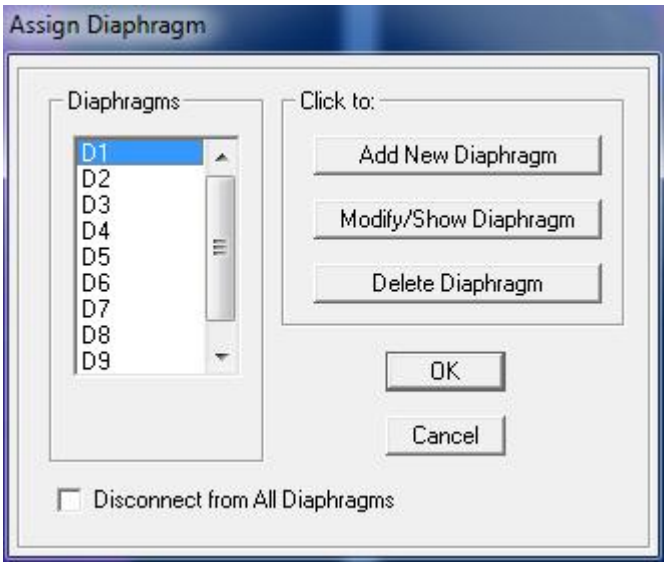
b) Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigiddiaphragm

On choisit **Add New Diaphragm→**
On va l'appeler D1 puis puis OK.



- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler D2et ainsi de suite pour tous les planchers.

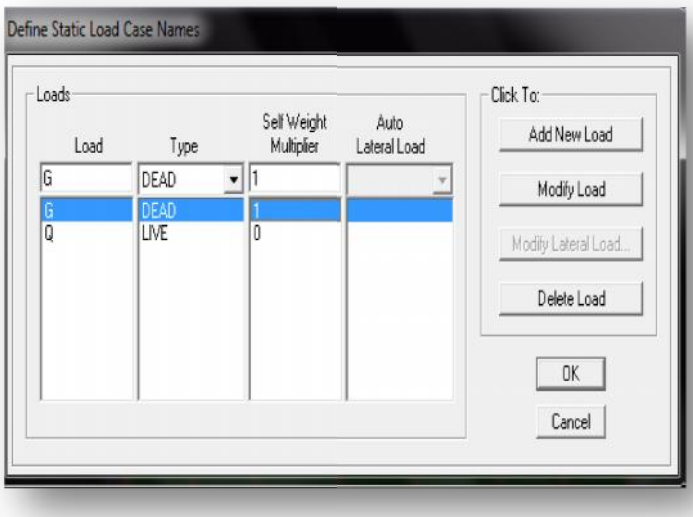
IV-5.4 *QUATRIEME ETAPE*

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

IV.5.4.1 Charge Statiques (G et Q)

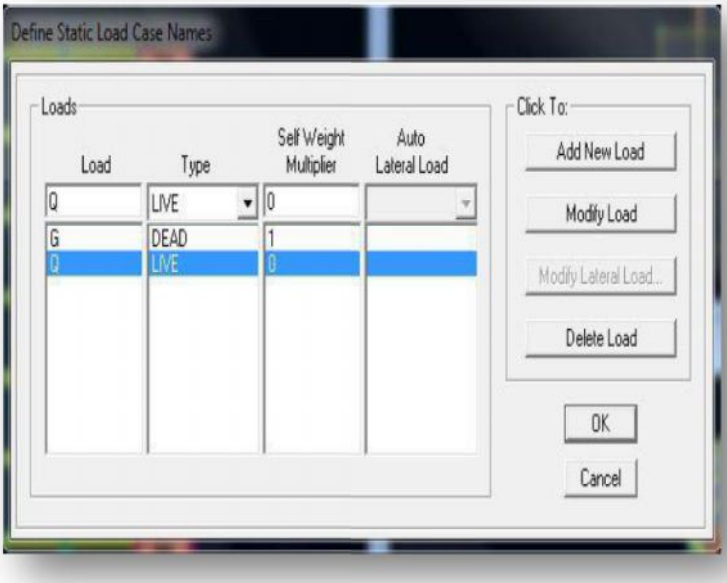
La structure est soumise à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q.

- **Charges permanentes G**
  Load Name (nom de a charge)
  Type: DEAD (permanent)
  Self-weigh multiplier (coefficient intern poids proper):1



- **Surcharges d'exploitation Q**

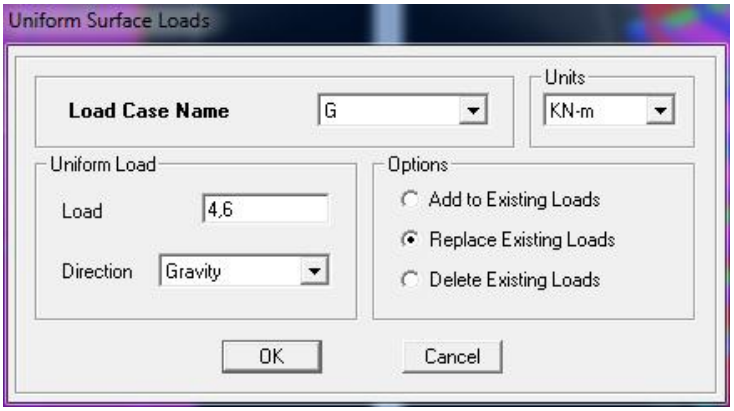
Load Name (Nom de a charge):Q
Type: LIVE (exploitation).
Self-weight multiplier (coefficient interne poids proper):0

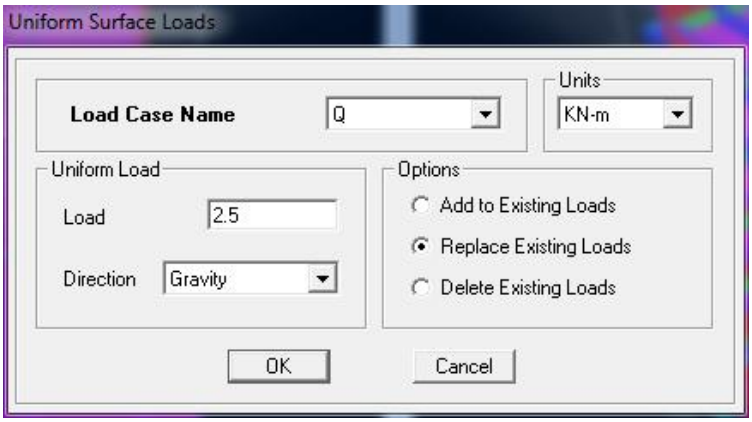


- **Chargement**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Shell/Area loads → Uniform… **(**ou sur **)**





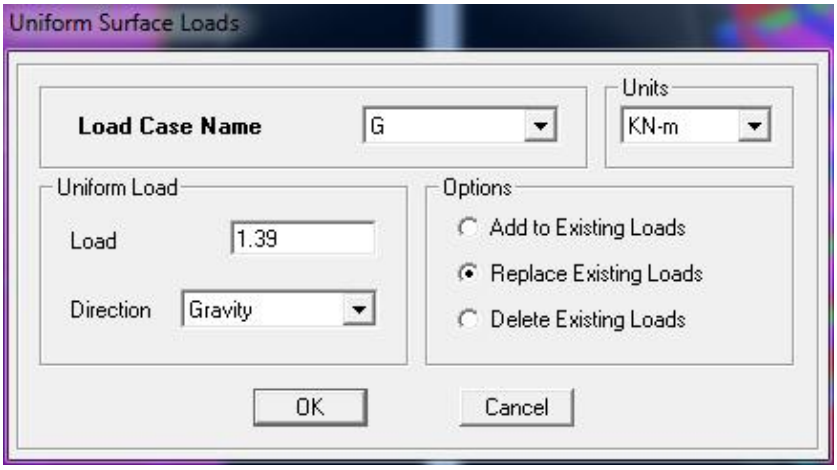
- **Pour les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m2 selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire:

✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform.



Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids propres: $G_{dalle}=\rho_{béton} x e_{pdalle}$

- **Définition des matériaux**

Define – Matériels

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur

Add new Material

Charge Sismique

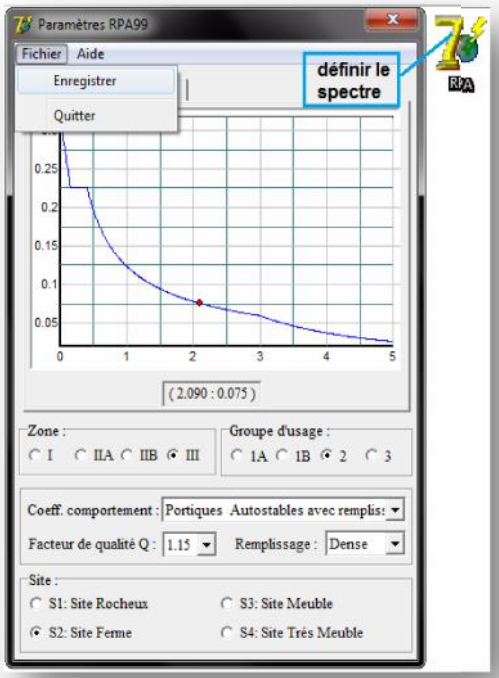
- ***Spectre de réponse :***

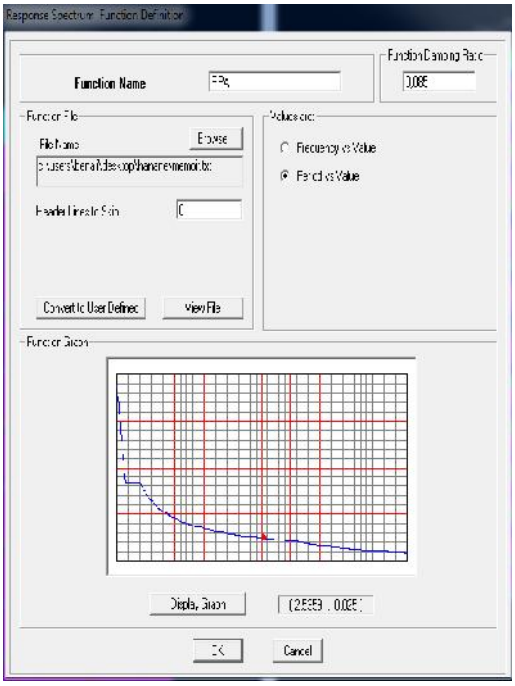
Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(Sa/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

Pour définir le spectre de repense cliquer sur la fenêtre suivante va apparaitre :

Define ⟶ **Response Spectrum Functions**

Clique sure **Add spectrum from file**

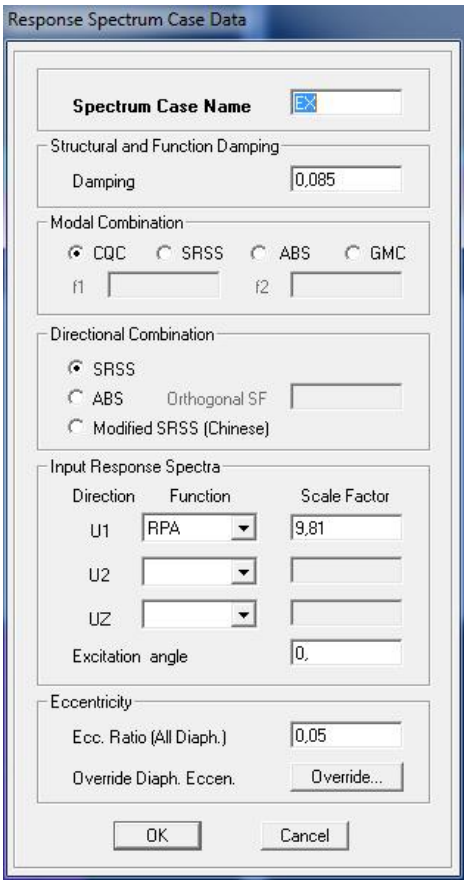


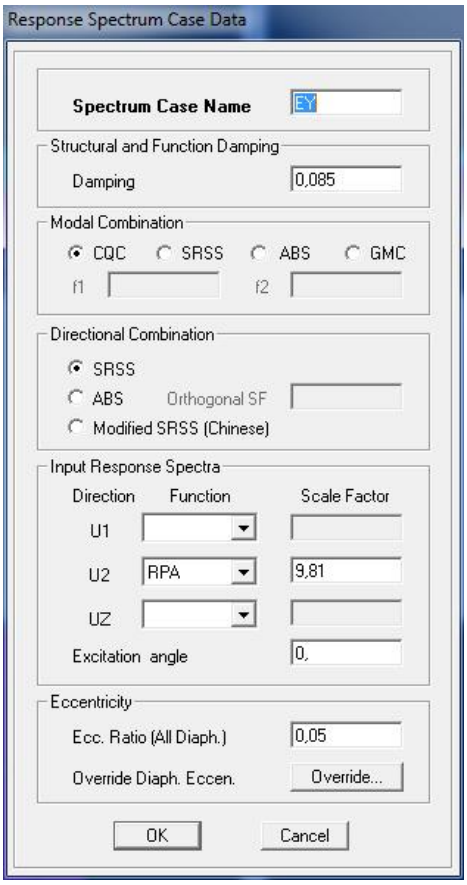


Chargement

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du Chargement **E X et EY**(séisme), pour cela on clique sur :

Define ⟶ **Reponses spectrum cases** ⟶ **Add New Spectrum**





V.5.5 *CINQUIEME ETAPE*

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → Load combinations

Add new Comb.

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Comb**,on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour L'ELU (1.35G+1.5Q) :

-Choisir **G** dans la Case Name et introduire 1.35 dans Scale Factor et cliquer sur **Add.**

-Choisir **Q** dans Case Name et introduire 1.5 dans Scale Factor et Cliquer sur **Add.**

-Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de Définie Load combinations.

Les combinaisons accidentelles d'après RPA sont :

G+Q±E, 0.8G±E, G+Q±1.2E

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

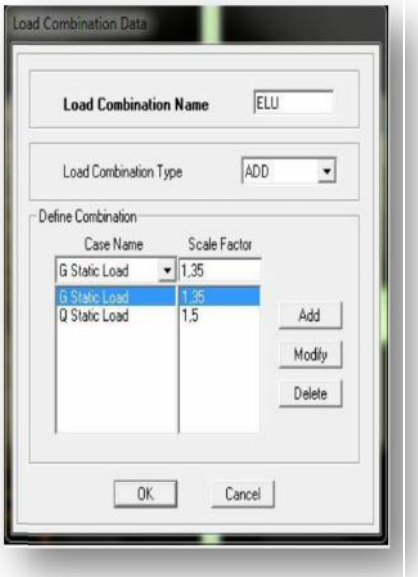
ELU : 1.35G+1.5Q, ELS : G+Q

V-5.6 *SIXIEME ETAPE*

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier données et d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

-Modes de vibration

Analyze Set analyze ⟶ Options Cliquer sur Set Dynamics Paramètre



Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**

L'analyse :

- **Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures**.**

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être crées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de 0.1T (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

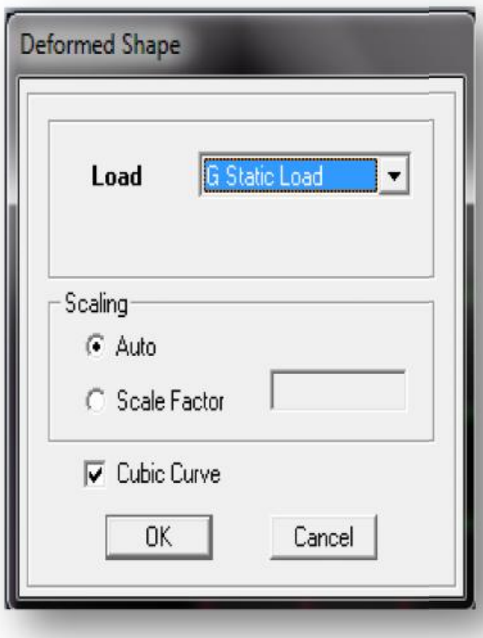
V.5.7 *SEPTIEME ETAPE*

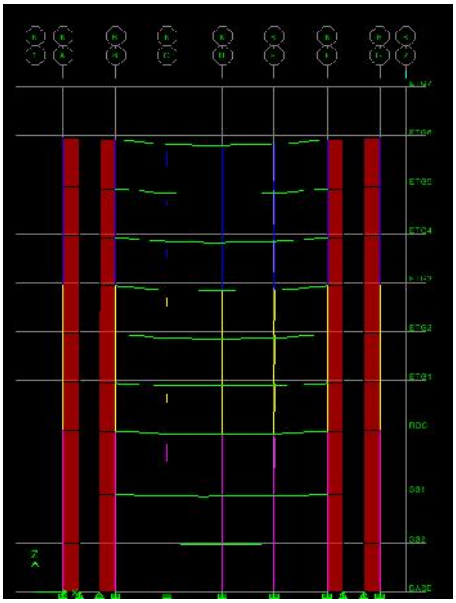
- **Exécution**

Analyze ⟶ **Run** (f5) on clique sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier C'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant Avec : **File** ⟶ **Save as.**

- Déplacements

Display → show Deformedshape





Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

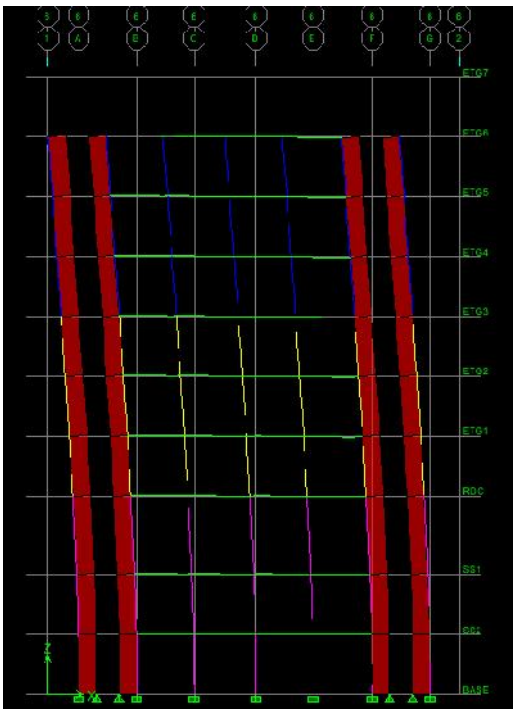
- **Visualisation des réactions**

Display→ show Member Forces /Stress Diagram→ **Support/ Springs Reaction**.

- **Visualisation des modes de vibration**

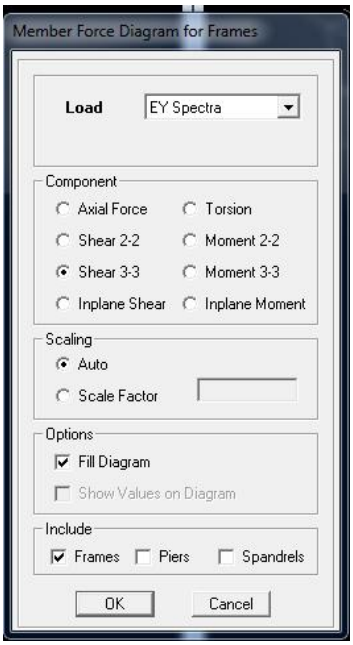
Display→ Show Mode Shepe

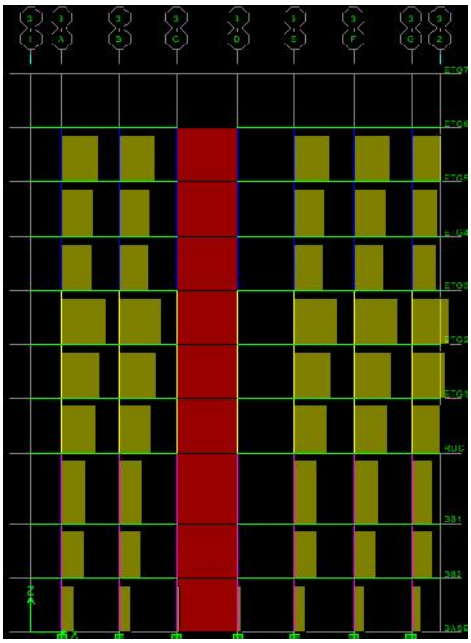
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace



- **Visualisation des efforts internes**

Display→ show Member Forces /stress Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces.
Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément Par cette instruction.





- **Résultat d'analyse**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show Tables.

Les efforts internes

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.718053	65.2964	0.0363	0.0000	65.2964	0.0363	0.0000	0.0534
2	0.687574	0.0365	66.6757	0.0000	65.3329	66.7120	0.0000	98.0726
3	0.352344	0.0497	0.0005	0.0000	65.3826	66.7126	0.0000	0.0048
4	0.156680	0.0048	17.2693	0.0000	65.3874	83.9819	0.0000	1.3890
5	0.142070	16.5038	0.0048	0.0000	81.8911	83.9868	0.0000	0.0003
6	0.125194	0.0016	0.8478	0.0000	81.8928	84.8346	0.0000	0.1000
7	0.118941	0.0050	0.0003	0.0000	81.8977	84.8349	0.0000	0.0000
8	0.118642	1.9144	0.0001	0.0000	83.8121	84.8350	0.0000	0.0000
9	0.095491	0.0806	0.0086	0.0000	83.8927	84.8436	0.0000	0.0012
10	0.090728	0.0002	0.0000	0.0000	83.8929	84.8436	0.0000	0.0000
11	0.062732	0.0009	6.6879	0.0000	83.8938	91.5315	0.0000	0.2670
12	0.050956	6.5628	0.0018	0.0000	90.4566	91.5333	0.0000	0.0001

OK

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnes par**s unUX ,sunUY**

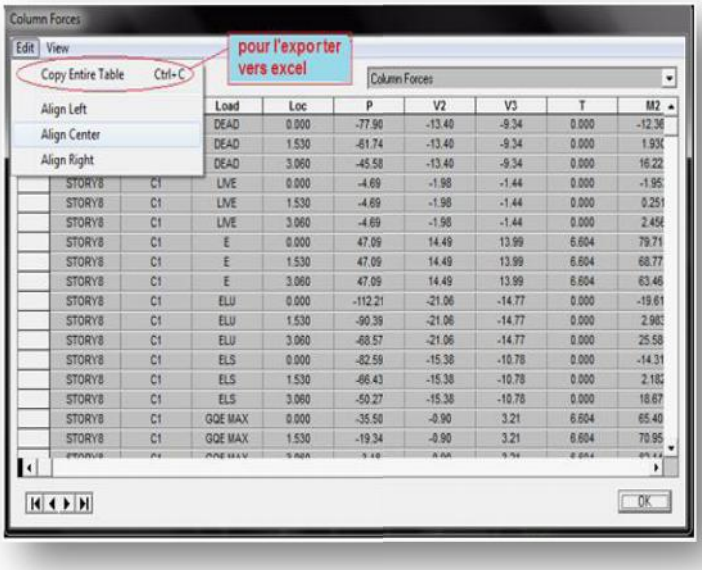
Remarque

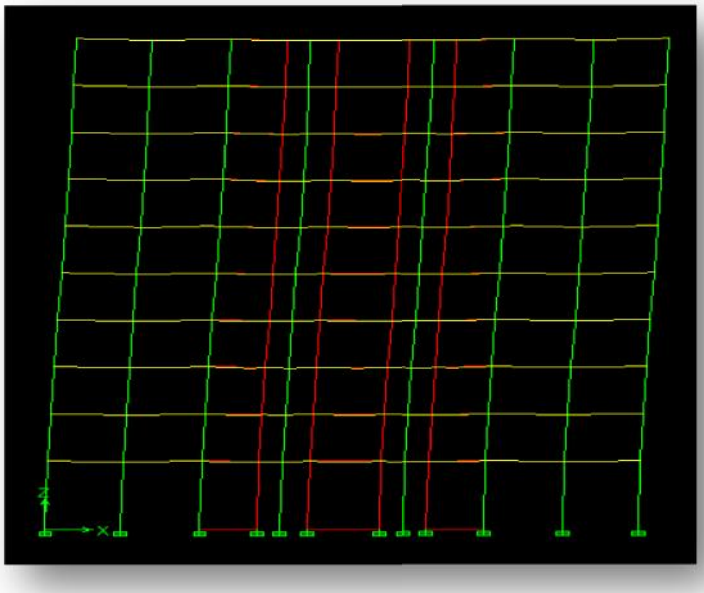
Pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel

- **Edit → copy Entire Table** ;
- Après on va le copier sur la feuille d'excel.

Déformée de la structure :

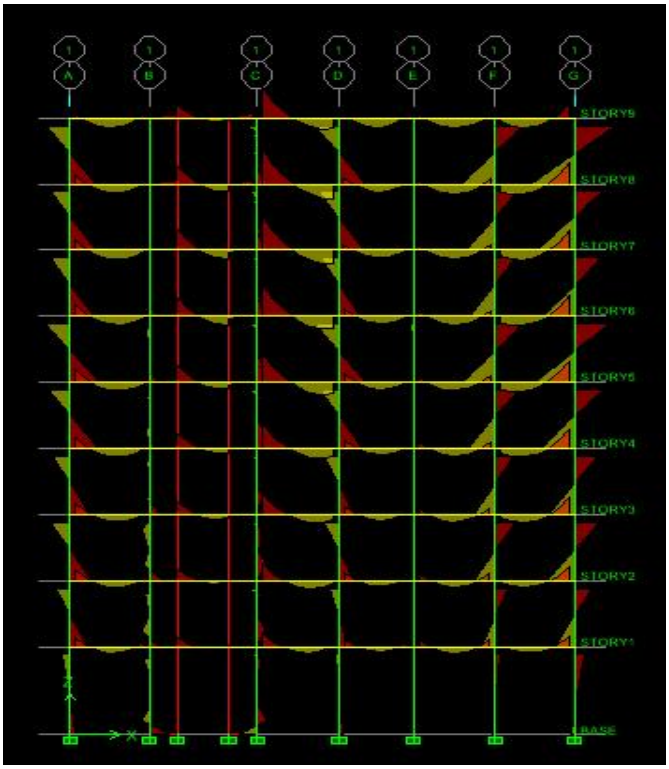
On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélection une combinaison d'actions





- **Diagramme des efforts interne**

Pour avoir les diagrammes des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Membre** → **forces/stresses diagram** dans le menu **display**



Efforts internes dans les éléments barres

Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables** Dans **Frame Output** on sélectionne **Frame Forces** (efforts dans les bars).

On clique sur **Select Case/Combe** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

- Les résultats choisis avec Set Option dans le menu Analyse se retrouve dans un fichier out, génère par l'analyse.

Ce fichier peut être édite et imprime et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

- Fermer l'etabs sans arrêter l'analyse
- Chercher le fichier Out avec recherche de Windows.

CHAPITRE V

VERIFICATION RPA

V.1 VERIFICATIONS SELON LES EXIGENCES DU RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Vérification des déplacements
- ✓ Justification vis-à-vis des déformations
- ✓ Vérification de l'effet du 2éme ordre (l'effet P-Δ)

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

V.2 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V= \frac{A \times D \times q}{R} \times W \qquad \text{(RPA 99 _ formule 4-1)}$$

Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :
A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA
Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

− Zone sismique : IIa
− Groupe d'usage : 2 } → A = 0.15

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée
Par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini
En 3.4 du RPA
R = 5 (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)
Q : Facteur de qualité
Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$
(4.4 du RPA)
Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' est satisfait ou non.
Sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)
Conditions minimales sur les files du contreventement :
Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)
Travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique
Peuvent être constituées de voiles de contreventement
Condition vérifiée dans les deux sens(X-X et Y-Y)
Redondance en plan :
Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de
Voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant
D'espacement en dépassant pas 1,5.
Suivant X-X : condition vérifiée
Suivant Y-Y : condition vérifiée

- Régularité en plan : la structure est classée régulière en plan. (cf3.5 1a).
- Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).

Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens X-X

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du		
Contreventement	observé	0.05
Redondance en plan	observé	0.05
Régularité en plan	observé	0.05
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
		Q = 1.15

Sens Y-Y

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du		
Contreventement	observé	0.05
Redondance en plan	observé	0.05
Régularité en plan	observé	0.05
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
		Q = 1.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\ \eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\ \eta\ \ (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\,s \\ 2.5\ \eta\ \ (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}\ \ (3.0\,/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$ (4.2 du RPA)

T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) . T2(S3)=0.5sec.

η **:** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$$ (Formule 4.3 RPA99v2003).

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages ⟶ (Tableau 4.3 RPA99V2003).
On prend : $\varepsilon = \frac{10+7}{2} = 8.5\%$

η=0.82≥ 0.7 ⟶ Condition vérifiée.

T: La période fondamentale donnée par ETABS : T=1.0952s
Donc : T2=0.5sec ≤T=1.0952sec≤3.0sec ⟹Dx = Dy = 2.5 × 0.82 $(\frac{0.5}{1.0952})^{2/3}$ = 1.22
* W **:** Poids total de la structure, donné par ETABS
W = $\sum_{i=1}^{n} W_i$
Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i=W_{Gi}+Bw_{Qi}$
W_{Gi}: Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.
W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.
b : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (Tableau 4-5 du RPA99V2003), Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant b=0.20.
Poids total de la structure : WT = 13147.21kN

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ R = 5 \\ Q = 1.10 \\ Dx = Dy = 1.22 \\ WT = 39003.89 \text{ kN} \end{cases}$$

Sens X-X :

$\Rightarrow$ Vx $=\frac{0.15\times\times1.15\times1.215}{5} \times 39003.89$ =1634.94KN.

Sens Y-Y :

$\Rightarrow$ Vy $=\frac{0.15\times\times1.15\times1.215}{5} \times 39003.89 = 1634.94$KN.

Vérification

Sens longitudinal : VETABS=1668,73KN > 0,8VLOG= 0,8x1634.94=1307,95KN.
Sens transversal : VETABS= 1473,25KN >0,8VLOG= 0,8x1634.94=1307,95KN.

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V
Donc : l'effort tranchant a la base est vérifié.

V.3 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.
-D'après le RPA 99 (Art 4-4.3), Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :
$\delta k = R\ \delta ek$
δek : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)
R : coefficient de comportement.
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à
$\Delta K = \delta k - \delta k\text{-}1$

Tableau V 1 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_{etage}(m)
10éme	0.0230	0.115	0.0095	0.0242	0.121	0.011	<0.0306
9éme	0.0211	0.1055	0.0105	0.0220	0.11	0.012	<0.0306
8éme	0.0190	0.095	0.011	0.0196	0.098	0.0125	<0.0306
7éme	0.0168	0.084	0.012	0.0171	0.0855	0.0135	<0.0306
6éme	0.0144	0.072	0.0125	0.0144	0.072	0.0135	<0.0306
5éme	0.0119	0.0595	0.0125	0.0117	0.0585	0.013	<0.0306
4éme	0.0094	0.047	0.0125	0.0091	0.0455	0.013	<0.0306
3éme	0.0069	0.0345	0.012	0.0065	0.0325	0.0115	<0.0306
2éme	0.0045	0.0225	0.0105	0.0042	0.021	0.01	<0.0306
1er	0.0024	0.012	0.008	0.0022	0.011	0.0075	<0.0306
RDC	0.0008	0.004	0.004	0.0007	0.0035	0.0035	<0.0306

Remarque
On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (Dans le spectre de réponse).

V.4 DEPLACEMENT MAXIMAL

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta max \leq \frac{Hf}{500} = \frac{33.66}{500} = 0.06732$$

f : La flèche admissible.
H: hauteur total.

Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta max = 0{,}009 < f = 0.06732$ ⟶ condition vérifier.

Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta max = 0{,}008 < f = 0.06732$ ⟶ condition vérifier.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

V.5 JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de pa) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si le bâtiment condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$ (Art 5.9 RPA99V2003).

PK **:** Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau K, calculés suivant la formule :

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} \left(W_{Gi} + \beta W_{qi}\right)$$

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
ΔK : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
hK : hauteur de l'étage « K ».

			Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
Niveau	P_k (KN)	h_k(m)	Δ_k (m)	Vx (KN)	θ	Δ_k (m)	Vy (KN)	θ
10ème	3592.69	3.06	0.0095	355.65	0.0313	0.011	368.82	0.0350
9ème	6916.7	3.06	0.0105	606.7	0.0391	0.012	612.34	0.0442
8ème	10350.11	3.06	0.011	809.58	0.0459	0.0125	807.52	0.0523
7ème	13783.51	3.06	0.012	979.56	0.0551	0.0135	969.66	0.0627
6ème	17216.92	3.06	0.0125	1122.87	0.0626	0.0135	1105.99	0.0686
5éme	20776.56	3.06	0.0125	1251.28	0.0678	0.013	1229.57	0.0717
4éme	24336.19	3.06	0.0125	1371.1	0.0725	0.013	1345.23	0.0768
3ème	27895.82	3.06	0.012	1476.4	0.0740	0.0115	1447.53	0.0724
2ème	31598.51	3.06	0.0105	1563.2	0.0693	0.01	1531.91	0.0674
1er	35301.2	3.06	0.008	1628.35	0.0566	0.0075	1597.07	0.0541
RDC	39003.89	3.06	0.004	1668.73	0.0305	0.0035	1640.45	0.0271

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieur à « 0.1 ».
Donc l'effet **P-D** peut être négligé pour le cas de notre structure.

V.6 NOMBRE DE MODES A CONSIDERER (ART 4.3.4 RPA99V2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à Cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :
$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec
N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;
T_K : la période du mode K.
Dans notre cas N= 11 niveaux ⇒K ≥ (3x√11 =10) ⇒K =10nombre de modes.
Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Tableau V .2 Période et participation massique.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.09519	0.0592	69.0464	0
2	1.070076	70.595	69.1055	0
3	0.963873	71.0775	69.1071	0
4	0.318512	86.0877	69.1151	0
5	0.30286	86.097	85.1565	0
6	0.286911	86.2559	85.1626	0
7	0.154751	92.1393	85.1636	0
8	0.138242	92.1407	91.4296	0

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 7 Sons X et mode 8 Sons Y.

V.7 VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à +5%L (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que:

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X$$

Tel que :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Tableau V-3 Excentricité dans le sens (x-x) et (y-y).

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x	e_y	$5\%Lx$	$5\%Ly$
RDC	D1	13.304	8.856	13.314	9.017	0.01	0.161	1.36	1.03
ETG1	D2	13.304	8.856	13.324	8.879	0.02	0.023	1.36	1.03
ETG2	D3	13.304	8.858	13.326	8.754	0.022	0.104	1.36	1.03
ETG3	D4	13.304	8.86	13.326	8.696	0.022	0.164	1.36	1.03
ETG4	D5	13.304	8.86	13.325	8.674	0.021	0.186	1.36	1.03
ETG5	D6	13.304	8.862	13.324	8.671	0.02	0.191	1.36	1.03
ETG6	D7	13.304	8.864	13.322	8.671	0.018	0.193	1.36	1.03
ETG7	D8	13.304	8.864	13.321	8.670	0.017	0.194	1.36	1.03
ETG8	D9	13.304	8.865	13.32	8.668	0.016	0.197	1.36	1.03
ETG9	D10	13.304	8.867	13.318	8.659	0.014	0.208	1.36	1.03
ETG10	D11	13.302	8.793	13.318	8.634	0.016	0.159	1.36	1.03

V.8 JUSTIFICATION DE L'INTERACTION « PORTIQUES / VOILES »

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à L'aide de l'option « Section Cut», voir tableau ci-après :

Conclusion

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
Unité	KN	%	KN	%
sens EX	1668.7345	100	1178.7284	70.636
sens EY	67.0211	100	82.224	82.224
ELU	448021.36	100	89501.048	19.97

D'apprêt ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas repris en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement Mixte portiques-voiles.

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus pour les 2 structures on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux sont vérifiés.

Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ.

- L'excentricité est vérifiée (avec introduction des excentricités non vérifié dans les calculs).

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1 INTRODUCTION

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :
-Effort normal maximal et le moment correspondant.
-Effort normal minimal et le moment correspondant.
-Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.
En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q à l'ELS
- G+Q± E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

VI.2 RECOMMANDATION DU RPA 2003

VI.2.1 *LES ARMATURES LONGITUDINALES*

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (Zone IIa).

Poteau (45x45) A_{min}= 0.008x45x45=16.20 cm^2.
Poteau (40x40) A_{min}= 0.008x40x40=12.8 cm^2.
Poteau (35x35) A_{min}= 0.008x35x35= 9.8 cm^2.
Poteau (30x30) A_{min}= 0.008x30x30= 7.2 cm^2.

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (45x445) A_{max}= 0.04x45x45=81cm^2.
Poteau (40x40) A_{max}= 0.04x40x40=64 cm^2.
Poteau (35x35) A_{max}= 0.04x35x35= 49cm^2.
Poteau (30x30) A_{max}= 0.04x30x30= 36cm^2.

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)

Poteau (45x45) A_{min}= 0.06x45x45=121.5cm^2.
Poteau (40x40) A_{min}= 0.06x40x40= 96cm^2.
Poteau (35x35) A_{min}= 0.06x35x35=73.5 cm^2.
Poteau (30x30) A_{min}= 0.06x30x30=54 cm^2.

VI.3 RECOMMANDATIONS POUR LE FERRAILLAGE DU RPA (ZONE IIA)

VI.3.1 ARMATURES LONGITUDINALES (R.P.A Art.7.5.2.2)

- 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 **LR= ØLMin** (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm,**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

VI.3.2 *ETAPES DE CALCUL EN FLEXION COMPOSEE A L'ELU*

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d-c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$

Mf : Moment fictif

Calcul des armatures

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ Si : $\mu \leq \mu = 0.392$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section réelle d'armature est : $As = A1 - \frac{N}{\sigma_s}$

La Si $\mu \geq \mu = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule: $M_f=\mu b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

$A_1=\frac{M_r}{\beta d \sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$; $A_1=\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

Avec : Mr : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=348Mpa$$

La section réelle d'armature est : A_s' =A' ; $As=A1-\frac{N}{\sigma_s}$

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e=\frac{M_u}{N_u}<\frac{h}{2}-c$$

Deux cas se présentent :

Si : N_u (d-c')-$M_f \leq (0.337-0.81\frac{c'}{h})\, bh^2$ ⟶ SPC

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu=\frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu$=0.392 ⟶ la section est simplement armée (SSA).

$A_l=\frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ Avec : $\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}$

D'où la section réelle est $As=A1-\frac{N}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

Si A_s est négative $A_s \geq \left\{\max\frac{bh}{1000}, 0.23bh\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$

Si $\mu \geq \mu = 0.392$ ⟶ la section est doublement armée (SDA).

On calcul: $M_r=\mu b d^2 f_{bc}$ $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

$A_1=\frac{M_r}{\beta d \sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$; $A_1=\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

La section réelle d'armature est : A_s' =A' ; $As=A1-\frac{N}{\sigma_s}$

Si : N_u (d-c')-$M_f \leq (0.337-0.81\frac{c'}{h})\, bh^2$ ⟶ SPC

Deux cas peuvent se présenter :

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

N_u (d-c')-$M_f \leq (0.5-\frac{c'}{h})$ bh^2 ⟶ $A_s > 0$ et $A'_s > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

N_u (d-c')-$M_f \leq (0.5-\frac{c'}{h})$ bh^2 ⟶ $A_s > 0$ et $A'_s = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Et: As = 0.

Avec: $\varphi = \frac{0.351 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 \frac{c}{h}}$

Convention

- Efforts normaux : N > 0 : Compression.
N < 0 : Traction
- Ferraillage
A_{sx} : Armature dans le sens x-x.
A_{sy} : Armature dans le sens y-y.

Note

Le ferraillage des poteaux sera se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible de d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.

Zone I :du RDC, 1ere étage, 2^{éme} étage ⟶ Section (45 x 45).
Zone II : du 3^{éme} étage. 4^{éme} et 5^{éme} ⟶ Section (40 x 40).
Zone III : du 6^{éme} étage, 7^{éme} et 8^{éme} ⟶ Section (35 x 35).
Zone VI: du 9^{éme} étage 10^{éme} ⟶ Section (30 x 30).

VI.4 CALCUL DE FERRAILLAGE et au Séisme à l'ELU

Exemple de calcul manuel

- **Poteaux 45x45**

Nu= 1766.67KN et Mu= 0.423KN .m

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.423}{1766.67} = 0.00023 < \frac{h}{2} - c = 0.195$$

S.E.C

Vérification de la 1ère condition :

$$\left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} < N_u\,(d - c') - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

Mf =560.85KN .m Condition vérifiée.

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A's = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A's = \frac{560.85 - (0.42 - 0.5(0.45))0.45 \cdot 0.45 \cdot 14.2.10^3}{348.10^{-3}(0.42 - 0.03)}$$

A_s =0

$$Ai = \frac{N_u - \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s^{/}$$

$$Ai = \frac{1766.67 - 0.45 \cdot 0.4 \cdot 14.2.10^3}{348.10^{-3}} + 2.416$$

A_i =0

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 ferraillages des poteaux.

Section (cm²)	Effort normal(KN)	Moments (KN.m)	Nature	Combinaison	Asup	Ainf	Amin	Adopt	Ferraillage
Zone I 45×45	Nmax=1766.67	$M2^{corr}$=0.423	SEC	ELU	0	0	16.2	18.71	4HA20+4HA16
		$M3^{corr}$=1.326	SEC		0	0			
	Nmin =553.1	$M2^{corr}$=15.781	SEC	0.8G+EY	0	0			
		$M3^{corr}$=6.521	SEC		0	0			
	Ncorr=1126.49	$M2^{max}$=66.251	SEC	G+Q+EY	0	0			
	Ncorr=914.47	$M3^{max}$=74.371	SEC	G+Q+EX	0	0			
Zone II 40×40	Nmax=1253.59	$M2^{corr}$=1.071	SEC	ELU	0	0	12.8	14.91	4HA16+4HA14
		$M3^{corr}$=1.967	SEC		0	0			
	Nmin =169.12	$M2^{corr}$=36.816	SEC	0.8G+EY	0.45	0			
		$M3^{corr}$=12.363	SEC		0	0			
	Ncorr=655.07	$M2^{max}$=60.229	SPC	G+Q+EY	0	0			
	Ncorr=538.03	$M3^{max}$=73.557	SEC	G+Q+EX	0	0			
Zone III 35×35	Nmax=770.31	$M2^{corr}$=2.236	SEC	ELU	0	0	9.8	10.67	4HA14+4HA12
		$M3^{corr}$=1.024	SEC		0	0			
	Nmin =21.48	$M2^{corr}$=0.411	SEC	0.8G+EX	0	0			
		$M3^{corr}$=1.298	SEC		0	0			
	Ncorr=124.12	$M2^{max}$=50.644	SPC	G+Q+EY	2.44	0			
	Ncorr=176.72	$M3^{max}$=57.341	SPC	G+Q+EX	2.37	0			
Zone V 30×30	Nmax=308.31	$M2^{corr}$=2.478	SPC	ELU	0	0	7.2	9.05	8HA12
		$M3^{corr}$=0.355	SPC		0	0			
	Nmin =24.73	$M2^{corr}$=0.17	SPC	0.8G+EX	0	0			
		$M3^{corr}$=0.693	SPC		0	0			
	Ncorr=36.98	$M2^{max}$=39.56	SPC	G+Q+EY	8.00	0			
	Ncorr=75.22	$M3^{max}$=38.915	SPC	G+Q+EX	2.70	0			

VI.5 VERIFICATION

VI.5.1 *VERIFICATIONS A L'ELS*

- **Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s = A_{min} = \frac{0.23 f_{c28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} b.d$$

Tableau VI.2 vérification de non fragilité à l'els.

	Zone	sollicitation	N(kn)	M(kn.m)	Es	A_{min}	A_{ad}	Obs
X-X	Zone I	N_{max}-M_{cor}	1283	0.299	0.000	5.50	22.5	cv
		N_{min}-M_{cor}	375.6	1.154	0.003	6.01	22.5	cv
		M_{max}-N_{cor}	525.13	19.974	0.038	8.57	22.5	cv
	Zone II	N_{max}-M_{cor}	910.44	0.785	0.001	4.33	18.225	cv
		N_{min}-M_{cor}	216.31	0.32	0.001	4.35	18.225	cv
		M_{max}-N_{cor}	332.03	15.523	0.047	9.71	18.225	cv
	Zone III	N_{max}-M_{cor}	559.66	1.63	0.003	3.35	14.4	cv
		N_{min}-M_{cor}	84.4	0.181	0.002	3.32	14.4	cv
		M_{max}-N_{cor}	157.5	22.816	0.145	0.04	14.4	cv
	Zone IV	N_{max}-M_{cor}	224.49	1.805	0.008	2.62	11.025	cv
		N_{min}-M_{cor}	11.63	0.154	0.013	2.85	11.025	cv
		M_{max}-N_{cor}	50.91	21.795	0.428	0.80	11.025	cv
Y-Y	Zone I	N_{max}-M_{cor}	1283	0.958	0.001	5.52	22.5	cv
		N_{min}-M_{cor}	375.6	8.927	0.024	6.90	22.5	cv
		M_{max}-N_{cor}	446.31	19.974	0.045	9.85	22.5	cv
	Zone II	N_{max}-M_{cor}	910.44	1.421	0.002	4.36	18.225	cv
		N_{min}-M_{cor}	216.31	0.783	0.004	4.44	18.225	cv
		M_{max}-N_{cor}	230.89	11.642	0.050	11.32	18.225	cv
	Zone III	N_{max}-M_{cor}	559.66	0.738	0.001	3.30	14.4	cv
		N_{min}-M_{cor}	84.4	0.522	0.006	3.47	14.4	cv
		M_{max}-N_{cor}	95.86	22.816	0.238	0.72	14.4	cv
	Zone IV	N_{max}-M_{cor}	224.49	0.252	0.001	2.38	11.025	cv
		N_{min}-M_{cor}	11.63	0.548	0.006	2.53	11.025	cv
		M_{max}-N_{cor}	48.28	21.795	0.451	0.81	11.025	cv

- **Vérification des contraintes a l'ELS**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$\overline{\sigma_{bc}}$=0.6f_{c28}=0.6×25=15Mpa. BAEL91a.4.5.2

Si $e_x=\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ ⟶ Section entièrement comprimée.

Si $e_x=\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ ⟶ Section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$y_1= y_2 +l_c$

Avec

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L_c: la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y^3{}_2+py_2+q=0$.

$l_c=\frac{h}{c}-e_x$

$p=-3\times l_c^2-6n\,A_u\frac{(l_c-c')}{b}+6n\,A_u\frac{(d-l_c)}{b}$

$q=-2\times l_c^3-6nA_u\frac{(l_c-c')}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcul :

Δ: $\Delta=q^2+\frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta\geq 0$: $t=0.5(\sqrt{\Delta}-q)\,;4\sqrt[3]{t}\;\;;y_2=u-\frac{p}{3.u}$

Si $\Delta<0$ *léqution trois racines* :

y_2'=a.cos $(\frac{a}{3})$; y_2^2=a.cos $(\frac{a}{3}+120)$ y_2^3 =a.cos $(\frac{a}{3}+240)$

Avec : $\alpha=\arccos(\frac{3.q}{2.p}\times\sqrt{\frac{-3}{p}}$; $\alpha=2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0<y_1=y_2+l_c<h$

Donc : $y_1=y_2+l_c$

$I=\frac{b.y_1^3}{3}+15[A_u(d-y_1)^2+\overline{A_u}\,(y_1-d')^2]$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

(Art. A.4.5.2/BAEL91)

$\sigma_{bc}=\frac{y_2\,N_s}{I}\,y_1\leq\overline{\sigma_{bc}}$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcul l'aire de la section homogène totale : S = b.h + 15. (A1 + A2)
On détermine la position du centre de gravite résistant qui est situe à une distance XG au dessus du CDG géométrique.

$X_G=\frac{A_1\,(0.5h-c')-A_2\,(d-0.5h)}{b.h+15(A_1+A_2)}$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$I=\frac{bh^3}{12}+bhX_G^2+15[A_1(0.5h-c'-X_G)^2+A_2(d-0.5h+X_G)^2]$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{Nser}{s} + \frac{Nser(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{Nser}{s} - \frac{Nser(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I}$$

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.

Max $(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier)**

D'après les conditions agressives de l'environnement, on considère la fissuration est très préjudiciable :

$\sigma_{st} = \overline{\sigma_{st}}$=min $\{0.5 \times f_e\ ; 90\sqrt{nf_{t28}}\}$=$\{0.5 \times 400; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}\}$=164.97 MPa

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

Tableau IV.3 vérification des contraintes a l'ELS

	Zone	N(kn)	M(kn.m)	σ_{as}	σ_{ai}	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bs}	σ_{bi}	$\overline{\sigma_{bc}}$	As=Ai	obs
X-X	Zone I	1283	0.299	84.8	84.4	348	5.66	5.63	15	8.289	CV
		375.6	1.154	25.6	24	348	1.71	1.59	15	8.289	CV
		525.13	19.974	48	21.3	348	3.34	1.28	15	8.289	CV
	Zone II	910.44	0.785	78.1	76.5	348	5.21	5.09	15	5.557	CV
		216.31	0.32	18.7	18.1	348	1.25	1.2	15	5.557	CV
		332.03	15.523	43.3	13.1	348	3.07	0.67	15	5.557	CV
	Zone III	559.66	1.63	64.5	59.8	348	4.33	3.95	15	4.207	CV
		84.4	0.181	9.63	9.11	348	0.65	0.6	15	4.207	CV
		157.5	22.816	56.6	43.2	348	4.46	0.1	15	4.207	CV
	Zone IV	224.49	1.805	37.6	29.7	348	2.57	1.91	15	3.391	CV
		11.63	0.154	2.08	1.4	348	0.14	0.09	15	3.391	CV
		50.91	21.795	68.3	19.37	348	6.73	0.75	15	3.391	CV
Y-Y	Zone I	1283	0.958	85.3	84.0	348	5.69	5.59	15	8.289	CV
		375.6	8.927	30.8	18.8	348	2.11	1.19	15	8.289	CV
		446.31	19.974	42.8	16.1	348	2.99	0.93	15	8.289	CV
	Zone II	910.44	1.421	78.7	75.9	348	5.26	5.04	15	5.557	CV
		216.31	0.783	19.1	17.6	348	1.28	1.16	15	5.557	CV
		230.89	11.642	31	8.3	348	2.2	0.42	15	5.557	CV
	Zone III	559.66	0.738	63.2	61.100	348	4.23	4.06	15	4.207	CV
		84.4	0.522	10.1	8.620	348	0.68	0.56	15	4.207	CV
		95.86	22.816	53.3	8.800	348	4.53	0.9	15	4.207	CV
	Zone IV	224.49	0.252	34.2	33.100	348	2.29	2.2	15	3.391	CV
		11.63	0.548	2.94	0.540	348	0.22	0.02	15	3.391	CV
		48.28	21.795	67.7	19.710	348	6.72	0	15	3.391	CV

VI.5.2 *LONGUEUR D'ANCRAGE* (B.A.E.L.91Article: A.6.1.221)

$$L_S = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA12 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4t_{su}} = \frac{1.2\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 42.32cm^2$.

Pour les HA14 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4t_{su}} = \frac{1.4\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 49.38cm^2$.

Pour les HA16 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4t_{su}} = \frac{1.4\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 56.44cm^2$.

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : L = 40 ×Ø

Pour les **HA12 :**

$L_r = 40\times Ø = 40\times1.2 = 48cm$ $L_r = 80$ cm.

Pour les **HA14 :**

$L_r = 40\times Ø = 40\times1.4 = 56cm$ $L_r = 70$ cm.

Pour les **HA16 :**

$L_r = 40\times Ø = 40\times1.6 = 64cm$ $Lr = 60$ cm.

- **Délimitation de la zone nodale** (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).

Au niveau des poutres : L' = 2 h ; Avec : h= hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : h' = max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 cm).

h: hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nus des poutres.

Poteaux du RDC, étages1, 2 h'=max (306-30/6.45.45.60)= (46.45.45.60)=60cm.

Poteaux étages 3, 4,5 h'=max (306-30/6, 40, 40,60) = (46, 40, 40,60) = 60 cm.

Poteaux étages 6, 7,8 h'= (306-30/6, 40,35 ,60)= (46, 35, 35,60)=60cm.

Poteaux étages 9,10 h'= (306-30/6, 30, 30,60)= (46, 30, 30,60)=60cm.

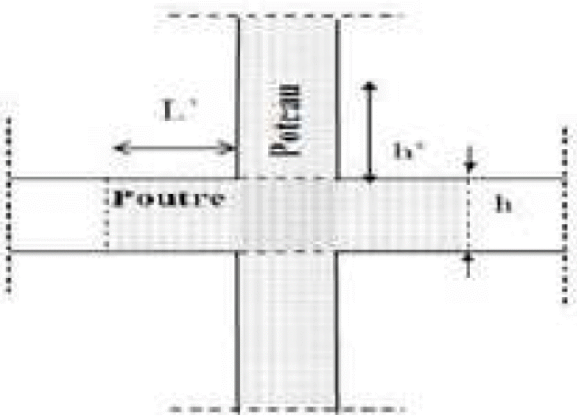


Figure VI.1 délimitation de la zone nodale

- **Vérification de l'effort tranchant** (RPA99/Art7.4.32)

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $t_{bu} = \frac{V_u}{b\times d}$

Et $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$

Tableau VI.4 Vérification des efforts tranchants

Niveaux	Vu (kN)	b(cm)	d(cm)	λ g	ρ b	τbu(MPA)	τb(MPA)	Vérification
Zone 1	13.67	45	42	4.76	0.040	0.008	1	OK
Zone 2	15.55	40	37	5.35	0.075	0.010	1.875	OK
Zone 3	15.67	35	32	6.12	0.075	0.014	1.875	OK
Zone 4	16	30	27	7.14	0.075	0.019	1.875	OK

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement. Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho.V_u}{H_1.f_e}$$ (Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003)

Avec :
Vu : effort tranchant de calcul.
H_1 : hauteur totale de la section brute.
fe : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.
P : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire. λg L'élancement géométrique du poteau. $\lambda g = \frac{l_f}{b}$.
L_f : longueur de flambement du poteau.
b : dimensions de la sections droite du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \; l = 0.7h_e$$

S_t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

Dans la zone nodale

$$S_t \leq \left(10\Phi_L^{min}, 15\ cm\right) = min(10 \times 1.2, 15cm) = 12cm.$$

Avec : st=10cm.

Dans la zone courante

$$S_t \leq min\left(15\Phi_L^{min}\right) = 18\ cm.$$

Avec : St=15 cm

L'écartement (St) des armatures transversales sera égal à :
En zone nodale S_t =10cm. En zone courante S_t =15cm.

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{bs_t}$en % .

Si $\lambda g \geq 5$ ⟶ 0.3%.
Si $\lambda g \leq 3$ ⟶ 0.8%.
$3 < \lambda g < 5$ ⟶ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.
Avec :
λg : L'élancement géométrique du poteau
b1: Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **Poteaux de zone I (45x45)**

Pour RDC ;1 ;2

$\lambda g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 306}{45} = 4.807$

$\lambda g \leq 5$

En zone nodale (St = 10cm) : At min = 0.003 ×10 × 45= 1.35cm².

En zone courante (St = 15cm): At min= 0.003×15× 45= 2.02cm²

- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Dans la zone nodale

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 13.67}{45 \times 40}\right) \times 10 = 0.18 cm^2$

Dans la zone courante

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 13.67}{45 \times 40}\right) \times 15 = 0.28 cm^2$

- **Poteaux de zone II (40x40)**

$\lambda g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 306}{40} = 5.40$

$\lambda g \geq 5$

En zone nodale (St = 10cm) : A_t min = 0.003×10 × 40= 1.2cm².
En zone courante (St = 15cm): A_t min= 0.003 ×15× 40=1.8cm².

Dans la zone nodale

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 15.55}{40 \times 40}\right) \times 10 = 0.24 cm^2.$

Dans la zone courante

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 15.55}{40 \times 40}\right) \times 15 = 0.36 cm^2.$

- **Poteaux de zone III (35x35)**

$\lambda g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 306}{35} = 6.18$

$\lambda g \geq 5$.

En zone nodale (St = 10cm) : A_t min = 0.003 ×10 × 35= 1.05cm².
En zone courante (St = 15cm): A_t min= 0.003 ×15× 35= 1.57cm².

Dans la zone nodale

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 15.67}{35 \times 40}\right) \times 10 = 0.28 cm^2.$

Dans la zone courante

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 15.67}{35 \times 40}\right) \times 15 = 0.42 cm^2.$

- **Poteaux de zone III (30x30)**

$\lambda g = \frac{Lf}{b} = \frac{0.707 \times 306}{30} = 7.21$

$\lambda g \geq 5$.

En zone nodale (St = 10cm) : A_t min = 0.003 ×10 × 30= 0.9 cm².
En zone courante (St = 15cm): A_t min= 0.003 ×15× 30= 1.35cm².

Dans la zone nodale

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 16}{30 \times 40}\right) \times 10 = 0.33 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante

$A_t = \left(\frac{\rho \times v_u}{h \times f_e}\right) s_t = \left(\frac{2.5 \times 16}{30 \times 40}\right) \times 15 = 0.5\ cm^2$

- **Longueurs de recouvrement**

Zone I

Lr =40Øt = 40 x 20 = 80 cm.

Zone II

Lr =40Øt = 40 x 16 = 64 cm.

Zone III

Lr =40Øt = 40 x 14 = 56 cm.

Zone IV

Lr =40Øt = 40 x 12 = 48 cm.

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES POUTRES

VII.1 INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

VII.2 RECOMMANDATIONS DU RPA

VII.2.1 *POURCENTAGE TOTAL MINIMUM*

A_{min}=0.5%(b×h), en toute section.

Poutres principales PP: A_{min}=5.25cm²
Poutres secondaires PS: A_{min}=4.5cm²

VII.2.2 *POURCENTAGE TOTAL MAXIMUM*

A_{max}=4%(b×h) ⟶En zone courante.
A_{max}=6%(b×h) ⟶En zone de recouvrement.

- **Poutres principales PP**

- Zone courante : A_{max}=42cm²

- Zone de recouvrement : A_{max}=63cm²

- **Poutres secondaires PS**

- Zone courante : A_{max}=36cm²

- Zone de recouvrement : A_{max}=54cm²

VII.3 ÉTAPES DE CALCUL DE FERRAILLAGE

VII.3.1 Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \dfrac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

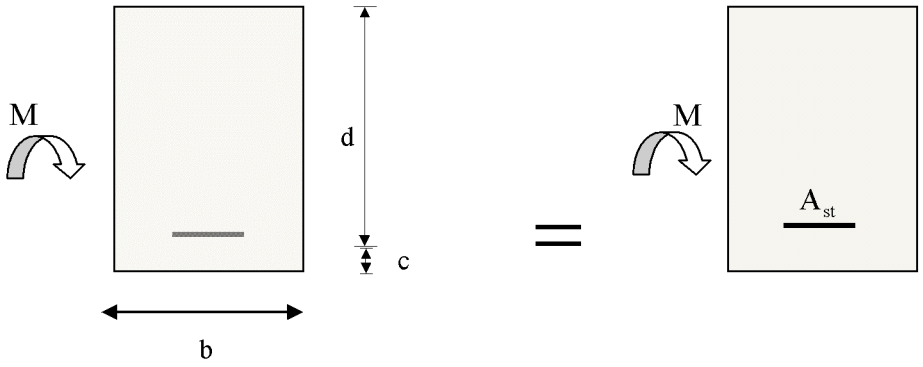
VII.3.2 Calcul du moment réduit limite« μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

VII.3.2.1 on compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 »

- **1er cas :** $\mu \leq \mu_l$ ⇒ Section simplement armée **(SSA)**

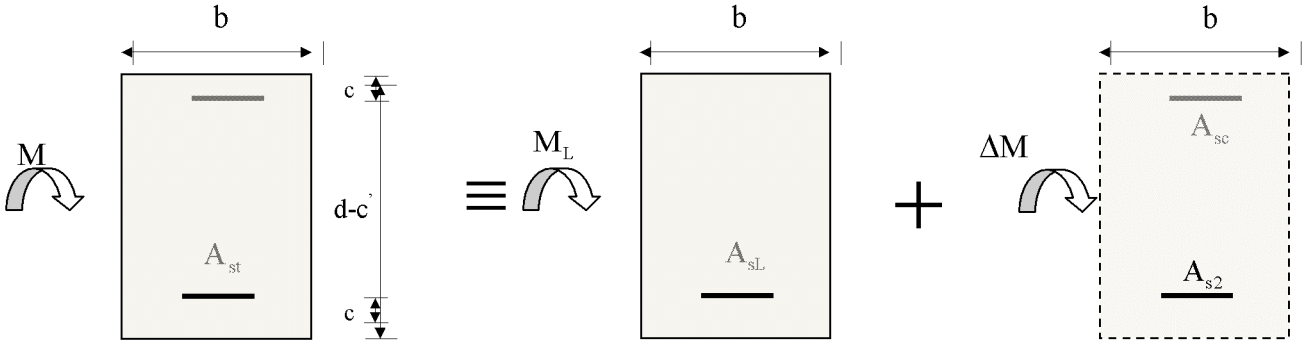
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires → $\mathbf{A_{sc} = 0.}$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- **2éme cas :** $\mu \geq \mu_l$ $\Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

VII.4 FERRAILLAGE DES POUTRES

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU.

M_{sa} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Tableau VII.1 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	Fc28 (MPa)	fbu (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s(MPa)
Durable	1,5	25	14 ,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,74	1	400	400

VII.4.1 *FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES A* L'ESLU

Tableau VII.2 ferraillage des poutres principales en travée

niv	M_t^{max}(KN.M	μ	B	OBS	$A_{S\ cm}^2$	A_{min}	*Ferraillage*	$A_{adopé}$
1	38.955	0.0840	0.956	SSA	3.55	5.25	3HA14+2HA 12	6,88
2	55.653	0.120	0.936	SSA	5.18		3HA14+2HA 12	6.88
3	61.469	0.1325	0.925	SSA	5.76		3HA14+2HA 12	6.88
4	61.714	0.1330	0.928	SSA	5.79		3HA14+2HA 12	6.88
5	59.467	0.1282	0.931	SSA	5.56		3HA14+2HA 12	6.88
6	55.122	0.1188	0.937	SSA	5.12		3HA14+2HA 12	6.88
7	61.522	0.1326	0.929	SSA	5.77		3HA14+2HA 12	6.88
8	64.555	0.1392	0.925	SSA	6.08		3HA14+2HA 12	6.88
9	66.254	0.1428	0.923	SSA	6.25		3HA14+2HA 12	6.88
10	69.900	0.1507	0.918	SSA	6.63		3HA14+2HA 12	6.88
11	69.933	0.1507	0.918	SSA	6.63		3HA14+2HA 12	6.88

Tableau VII.3 ferraillage des poutres principales en appuis

Niv	M_a^{max} (KN.m)	μ	β	OBS	A_{Scm}^2	A_{min}	*Ferraillages*	$A_{adopté}$
1	56.857	0,1226	0,934	SSA	5.30	5.25	3HA16+2HA16	10.05
2	79.270	0,1709	0,906	SSA	7.62		3HA16+2HA16	10.05
3	88.972	0,1918	0,893	SSA	8.68		3HA16+2HA16	10.05
4	93.674	0,2019	0,886	SSA	9.21		3HA16+2HA16	10.05
5	95.145	0,2900	0,884	SSA	9.37		3HA16+2HA16	10.05
6	91.786	0,2783	0,889	SSA	8.99		3HA16+2HA16	10.05
7	87.220	0,1880	0,895	SSA	8.49		3HA16+2HA16	10.05
8	85.171	0,1836	0,898	SSA	8.26		3HA16+2HA16	10.05
9	83.212	0,1794	0,900	SSA	8.05		3HA16+2HA16	10.05
10	82.816	0.1785	0.901	SSA	8.00		3HA16+2HA16	10.05
11	78.804	0.1699	0.906	SSA	7.57		3HA16+2HA16	10.05

VII.4.2 *FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES A* L'ELU

Tableau VII.4 ferraillage des poutres secondaires en travées

Niv	M_t^{max} (KN.M)	μ	B	OBS	$A_{S\ cm}^2$	A_{min}	*Ferraillages*	$A_{adopé}$
1	13.504	0.0404	0.979	SSA	1.42	4.5	5HA12	5.65
2	22.306	0.0436	0.978	SSA	2.37		5HA12	5.65
3	28.088	0.0841	0.956	SSA	3.02		5HA12	5.65
4	32.969	0.0987	0.948	SSA	3.57		5HA12	5.65
5	36.900	0.1105	0.941	SSA	4.02		5HA12	5.65
6	37.914	0.1135	0.940	SSA	4.14		5HA12	5.65
7	38.316	0.1147	0.939	SSA	4.19		5HA12	5.65
8	39.610	0.1186	0.937	SSA	4.34		5HA12	5.65
9	37.532	0.1124	0.940	SSA	4.10		5HA12	5.65
10	36.145	0.1084	0.943	SSA	3.94		5HA12	5.65
11	28.932	0.0866	0.955	SSA	3.11		5HA12	5.65

Tableau VII.5 Ferraillage des poutres secondaires aux appuis

Niv	M_a^{max} (KN .M)	μ	B	OBS	A_s	A_{min}	Ferraillages	$A_{adopté}$
1	17.483	0.0523	0.973	SSA	1.84		3HA14+2HA12	6.87
2	26.455	0.0792	0.959	SSA	2.83		3HA14+2HA12	6.87
3	33.145	0.0992	0.948	SSA	3.59		3HA14+2HA12	6.87
4	39.018	0.1168	0.938	SSA	4.27		3HA14+2HA12	6.87
5	42.962	0.1286	0.931	SSA	4.74	4.5	3HA14+2HA12	6.87
6	44.870	0.1343	0.928	SSA	4.96		3HA14+2HA12	6.87
7	46.593	0.1395	0.925	SSA	5.17		3HA14+2HA12	6.87
8	47.527	0.1423	0.923	SSA	5.29		3HA14+2HA12	6.87
9	46.539	0.1393	0.925	SSA	5.17		3HA14+2HA12	6.87
10	46.174	0.1383	0.925	SSA	5.12		3HA14+2HA12	6.87
11	42.520	0.1273	0.923	SSA	4.68		3HA14+2HA12	6.87

VII.5 VERIFICATION

VII.5.1 *VERIFICATIONS DES SECTIONS MINIMALES POUR LES POUTRES PRINCIPALES*

VII.5.1.1Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1,16cm^2$$

$A_{ad} > A_{min} = 1,16cm^2$ ⟶ condition vérifiée

VII.5.2 *VERIFICATIONS DES SECTIONS MINIMALES POUR LES POUTRES SECONDAIRES*

VII.5.2.1Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.99cm^2$$

$A_{ad} > A_{min}$ $=0,99cm^2$ ⟶ condition vérifiée

VII.5.2.2 Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes (BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs `a l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = {T_u}/{b.d}$$

- **Poutres principales**:

$$\tau_u = \frac{88.82 \times 10^3}{300 \times 350} = 0.84MPa.$$

- **Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{44.12 \times 10^3}{300 \times 300} = \mathbf{0.49MPa.}$$

VII.5.3 *VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE DU BETON* (BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left\{0.2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right\} = 3.33MPa$$

- **Poutres principales** : $\tau_u = 0.84\ MPa < 3.33$ MPa √

- **Poutres secondaires PS** : $\tau_u = 0.49$ Mpa< 3.33 MPa √

VII.5.4 *INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LE BETON EN APPUI* (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0.40x\frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales**

$$T_u = 88.82\,KN < \overline{T}_u = 0.4x\frac{0.9\times 0.32\,x0.30x25x10^3}{1.5} = 576kN \qquad \surd$$

- **Poutres secondaires**

$$T_u = 44.12\,KN < \overline{T}_u = 0.4x\frac{0,9\times 0,27\,x0,30\,x\,25\,x10^3}{1,5} = 486kN \qquad \surd$$

VII.5.5 *INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LES ARMATURES*

VII.5.5.1 Appuis de rive :(Art 5.1.31 / BAEL91)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u.

- **Poutres principales**

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{88.82x10^3}{348x100} = 2.55cm^2.$$

$A_{st\ adopté}$ = 3HA16+2HA16=10.05 cm^2 $\surd$

- **Poutres secondaires**

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{44.12x10^3}{348x100} = 1.26\ cm^2.$$

$A_{st\ adopté}$ = 3HA14+2HA12=**6.88cm²** $\surd$

VII.5.5.2 Appuis intermédiaire (Art 5.1, 32 / BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant Tu est supérieur à $\frac{M_u}{0.9\times d}$,on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieure à :

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9\times d}\right)\times\frac{1.15}{f_{su}}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} = \left(88.82 - \frac{95.145}{0.9\times 0.32}\right)\times\frac{1.15}{f_{su}} = -0.79cm^2$$

$A_{st\ adopté} = 10.05cm^2$. √

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9\times d}\right) = \left(88.82 - \frac{95.145}{0.9\times 0.32}\right) = -241.54$$

- **Poutres secondaires**

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} = \left(44.12 - \frac{47.527}{0.9\times 0.27}\right)\times\frac{1.15}{f_{su}} = -0.50cm^2$$

$A_{st\ adopté} =$ **6.88cm²**. √

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9\times d}\right) = \left(44.12 - \frac{47.5247}{0.9\times 0.27}\right) = -151.46$$

D'où les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

VII.5.6 ***VERIFICATION DE L'ENTRAINEMENT DES BARRES*** (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9\times d\times\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5\times 2.1 = 3.15Mpa.$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

$\sum U_i = n\Phi\pi$

- **Poutres principales** : 3HA16+2HA16→U_i=5x1.6x3.14=25.12cm.

$$\tau_{se} = \frac{88{,}82x1000}{0.9 \times 320 \times 251.2} = 1.227Mpa \qquad \surd$$

- **Poutres secondaires** : 3HA14+2HA12→U_i = 20.724cm.

$$\tau_{se} = \frac{44.12x1000}{0.9 \times 270 \times 207.2} = 0.876Mpa \qquad \surd$$

VII.5.7 *LONGUEUR DE SCELLEMENT DROIT DES BARRES*

On définit la longueur de scellement droit **ls** comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :
$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj}}$= 2.835 Mpa.
Pour les HA12 : ls= 45.00 cm.
Pour les HA14 : ls= 50.00 cm.
Pour les HA16 : ls= 56.00 cm.
Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A
Pour les HA12 : ls= 18.00 cm.
Pour les HA14 : ls= 20.00 cm.
Pour les HA16 : ls= 22.00 cm.

VII.5.8 *CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES*

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10mm, 12mm, 30mm)$$

On prend un cadre et étrier de Φ=8mm
On choisit 4 Φ8=2.01cm^2

VII.5.8.1 Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_{t\,max} \leq \min(0{,}9d\,;40cm)$$

$$S_t \leq \min(28.8;40cm)=28.8\ cm$$

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures Transversales doit satisfaire la condition suivante (Art. A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t = \frac{2.01x0.9x4\ 00}{(0.74 - 0.3x2.1)1.\ 15x25} = 18.91cm$$

VII.5.8.1.1 Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003)

- **Poutres principales**
  - **Zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4};12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4};12x1.4\right\}\right) = \min\ (8.75cm\ ;\ 16.8cm)=8.75cm$$

Soit : St_{max}=8cm

  - **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 35/2 = 17.5cm.$$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min\ (33.3cm\ ;\ 17.5cm)=17.5cm$

On opte pour S_{tmax}=15 cm

- **Poutres secondaires**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4};12\varphi\right)=\min\left(\left\{\frac{30}{4};12x1.2\right\}\right) =\min\ (7.5\ cm\ ;\ 14.4cm)=7.5\ cm$$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min\ (33.3cm\ ;\ 14.4\ cm\ ;\ 7.5cm)=10\ cm.$

On opte pour St =15cm.

VII.5.8.2 Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : L' = 2×35= 70cm.
Poutres secondaires : L' = 2×30= 60cm.

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

A_{min}= 3‰ S_t ×b

A_{min} = 0.003x10x30=0.90 cm²<$A_{adopté}$= 2.01cm² √

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

- **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

$$S_t \leq \frac{A_{ad}.0,9.fe}{(\tau_u - 0,3.ft_{28})b.\gamma_s}$$

CHAPITRE VIII

FERRAILLAGE DES VOILES

VIII.1 INTRODUCTION

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.
Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.
Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

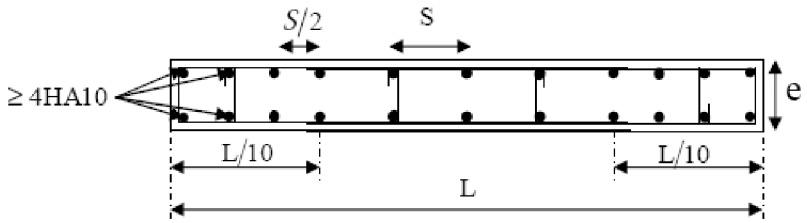


Figure VIII.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2};\frac{2L'}{3}\right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter
- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :
(Épaisseur: e = 15 cm)

- **Zone I** : RDC, 1er, 2éme
- **Zone II** : 3éme, 4eme ,5éme
- **Zone III**: 6éme ,7éme, 8éme
- **Zone IV**:9éme, 10éme

VIII.2 EXPOSE DE LA METHODE

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B: section du béton

I: moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left({}^{h_e}/_{2}\ ,\ {}^{2}/_{3}\,L_c\right)$$

Avec :
he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré
Lc : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

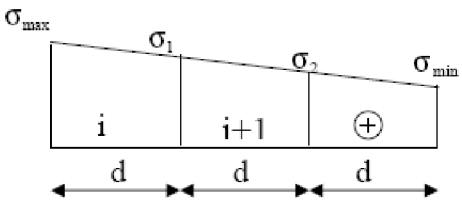
VIII.3 ARMATURES VERTICALES

VIII.3.1 *FERRAILLAGE SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE*

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle **:** $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

- **armatures minimales**

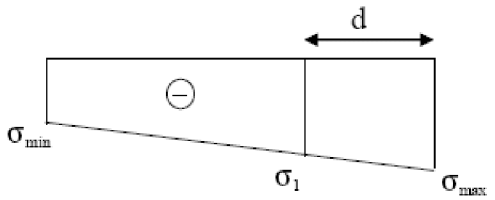
$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91)

VIII.3.2 *FERRAILLAGE SECTION ENTIEREMENT TENDUE*

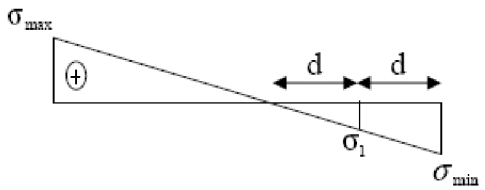
$$Ni = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



e : épaisseur du voile la section d'armature d'une section entièrement tendue est égale

- **Armatures minimales**



$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).

$A_{min} \geq 0.002\ B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré

VIII.3.3 *FERRAILLAGE SECTION PARTIELLEMENT COMPRIME*

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

VIII.4 ARMATURE 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 armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

A_h : 0.15%B globalement dans la section du voile
A_h: 0.10%B en zone courante
B : Section du béton
A_v : Section d'armature verticale

VIII.5 ARMATURE DE COUTURE

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de Couture dont la section est donnée par la formule :

$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e}$ Avec $\bar{T} = 1.4\ T$

T : Effort tranchant calculée 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.

- **Règles communes du rpa pour les aciers verticaux et horizontaux** (art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\%$ B
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\%$ B

- **armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 de surface.

- **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est ≥ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VIII.6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVE

VIII.6.1 *ESPACEMENT*

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1{,}5e, 30cm\}$ 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.

VIII.6.2 *LONGUEUR DE RECOUVREMENT*

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou 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.

VII.6.3 *DIAMETRE MINIMAL*

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.7 LES VERIFICATION

VIII.7.1 *VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT*

- **Art 7.7.2 RPA**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{Mpa}.$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$.

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **Art 5.1.1 BAEL 91**

IL faut vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26$ MPa.

VIII.7.2 *VERIFICATION A* L'ELU

A l'état limite de $_{service}$ il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}bc = 0.6 fc28 = 15 MPA$$

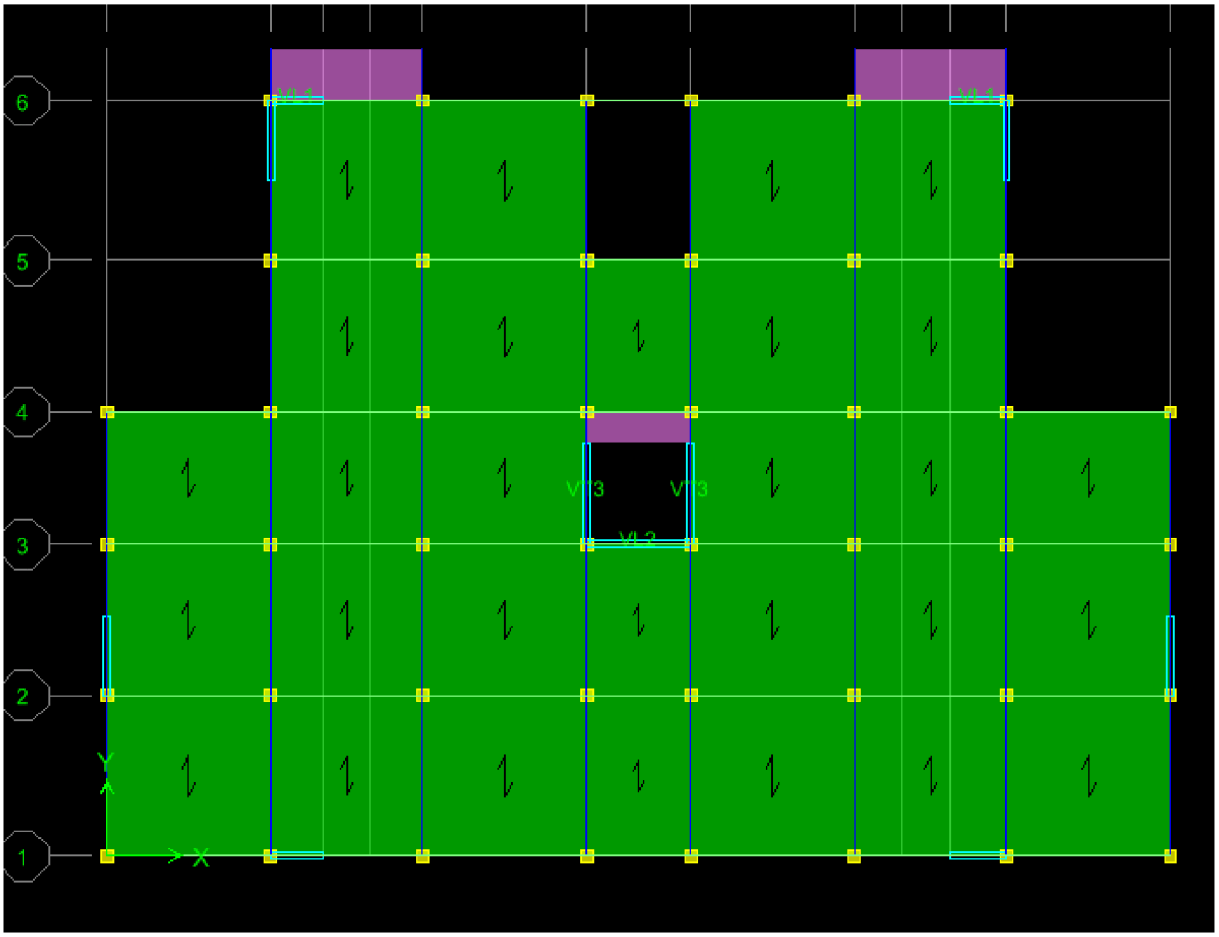
Avec :

Ns : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VIII.7.3 *EXEMPLE DE CALCUL*



Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

VIII.7.3.1 Ferraillage vertical

Nous proposons le calcul détaillé du voile VT1 (L = 2m) du RDC

VIII.7.3.1.1 Détermination des sollicitations

ZONE I

- **Caractéristiques géométriques**

L = 2 m, e = 0, 15 m I= 0,1m^4 $B = L$ x $e = 0{,}3m^2$

$$V = V' = L / 2 = 1m$$

$$\sigma_{max} = 1727.49 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = -4131.42 KN/m^2$$

Conclusion

- la section est partiellement comprimée (S.P.C)

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{1727.49}{1727.49 + 4131.42} \times 4.55 = 1.34m$$

$$L_t = L - L_c = 4.55 - 1..34 = 3.21m$$

$$L_t = 3.21m$$

- **Calcul de la longueur (d)**

Avec : d≤ min ($^{h_e}/_2$, $^2/_3 L_c$) =0.89m

Soit un tronçon d=$\frac{L_t}{2}$ =1.605m

VIII.7.3.1.2 Détermination des armatures

Bande 1

On prend d=0.45m

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = 3552.25 KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 475.17KN$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 11.87cm^2$$

Bande 2

On prend d=0.89m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 316.15KN$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 7.9cm^2$$

Section minimale

$$A_{min} = \max\{\frac{0,23.d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005.d.e\}$$

$$A_{min} = \max\{\frac{0,23.43.20.2,1}{400}; 0.005.43.20\} = 4.3\ cm^2$$

$\longrightarrow$ $A_{V1}=11.87cm^2$ et $A_{v2} = 7.9\ cm^2$.

- **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.54\,T}{f_e} = \frac{1.54x553.17x10}{400} = 21.29\ cm^2\ .$$

A1 = $A_{v1} + A_{vj}/4 = 17.19\ cm^2$.

A2 = $A_{v2} + A_{vj}/4 = 13.22\ cm^2$.

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique.

1ere *Bande* : 10HA14=15.39cm2/d1 soit:5HA14 /nappe .avec espacement de 15 cm.

2eme *Bande* : 10HA14=15.39 cm2/d2 soit: 5HA14/nappe avec espacement de 15 cm.

- **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}, 0.15\%B\right\} = 13.65cm^2$$

Soit : **9HA14 =13.85cm²/ ml /par nappe** avec : **est = 25 cm.**

- **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré Soit : HA8.

VIII.7.3.2 Vérification des contraintes de cisaillement

- **Selon le RPA99 modifié 2003**

$$\zeta_b = \frac{1.4\,T}{e.d}$$

$= \frac{1.4x626.55}{0.2x0.9\,x2.95} x10^{-3} = 1.84\,MPa < \zeta_b = 0.2\,\overline{f}_{c28} = 5MPa$ ⟶ condition vérifiée.

- **Selon le BAEL91 modifié 99**

$\overline{\zeta}_u = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4MPa\right) = 2.5$ MPa

$\zeta_u = \frac{T}{e.d} = \frac{698.63}{0.2x0.9\,x2.95} x10^{-3} = 1.31MPa < \overline{\zeta}_u$ ⟶ condition vérifiée.

VIII.7.3.3verification a L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{1811.09}{6600+15x23.4} x10 = 0.38MPa$$

σ_{bc}=2.61 MPa< $\overline{\sigma}_{bc}$ =15MPa. ⟶ condition vérifiée.

VIII.8 LES RESULTATS DE CALCUL DES VOILES

VOILE DE 2.00 m

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	H poutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)		3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	l (m)		0,10	0,10	0,10	0,10
	V (m)		1,00	1,00	1,00	1,00
	B (m²)		0,3	0,3	0,3	0,3
	He		3,060	3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		236,820	134,290	103,200	64,780
	M (KN,m)		205,790	61,832	40,846	32,792
	N (kN)		769,81	613,03	421,52	181,38
	Vu (kN)		331,548	188,006	144,480	90,692
	σ_{max} (kN/m^2)		3192,000	1938,000	1323,000	659,000
	σ_{min} (kN/m^2)		756,000	1206,000	839,000	271,000
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	σs (kN/m^2)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L_c		1,62	1,23	1,22	1,42
	L_t		0,38	0,77	0,78	0,58
	d		1,08	0,82	0,82	0,94
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		0,19	0,38	0,39	0,29
	σ_1		2128,000	603,000	419,500	135,500
	N_1		233,17	52,04	36,63	38,59
	N_2		172,05	17,35	12,21	2,96
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		5,83	1,30	0,92	0,96
	A_{v2}/bande (cm^2)		4,30	0,43	0,31	0,07
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		8,49	6,47	6,43	7,44

Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v choisie (cm^2)		8,49	6,47	6,43	7,44
	A'v adopté (cm^2)		13,56	9,42	9,42	9,42
	Choix de A (cm^2)	Band e 1	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10
	Espacement (cm)	Band e 1	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,50	4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm2)		13,56	13,56	13,56	13,56
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
	N s (kN)		769,81	613,03	421,52	181,38
Véfication des contruction	$\tau_b = 5\ MPA$	τ_b	1,228	0,696	0,535	0,336
	$\tau_U = 2.5\ MPA$	τ_u	0,877	0,497	0,382	0,240
	$\sigma_{bc} = 15MPS$	σ_{bc}	2,403	1,952	1,342	0,577

VOILE DE 1.30 m

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,30	1,30	1,30	1,30
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	l (m)	0,03	0,03	0,03	0,03
	V (m)	0,65	0,65	0,65	0,65
	B (m²)	0,195	0,195	0,195	0,195
	He	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	164,590	88,470	76,190	52,860
	M (KN,m)	418,025	161,590	118,033	98,480
	N (kN)	520,12	411,93	278,65	114,25
	Vu (kN)	230,426	123,858	106,666	74
	σ_{max} (kN/m^2)	12561	5937	4223	2917
	σ_{min} (kN/m^2)	-7227,000	-1712,00	-1365	-1745
	Nature de la section	SPC			
	σs (kN/m^2)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L_c	0,83	1,01	0,98	0,81
	L_t	0,47	0,29	0,32	0,49
	d	0,55	0,67	0,65	0,54
	σ_1	-8374,000	-3958,000	-2815,333	-1944,667
	N_1	643,71	286,06	205,35	150,06
	N_2	345,52	199,69	138,30	79,09
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)	16,09	7,15	5,13	3,75
	A_{v2}/bande (cm^2)	8,64	4,99	3,46	1,98
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)	4,33	5,30	5,16	4,27
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v choisie (cm^2)	8,64	7,15	5,16	4,27
	A'v adopté (cm^2)	11,3	11,3	7,85	7,85
	Choix de A (cm^2) Bande 1	10HA12	10HA12	10HA10	10HA10

	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13	13	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		2,93	2,93	2,93	2,93	
	AH adopté (cm2)		13,56	13,56	13,56	13,56	
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12	12HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
	N s (kN)		520,12		411,93	2278,65	114,25
Véfication de la construction	$\tau_b = 5\ MPA$	τ_b	1,313		0,706	0,608	0,422
	$\tau_U = 2.5\ MP$	τ_u	0,938		0,504	0,434	0,301
	$\sigma_{bc} = 15MPS$	σ_{bc}	2,454		1,944	11,020	0,553

VOILE DE 2.60 m

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,60	2,60	2,60	2,60
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	l (m)	0,22	0,22	0,22	0,22
	V (m)	1,30	1,30	1,30	1,30
	B (m²)	0,39	0,39	0,39	0,39
	He	3,060	3,060	3,060	3,060
	h	2,71	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	617,240	518,400	306,440	141,840
	M (KN,m)	1654,131	980,043	489,315	252,571
	N (kN)	1033,15	837,62	569,49	239,87
	Vu (kN)	864,136	725,760	429,016	198,576
	σ_{max} (kN/m^2)	12347,000	7947,000	4356,000	2110,000
	σ_{min} (kN/m^2)	-7139,000	-3651,000	-1435,000	-879,000
	Nature de la section	SPC			
	σs (kN/m^2)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L_c	1,65	1,78	1,96	1,84
	L_t	0,95	0,82	0,64	0,76
	d	1,10	1,19	1,30	1,22
	d2 = L_t -d $_{adopté}$	0,48	0,41	0,32	0,38
	σ_1	-8231,333	-5298,000	-2904,000	-1406,667
	N_1	1266,09	797,15	424,29	209,76
	N_2	678,04	471,93	283,97	129,09
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)	31,65	19,93	10,61	5,24
	A_{v2}/bande (cm^2)	16,95	11,80	7,10	3,23
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)	8,65	9,35	10,27	9,64
e adopte pour les armature	A'v choisie (cm^2)	16,95	11,8	10,61	9,64
	A'v adopté (cm^2)	21,51	15,82	13,56	13,56

	Choix de A (cm^2)	Bande 1	14HA14	14HA12	14HA10	14HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm2)	5,85	5,85	5,85	5,85
	AH adopté	(cm2)	13,56	13,56	13,56	13,56
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement	st(cm)	25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
	N s (kN)		1033,15	837,62	561,49	239,87
Véfication des constructions	$\tau_b = 5\ MPA$	τ_b	2,462	2,068	1,222	0,566
	$\tau_U = 2.5\ MPA$	τ_u	1,759	1,477	0,873	0,404
	$\sigma_{bc} = 15MPS$	σ_{bc}	2,447	2,025	1,368	0,585

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX. INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.
La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- Un effort normal **:** charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale **:** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment **:** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

IX.1.1 *FONDATIONS SUPERFICIELLES*

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :
- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

IX.1.2 *FONDATIONS PROFONDES*

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :
- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

IX.2 ETUDE DU SOL

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m^3 de ciment.

IX.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :
- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- facilite d'exécution.
- Economie.

Remarque

Vue la surface du bâtiment par apport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

IX.3.1 *SEMELLES ISOLES SOUS POTEAUX*

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \Rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

$$d'ou \quad A = B$$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

N_{ser}= 1283kN, σ_{sol} = 2MPa

$$B \geq \sqrt{\frac{1283}{100}} = 3.58 \text{ m} \longrightarrow \text{A = B= 3.58 m.}$$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

IX.3.2 *SEMELLES FILANTES*

IX.3.2.1 semelles sous poteaux

- **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul**

-détermination de la résultante des charges : R = $\sum N_i$

-détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} \quad ;$$

Avec :e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6e}{L}) \text{ et } q(\frac{B}{4}) = \frac{R}{L}(1 + \frac{3e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6e}{L})$$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma_{sol}}$$

- **Exemple de calcul**

Tableau IX.1

Poteaux	N_i (G+Q)	Moment	e_i(m)	Ni × ei	M_i+ Ni × ei
A	484.910	11.894	-13.375	-6485.671	-77140.570
B	1232.25	-0.946	-9.275	-11429.118	10811.945
C	1283.00	1.662	-5.475	-7024.425	-11674.594
D	1098.74	-6.733	-1.375	-1510.767	10171.994
E	1098.41	6.715	1.375	1510.313	10141.751
F	1282.24	-1.681	5.475	7020.264	-11801.063
G	1231.45	0.929	9.275	11421.698	10610.757
H	483.740	-11.914	13.375	6470.022	77083.842
Total	8194.76	-0.074	/	-27.684	/

On obtient

$$R = \sum N_i = 8194.76\text{kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{27.758}{8194.76} = 0.003 \text{ m}$$

$$e = 0.003 < \frac{27.20}{6} = 4.533 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{8194.76}{26.75}(1 + \frac{6 \times 0.003}{26.75}) = 306.55\text{kN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{8194.76}{26.75}(1 - \frac{6 \times 0.003}{26.75}) = 306.14 \text{ kN/ml.}$$

$$q(\frac{B}{4}) = \frac{8194.76}{26.75}(1 + \frac{3 \text{ x } 0{,}003}{26.75}) = 306.44\text{kN/m l}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{306.44}{200} = 1.53\text{m}$$

$S1=BXL_1$ =1.53x26.75=40.92 m^2.
$S2=BXL_2$=1.53x18.4=28.152 m^2.

D'où
La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_P :
$S_P = (40.92 \times 5) + (28.152 \times 2) = 260.904$ m².

IX.3.2.2 semelles sous voiles

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$N_s = G + Q$

La largeur Bde la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

σ_{sol} **:** Contrainte admissible du sol vaut 2Mpa

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : charge permanente revenant aux voiles.

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.2

- **Sens x-x**

Voiles	N_i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
V_{X1}	520.12	1.30	2.00	2.6
V_{X2}	1033.15	2.60	1.98	5.158
V_{X3}	623.09	1.30	2.39	3.107
			Somme	8.265

Tableau IX.3

- **Sens y-y**

Voiles	N_i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
V_{X1}	769.81	2	1.92	3.84
V_{X2}	689.38	2	1.72	3.44
V_{X3}	1048.06	2	2.62	5.24
V_{X3}	1045.53	2	2.61	5.22
V_{X3}	685.16	2	1.71	3.42
V_{X3}	769.57	2	1.92	3.84
			Somme	25

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$S_V = \sum B_i \times L_i = 33.265 m^2$.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$S_T = S_P + S_V = 260.904 + 33.265 = 294.169 m^2$.

$S_{bati} = 440.445 m^2$.

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{batiment}}$

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{294.169}{440.445} = 0.667 \Rightarrow 66.7\%$$ De la surface de l'assise.

Conclusion

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 2bars$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 66.7% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.4 ETUDE DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

IX.4.1 pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm.

Selon la condition forfaitaire :

-Sous voile: $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$

L_{max} =4.10 m ; $51.25 cm \leq h \leq 82 cm$

On prend : h = 90cm.

-Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

Une hauteur minimale de 25cm

$L_{max} = 4,8m$; $h_d \geq \frac{410}{20} = 20.5 cm$

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

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

On pond : **h_n= 90cm.**
-Calcul la largeur de la nervure
$0.4\ h_n \leq b \geq 0.7\ h_n$
$36 \leq b \geq 63$
On pond : **b= 50.**

-Calcul de la hauteur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie.

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :
L_e : Longueur élastique.
K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa
I : L'inertie de la section.
E : Module de déformation longitudinale déférée
$E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865 \text{MPa}$.
L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4{,}10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}865}} = 0{,}802 \text{ m}$

Soit : h=90 cm.

Conclusion :
Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:
- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **h =90 cm;**
- Largeur de la nervure : **b = 50cm,**
- Hauteur de la dalle : **h_d = 40 cm.**

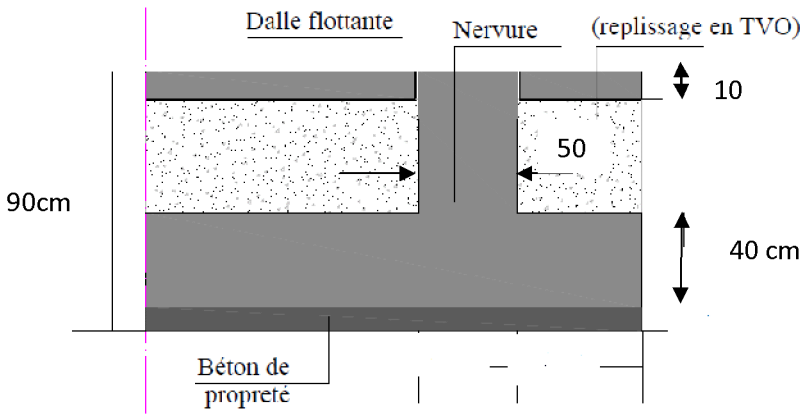


Figure IX.1 coupe verticale sur radier.

- **Calcul de la surface du radier**

- **Les charges**

La charge permanente totale à la base **G** = 37568.43 **kN**.

La charge d'exploitation totale à la base ***Q*** = 7177.26 ***k***N.

- **Les combinaisons**

L'ELU : $Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 37568.43 + 1.5 \times 7177.26 = 61483.27k$N.

L'ELS : $Ns = G + Q = 37568.43 + 7177.26 = 44745.69$ kN.

IX.4.2 *CARACTERISTIQUES DU RADIER*

IX.4.2.1 Surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33\,\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{61483.27}{1{,}33 \times 200} = 231.14\ m^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{44745.69}{200} = 223.72\,m^2.$$

$Srad = \max(SELU\ ;\ SELS) = 231.14\ m2$

$$S_{bâtiment} = 440.445\,m^2 > S_{radier} = 231.14\ m^2.$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{déb}$ avec :

$$d_{déb} \geq \left(\frac{h}{2};30\,cm\right) = \left(\frac{90}{2};30\,cm\right) = 45\,cm.$$

Avec :

h : hauteur du radier **Soit un débord de 45 cm.**

$\mathbf{S_{rad} = S_{bât} + S_{débords}}$ = 440.445+ (91.4)×0,45 = 481.575 m^2.

IX.4.2.2 poids total du radier

$G_{rad} = poids\ de\ la\ dalle + poids\ de\ la\ nervure + poids\ de\ la\ dalle\ flottante + poids\ de\ T.V.O$

$G_{nervure} = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times (107 + 36.8 + 22.2 + 123.6) = 2606.40\ kN.$

$G_{dalle\ flottante} = 25 \times 0.1 \times\ 481.575 = 1203.93\ kN.$

$G_{T.V.O} = 17(481.575 - 208.512) \times (0.9 - 0.1) = 3713.65\ kN.$

$G_{dalle} = 481.575 \times 0.4 \times 25 = 4815.75\ kN.$

$G_{radier} = 2606.40 + 1203.93 + 3713.65 + 4815.75 = 12339.73\ kN.$

$\mathbf{G_{rader\ toutale}} = 12339.73$ kN.

IX.4.2.3 poids total du radier et la structure

G_t = poids du radier + poids de la structure.

$\mathbf{G_t}$ = 12339.73+ 37568.43 = 49908.16 kN.

IX.4.2.4 surcharge total

Qt = surcharge du radier + surcharge de la structure :

Qt =1,5X481.575+7177.26= 7899.62 kN

Qt = 7899.62 KN

- **combinaisons d'actions**

Etat Limite Ultime :

Nu = 1.35G + 1.5Q = 79225.44kN.

Etat Limite de Service :

Ns = G + Q = 57807.78kN

IX.4.2.5 centre de gravité de la semelle du radier

$$y_G = \frac{S1 \times Y1 \oplus S2 \times Y2}{(S1 \oplus S2)} = 9.05\text{m.}$$

$$X_G = \frac{LX}{2} = 14.05\text{m.}$$

IX.4.2.6 moments d'inertie de la semelle du radier

$I_{xx} = 15010.138\ m^4$

$I_{yy} = 26860.928\ m^4$

IX.4.3 calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal « N » due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);

- Moment de renversement « M» due au séisme : $M = M_0 + T_0 h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_X ,I_Y **:** Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

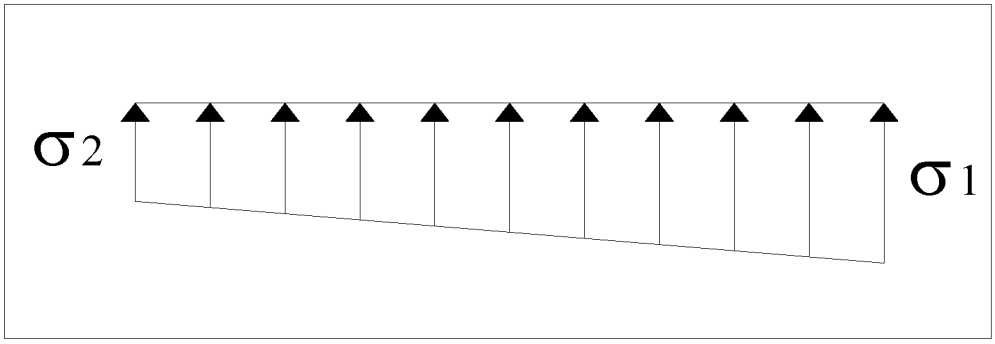


Figure. IX.2 Diagramme des contraintes Sour le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$ et $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

IX.4.3.1 Sens x-x (longitudinal)

- **ELU**

$M_X = 44099.339\,kNm.$

$N = 79225.44 kNm.$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{79225.44}{481.575} + \frac{44099.339}{26860.928} \times 13.6 = 186.84\ kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{79225.44}{481.575} - \frac{44099.339}{26860.928} \times 13.6 = 142.18\ kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.84 + 142.18}{4} = 175.675\ kN/m^2$$

$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 400\ kN/m^2$. ⟶ Condition vérifiée.

- **ELS**

$M_X = 44099.339 kNm.$

$N = 57807.78 kNm.$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{57807.78}{481.575} + \frac{44099.339}{26860.928} \times 13.6 = 142.36 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{57807.78}{481.575} - \frac{44099.339}{26860.928} \times 13.6 = 97.71 kN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142.36 + 97.71}{4} = 131.19 kN/m^2$$

$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 400\ kN/m^2$.

⟶ Condition et vérifiée.

IX.4.3.2 Sens YY (transversal)

- **ELU**

$N_u = 79225.44kN$

$M_X = 42645.50$ kN .m

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} V = \frac{79225.44}{481.575} + \frac{42645.50}{15010.13} \times 13.30 = 202.30kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{79225.44}{481.575} - \frac{42645.50}{15010.13} \times 13.30 = 126.72kN/m^2$$

D'où ; $\sigma_m = \frac{3 \times 202.30 + 126.72}{4} = 183.65kN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 200$ kN/m ^{2} .

$\longrightarrow$ Condition et vérifiée

- **ELS**

$N = 57807.78kN$

$M_X = 42645.50$ kN .m

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_x} V = \frac{57807.78}{481.575} + \frac{42645.50}{15010.13} \times 13.30 = 157.82kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{57807.78}{481.575} - \frac{42645.50}{15010.13} \times 13.30 = 82.25kN/m^2$$

D'où ; $\sigma_m = \frac{3 \times 157.82 + 82.25}{4} = 138.92kN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 200$ kN/m ^{2} .

$\longrightarrow$ Condition vérifiée

IX.5 LES VERIFICATIONS

IX.5.1 *VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT*

b =1 m, d = $0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36$ cm

$$\tau_U = \frac{V_{amax}}{b.d} \leq \min\left\{\frac{0.15 f_{C28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

Avec :

$$V_{umax} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{79225.44 \times 1 \times 4.10}{2 \times 481.57} = 337.25kN$$

$$\tau_U = \frac{337.25 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 0.93MPa < 2.5 \text{ MPa}$$ ⟶ Condition vérifiée

IX.5.2 *VERIFICATION AU POINÇONNEMENT*

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

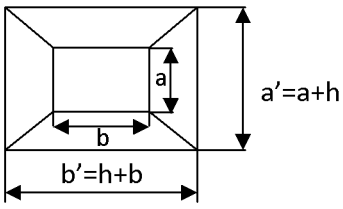
$N_u \leq (0.045 \times U_c \times f_{28})/\gamma_b$

IX.5.3 *VERIFICATION POUR LES POTEAUX*

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

Avec

$N_u \leq (0.045 \times U_c \times f_{28})/\gamma_b$



N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1073.585kN

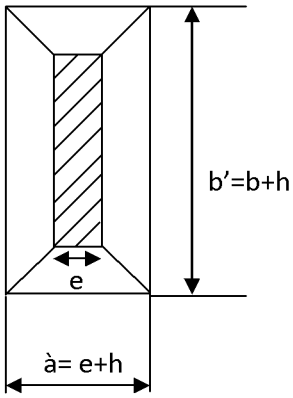
U_c : périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 60cm

$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.9) \times 2 = 5.4m$

$N_u = 1283 \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.9 \times 25000 = 3645$ KN ⟶ Condition vérifiée

IX.5.4 *VERIFICATION POUR LES VOILES*



Pour une bande de largeur **b =1 m**

Il faut vérifier que ($N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28}$)

Avec : $U_i = ((0.15 + 1) + 2 \times 0.90) \times 2 = 2.95m$

N_u : charge de calcul à L'ELU du voile.

le plus sollicité vaut 1048.06 Kn.

Donc

$N_u = 1283 \leq 0{,}045 \times 2.95 \times 0.9 \times 25000 = 2986.87KN.$

$1048.06 \leq 2986.87$ kN ⟶ Condition vérifiée.

IX.6 FERRAILLAGE DU RADIER

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous :

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

IX.6.1 *FERRAILLAGE DU TABLIER*

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferraillage pour le reste des panneaux.

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.10} = 0.97$ **La dalle travaille dans les deux sens**

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

La contrainte prise en compte dans les calculs est celle due à la combinaison 1.35G + 1.5Q :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{urad}}{S_{rad}}\right).1m = 183.65 - \frac{17742.17}{481.575} = 146.80 kN/ml$$

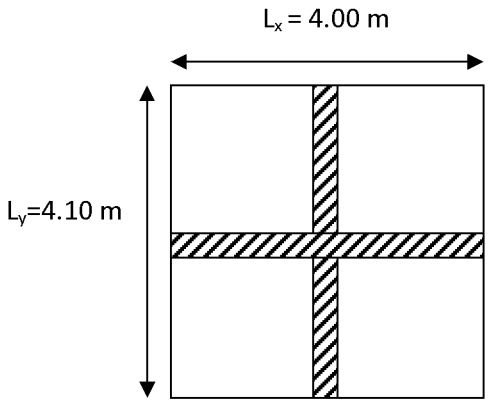


Figure IX.3 dimensions du panneau de dalle.

IX.6.1.1 calcul a l'état limite ultime

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{o\text{-}x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

$M_{o\text{-}x}$=0.0520x133.73x3.6^2=92.30KN.m

$M_{o\text{-}y} = \mu_y \times M_x$

$M_{o\text{-}y}$ =0.934x92.30=86.20kN.

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.85: pour les moments en travées,
0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,
0.30: pour les moments sur appuis de rive.

Moments sur appuis: $M_{a\text{-}x}$ = 0.5x92.30 = 46.15 kN.m.
$M_{a\text{-}y}$ = 0.5x86.20 = 30.055 kN.m.

Moments en travée: $Mt_{\text{-}x}$ = 0.85x 92.30 =76.6 kN.m.
$M_{t\text{-}y}$ = 0.85x 86.20 = 73.27 kN.m.

- **ferraillage suivant x-x**

Sur appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46.15 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.023 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$\mu_u = 0.023 \rightarrow$ tableau $\beta = 0.988$

$$A_{Ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{46.15 \times 10^3}{0.988 \times 37 \times 348} = 3.62 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

A_{Ax}= 3.62cm².

Soit : 5 HA12 = 5.65cm²/ml avec un espacement de 20cm.

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{76.6 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.392 \quad \rightarrow SSA$$

$\mu_u = 0.039 \rightarrow$ tableau $\beta = 0.980$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{76.6 \times 10^3}{0.980 \times 37 \times 348} = 6.07 cm^2/ml.$$

$A_{tx} = 6.07cm^2$.

Soit : 5 HA14 = 7.69cm²/ml avec un espacement de 20cm.

- **ferraillage suivant y-y**

Sur appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30.05 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \quad \rightarrow SSA$$

$\mu_u = 0.015 \rightarrow$ tableau $\beta = 0.992$

$$A_{Ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{30.05 \times 10^3}{0.992 \times 37 \times 348} = 2.35 cm^2/ml.$$

A_{Ax}= 2,35cm².

Soit : 5 HA12 = 5.65cm²/ml avec un espacement de 20cm.

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73.27 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \quad \rightarrow SSA$$

$\mu_u = 0.037 \rightarrow$ tableau $\beta = 0.981$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{73.27 \times 10^3}{0.981 \times 37 \times 348} = 5.80 cm^2/ml$$

A_{tx} = 5.80 cm².

Soit : 5 HA14 = 7.69 cm²/ml avec un espacement de 20cm.

Tableau IX.4 récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

/	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	5 HA112	5 HA12
Armatures en travée	5 HA14	5 HA14

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inferieur.

IX.6.1.2 vérification à l'état limite ultime

IX.6.1.2.1 condition de non fragilité

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.
Pour notre cas, $W_0 = 0.8‰$

- **armatures parallèles à L_X**

$W_x = \frac{A_{min\,x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho x)}{2} = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.97)}{2} = 0.000812.$

$A_{min\,x} = W_x \times b \times h = 0.000812 \times 100 \times 40 = 3.248\ cm^2 < 3.93 cm^2$ (en appuis et en travée).

$A_{min\,x} < A_x$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **armatures parallèles à L_Y**

$A_{min\,y} = W_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2\ cm^2 < 3.93 cm^2$.

(en appuis et en travée).

$A_{min\,y} < A_y$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée.

IX.6.1.2.2 espacements des armatures

La fissuration est préjudiciable.
L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **armatures parallèles à L_X**

$St \leq \min \{2.h\ ;\ 25cm\}$

$St = 20\ cm < \{80cm; 25cm\}$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **armatures parallèles à L_Y**

$St \leq \min \{3.h\ ;\ 33cm\}$

$St = 20\ cm < \{120cm;\ 33cm\}$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **vérification de la contrainte tangentielle** (Art. A.5.2, 2 /BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U**

$$T_U = \frac{P}{3 \times L_Y} = \frac{146.80}{3 \times 4.10} = 11.93 \text{ kN.}$$

- **Au milieu de V**

$$T_U = \frac{P}{2 \times L_Y + L_X} = \frac{146.80}{2 \times 4.10 + 4} = 12.03 \text{ kN.}$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{12.03 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0.032 \text{ MPa.} \\ 0.44 \times \dfrac{25^{1/2}}{1.5} = 1.46\ 7\text{MPa.} \end{array}\right\} \quad \tau_u = 0.032 \text{ MPa} < 1.467 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < 1.467$ MPa

$\longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification à l'état limite de service**

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{cases}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_{srad}}{S_{rad}}\right).1\text{m} = 138.92 - \frac{13062.09}{481.575} = 111.79\text{kN/ml}$$

Moment isostatique :

$M_{o\text{-}x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 105.35$kN.m.

$M_{o\text{-}y} = \mu_y \times M_{o\text{-}x} = 80.48$kN.m.

- **Sens x-x**

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a\text{-}x} = 52.67$kN.m.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t\text{-}x} = 89.54$kN.m.

- **Sens y-y**

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a\text{-}y} = 40.24$kN.m.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t\text{-}y} = 68.40$ kN.m.

Tableau. IX.5

sens	désignation	moment à L'ELS	a_s à L'ELS	a_s adopté à L'ELU	observation	ferraillage à L'ELS
x-x	appui	40.24	3.62	3.93	C.V	**5HA12**
	travée	52.67	6.07	7.69	C.V	**5HA14**
y-y	appui	68.40	2.35	3.93	C.V	**5HA12**
	travée	89.54	5.80	7.69	C.V	**5HA14**

IX.7 FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

IX.7.1 *SOLLICITATION DE CALCUL*

A l'ELU

$q_u = 146.80$ kN/ml

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-146.80 \times 0.5^2}{2} = -18.35 kN.m$$

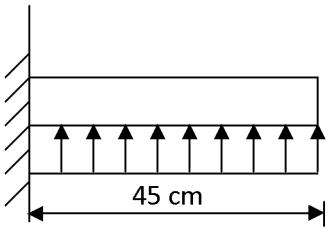


Figure IX.4 Schéma statique du débord

A l'ELS

$q_s = 100.48$ kN/ml

$$Ms = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-100.48 \times 0.5^2}{2} = -12.56 kN.m$$

IX.7.2 *CALCUL DES ARMATURES*

b= 1 m ; d = 37cm ; $f_{bc} = 14.20$ MPa ; $\sigma_s = 348$ MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.35 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.20} = 0.009 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u = 0.009 \rightarrow \beta_u = 0.995$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.35 \times 10^3}{0.995 \times 37 \times 348} = 1.43 cm^2 / ml$$

$$A_u = 1.43 cm^2 / ml$$

IX.7.3 *VERIFICATION A* L'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 cm^2$$

$A_u = 1.43 cm^2 < A_{\min} = 4.46 cm^2$ $\Rightarrow$ On adopte 4 HA12= 4.52cm^2

IX.7.4 *CALCUL DE L'ESPACEMENT*

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$

IX.7.5 *ARMATURES DE REPARTITION*

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \longrightarrow$ On adopte 3 HA 10 /ml

$S_t = 20$ cm

IX.7.6 *VERIFICATION A* L'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.35}{12.56} = 1.46$$

$$\alpha = 0.372 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48$$

$\Rightarrow$ il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

IX.8 FERRAILLAGE DES NERVURES

IX.8.1 *DETERMINATION DES SOLLICITATIONS*

q_u= 146.80kN/m^2 (sans radier)
q_S= 100.48 kN/m^2

Remarque

Le rapport $0{,}4 < \propto = \frac{l_x}{l_y} < 1$pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

- Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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 (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- Pour les calculs des sollicitations nous utiliserons la méthode des trois moments, nous allons étudier 03types de nervure. La résolution des systèmes d'équations donne les résultats suivants :

IX.8.1.1 Sens x-x

Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée a une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant a chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci

Les charges reprises par la nervure q_1, q_2

q_1 = q sous nervure –poids propre de la nervure rectangulaire tous le long de la nervure

q_2= revenant a la nervure selon la section fissuré triangulaire &trapézoïdale

q sous nervure = 133X0.5 = 66.5 kN/ml

Poids propre de la nervure = 0.6X0.5X25X1= 7.5 kN/ml

q_1= 66.5-7.5 = 59 kN/ml

q_2 = charge revenant à la nervure selon la section fissuré

Exemple q_2 pour la travée 1-2 =133.73x3.05= 407.87 kN/ml.

TableauIX.6 Moment sur appuis.

Appui	Moments	
	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1	564.24	286 ,21
2	531,24	263,64
3	531,24	263,64
4	347,72	237,69
5	347,72	237,69
6	531,24	363,64
7	531,24	363,64
8	564,24	386,21

Tableau IX.7 Moments en travée.

Travée	Longueur (m)	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1-2	4.10	280.99	192.33
2-3	3.80	171.38	117.30
3-4	4.10	362.03	247.85
4-5	2.60	124,04	84.90
5-6	4.10	362,03	247.85
6-7	3.80	171,38	117.30
7-8	4.10	280,99	192.33

:

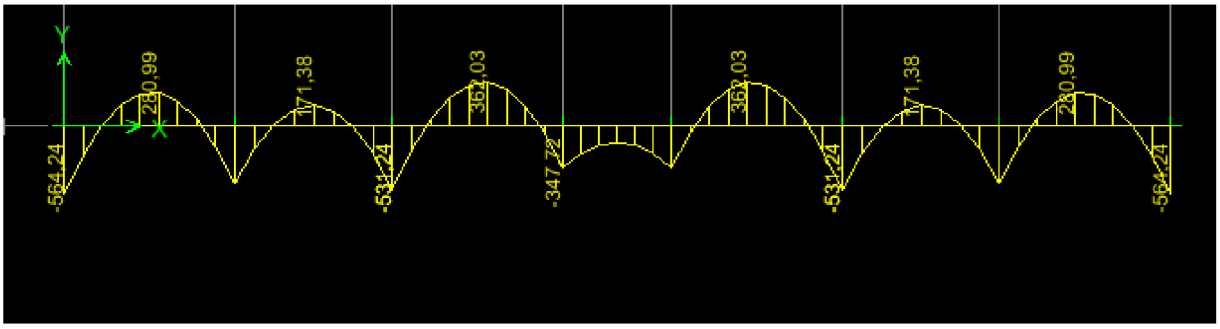


Figure. IX.4 diagramme des moments a l'ELU.

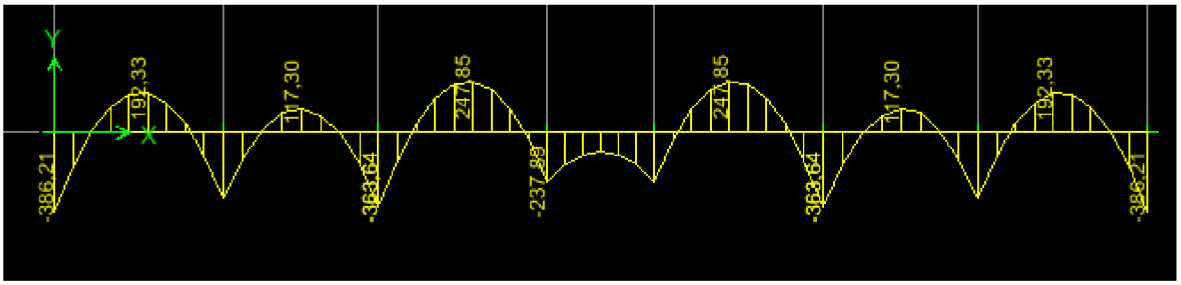


Figure. IX.5 diagramme des moments a l'ELS.

Tableau IX.8 efforts tranchants à l'ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_I	604.65	517.10	621.80	248.39	553.16	542.62	569.06
T_J	569.01	542.80	554.57	247.79	620.51	517.28	604.61

Tableau IX.9 Efforts tranchants à l'ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_I	413.83	354.06	424.70	169.81	378.64	371.40	389.50
T_J	389.50	371.40	378.64	169.81	424.70	354.06	413.83

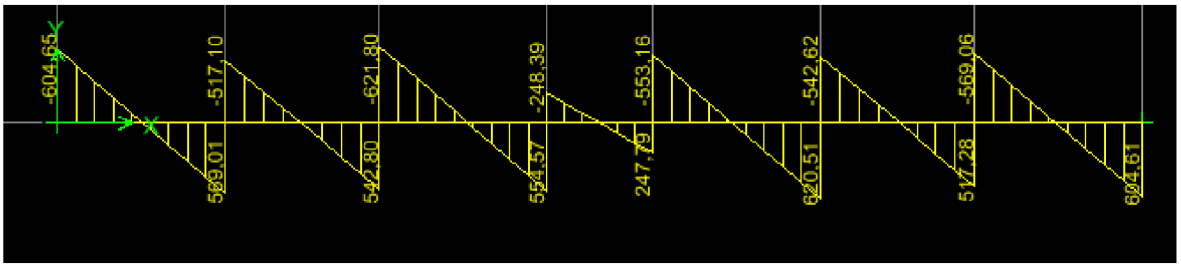


Figure IX.6 Diagramme des efforts tranchants ELU.

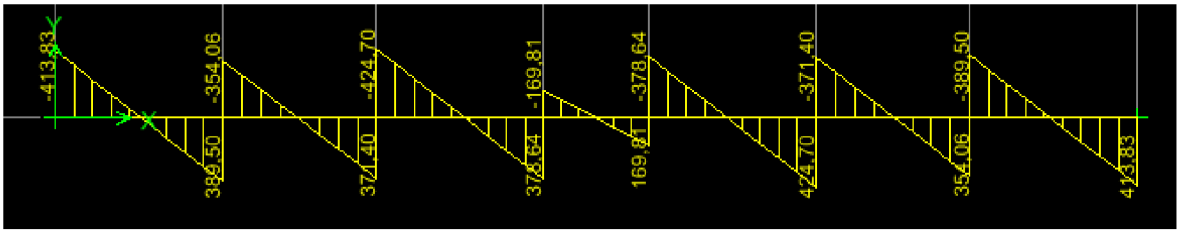


Figure IX.7 Diagramme des efforts tranchants ELS.

IX.8.1.2 Sens y-y

Tableau IX.10 moment sur appuis.

Appui	Moments	
	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1	514.42	352.10
2	494.94	338.77
3	364.24	249.31
4	364.24	249.31
5	494.94	338.77
6	514.42	352.10

Tableau IX.11 moments en travée.

Travée	Longueur (m)	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1-2	4.00	257.92	176.54
2-3	3.80	241.01	164.96
3-4	3.30	98.58	67.48
4-5	3.80	241.01	164.96
5-6	4.00	257.92	176.54

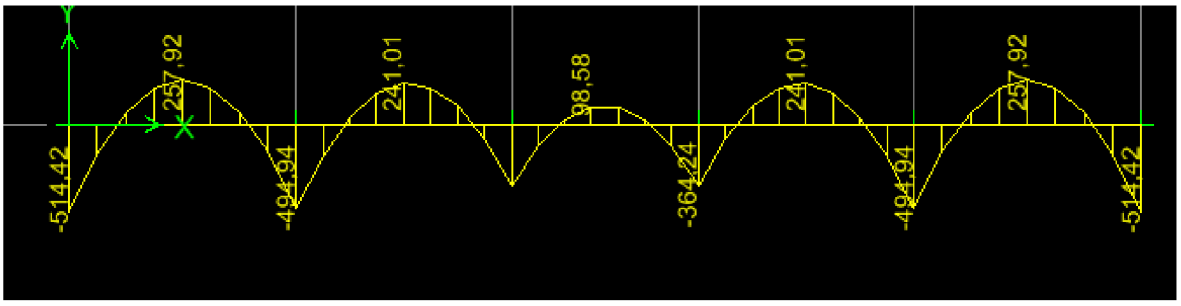


Figure. IX.8 diagramme des moments a l'ELU.

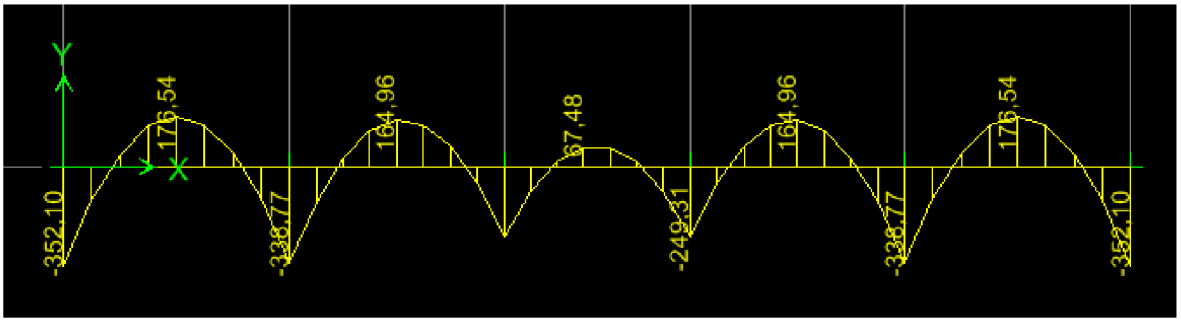


Figure. IX.9 diagramme des moments a L'ELS.

Tableau IX.12 efforts tranchants à l'ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
T_I	576.17	555.77	429.94	504.12	568.87
T_J	568.87	504.12	429.94	555.77	576.17

Tableau IX.13 efforts tranchants à l'ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
T_I	394.37	380.41	294.28	345.06	389.37
T_J	389.37	345.06	294.28	380.41	394.37

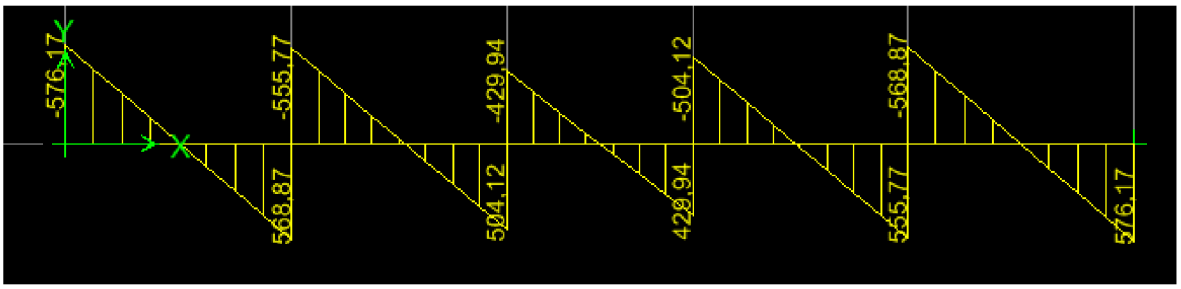


Figure IX.10 Diagramme des efforts tranchants ELU.

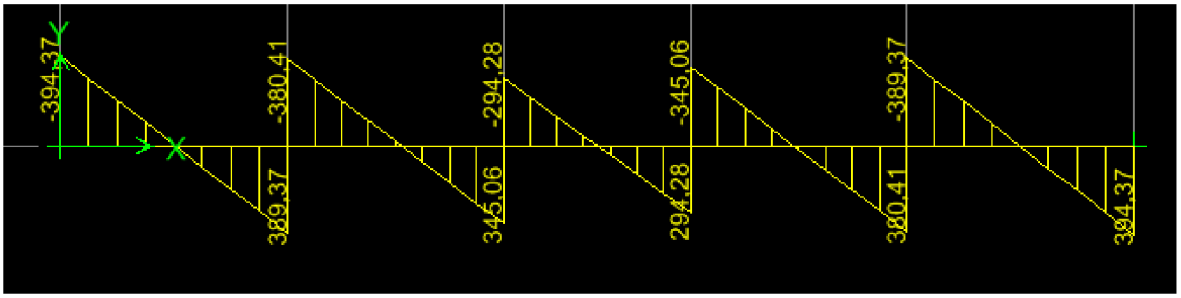


Figure IX.11 Diagramme des efforts tranchants ELS.

IX.8.2 *CALCUL DU FERRAILLAGE DES NERVURES*

IX.8.2.1 armatures longitudinal (sons x-x)

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$M_t^{max} = 362.03\,kN.m$ $\quad M_a^{max} = 564.24 kN.m$

b= 50 cm; d = 87 cm; f_{bc} = 14.20MPa; σ_s = 348 MPa

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{564.24\ x10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.104 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.104 \rightarrow \beta_u = 0.945$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{564.24x10^3}{0.945 \times 87 \times 348} = 19.72\,cm^2 / ml$$

$A_{ua} = 19.72\,cm^2 / ml$

$Soit: 4HA20 \oplus 4HA16 = 20.60\,cm^2$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{362.03 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.067 \rightarrow \beta_u = 0.965$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{362.03 \times 10^3}{0.965 \times 87 \times 348} = 12.38\, cm^2 / ml$$

$$A_{ut} = 12.38 cm^2 / ml$$

$$Soit : 4HA20 = 12.56\ cm^2$$

IX.8.2.2 armatures transversales (sons yy)

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$M_t^{max} = 257.92 kN.m$ $M_a^{max} = 514.42 kN.m$

b= 50 cm ; d = 87 cm ; f_{bc} = 14.20MPa ; σ_s = 348 MPa

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{514.42 x 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.095 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.095 \rightarrow \beta_u = 0.949$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{514.42 x 10^3}{0,949 \times 87 \times 348} = 17.90\, cm^2 / ml$$

$$A_{ua} = 17.90\ cm^2 / ml$$

$$Soit : 4HA20 \oplus 4HA14 = 18.71 cm^2$$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{257.92 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}047 \rightarrow \beta_u = 0.975$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{257.92 \times 10^3}{0.975 \times 87 \times 348} = 8.73\, cm^2 / ml$$

$$A_{ut} = 8.73 cm^2 / ml$$

$$Soit : 8HA12 = 9.05 cm^2$$

Tableau IX.14 ferraillage des nervures à L'ELU.

			M (KN.m)	μ	β	Acal (cm2)	Choix	Aado (cm2)
ELU	longitudinal	Appui	564.24	0.104	0.945	19.72	4HA20+4HA16	20.60
		travée	362.03	0.067	0.965	12.38	4HA20	12.56
	transversal	Appui	514.42	0.095	0.949	17.90	4HA20+4HA14	18.71
		travée	257.92	0.047	0.975	8.73	8HA12	9.05

IX.8.2.3 Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\ mm$$

Soit $\phi = 8$ mm

- **en zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_l\right\} = \min\{22.5\ ;24\} = 22.5 cm$$

$S_t = 15$ cm ;

- **en zone courante**

$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 20$ cm.

IX.8.2.4 armatures transversales minimales

$A_{min} = 0.003\ S_t b = 3\ cm^2$

Soit A_t =4 HA 10 = 3.02 cm^2 (2 cadres)

IX.9 VERIFICATION A L'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23\, b\ d\ f_{t28}}{f_e} = 5.25\ cm^2$$

$A_a = 20.60 > A_{min}$ ⟶ condition vérifiée

$A_t = 9.05 > A_{min}$ ⟶ condition vérifiée

e.1) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2.5 MPa$$

Avec : $T_{u\,max} = 576.17$ kN

$$\tau_u = \frac{576.17 \times 10^3}{500 \times 870} = 1.32\ MPa.$$

$$\tau_u = 1.32 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

IX.10 VERIFICATION A L'ELS

Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{514.42}{352.10} = 1.46$$

$$\alpha = 0.2968 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \Rightarrow \textit{Condition vérifiée}.$$

En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{257.92}{176.54} = 1{,}46$$

$$\alpha = 0.1907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \Rightarrow \textit{Condition vérifiée}.$$

Conclusion

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ *est vérifiée* alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion

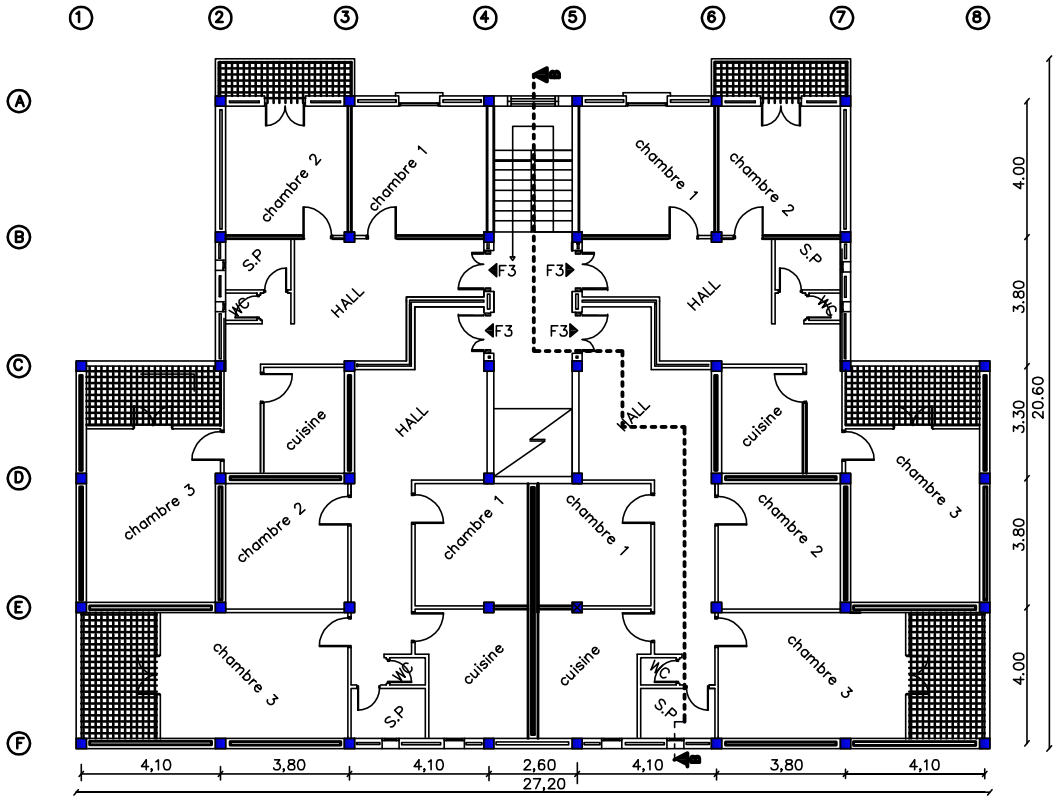
Ce projet de fin d'études m'a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

J'ai su l'importance d'analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage nous permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

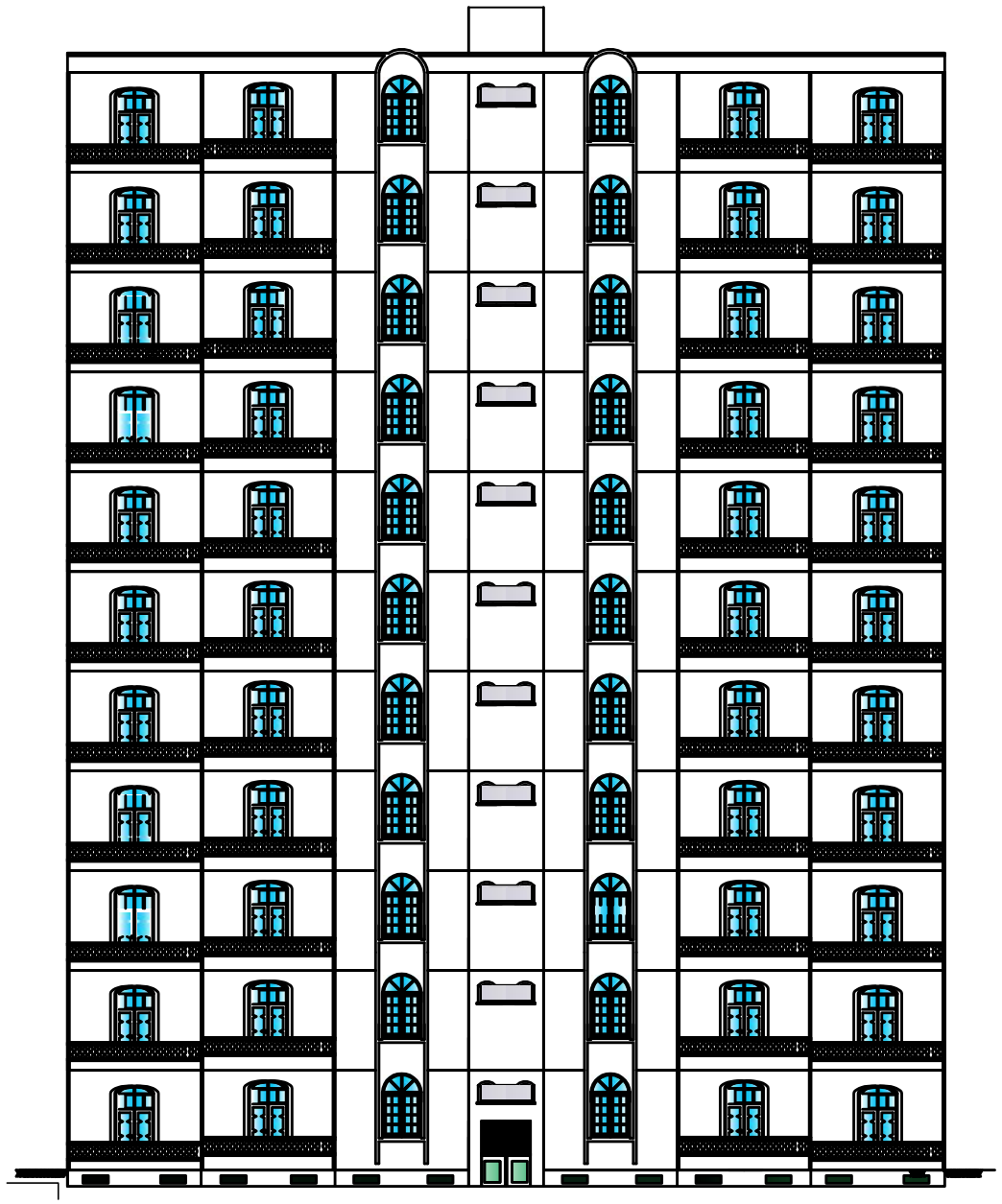
Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

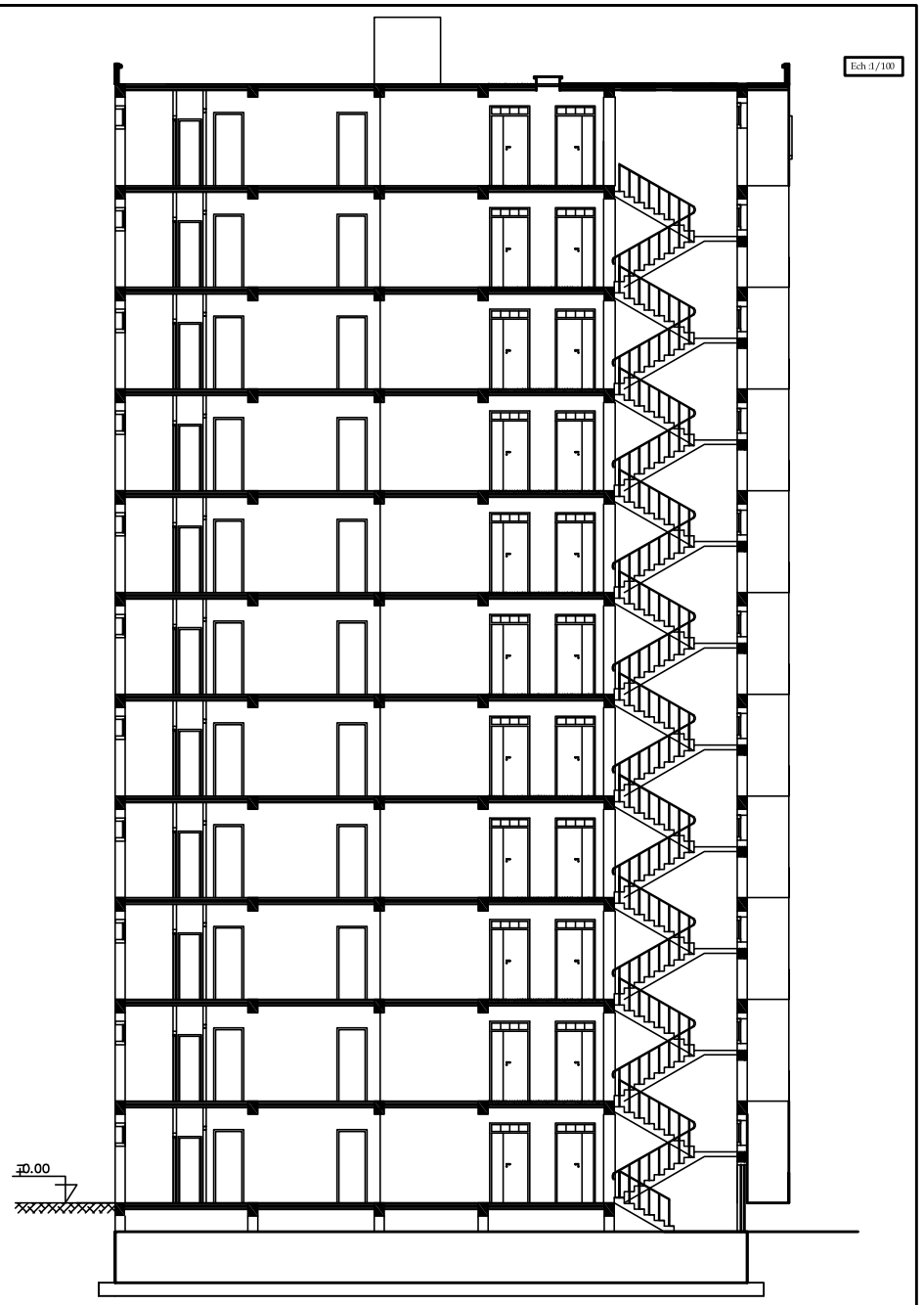
Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour moi une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.



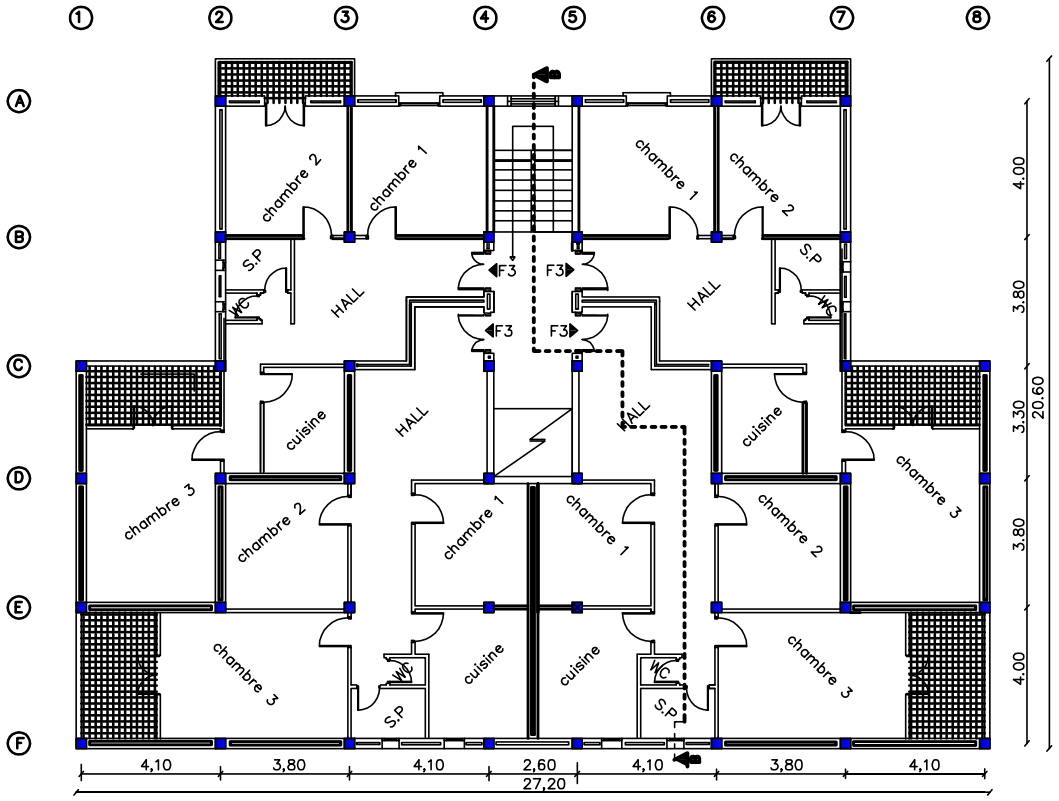
plan d'étages et RDC



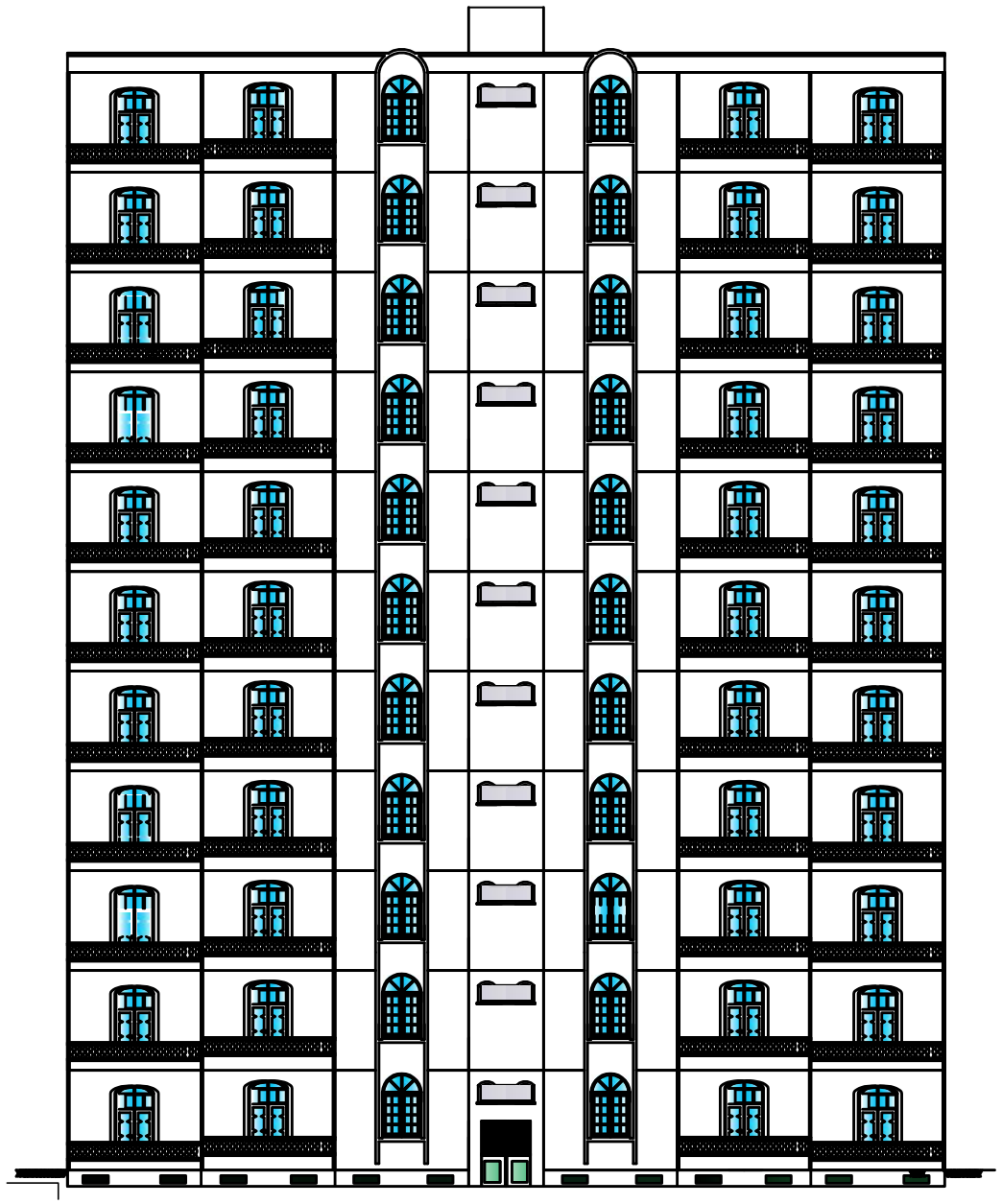
plan de façade



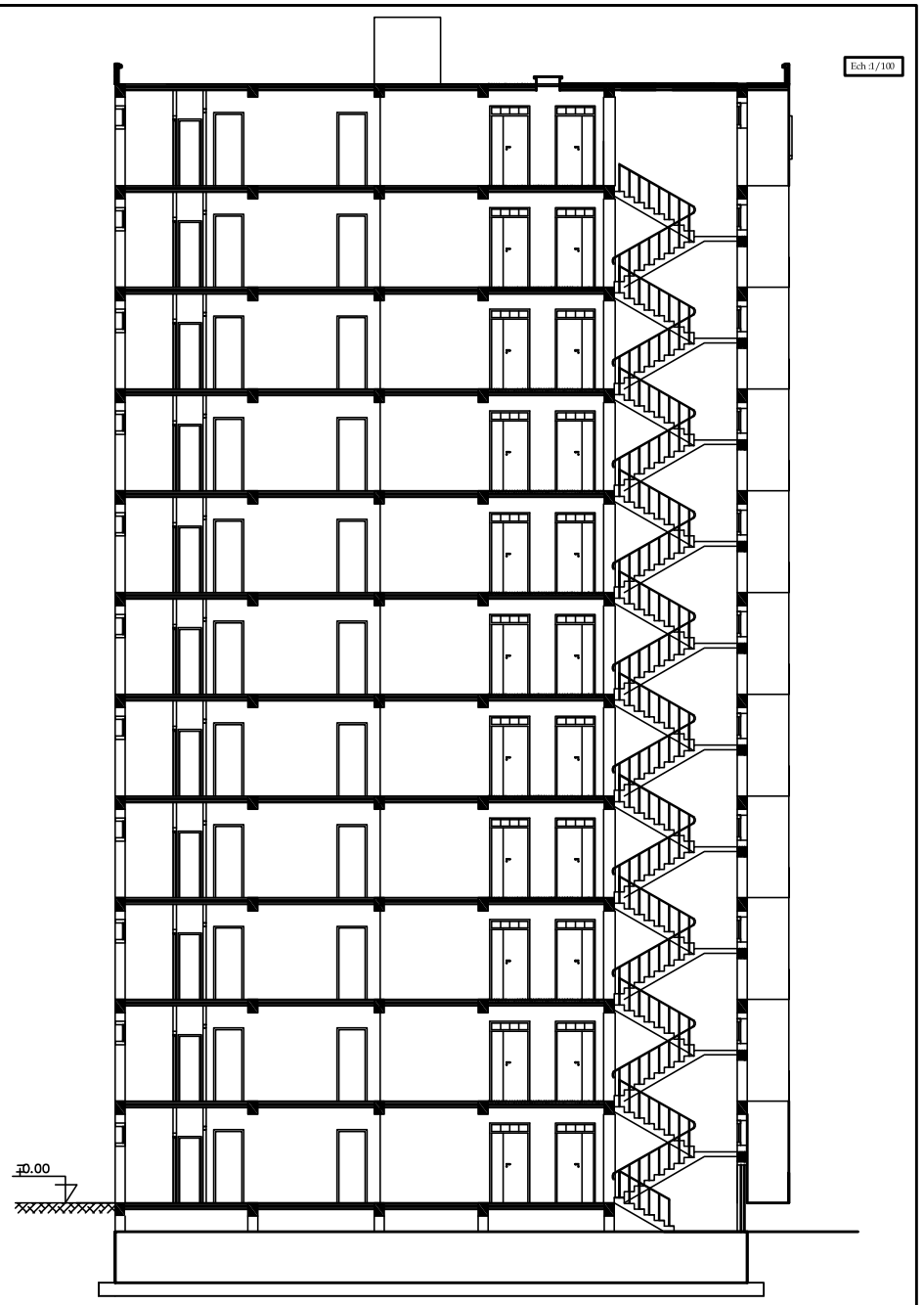
coupe B–B



plan d'étages et RDC

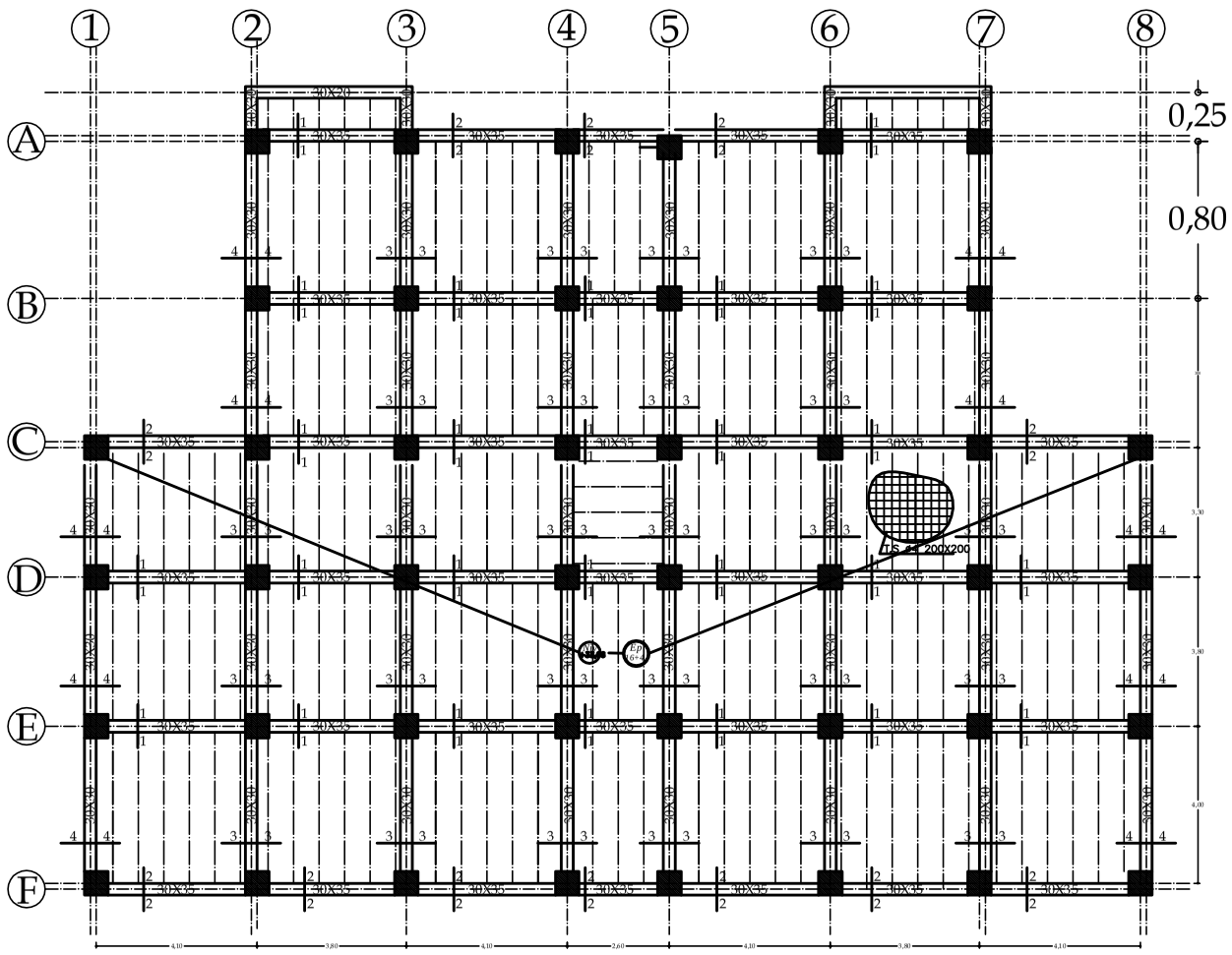


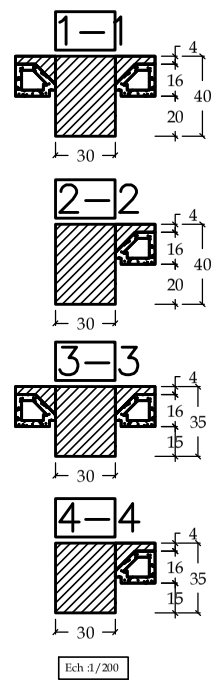
plan de façade



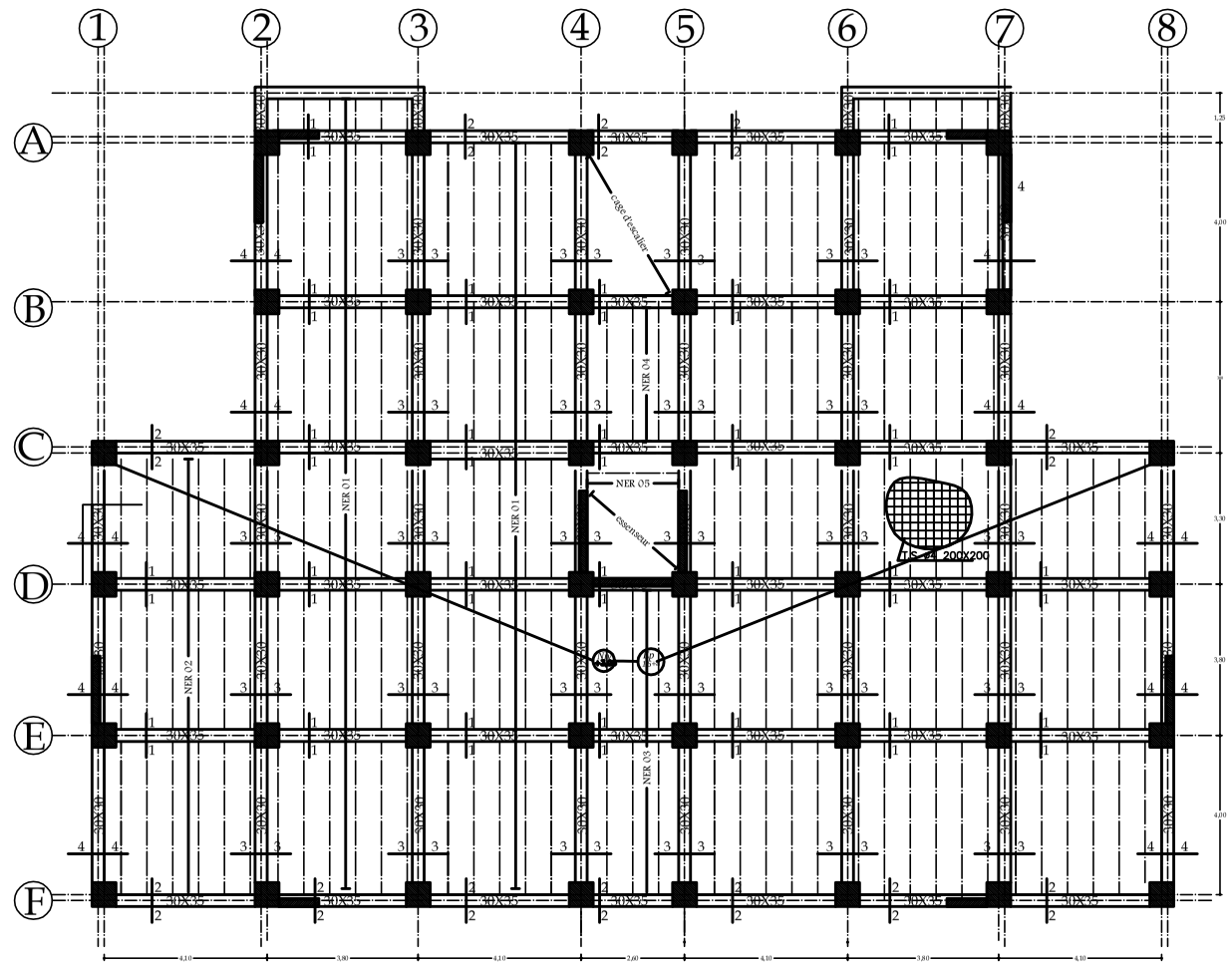
coupe B–B

plan de coffrage "plancher terrasse"

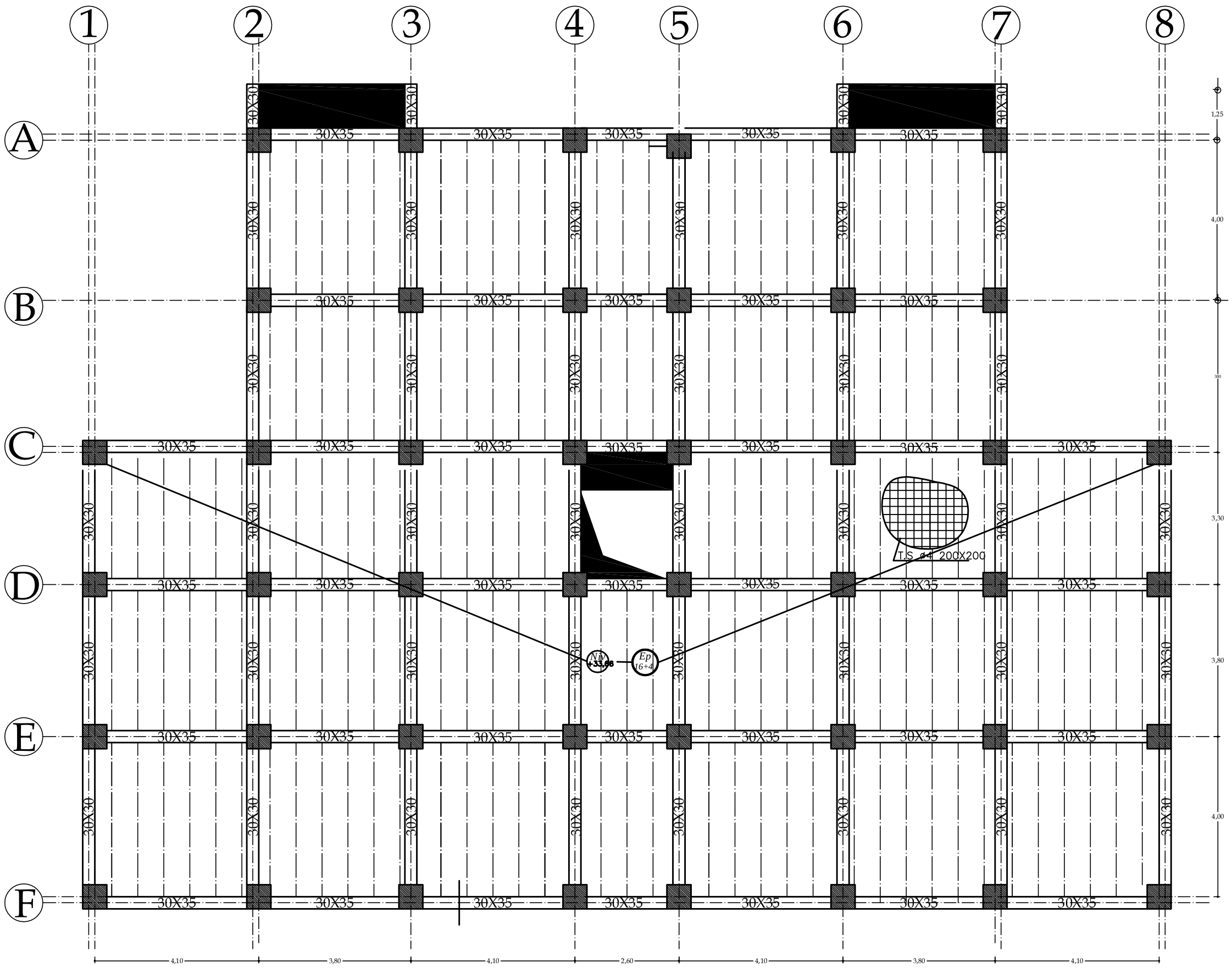




plan de coffrage "plancher étages"



plan de coffrage "plancher terrasse"



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

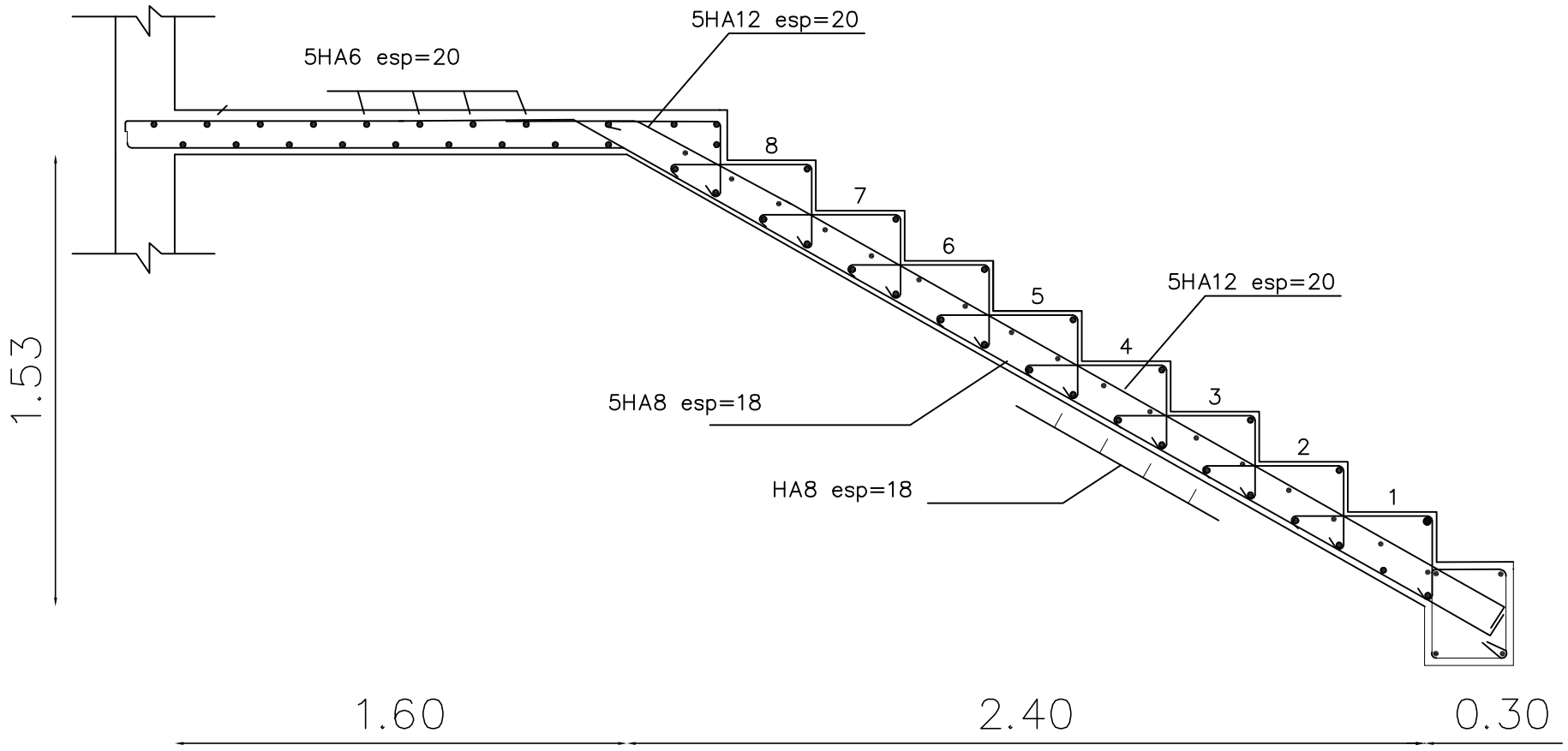
ETUDIE PAR :
Melle HADJADJ Malika
Melle HADJADJ Radhia

DIRIGE PAR :
Mr: BOUHRAOUA Ali

PROMOTION 2016-2017

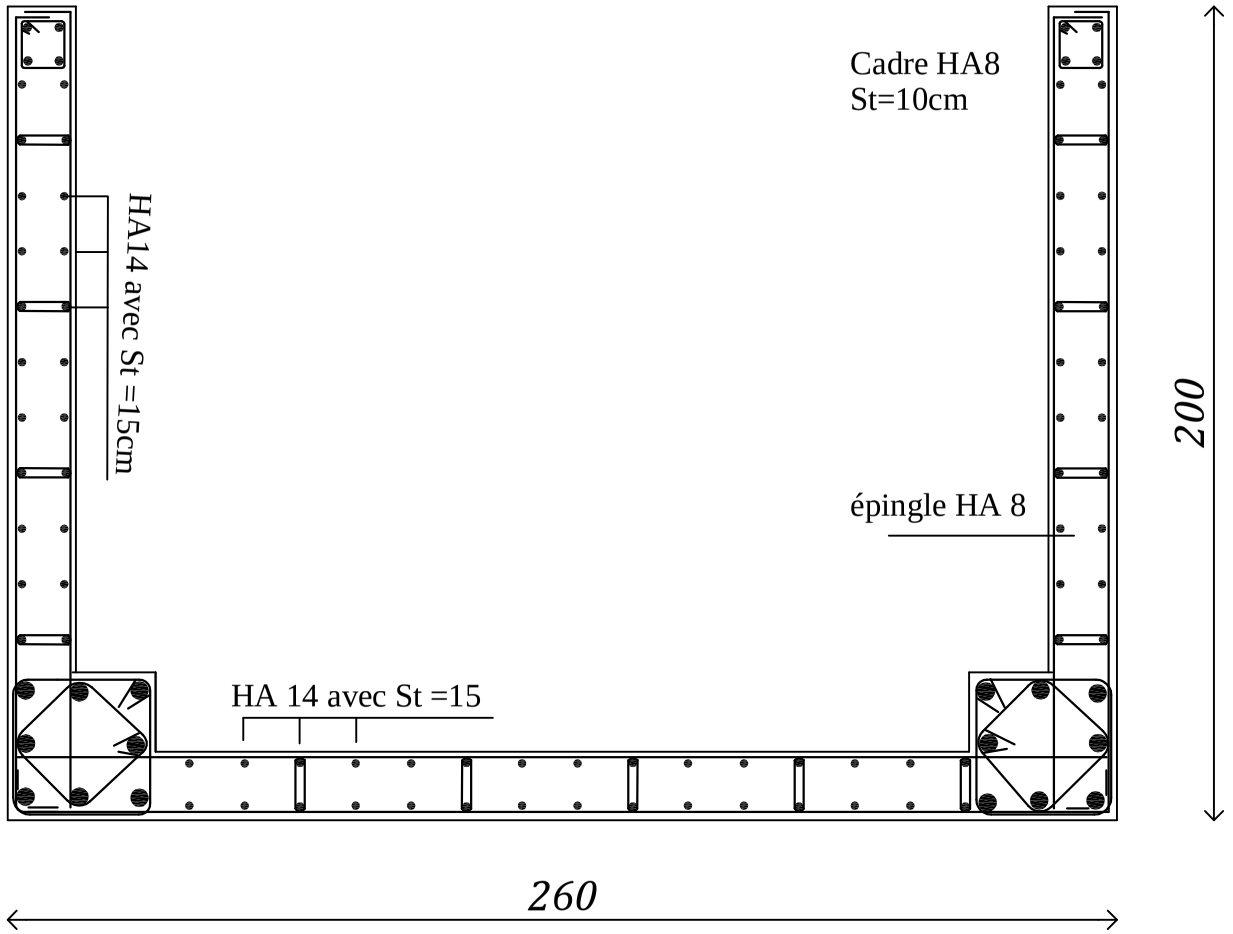
TITRE:
plan de coffrage plancher terasse

ECHELLE



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

ETUDIE PAR : Melle HADJADJ Malika Melle HADJADJ Radhia DIRIGE PAR : Mr: BOUHRAOUA Ali	TITRE: ferraillage de l'escalier
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle HADJADJ Malika

Melle HADJADJ Radhia

DIRIGE PAR :

Mr: BOUHRAOUA Ali

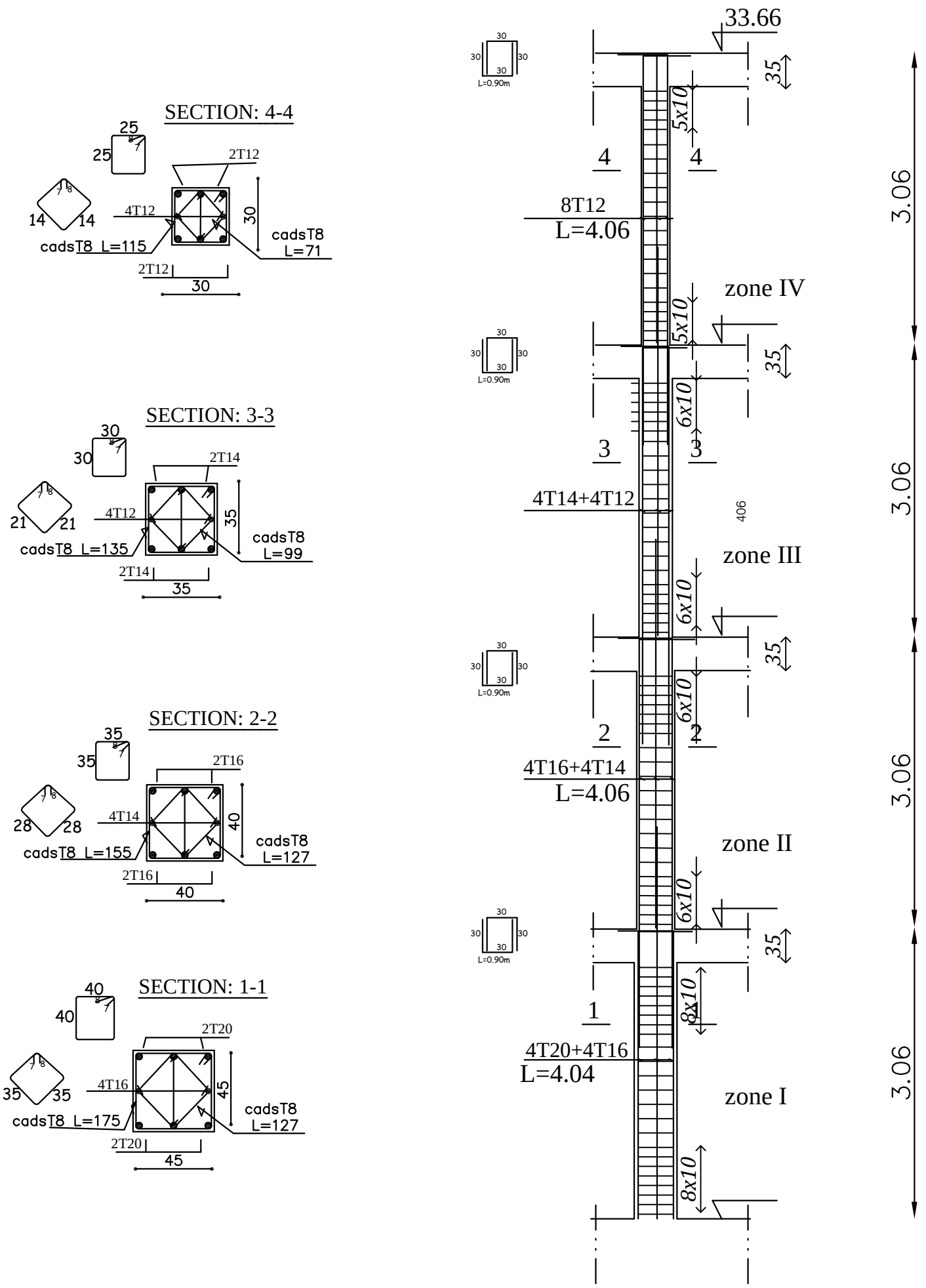
TITRE:

ferraillage de la salle machine

PROMOTION 2016-2017

ECHELLE

FERRAILLAGE POTEAUX (P1) (45x45)(40x40)(35x35)(30x30) cm² NIV +33.66m



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

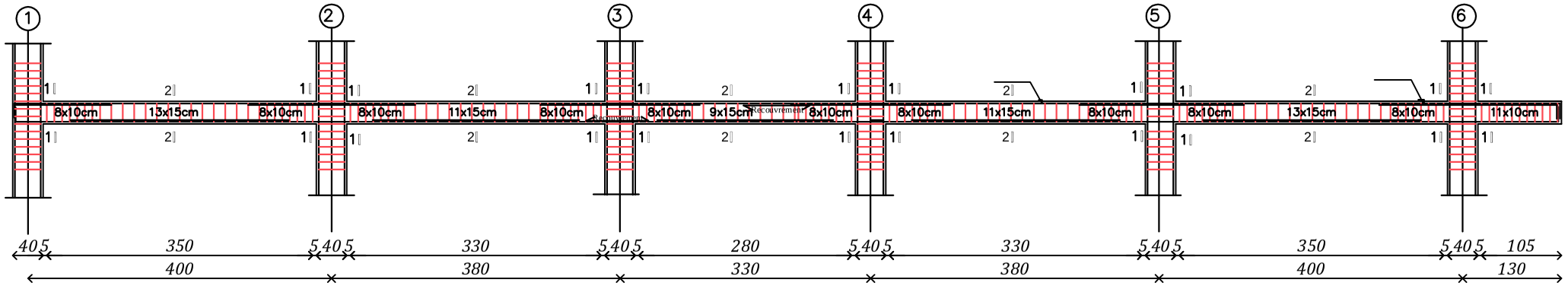
ETUDIE PAR :
Melle HADJADJ Malika
Melle HADJADJ Radhia

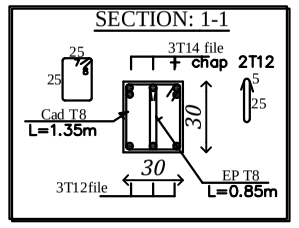
DIRIGE PAR :
Mr: BOUHRAOUA Ali

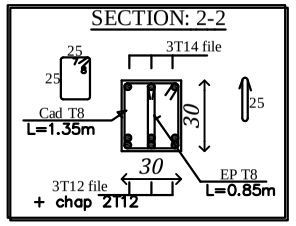
PROMOTION 2016-2017

TITRE:
ferraillage des pouteaux

ECHELLE







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

ETUDIE PAR :
Melle HADJADJ Malika
Melle HADJADJ Radhia

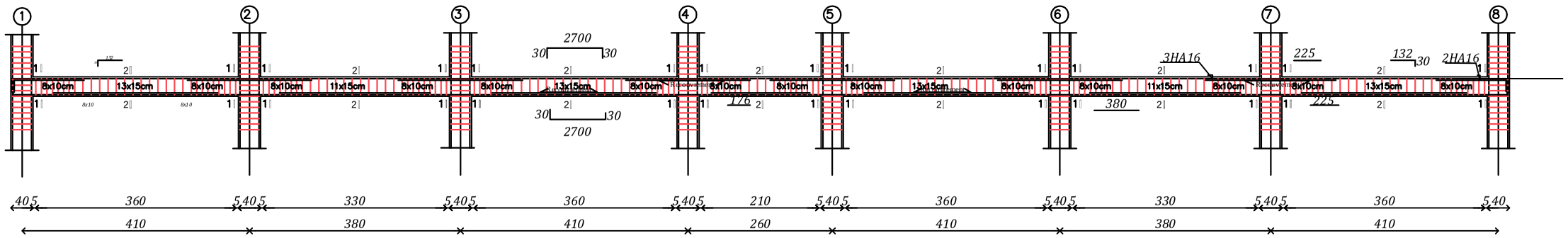
DIRIGE PAR :
Mr: BOUHRAOUA Ali

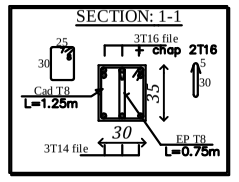
PROMOTION 2016-2017

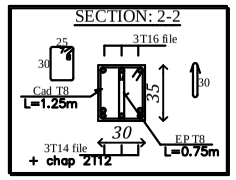
TITRE:
ferraillage des poutres secondaires

ECHELLE

FERRAILLAGE POUTRES PORTEUSES (30x35) AXE : A-F POUR TOUS LES NIVEAUX





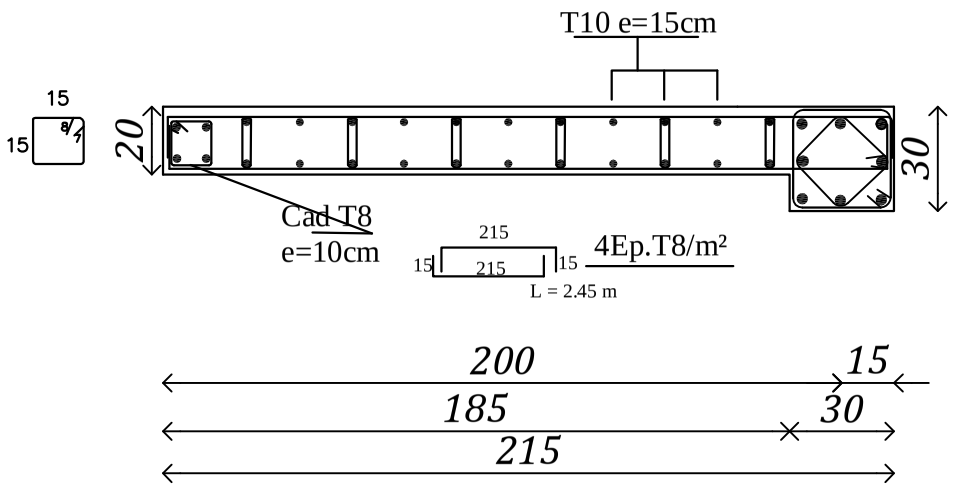


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

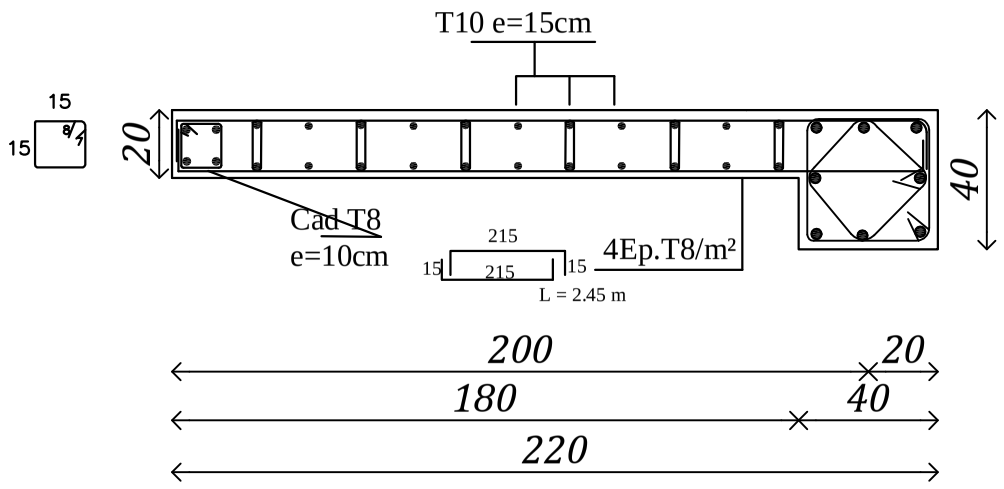
ETUDIE PAR : Melle HADJADJ Malika, Melle HADJADJ Radhia	TITRE: ferraillage de poutre principale
DIRIGE PAR : Mr: BOUHRAOUA Ali	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N° / ECHELLE

Ferr.Voiles V 2.00m

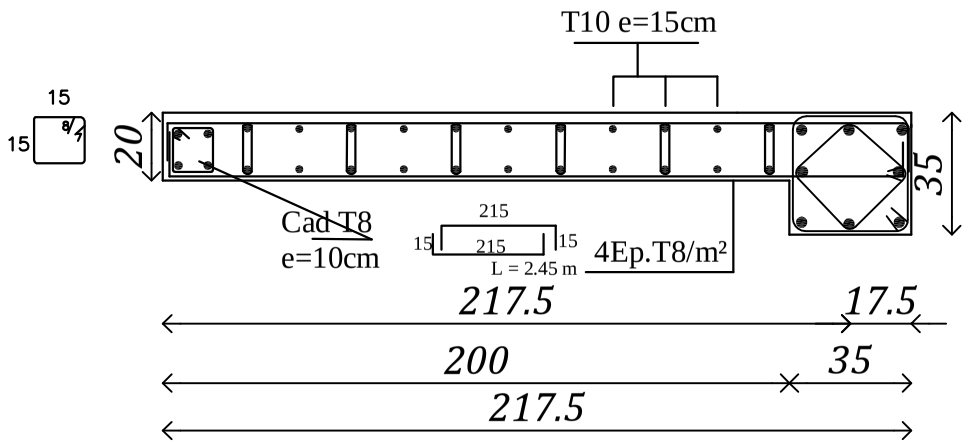
ZONE IV



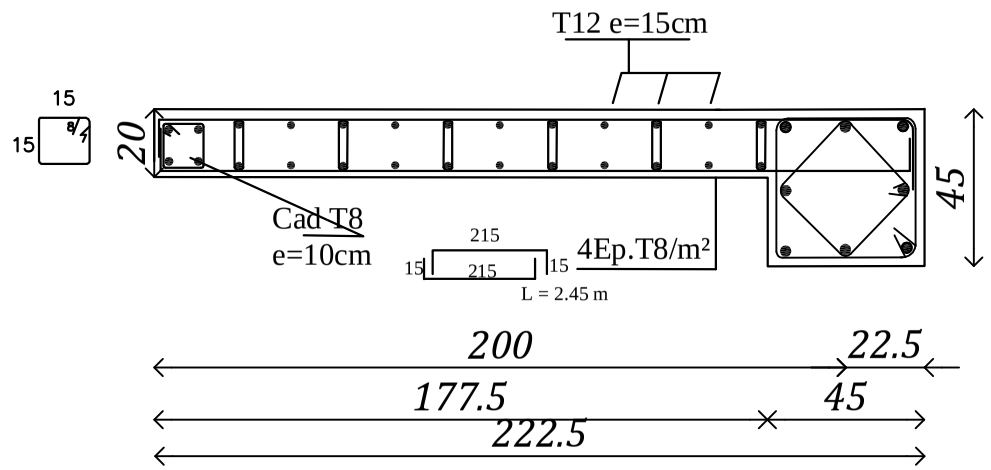
ZONE II



ZONE III



ZONE I



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

ETUDIE PAR :
Melle HADJADJ Malika
Melle HADJADJ Radhia

DIRIGE PAR :
Mr: BOUHRAOUA Ali

TITRE:
ferraillage des voiles

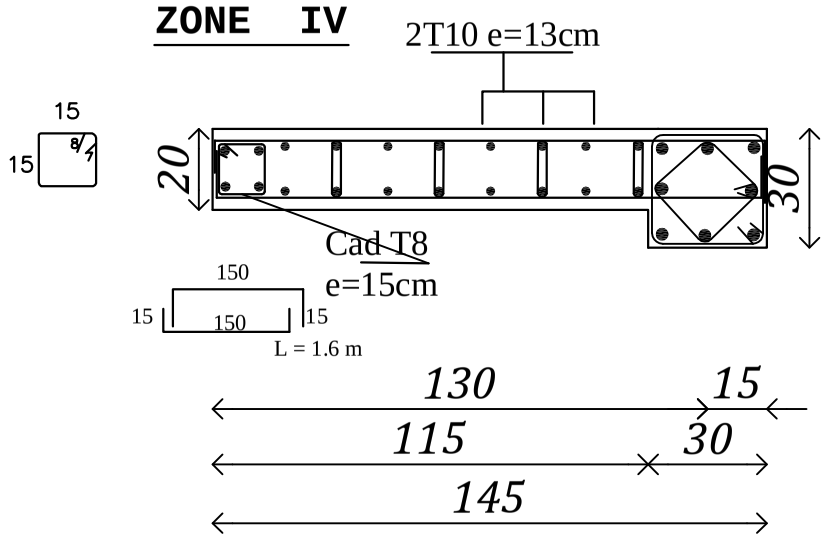
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

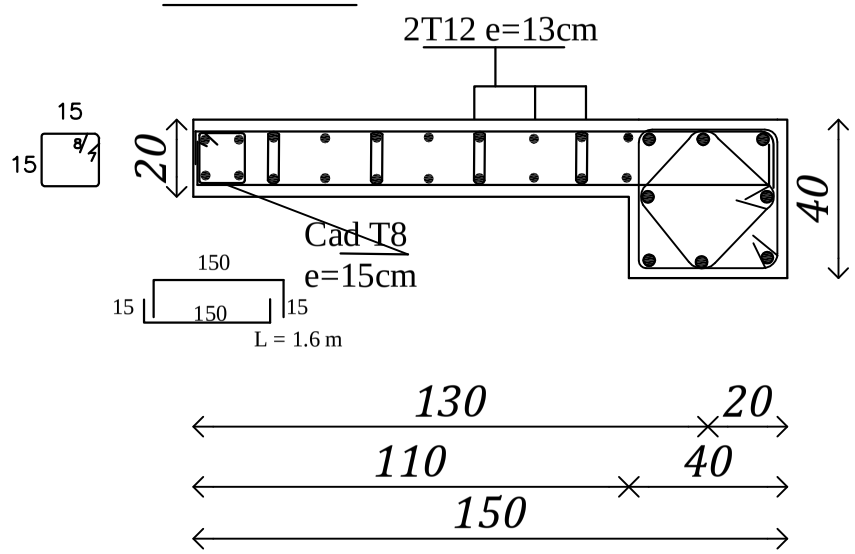
ECHELLE

Ferr.Voiles V 1.30m

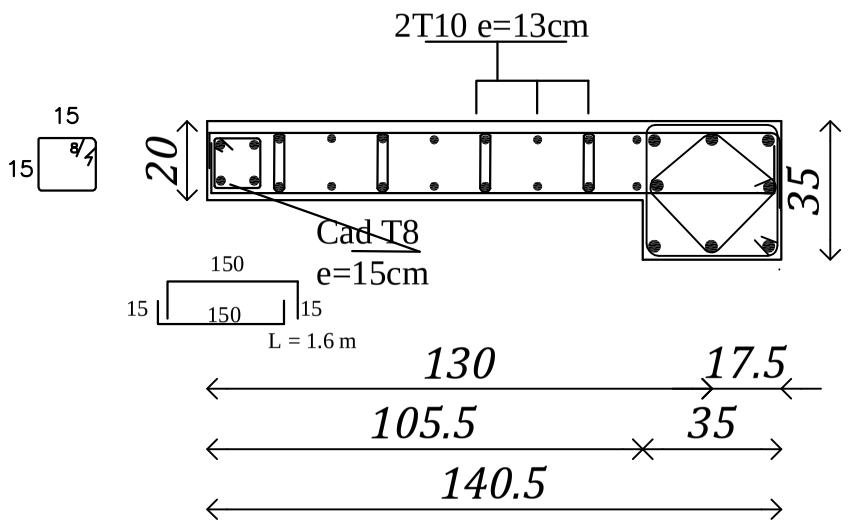
ZONE IV



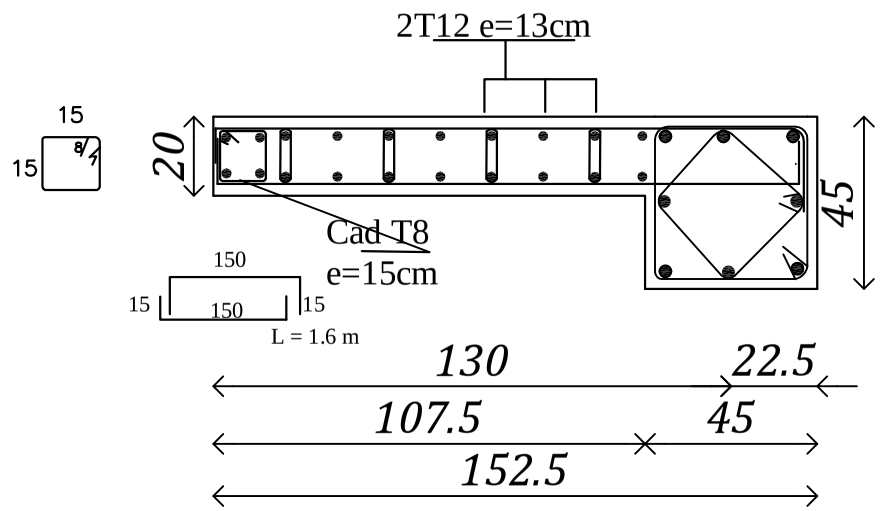
ZONE II



ZONE III



ZONE II



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

ETUDIE PAR :
Melle HADJADJ Malika
Melle HADJADJ Radhia

DIRIGE PAR :
Mr: BOUHRAOUA Ali

TITRE:
ferraillage des voiles

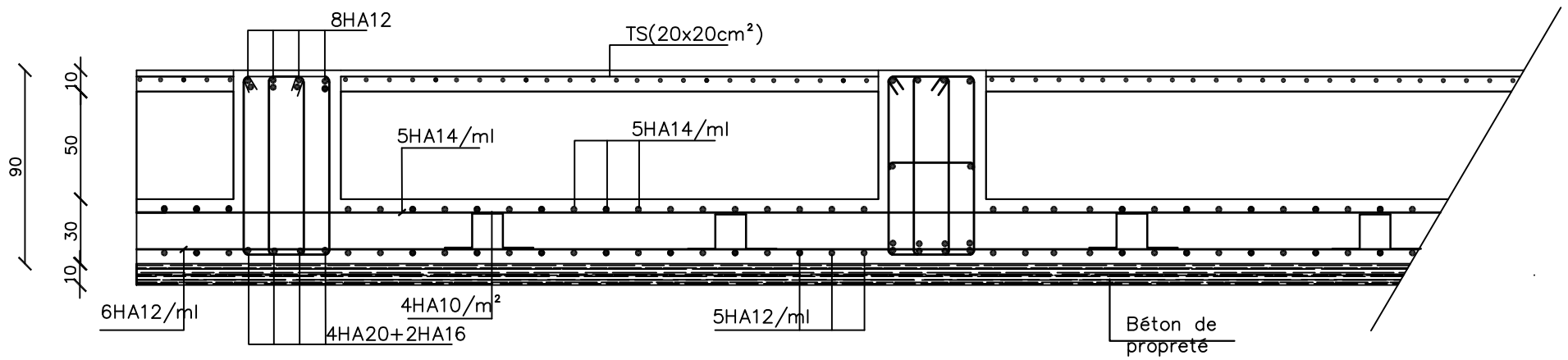
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

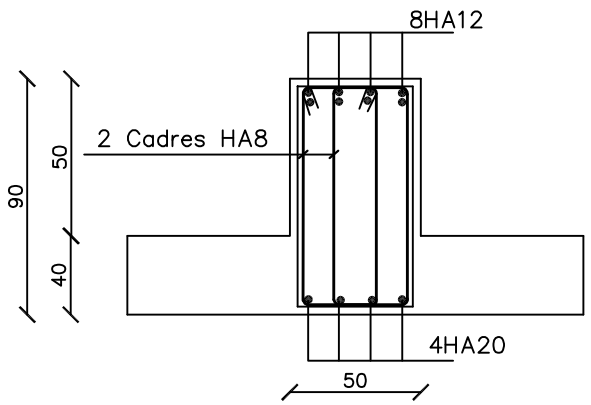
ECHELLE

Ferraillage de la dalle du radier et de la dalle flottante

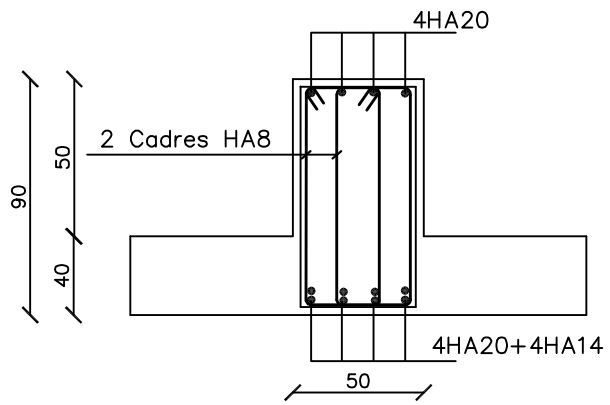
Sens transversale



FERRAILLAGE DE LA NERVURE



En travée



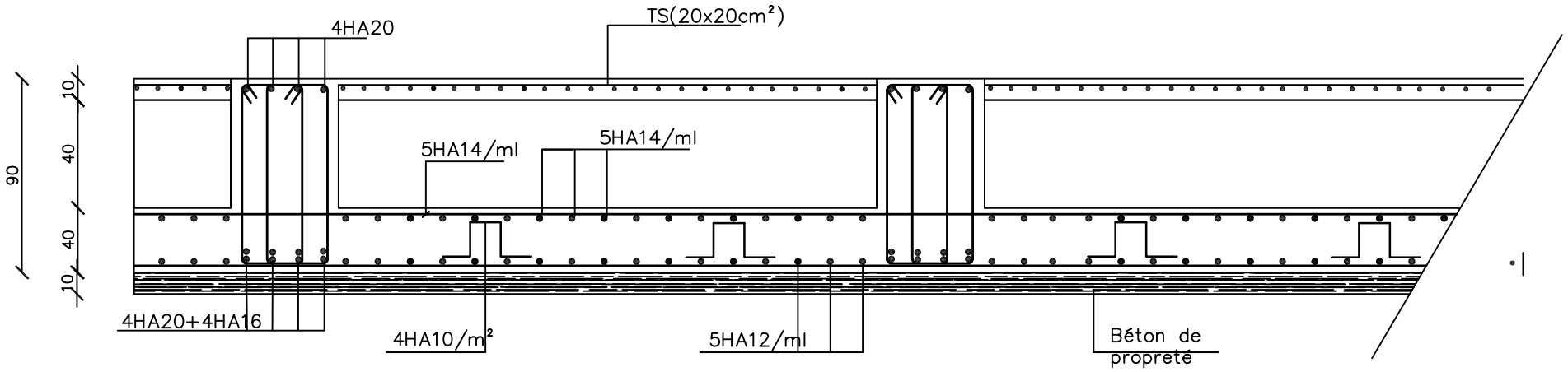
Aux appuis

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

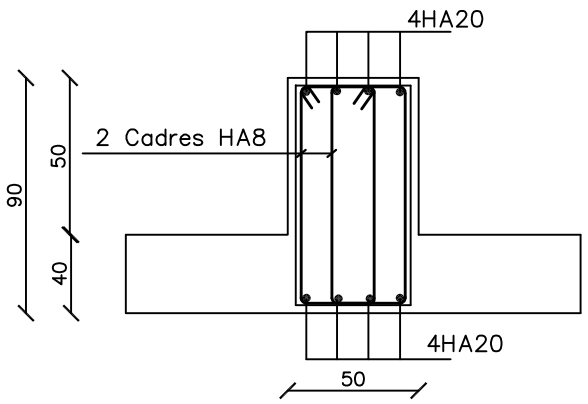
ETUDIE PAR : Melle HADJADJ Malika Melle HADJADJ Radhia DIRIGE PAR : Mr: BOUHRAOUA Ali	TITRE: ferraillage de radier
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N° ECHELLE

Ferraillage de la dalle du radier et de la dalle flottante

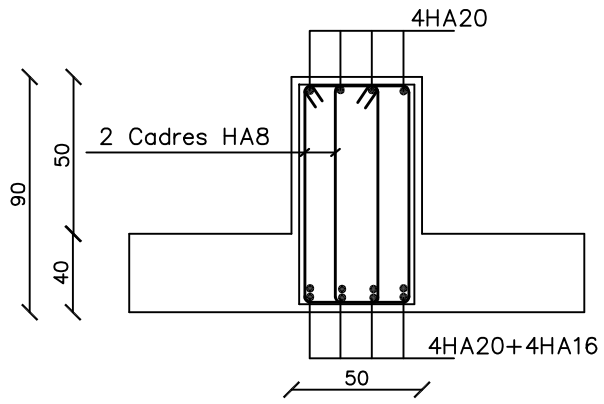
Sens longitudinal



FERRAILLAGE DE LA NERVURE



En travée



Aux appuis

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

ETUDIE PAR : Melle HADJADJ Malika Melle HADJADJ Radhia DIRIGE PAR : Mr: BOUHRAOUA Ali	TITRE: ferraillage de radier
PROMOTION 2016-2017	ECHELLE