

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET  
INDUSTRIELLE.

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation  
et commercial à contreventement mixtes.**



**Etudié par :**

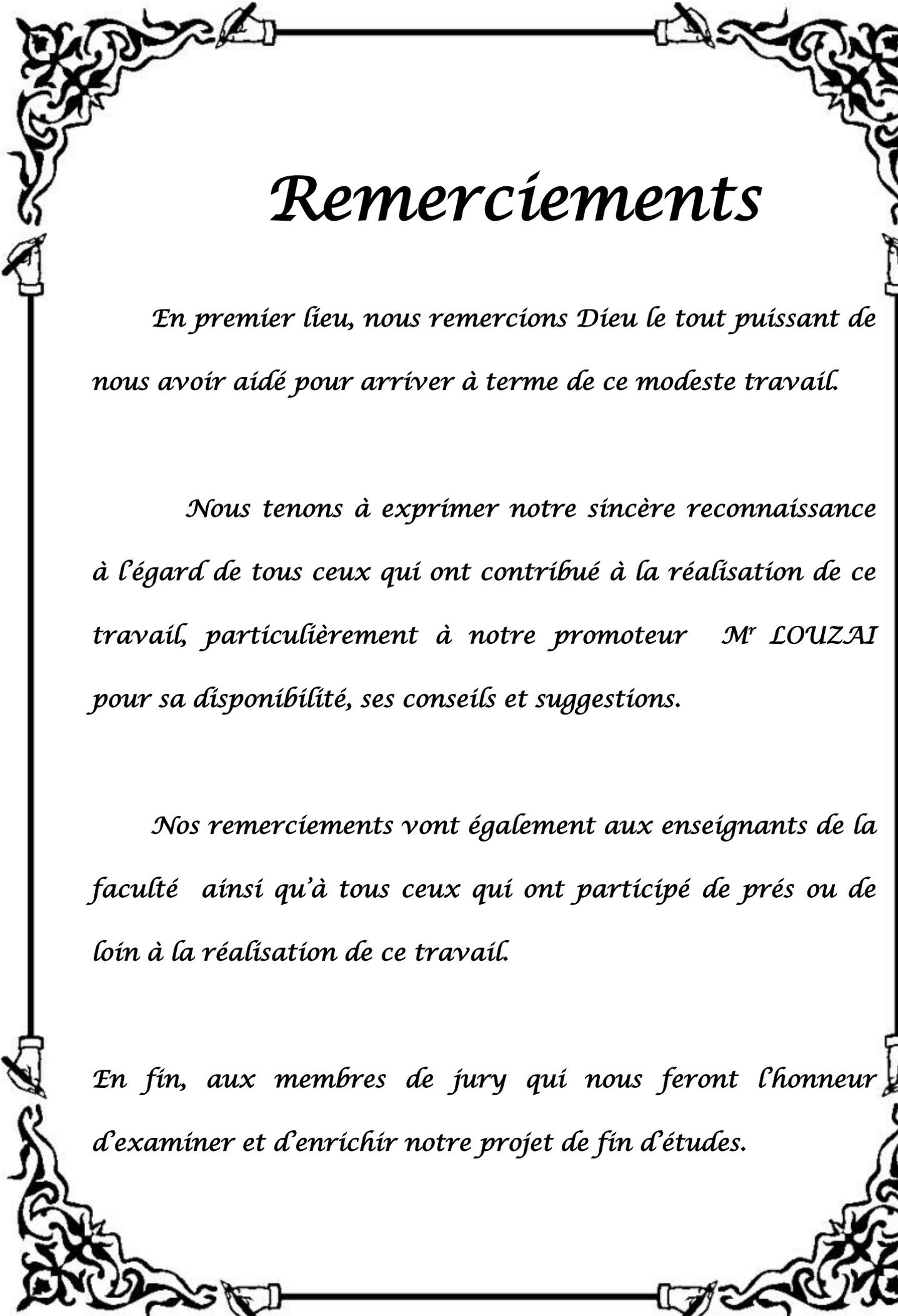
M<sup>r</sup> OULEFKI  
M<sup>elle</sup> OULD AMER  
M<sup>r</sup> MOULOU DJ

Toufik  
Sadia  
Redouane

**Dirigé par:**

M<sup>r</sup> : LOUZAI.

Promotion:2013/2014



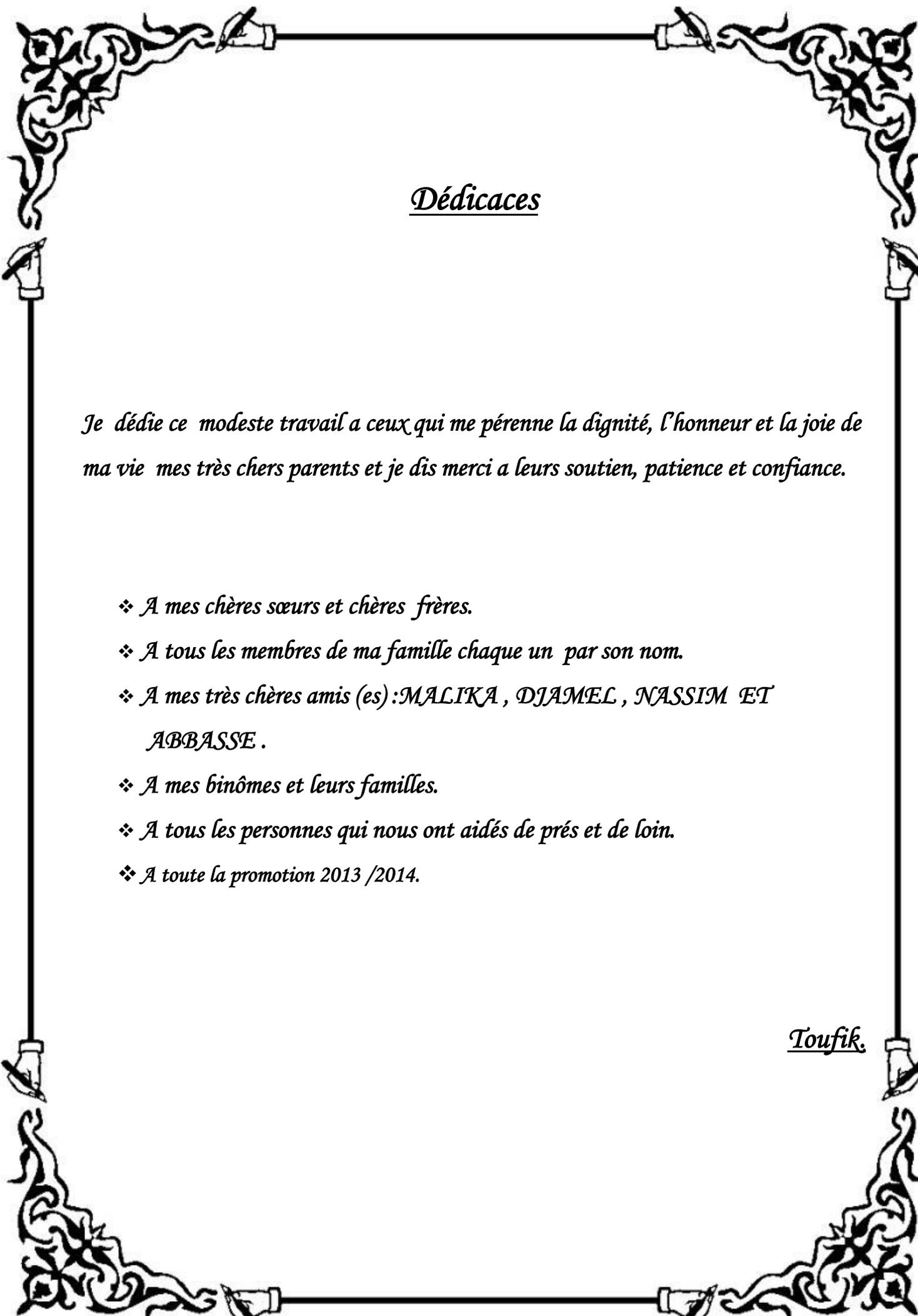
# *Remerciements*

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir aidé pour arriver à terme de ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à l'égard de tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail, particulièrement à notre promoteur Mr LOUZAI pour sa disponibilité, ses conseils et suggestions.*

*Nos remerciements vont également aux enseignants de la faculté ainsi qu'à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*En fin, aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner et d'enrichir notre projet de fin d'études.*



## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ A mes chères sœurs et chères frères.*
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*
- ❖ A mes très chères amis (es) : MALIKA , DJAMEL , NASSIM ET ABBASSE .*
- ❖ A mes binômes et leurs familles.*
- ❖ A tous les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin.*
- ❖ A toute la promotion 2013 /2014.*

*Toufik.*



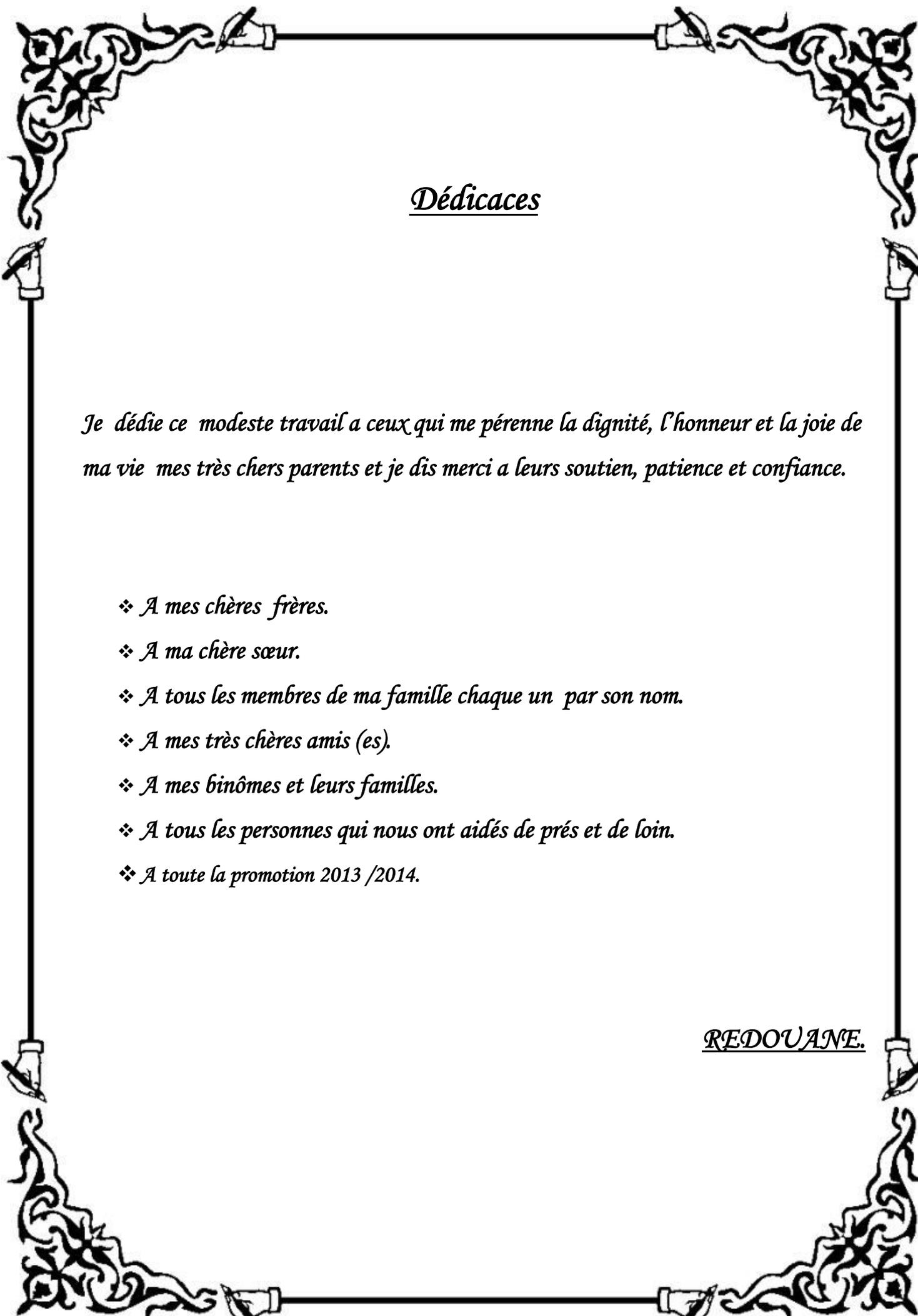
## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ A mon seul et unique chère frères*
- ❖ A ma chouchou titie et mes chères sœurs*
- ❖ A ma chère sœur et son marie et mes nièces adorées*
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ A mes amis (es)*
- ❖ A mes binômes et leurs familles*
- ❖ A tous les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ❖ A toute la promotion 2013 /2014*

SADIA.





## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci à leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ À mes chères frères.*
- ❖ À ma chère sœur.*
- ❖ À tous les membres de ma famille chaque un par son nom.*
- ❖ À mes très chères amis (es).*
- ❖ À mes binômes et leurs familles.*
- ❖ À tous les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.*
- ❖ À toute la promotion 2013 /2014.*

REDOUANE.



# Sommaire

## Introduction générale

<b>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</b>	<b>9</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaire.....</b>	<b>27</b>
<b>III.1</b> Calcul des planchers.....	27
<b>III.2</b> Calcul des escaliers.....	45
<b>III.3</b> : Calcul de la poutre palière.....	63
<b>III.4</b> Calcul de la dalle pleine de la salle machine.....	74
<b>III.5</b> : Etude de la charpente.....	85
<b>Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS .....</b>	<b>93</b>
<b>Chapitre V : Modélisation de la structure.....</b>	<b>113</b>
<b>Chapitre VI : Résultats d'étude aux chargement.....</b>	<b>131</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux.....</b>	<b>148</b>
<b>VII.1</b> Introduction.....	148
<b>VII.2</b> Ferrailage des poutres.....	148
<b>VII.3</b> Ferrailage des poteaux.....	165
<b>VII.4</b> Ferrailage des voiles.....	176
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>193</b>

## Conclusion

## Bibliographie.

# Liste des figures

## Chapitre I:

- **Figure I-1 : Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'Etat limite ultime ..... p4**
- **Figure I-2 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS ..... p5**
- **Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier ..... p8**

## Chapitre II :

- **Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux..... p10**
- **Figure II-2 : Coupe des différents voiles ..... p13**
- **Figure II-3 : Coupe transversale du mur en double cloison ..... p15**
- **Figure II-4 : Coupe transversale du mur en simple cloison (brique de 10 cm d'épaisseur) ..... p16**
- **Figure II-5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant..... p16**
- **Figure II-6 : Coupe transversale de la dalle pleine ..... p17**

## Chapitre III :

- **Fig.III-1.1: Treillis soudées..... p27**
- **Fig III-1.2) Schéma statique de la poutrelle..... p28**
- **Fig III-1.3) Schéma statique de la poutrelle..... p29**
- **Fig III-1.4) Dimension de la section Té ..... p30**
- **Fig III-1.5): Méthode des trois moments..... p31**
- **Fig III-1.6): Schéma statique de la poutrelle ..... p32**
- **Fig III-1.7) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction) ... p34**
- **Fig III-1.8) : Diagramme des moments fléchissant à l'EL(après correction) ..... p35**
- **Fig III-1.9): Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression aux travées ..... p36**
- **Fig III-1.10) : Section de calcul de la poutrelle aux appuis ..... p37**
- **Fig III-1.11): Plan de ferrailage de poutrelle..... p39**
- **Fig III-1.12) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS ..... p40**
- **Fig III-1.13) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS ..... p40**
- **Fig III-1.14 : Plan de ferrailage du plancher ..... p44**
- **Fig. III.2.1 : Terminologie de l'escalier ..... p45**
- **Fig.III.2.2 : Schéma statique de calcul de l'escalier ..... p45**
- **Fig.III.2.3..... p46**
- **Fig.III.2.4..... p46**
- **Fig.III.2.5: Schéma statique de l'escalier ..... p47**
- **Fig. III.2.6 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU ..... p50**
- **Fig. III.2.7. : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants**

à l'E.L.U .....	p52
➤ Fig. III.2.8. : Schéma statique de l'escalier à l'ELS .....	p56
➤ Fig.III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.LS...	p59
➤ Fig. III.3.1 : Schéma de la poutre palière .....	p63
➤ Fig. III.3.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU)p65	
➤ Fig. III.3.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS)p70	
➤ Fig. III-4.1: schéma de l'ascenseur.....	P74
➤ Fig. III-4.2 : schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.....	p76
➤ Fig. III-4.3 : Correction des moments .....	p78
➤ Fig. III-4.4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.....	p84
➤ Fig. III-4.5 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.....	p84
➤ Fig III-5-1) Schéma chargement de la panne.....	p87
➤ Fig III-5-2) Schéma statique de la panne .....	p87
➤ Fig III-5-3) Schéma de chargement de chevron .....	p89

## Chapitre V :

➤ Fig V-1 : Modèle 3D de la structure .....	p115
➤ Fig V-2 : Disposition des voiles dans la structure.....	p116
➤ Fig V-3 : Spectre de réponse de calcul.....	p117
➤ Fig.V-5 Vérification des déplacements selon E.....	p126
➤ Fig V-6 : Efforts repris par l'ensemble selon E .....	p128
➤ Fig V-7: Efforts repris par les voiles selon E .....	p129

## Chapitre VI :

➤ Fig. VI.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS .....	p132
➤ Fig. VI-2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.....	p133
➤ Fig. VI.7 : La disposition et les noms des voiles selon le logiciel ETABS .....	p140

## Chapitre VII :

➤ Fig.VII.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A .....	p150
➤ Fig.VII.2 : Disposition des armatures SDA.....	p150
➤ Fig.VII.6 Disposition des armatures dans les voiles.....	p181

## Chapitre VII :

➤ Fig.VII.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A .....	p150
➤ Fig.VII.2 : Disposition des armatures SDA.....	p150
➤ Fig.VII.6 Disposition des armatures dans les voiles.....	p181

## Chapitre VII :

➤ Fig.VIII.2 : Coupe verticale sur radier .....	p203
➤ Fig.VIII.3 : Diagramme des contraintes du sol .....	p206
➤ Fig.VIII.4 : Dimensions du panneau de dalle le plus défavorable .....	p209

➤ FigVIII-5 Schéma statique du débord .....	p216
➤ FigVIII-6:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....	p220
➤ FigVIII-7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U .....	p221
➤ FigVIII-8:Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S.....	p223
➤ FigVIII-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	p224
➤ FigVIII-9: Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U.....	p226
➤ FigVIII-10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U .....	p227
➤ FigVIII-11 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S .....	p229
➤ FigVIII-12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	p230
➤ Fig.VII.13 : Schéma statique du débord .....	p234

# Liste des tableaux

## Chapitre II:

- Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau C2..... p23

## Chapitre III :

- Tableau III-1.1 : Calcul des efforts tranchants ..... p34

## Chapitre V :

- Tableau V-1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure .....p120
- Tableau V-2 : périodes et participations massiques .....p121
- Tableau V-3 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.....p123
- Tableau V-4:Masses des différents niveaux .....p124
- Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques..... p124
- Tableau V-6: Vérification les déplacements relatifs .....p125
- Tableau V.7 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....p127

## Chapitre VI :

- Tableau VI-1:Les résultats des contraintes desvoiles pour la zone I  
sous N(max) et Mcorr ..... p141
- Tableau VI-2 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone II  
sous Ncomp(max) et Mcorr..... p142
- Tableau VI-3 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone III  
sous Ncomp(max) et Mcor..... p143
- Tableau VI-4 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone I  
Sous Mmax et Ncorr ..... p144
- Tableau VI-5 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone II  
Sous Mmax et Ncorr ..... p145
- Tableau VI-6 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone III  
Sous Mmax et Ncorr ..... p146
- Tableau VI-7 : : Les résultats des contraintes des voiles pour les trois zone  
Sous Ntrac (max) et Mcorr..... p147

## **Chapitre VII :**

- **Tableau VII.1 : Calcul des armatures dans le sens XX..... p172**
- **Tableau VII.2 : Calcul des armatures dans le sens YY ..... p172**
- **Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans le sens xx ..... p172**
- **Tableau VII.4 : Vérification des contraintes dans le sens yy ..... p173**
- **Tableau VII.5 : Ferrailage des poteaux ..... p175**
- **Tableau VII-6: Ferrailage des voiles les plus sollicités ..... p189**
- **Tableau VII-7: Ferrailage des voiles les plus sollicités ..... p190**
- **Tableau VII-8 : Ferrailage des voiles les plus sollicités ..... p191**

## **Chapitre VIII :**

- **Tableau VIII-1 : Calcul des charges revenant à la nervure sens XX ..... p119**
- **Tableau VIII-2 : Calcul des charges revenant à la nervure sens YY ..... p225**

# Liste des tableaux

- **Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau C2.....p23**
- **Tableau III-1.1 : Calcul des efforts tranchants.....p34**
- **Tableau V-1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.....p120**
- **Tableau V-2 : périodes et participations massiques.....p121**
- **Tableau V-3 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.....p123**
- **Tableau V-4:Masses des différents niveaux.....p124**
- **Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....p124**
- **Tableau V-6: Vérification les déplacements relatifs.....p125**
- **Tableau V.7 : Vérification vis-à-vis de l'effet  $\square-\Delta$ .....p127**
  
- **Tableau VI-1:Les résultats des contraintes desvoiles pour la zone I  
sous N(max) et Mcorr.....p141**
- **Tableau VI-2 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone II  
sous Ncomp(max) et Mcorr.....p142**
- **Tableau VI-3 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone III  
sous Ncomp(max) et Mcor.....p143**
  
- **Tableau VI-4 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone I  
sous Mmax et Ncorr.....p144**
- **Tableau VI-5 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone II  
sous Mmax et Ncorr.....p145**
  
- **Tableau VI-6 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone III  
sous Mmax et Ncorr.....p146**
  
- **Tableau VI-7 : : Les résultats des contraintes des voiles pour les trois zone  
sous Ntrac (max) et Mcorr.....p147**
  
- **Tableau VII.1 : Calcul des armatures dans le sens XX.....p172**
- **Tableau VII.2 : Calcul des armatures dans le sens YY.....p172**
- **Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans le sens xx.....p172**
- **Tableau VII.4 : Vérification des contraintes dans le sens yy.....p173**
- **Tableau VII.5 : Ferrailage des poteaux.....p175**
- **Tableau VII-6: Ferrailage des voiles les plus sollicités.....p189**
- **Tableau VII-7: Ferrailage des voiles les plus sollicités.....p190**
- **Tableau VII-8 :Ferrailage des voiles les plus sollicités.....p191**
- **Tableau VIII-1 : Calcul des charges revenant a la nervure sens XX .....p119**
- **Tableau VIII-2 : Calcul des charges revenant a la nervure sens YY .....p225**

# Introduction générale :

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment RDC+9 étages, à usage d'habitation et commerciale, dont la forme en plan est irrégulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- ▶ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- ▶ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

*Chapitre*

***I***

*Présentation et description  
de l'ouvrage*

**I.1) Présentation :**

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment en rez-de-chaussée plus huit(08) étages avec comble, comportant :

- Un RDC à usage commercial.
- Huit (08) étages courants à usage d'habitation.
- Un comble habitable.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier.
- Une charpente en bois.

Cet ouvrage sera implanté sur le territoire de la Commune de DRAA BEN KHEDDA (DBK), Daïra de DBK, Wilaya de TIZI OUZOU classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (**IIa**), ce bâtiment est classé comme ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**).

**I.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:** elles sont données comme suit :• **a-Dimension en plan :**

- Longueur totale du bâtiment       $L = 25.40$  [m].
- Largeur totale du bâtiment       $l = 21.80$  [m].

• **b- Dimension en élévation :**

- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment (charpente comprise) : 34.51 m
- Hauteur de la charpente : 3.15m

**I.3) Les éléments de l'ouvrage :****I.3.1) L'ossature :**

Le bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et de poutres formant un système de portiques et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement mixte assurant la stabilité de l'ouvrage.

**I.3.2) Les planchers :**

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalle pleine, les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions de :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- isolation thermique et acoustique.

**I.3.3) La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5 cm ( $10+5+10 = 25$  cm).

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

**I.3.4) Les escaliers :**

Le bâtiment est composé d'une cage d'escalier qui relie les différents étages. Ils sont constitués de paliers et de paillasse coulés sur place en béton armé. Les escaliers du RDC comportent trois volées, ceux des étages courants sont composés de deux volées.

**I.3.5) Les revêtements :**

Ils sont réalisés :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds

**I.3.6) Les voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

**I.3.7) Système de coffrage :**

On utilise un coffrage traditionnel (en bois) et un coffrage métallique de façon à limiter les temps d'exécution.

**I.3.8) La toiture :**

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevreaux, de liteaux et de tuiles à emboitements.

**I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :****I.4.1) Le béton :****a) Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

A titre indicatif (1m<sup>3</sup>) de béton et composé de :

**• Granulats:**

- Sable ..... 400 l
- Gravillon .....800 l

• **Ciment** : .....350 l

• **Eau** : ..... 175 l

**b) Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$ . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16×32) cm par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91/Art A2,1,11)}$$

### c) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}; \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ (BAEL91/Art A2, 1, 12)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

D'où:  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

### d) Contraintes limites :

#### 1) Les états limites :

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

#### ❖ Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3, 41)

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad \text{(BAEL91 Art A.4 .3 .41)}$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

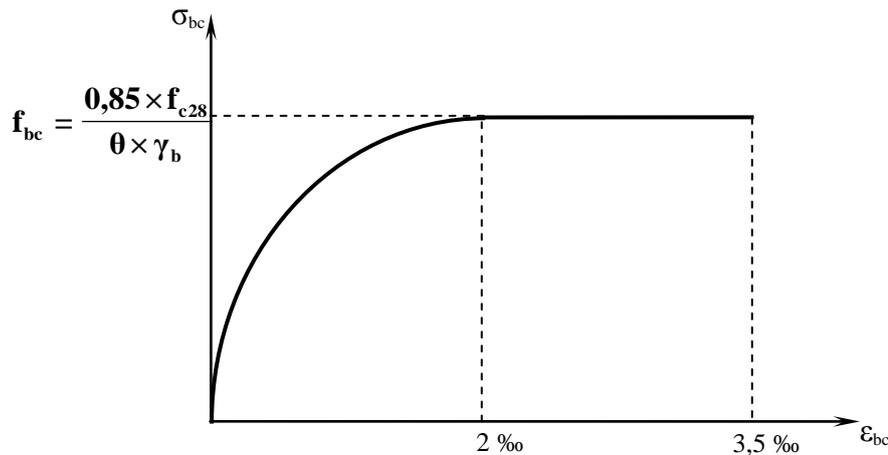
$\theta$  : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta=1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta=0,9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$\theta=0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heures

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



**Figure I-1 : Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'Etat limite ultime.**

Le diagramme est constitué :

- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{cj}}{\theta\gamma_b} \varepsilon_{bc} = f_{bc}$$

#### ❖ Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/ Art 4.2)

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

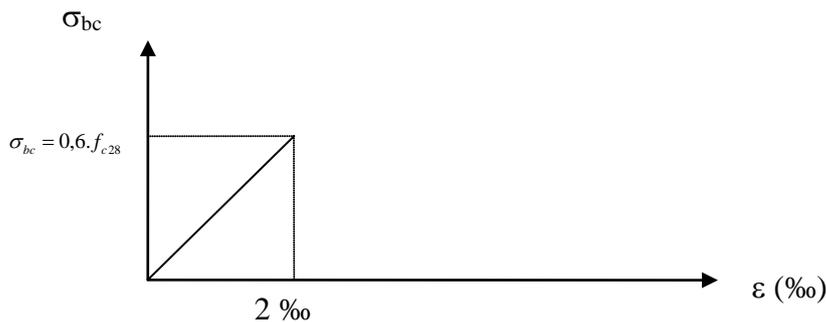
- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{art 4 -5 .2 BAEL91})$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure (I -2)



**Figure I-2 :** Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

## 2) Contrainte limite ultime de cisaillement (13AEL91/Art5.1,1) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec  $V_u$  : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU)

$b$  : valeur de la longueur de la section cisailée.

$d$  : Valeur de la hauteur utile ( $d = h - c$ )

## 3) Contrainte tangente conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \quad (\text{Art A - 5.1.21. BAEL91})$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5)$  MPa pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4)$  MPa pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

## 4) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

### ❖ Module de déformation instantanée : (art A - 2 .1. 21 BAEL91):

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

D'où: pour  $f_{c28} = 25$  MPa  $\Rightarrow E_{i28} = 32164,195$  MPa

### ❖ Module de déformation différée : (art A - 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et à fin de tenir en compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où :  $E_{vj} = 10818,86$  MPa.

**5) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de YOUNG

$\nu$  : Coefficient de POISSON

**6) Coefficient de POISSON : (art A.2 1 3 BAEL91) :**

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale. Il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service

$\nu = 0$  à l'état limite ultime

**I.4.2) Les aciers :****a- Généralité :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. On distingue :

- Les aciers à Haute Adhérence (FeE40 et FeE50) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa, respectivement.
- Treillis soudé de type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520 MPa.

**b- Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinal ( $E_s$ ) à une valeur constante, quelque soit la nuance de l'acier  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$  ..... (BAEL 99 Art II 1)

**c- Coefficient de POISSON des aciers :**

Le coefficient de POISSON ( $\nu$ ) des aciers est pris égal à 0,3.

**d- La limite élastique garantie ( $f_e$ ) :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

**e- Les contraintes limites :****❖ Contraintes limites ultime(ELU):**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91 (art .A.4.3.2)

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

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- $f_e$  : Limite d'élasticité garantie.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

Avec : •  $\gamma_s = 1,15$  situation courante.

•  $\gamma_s = 1,00$  situation accidentelle.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [Mpa]}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [Mpa]}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ [ Mpa]}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ [Mpa]}$

❖ **Contrainte limite du service (ELS) :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91 (A.4.5.3) on distingue trois cas de fissures :

- 1- Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.32)** aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation
- 2- Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.33)** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce ca, la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.33})$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

- $\eta = 1,00$ ..... Pour les RL
- $\eta = 1,6$ ..... pour les HA si  $\Phi \geq 6[\text{mm}]$
- $\eta = 1,3$ ..... pour les HA si  $\Phi < 6[\text{mm}]$

**3- Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.34)**

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

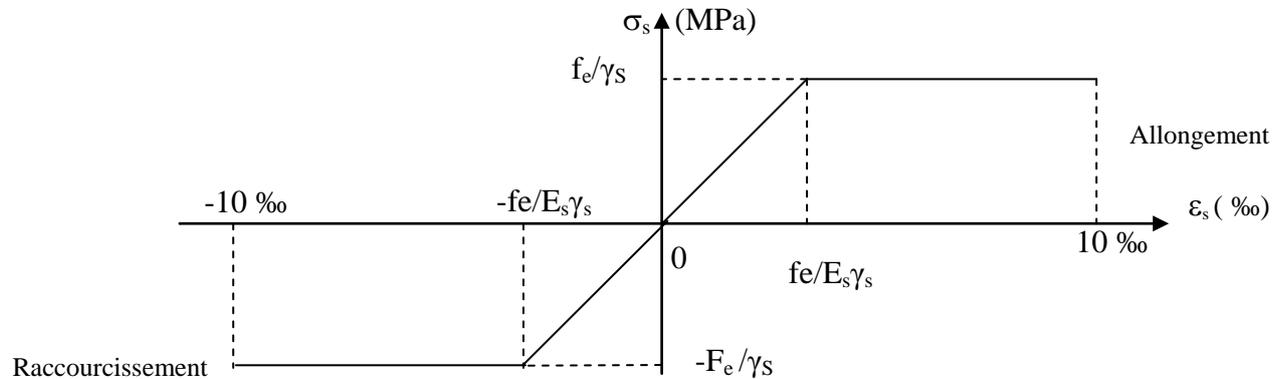
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.34})$$

Avec:  $\eta$  coefficient de fissuration.

- $\eta = 1.0$ .....pour les RL.
  - $\eta = 1.6$ .....pour les HA dont  $\Phi \geq 6 [\text{mm}]$
  - $\eta = 1,3$ .....pour les HA dont  $\Phi < 6 [\text{mm}]$ .
- } .... (BAEL91 / Art A.7.2 .1)

❖ **Diagramme contrainte-déformation : (BAEL91/Art 2.2.2)**

Le diagramme contrainte-déformation est illustré dans la figure 1-3 :



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

**f- Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.24)**

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

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

*Chapitre*

***II***

*Pré-dimensionnement des  
éléments*

## II-Pré-dimensionnement des éléments

### ❖ Pré-dimensionnement

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les voiles et la toiture.

#### II-1 Le plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

La structure comporte deux sortes de planchers qui sont :

**a- Plancher en corps creux.**

**b- Dalle pleine.**

#### a- Le plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec :  $h_{tp}$  : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :  $L = 3,60 - 0,30 = 3,30$  m

Ce qui nous donne :

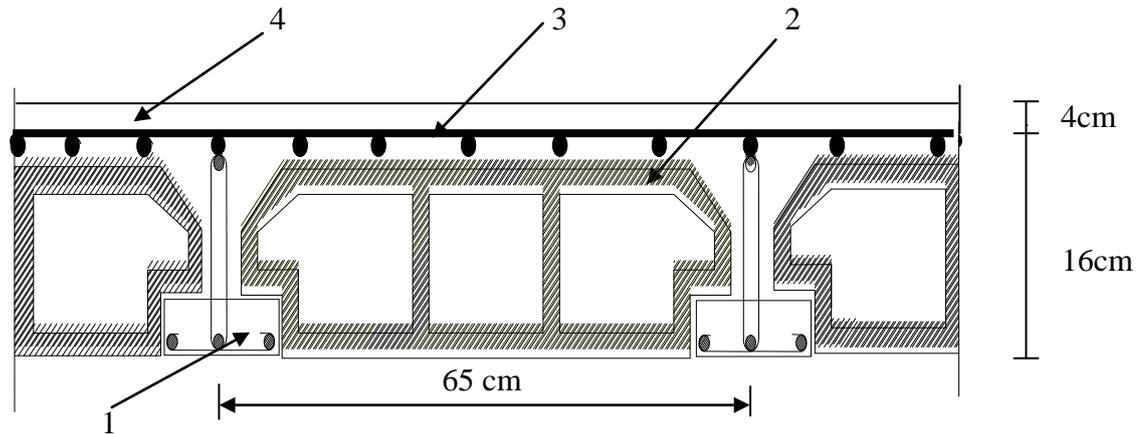
$$h_{tp} \geq 330/22,5 = 14.66 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire :

$$h_{tp} = 20 \text{ [cm].}$$

- ✓ **Conclusion** : on adoptera un plancher de **20[cm]**, composé d'un hourdis de **16[cm]** et d'une dalle de compression de **4[cm]** d'épaisseur.

{ **16[cm]** la hauteur du corps creux.  
 { **4[cm]** la hauteur de la dalle de compression



- 1 - Poutrelle  
 2 - Corps creux  
 3 - Treillis soudé  
 4 - Dalle de compression

**Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux**

**a-1- Vérification de la sécurité contre l'incendie :**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

{	Pour 1 heure de coupe-feu.	$e \geq 7 [cm]$
	Pour 2 heures de coupe-feu.	$e \geq 11 [cm]$
	Pour quatre heures de coup de feu.	$e \geq 17 [cm]$

On a  $h_{tp} = 20[cm]$  donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

**b- Plancher en dalle pleine :**

**b-1- Condition de résistance à la flexion :**

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} l_x : \text{petit côté du panneau de dalle} \\ l_y : \text{grand coté du panneau de dalle} \end{cases}$$

Si  $\alpha \leq 0.4$  la dalle porte sur 1 seul sens ;  $e \geq \frac{l_x}{25}$

Si  $\alpha \geq 0.4$  la dalle porte sur 2 sens ;  $e \geq \frac{l_x}{30}$

a) dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

b) dalles reposant sur 3 appuis :

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$$

c) dalles reposant sur 4 appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

$l_x$  : Petit coté du panneau de dalle

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle

Dans notre cas on a un panneau à étudier :

• **Panneau** :( reposant sur 2 appuis)

$$L_x=1,50 \text{ [m]}, \quad L_y=3.30 \text{ [m]}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \quad \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \quad \text{D'où} \quad 4,28 \leq e \leq 5,00 \text{ [cm]}$$

**b-2- Résistance au feu :**

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

**b-3- Isolation acoustique (phonique):**

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

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

- Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350[kg/m<sup>2</sup>].

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ [cm]}$$

✓ **Conclusion :**

Nous prenons pour tous les planchers en dalle pleine :

$$e = 15 \text{ [cm].}$$

**II-2 Les poutres :**

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

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

Avec :

- $h_t$  : hauteur comprise entre.
- $b$  : largeur comprise entre.
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

**II-2-1 Poutres principales :**

Elles ont pour longueur :  $L_{max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$  (avec : 30 cm, min du RPA99)

- La hauteur de la Poutre est :

$$455/15 \leq h_t \leq 455/10 \Rightarrow 30,33 \leq h_t \leq 45,50 \text{ cm} \dots\dots \text{soit}$$

**$h_t=35[\text{cm}]$**

- La largeur de la Poutre est :

$$0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{soit}$$

**$b=30[\text{cm}]$**

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- ✓  $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 > 30 \text{ cm}$  condition Vérifiée.
- ✓  $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,17 < 4$  condition Vérifiée.

**II-2-2 Poutres secondaires :**

- La hauteur de la Poutre : avec  $L_{max} = 330 \text{ cm}$

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 22.00 \leq h_t \leq 33.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{soit}$$

**$h_t=30[\text{cm}]$**

-La largeur de la poutre :

$$0,40 (30) \leq 0,70 (30) \Rightarrow 12.00 \leq b \leq 21.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{soit}$$

**$b=30[\text{cm}]$**

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition Vérifiée.
- ✓  $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  condition Vérifiée.
- ✓  $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots$  condition Vérifiée.

✓ **Conclusion :**

Donc les sections adoptées sont comme suit :

**Poutres principales (30 x35) cm<sup>2</sup>.**

**Poutres secondaires (30 x 30) cm<sup>2</sup>.**

### II -3 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part. L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

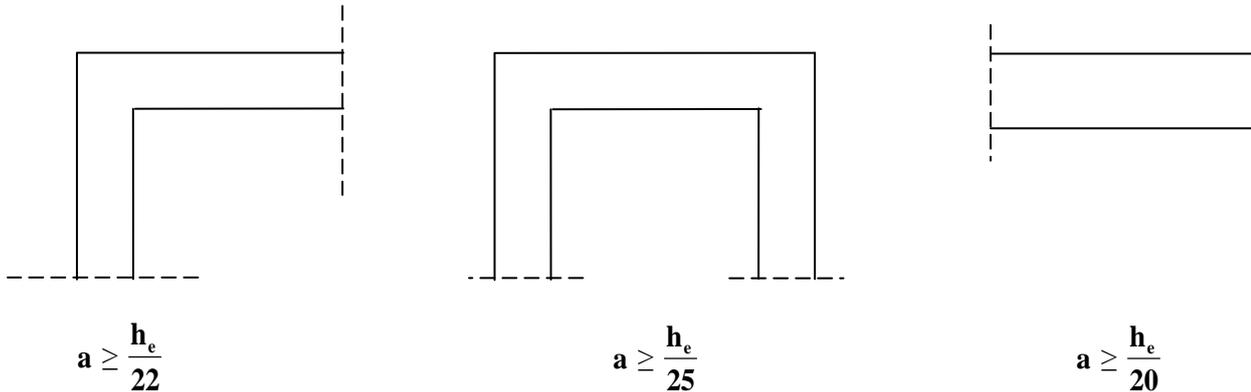
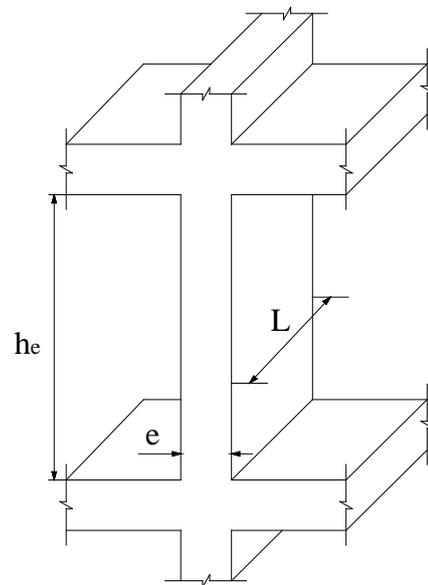


Figure II-2. Coupes des différents voiles.

Pour notre cas :  $e \geq \frac{h_e}{20}$

- **Pour le RDC :**  $h = 408 \text{ cm}$   
 $h_e = h - \text{l'épaisseur de la dalle}$   
 $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$   
 $e \geq \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$
- **Pour l'étage courant :**  $h = 306 \text{ cm}$   
 $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$   
 $e \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$   
 On adopte une épaisseur : **e=20 [cm]**



#### Vérifications :

On doit vérifier que  $L \geq 4e$

$$L = 100 \text{ cm} \Rightarrow L > 4 \cdot 20 = 80 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

- **Vérification des exigences du RPA:**

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$L_{\min} \geq 4a$  avec  $L_{\min}$  : portée min des voiles

$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80$  ..... **conditions vérifiées**

On a:  $L_{\min} = 100 \text{ cm} \geq 4a \geq 80$ ..... **conditions vérifiées**

✓ **Conclusion :**

On opte des voiles d'épaisseurs : **20 cm** : RDC, ETAGES : du 1<sup>er</sup> jusqu'au dernier.

## II -4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges d'exploitations.

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

$N_s$  : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, Il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

**G** : charges permanentes

**Q** : surcharges d'exploitations

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc}$$

Avec

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible à la compression simple

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

**II-5 / Détermination des charges et surcharges :**

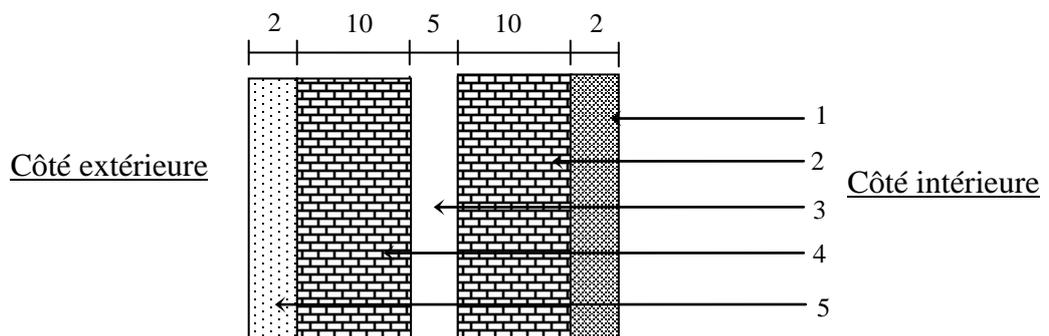
**II-5-1 Les charges permanentes :**

**A-Toiture :**

Elément	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Tuiles mécaniques à emboîtement (litageaux compris)	0.4
Chevron et pannes	0.1
Mur pignon (cloison)	0.9
	<b>Gt=1.4</b>

**B- Les murs : Murs extérieurs et murs intérieurs :**

**1) Murs extérieurs :**



**Figure II-3 : Coupe transversale du mur en double cloison.**

N°	Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur [m]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]	Gi
1	Mortier de ciment	18	0.02	0,36	
2 et 4	Brique creuse	9	2 x 0.1	1,80	
3	Lame d'aire	/	0,05	/	
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0,2	
	Total			<b>2,36</b>	

2) Murs intérieurs :

➤ mur en brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur :

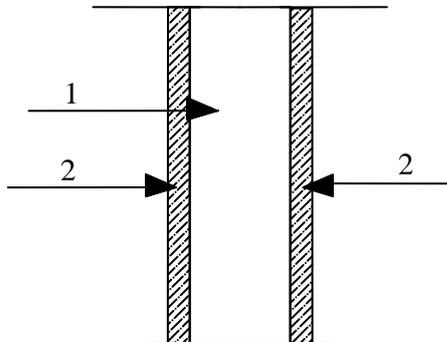


Figure II-4 : Coupe transversale du mur en simple cloison (brique de 10 cm d'épaisseur)

N°	Désignation	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	Epaisseur [m]	Charge Gi [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Brique creuse	9	0,1	0,90
2	Enduit de plâtre	10	2 x 0,02	0,4
	Total		/	<b>1,3</b>

C- Les différents planchers :

a- Plancher d'étage courant (corps creux) :

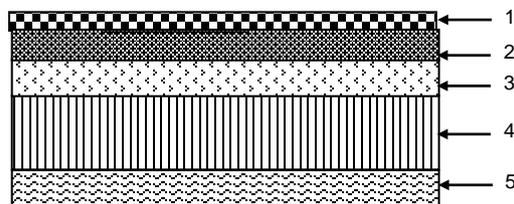
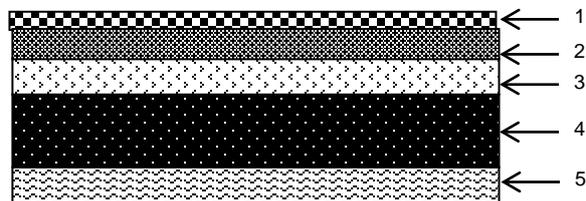


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge $G_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	10	/	0,90
			total	<b>5,18</b>

**b- Dalle pleine (Etage courant, RDC) :**



**Figure II-6 : Coupe transversale de la dalle pleine**

N°	Désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge $G_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
			total	<b>5,11</b>

### II-5-2 Les surcharges d'exploitations:

Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C.2.2) comme suit :

- Plancher toiture	$Q = 1,00$	$[\text{KN/m}^2]$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1,50$	$[\text{KN/m}^2]$
- Plancher du RDC	$Q = 1,50$	$[\text{KN/m}^2]$
- L'escalier	$Q = 2,50$	$[\text{KN/m}^2]$
- Balcons	$Q = 3,50$	$[\text{KN/m}^2]$

#### ❖ Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence

#### a) Surface d'influence :

- Le plancher :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (C-2). La surface qui lui revient vaut :

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

Avec:

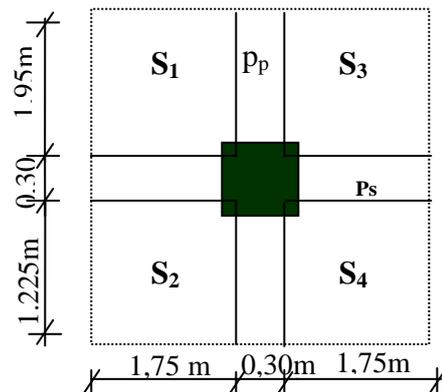
$$S_1 = 1,95 \times 1,75 = 3.413 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.225 \times 1.75 = 2.144 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.95 \times 1.75 = 3.413 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.225 \times 1.75 = 2.144 \text{ m}^2$$

$S = 11.114 \text{ [cm]}$



- **La Toiture :**

Elle se compose de deux versants inclinés de même angle  
Le calcul des angles d'inclinaisons se fait comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} 4.25 - 0.30 = 3.95 \\ 37.57 - 35.07 = 2.50 \end{array} \right\} \text{Tg } \alpha_1 = 2.50/5.95 = 0.420 \quad , \alpha = 22.78^\circ$$

Avec 5.95 m : portée de la travée **BC**  
2.50 m : hauteur du poteau au niveau de la charpente (1<sup>er</sup> versant)  
0.30 m : Largeur du poteau.

Les deux versants sont inclinés d'un angle

$$\alpha = 22.78^\circ$$

**Calcul de  $x_1$  et  $x_2$**

$$x_1 = (3.95 / \cos 22.78^\circ) / 2$$

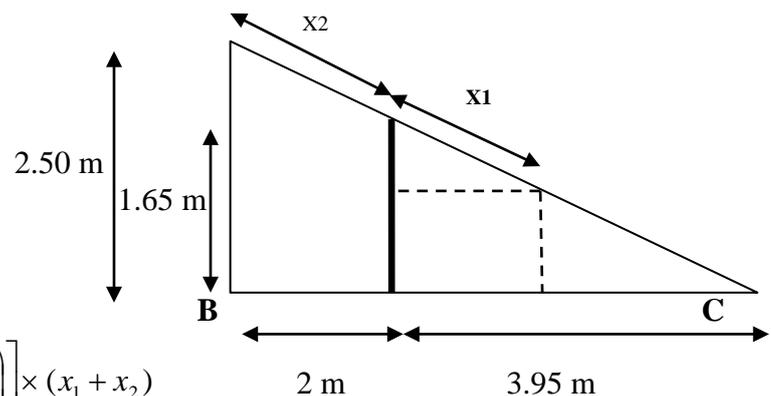
$$x_1 = 2.14 \text{ m}$$

$$x_2 = (5.95 / \cos 22.78^\circ) - 2(x_1)$$

$$x_2 = 2.17 \text{ m}$$

$$S_t = \left[ 2 \left( \frac{3.5 - 0.30}{2} \right) + 2 \left( \frac{3.5 - 0.30}{2} \right) \right] \times (x_1 + x_2)$$

$$S_t = 27.58 \text{ m}^2$$



$$S_t = 27.58 \text{ [m}^2\text{]}$$

**b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :**

- Toiture

$$G = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5.18 \text{ kN/m}^2$$

**c) Poids revenant à chaque plancher :**

$$P = G \times S$$

Toiture :

$$P = 1.4 \times 27.58 = 38.61 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5.18 \times 11.114 = 57.57 \text{ KN}$$

**d) Poids revenant à chaque poutre et poteau :****Poutres étage courant :**

- Poutres principales :  
 $P = (1.95+1.225) \times 25 \times 0.35 \times 0.30 = 8.33 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  
 $P = (1.75+1.75) \times 25 \times 0.30 \times 0.30 = 7.88 \text{ KN}$

D'où le poids total  $P = 8.33+7.88$

Ce qui donne : **P =16.21 kN**

**Poutre de la toiture :**

$$P = (2.14+2.17) \times 25 \times 0.30 \times 0.30 + (3.50-0.30) \times 25 \times 0.30 \times 0.30$$

$$= 9.70 + 7.20 = 16.90 \text{ KN}$$

Ce qui donne : **P =16.90 kN**

**Poteau toiture :**

$$P \text{ poteau} = (0,40 \times 0,40 \times 1.65) \times 25 = \mathbf{6.60 \text{ KN}}$$

**Poteau étage courant :**

$$P \text{ poteau} = (0,40 \times 0,40 \times 2,89) \times 25 = \mathbf{11,56 \text{ KN}}$$

**Poteau comble :**

$$P \text{ poteau} = (0,4 \times 0,4 \times 1.98) \times 25 = \mathbf{7,92 \text{ KN}}$$

**e) Surcharges d'exploitation :**

$$\text{Toiture} \dots\dots\dots Q_0 = 1 \times 27.58 = \mathbf{27.58 \text{ KN}}$$

$$\text{Plancher d'étage courant} \dots\dots\dots Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots = Q_9 = 1.5 \times 11.114 = \mathbf{16.67 \text{ KN}}$$

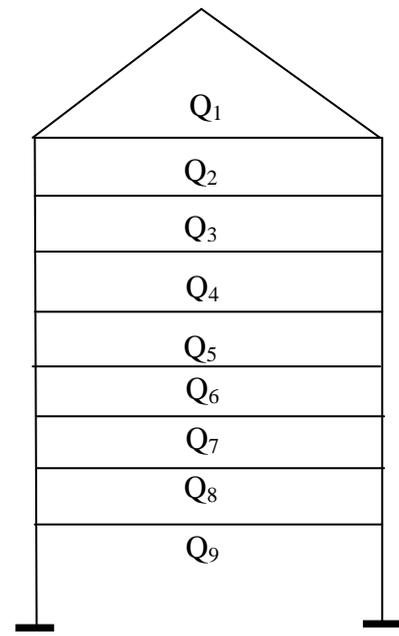
**➤ Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{aligned}$$

Pour  $n \geq 5$



➤ Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	Toiture	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
Coefficient	1	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

❖ Surcharges Cumulées :

Toiture =  $Q_0$

09<sup>ème</sup> =  $Q_0 + Q_1$

08<sup>ème</sup> =  $Q_0 + Q_1 + Q_2$

07<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

06<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

05<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

04<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

03<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

02<sup>ème</sup> =  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

01<sup>er</sup> =  $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

RDC =  $Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

**❖ Application numérique :**

$$\text{Toiture} = 27.58 \times 1 = 27.58 \text{ KN.}$$

$$\text{Comble} = 27.58 + 16.67 = 44.25 \text{ KN.}$$

$$08^{\text{ème}} = 27.58 + (2 \times 16.67) = 60.92 \text{ KN.}$$

$$07^{\text{ème}} = 27.58 + 0,95 (3 \times 16.67) = 75.09 \text{ KN.}$$

$$06^{\text{ème}} = 27.58 + 0,90 (4 \times 16.67) = 87.59 \text{ KN.}$$

$$05^{\text{ème}} = 27.58 + 0,85 (5 \times 16.67) = 98.43 \text{ KN.}$$

$$04^{\text{ème}} = 27.58 + 0,80 (6 \times 16.67) = 107.60 \text{ KN.}$$

$$03^{\text{ème}} = 27.58 + 0,75 (7 \times 16.67) = 115.10 \text{ KN.}$$

$$02^{\text{ème}} = 27.58 + 0,714 (8 \times 16.67) = 122.80 \text{ KN.}$$

$$01^{\text{er}} = 27.58 + 0,687 (9 \times 16.67) = 130.65 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC} = 27.58 + 0,666 (10 \times 16.67) = 138.60 \text{ KN.}$$

Niv	CHARGES PERMANENTES (KN)					CHARGES D'EXPLOITATION		EFFORT NORMAL	SECTION (Cm <sup>2</sup> )	
	G Plancher	G Poutre	G Poteau	G Total	G Cumulé	Q Plancher	Q Cumulé	Gc + Qc	$S \geq N / \bar{\sigma}_{bc}$	ADOPTEE
Toiture	38.61	16.90	6.60	62.11	62.11	27.58	27.58	89.69	59,79	35 x 35
Comble	57.57	18,60	7.92	84.09	146.20	16.67	44.25	190.45	126.96	35 x 35
08	57.57	18,60	11,56	87.73	233.93	16.67	60.92	294.85	196.56	35 x 35
07	57.57	18,60	11,56	87.73	321.66	16.67	77.59	399.25	266.16	35 x 35
06	57.57	18,60	11,56	87.73	409.39	16.67	94.27	503.66	335.77	35 x 35
05	57.57	18,60	11,56	87.73	497.12	16.67	110.93	608.05	405.36	35x 35
04	57.57	18,60	11,56	87.73	584.85	16.67	127.60	712.45	474.96	40 x40
03	57.57	18,60	11,56	87.73	672.58	16.67	144.27	816.85	544.56	40 x 40
02	57.57	18,60	11,56	87.73	760.31	16.67	160.94	921.25	614.16	40 x 40
01	57.57	18,60	11,56	87.73	848.04	16.67	177.61	1025.65	683.76	40 x 40
RDC	57.57	18,60	15,64	91.81	939.85	16.67	194.28	1134.13	756.08	40 x 40

Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau C2.

• **Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :**

- Poteaux de la toiture :** **poteaux (35 × 35)**
- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
  - $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 8.25 \text{ cm}$ ..... Vérifiée avec :( $h_e=1.65 \text{ m}$ )
  - $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée
- Poteaux du comble :** **poteaux (35 × 35)**
- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
  - $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 9.9 \text{ cm}$ ..... Vérifiée avec :( $h_e=1.98 \text{ m}$ )
  - $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée
- Poteaux d'étage courant ( 5<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage ) :** **poteaux (35 × 35)**
- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
  - $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 14,45 \text{ cm}$ .....Vérifiée avec :( $h_e=2.89 \text{ m}$ )
  - $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée
- Poteaux d'étage courant ( 1<sup>er</sup> au 4<sup>ème</sup> étage ) :** **poteaux (40 × 40)**
- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
  - $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 14,45 \text{ cm}$ ..... Vérifiée avec :( $h_e=2.89 \text{ m}$ )
  - $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée
- Poteaux du rez de chaussée (RDC) :** **poteaux (40 × 40)**
- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Vérifiée
  - $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 19.55 \text{ cm}$ ..... Vérifiée avec :( $h_e=3.91 \text{ m}$ )
  - $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$  ..... Vérifiée

✓ **Conclusion :**

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots\dots(1)$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement du poteau ;

$L_f$  : Longueur de flambement ; ( $L_f = 0,7 \cdot L_0$ ) ..... (2)

$i$  : Rayon de giration ( $i = [I / A]^{1/2}$ ) .....(3)

$I$  : Moment d'inertie ( $I = bh^3 / 12$ ) .....(4)

$A$  : Section transversale du Poteau ( $B = a \cdot b$ ) .....(5)

$L_0$  : hauteur libre du poteau

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve :  $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

- **Poteau de section (40 x 40) :**

➤ pour  $L_0 = 3,06 - 0,30 = 2,76$  m  
 $b = 0,40$  m

$$\lambda = (2,42 \times 2,76) / 0,40 = 16,69 < 50 \quad \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

➤ pour  $L_0 = 4,08 - 0,30 = 3,78$  m  
 $b = 0,40$  m

$$\lambda = (2,42 \times 3,78) / 0,40 = 22,86 < 50 \quad \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

- **Poteau de section (35 x 35):**

$L_0 = 3,06 - 0,30 = 2,76$  m

$b = 0,35$  m

$$\lambda = (2,42 \times 2,76) / 0,35 = 19,08 < 50 \quad \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

➤ pour  $L_0 = 1,95 - 0,30 = 1,65$  m  
 $b = 0,35$  m

$$\lambda = (2,42 \times 1,65) / 0,35 = 11,41 < 50 \quad \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

- ✓ **Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

**Récapitulatif :****- Poutres :**

- Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**- Poteaux :**

- Poteaux RDC au 4<sup>ème</sup> étage :  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux de la toiture :  $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**- Voiles RDC au 9<sup>ème</sup> étage :** épaisseur de 20 cm.

**- Plancher en corps creux :** plancher de **20 cm** d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

**- Plancher en dalle pleine :** plancher de **15 cm** d'épaisseur.

*Chapitre*

***III***

*Calcul des éléments  
secondaires*

**Introduction :**

Le chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement, qui sont : la charpente, les escaliers, les balcons, ainsi que les planchers.

**III-1) Calcul des planchers :****III-1-1 Plancher en corps creux (16+4) cm:**

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- 1- Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de 65 cm.
- 2- Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 16 cm.
- 3- Une dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:
  - ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
  - ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - ✓ Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

**III-1-2-Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs données par le (BAEL 91) :

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

Soit :L : l'entraxe des poutrelles (L=65cm)

**➤ Calcul des armatures :****✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Si } L \leq 50[\text{cm}]$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq L \leq 80[\text{cm}]$$

Dans notre cas L=65[cm].

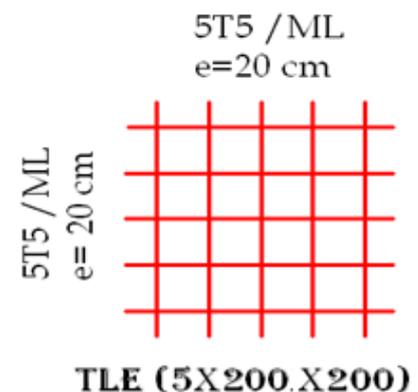
$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 [\text{cm}^2 / \text{mL}]$$

On adopte une section :

**A=0.98 [cm<sup>2</sup>]**

Soit : 5T5 /ml

S<sub>t</sub> = 20 [cm]: Treillis soudé de 20x20 [cm]



**Fig.III-1.1: Treillis soudées**

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On adopte la même section que précédemment :

$$A=0.98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 5T5 /ml ,  $S_t = 20[\text{cm}]$

✓ **Conclusion :**

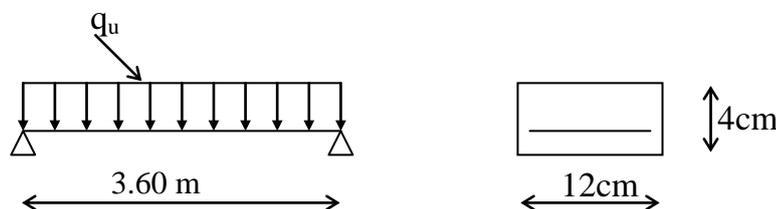
On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200x200) [mm<sup>2</sup>].

### III-1-3- Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

#### a-Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.



**Fig III-1.2) Schéma statique de la poutrelle.**

➤ **Chargement :**

✓ Poids propre .....  $G = 0,04 \cdot 0,12 \cdot 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

✓ Poids des corps creux .....  $G' = 0,95 \cdot 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G=0,12+0,62=0,74 \text{ KN/ml}$$

✓ Poids de la main d'œuvre.....  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

$$Q=1 \cdot 0,65= 0,65 \text{ KN /ml}$$

➤ **Ferrailage à l'ELU :**

✓ **La combinaison de charge:**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ kN/ml}$$

- ✓ **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,974 \cdot 3,60^2}{8} = 3,20 \text{ KNm}$$

$$M_u = 3,20 \text{ KN.M}$$

- ✓ **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,974 \cdot 3,60}{2} = 3,55 \text{ KN}$$

$$T_u = 3,55 \text{ KN}$$

- ✓ **Calcul des armatures :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,20 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,69 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée}$$

- ✓ **Remarque :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle des charges avant coulage de la dalle de compression.

#### b- Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis, elle aura une section en T.

- ✓ **Charges et surcharges :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on a des planches identiques. Donc le calcul se fera sur un seul plancher.

$$\text{Poids propre du plancher : } G = 5,18 \times 0,65 = 3,367 \text{ KN/m}$$

$$G = 3,367 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,367) + (1,5 \times 0,975) = 6,008 \text{ kN/ml}$$

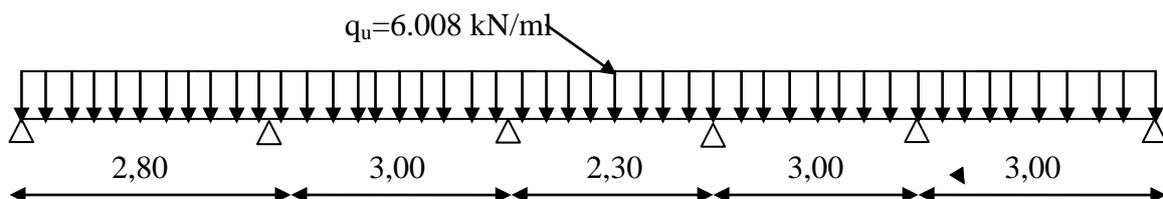


Fig III-1.3) Schéma statique de la poutrelle

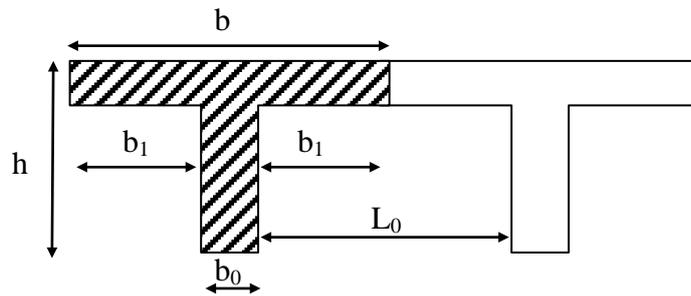


Fig III-1.4) Dimension de la section T 

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

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

$h_0 = 4$ cm, épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\} \text{ Avec :}$$

$L_0$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : longueur de la plus grande travée. ( $L = 3.40$ m)

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 34 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

**III-1-4. Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

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

**Méthode forfaitaire :**

**a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

Elle s'applique aux constructions dont :

1)- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN} \}$$

$Q = 0,975 \text{ kN} < 2G = 6,734 \text{ kN} \dots \rightarrow$  **Condition vérifiée**

2)- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\dots \rightarrow$  **condition vérifiée**

3)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

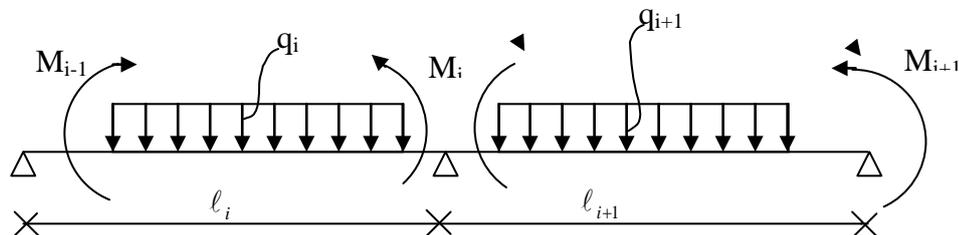
$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 2,80 / 3,00 = 0.93 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 2,30 = 1,30 \\ L_i / L_{i+1} = 2,30 / 3,00 = 0.76 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,00 = 1.00 \end{array} \right\} \dots \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

4)- La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\dots \rightarrow$  **condition vérifiée**

✓ **Conclusion :** La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

**b) Rappel sur la méthode des trois moments**

• **Exposé de la méthode**



**Fig III-1.5): Méthode des trois moments**

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Aux appuis :**

$$M_{i-1}.l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}.l_{i+1} = - \left( \frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

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

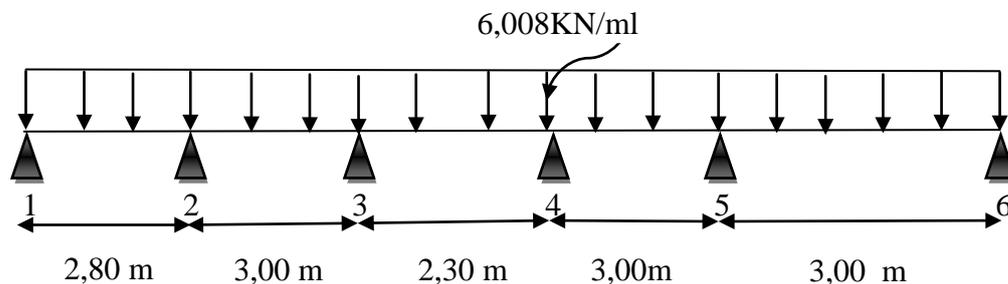
$l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i+1'.

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

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

**c) Application**

- **Schéma statique de calcul**



**Fig III-1.6): Schéma statique de la poutrelle**

• Calcul des moments aux appuis

$$L' \text{ appui 1 : } 5,60M_1 + 2,80M_2 = -32,97 \text{ ----- (1)}$$

$$L' \text{ appui 2 : } 2,80M_1 + 11,6M_2 + 3,00M_3 = -73,52 \text{ ----- (2)}$$

$$L' \text{ appui 3 : } 3,00M_2 + 10,60M_3 + 2,30M_4 = -58,82 \text{ ----- (3)}$$

$$L' \text{ appui 4 : } 2,30M_3 + 10,60M_4 + 3,00M_5 = -58,82 \text{ ----- (4)}$$

$$L' \text{ appui 5 : } 3,00M_4 + 12M_5 + 3,00M_6 = -81,11 \text{ ----- (5)}$$

$$L' \text{ appui 6 : } 3,00M_5 + 6,00M_6 = -40,55 \text{ ----- (6)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -3,53 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4,55 \text{ KN.m} \quad M_3 = -3,46 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,47 \text{ KN.m} \quad M_5 = -5,89 \text{ KN.m} \quad M_6 = -4,35 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

Xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,34 \text{ m} \rightarrow M_1 \text{ max (1,34)} = 1,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,56 \text{ m} \rightarrow M_2 \text{ max (1,56)} = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M_3 \text{ max (1,15)} = 0,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,36 \text{ m} \rightarrow M_4 \text{ max (1,36)} = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1,58 \text{ m} \rightarrow M_5 \text{ max (1,58)} = 1,66 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarques :**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = -2,35 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,03 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2,30 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -2,31 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -2,90 \text{ KN.m}$$

On recalcule les moments en travées avec les valeurs des moments réduits aux appuis

- Travée (1-2) → x = 1,36 m → M1 max (1,36) = 3,20 KN.m
- Travée (2-3) → x = 1,54 m → M2 max (1,54) = 4,09 KN.m
- Travée (3-4) → x = 1,15 m → M3 max (1,15) = 1,66 KN.m
- Travée (4-5) → x = 1,41 m → M4 max (1,41) = 3,66 KN.m
- Travée (5-6) → x = 1,55 m → M5 max (1,55) = 3,17 KN.m

• **Calcul des efforts tranchant**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$\theta(x)$  : Effort tranchant isostatique

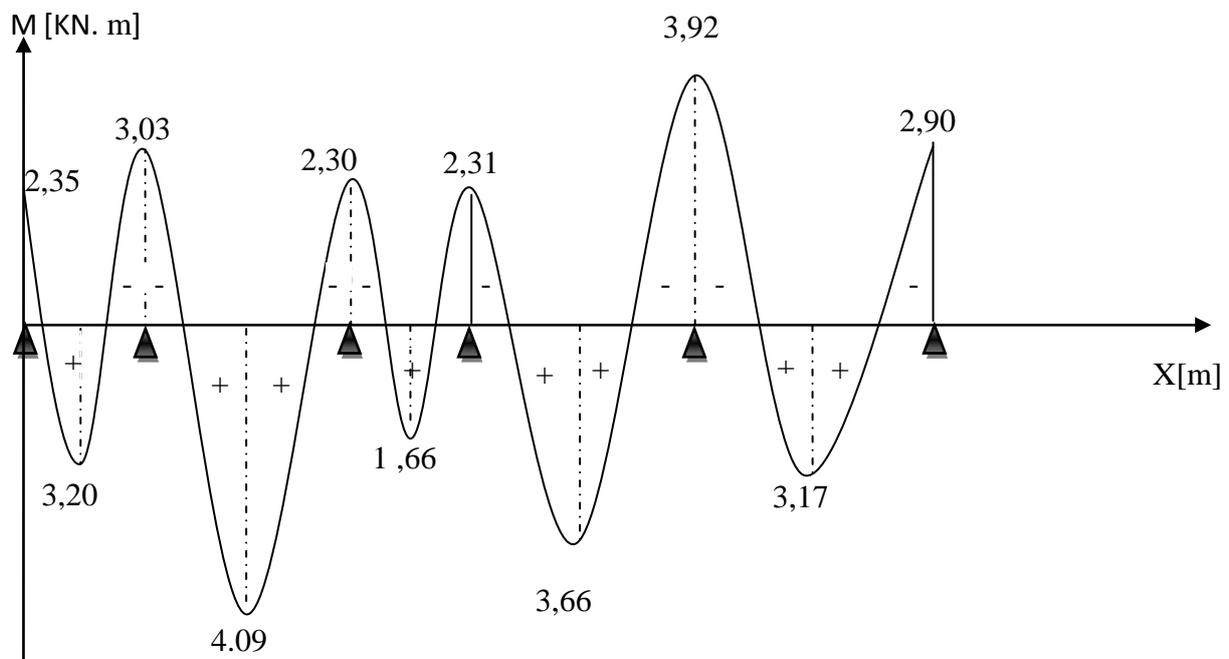
$$T(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

} Les moments Seront en valeur absolue.

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	T <sub>i</sub> (x=0) KN	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]
Travée 1-2	2,80	8,65	-8,16	1,36	3,20
Travée 2-3	3,00	8,76	-9,25	1,54	4,09
Travée 3-4	2,30	6,91	-6,90	1,15	1,66
Travée 4-5	3,00	9,54	-8,47	1,41	3,66
Travée 5-6	3,00	8,67	-9,35	1,55	3,17

**Tableau III-1.1 : Calcul des efforts tranchants**



**Fig III-1.7) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)**

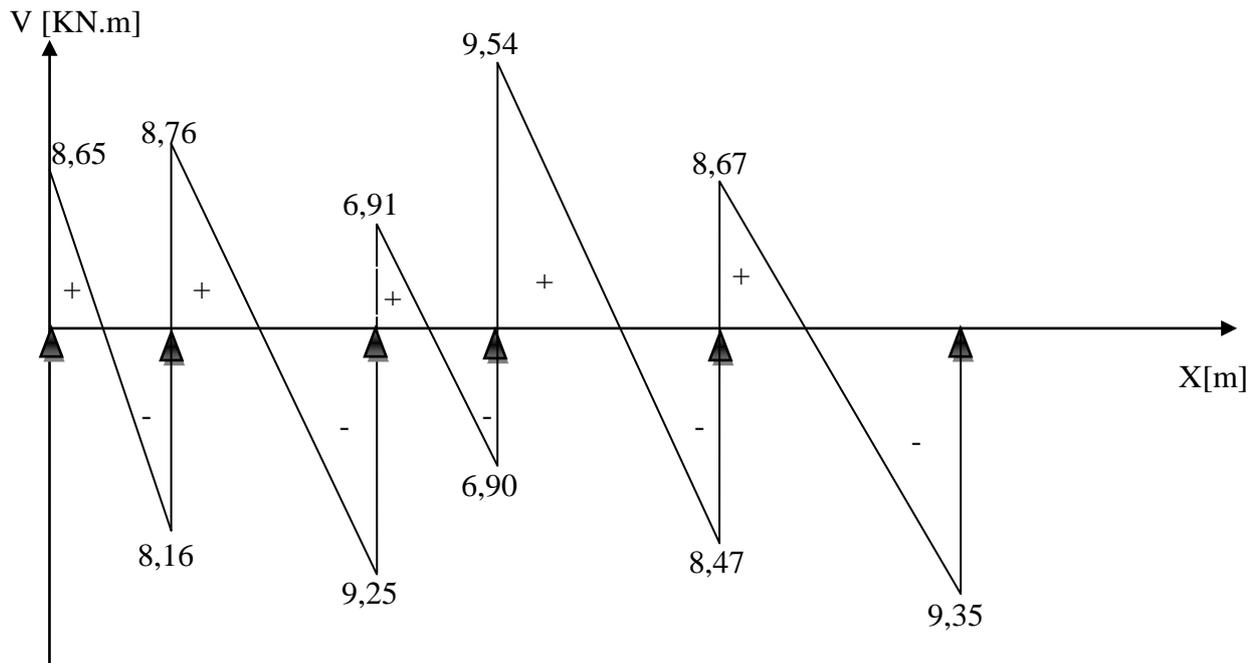


Fig III-1.8) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

### III-1-5. Ferrailage des poutrelles a l'ELU

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_{t \max} = 4,09 \text{ KN.m} \text{ et } M_{a \max} = 3,92 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65 \text{ cm}$  (largeur de la table de compression)

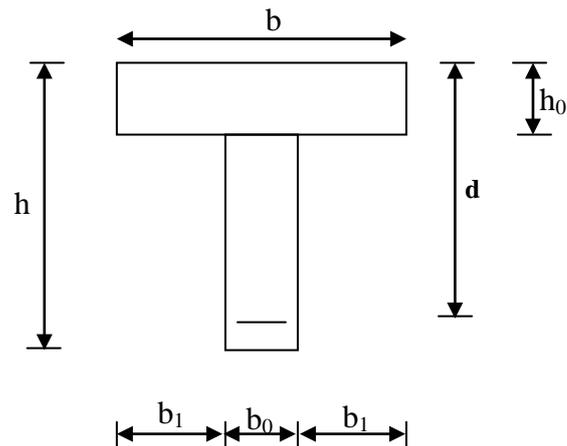
$h = 20 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$  (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18 \text{ cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)



**Fig III-1.9):** Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression aux travées

- **Caractéristiques des matériaux**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_u = 4,09 < M_0 = 59,07 \Rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

- ❖ **Calcul des armatures longitudinales**

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,09}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,014 < 0,392 \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

✓ **Les armatures nécessaires (traction)**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,09}{0,993 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (  $b_0 \times h$  ).

$b_0 = 12\text{cm}$ ,  $c = 2\text{cm}$ ,  $h = 20\text{cm}$ ,  $d = 18\text{cm}$

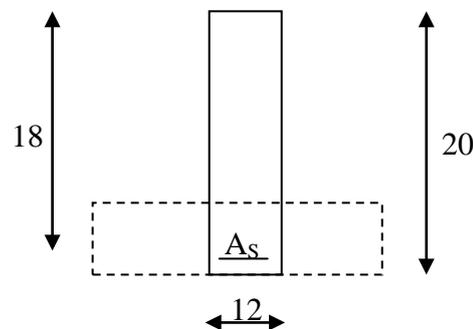
-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,92}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,072.$$

$$\mu = 0,072 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$



**Fig III-1.10) : Section de calcul de la poutrelle aux appuis**

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,92}{0,963 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**III-1-6. Vérifications à L'ELU**

- **Vérification à la condition de non fragilité : [BAEL 99.Art 4.2 ,1]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 3,39\text{cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

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

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_u = \frac{9,54 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 3 \times 12} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

- ✓ **Ancrage des barres: (BAEL99.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

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

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 25 \text{ cm.}$$

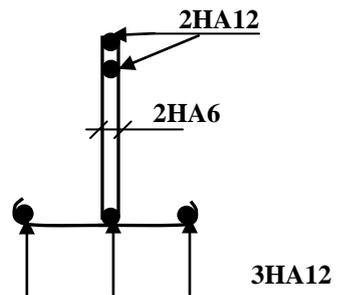
✓ **Calcul des armatures transversales :**

- **Le diamètre minimal des armatures transversales (BAEL 99, Art.A.7.2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 5.71 ; 12 \} = 5.71 \text{ mm}$$

On prend:  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$



**Fig III-1.11):** Plan de ferrailage de poutrelle

✓ **La section des armatures transversales**

$$A_t = 2 \phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16,2 ; 40 \text{ cm} \} = 16,20 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 7 \text{ cm}$  en Zone nodale / Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$  en Zone courant

**III-1-7) Vérification à l'ELS :**

✓ **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_u = G + Q = (3,367) + (0,975) = 4,342 \text{ kN/ml}$$

- **Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,342}{6,008} = 0.72 \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 6,008 \text{ KN/ml} \\ q_s = 4,342 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

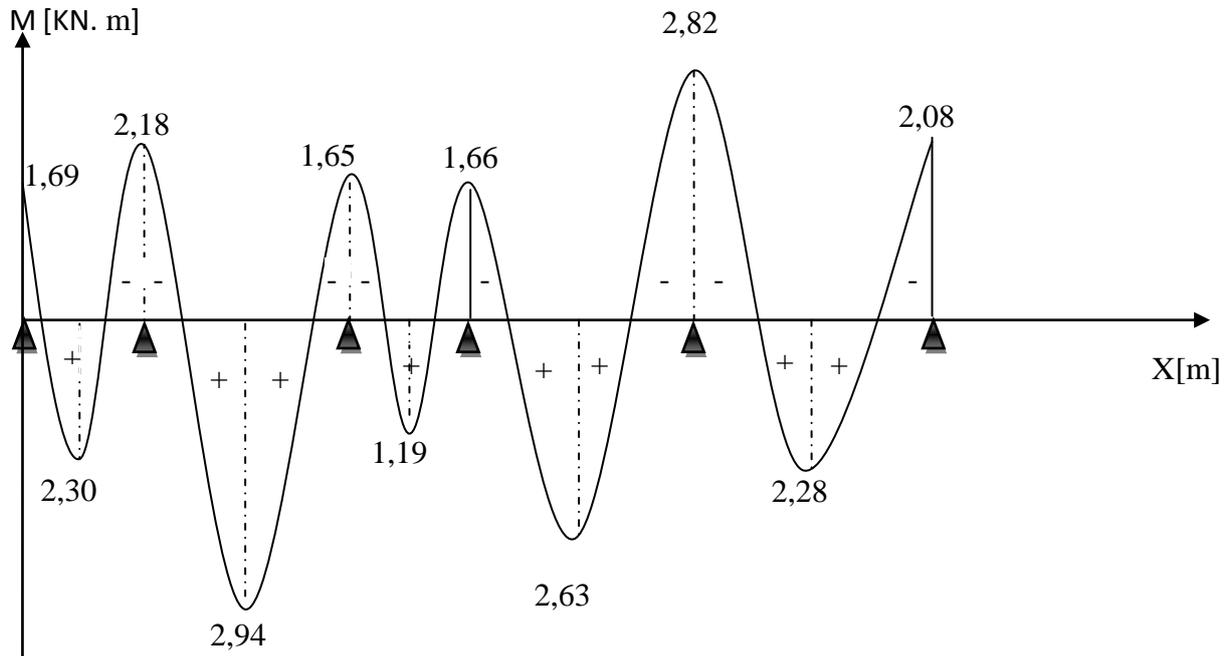


Fig III-1.12) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

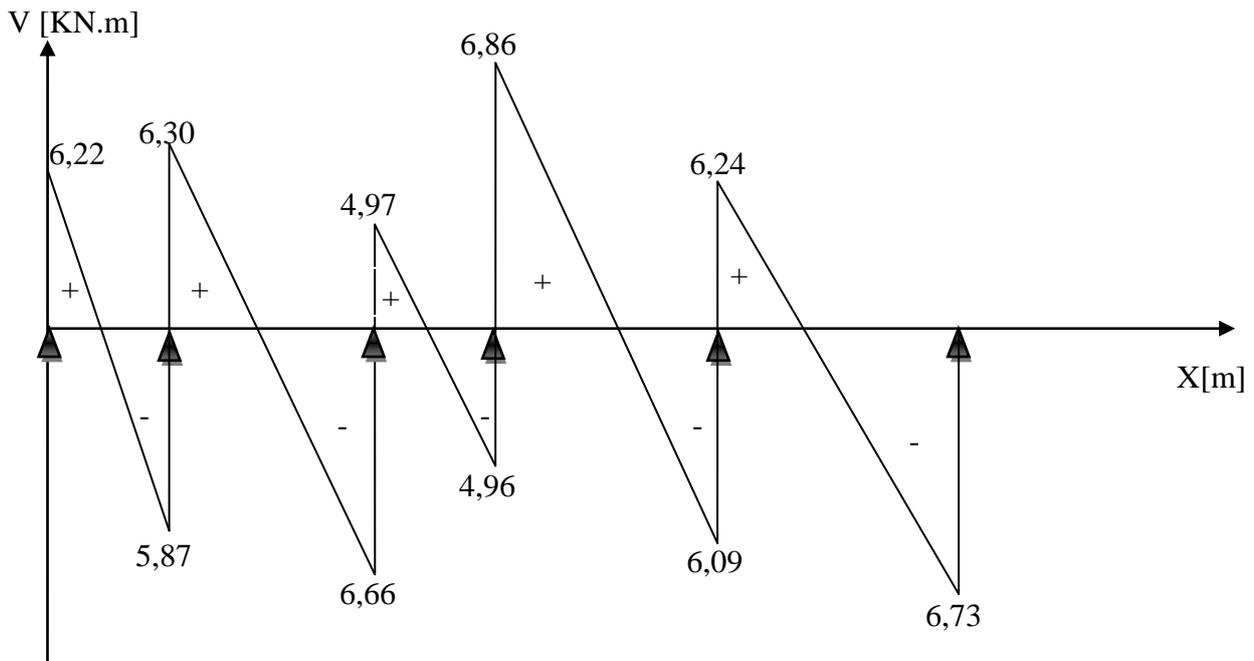


Fig III-1.13) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

**NB :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

**a) Etat limite de résistance de béton en compression :**

**La contrainte de compression dans le béton :**  $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,560 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow \alpha_1 = 0,489$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,489}{15(1 - 0,489)} = 0,063$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,09 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 80,08 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,063 \times 80,08 = 5,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Donc :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \rightarrow \alpha_1 = 0,426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,426}{15(1 - 0,426)} = 0,049$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,92 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 226} = 112,30 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,049 \times 112,30 = 5,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

**c) Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 300 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,00} = 0,066 < \frac{L}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}.$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3000}{500} = 6,00 \text{ mm}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation différée.

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

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

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

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right] ; \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} : \text{ sont des coefficients}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 : \text{Position de l'axe neutre} : Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 3,39 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3,39}$$

$$Y_1 = 7,44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

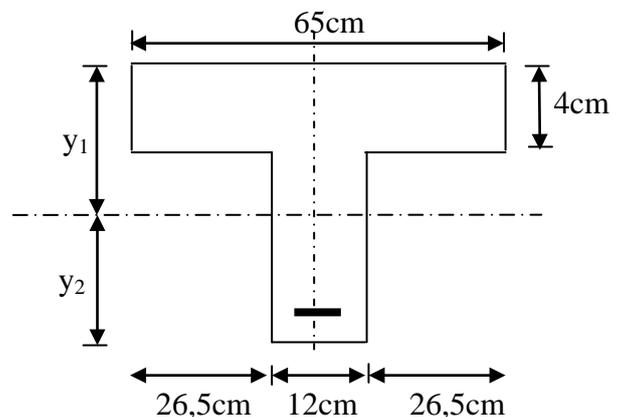
$$I_0 = \frac{12}{3} \left[ 7,44^3 + 12,56^3 \right] + 4(65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right] \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,978$$



$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,015} = 1,096$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{2,94 \times 10^6}{0,978 \times 180 \times 339} = 49,26 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 49.26 + 2.1} \right] = 0,300$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 21799,84}{1 + 0.300 \times 1,096} \quad \rightarrow \quad I_{fv} = 18046,22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{2,94 \times 10^6 (3000)^2}{10 \times 10818,86 \times 10^4 \times 18046,22} = 1,35 \text{ mm}$$

$$f = 1,35 \text{ mm} < \bar{f} = 6,00 \text{ mm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

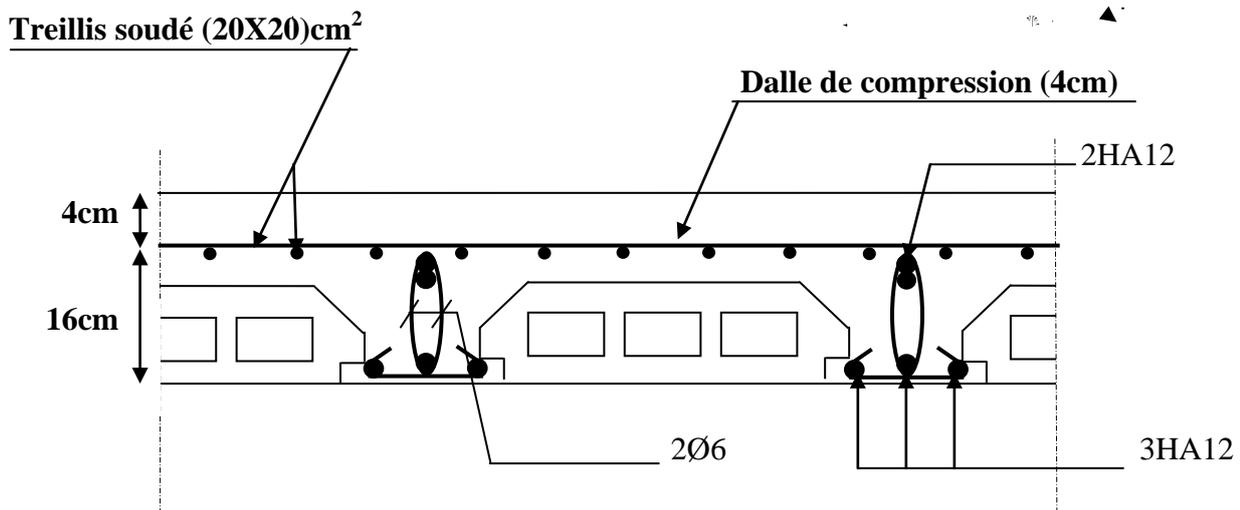
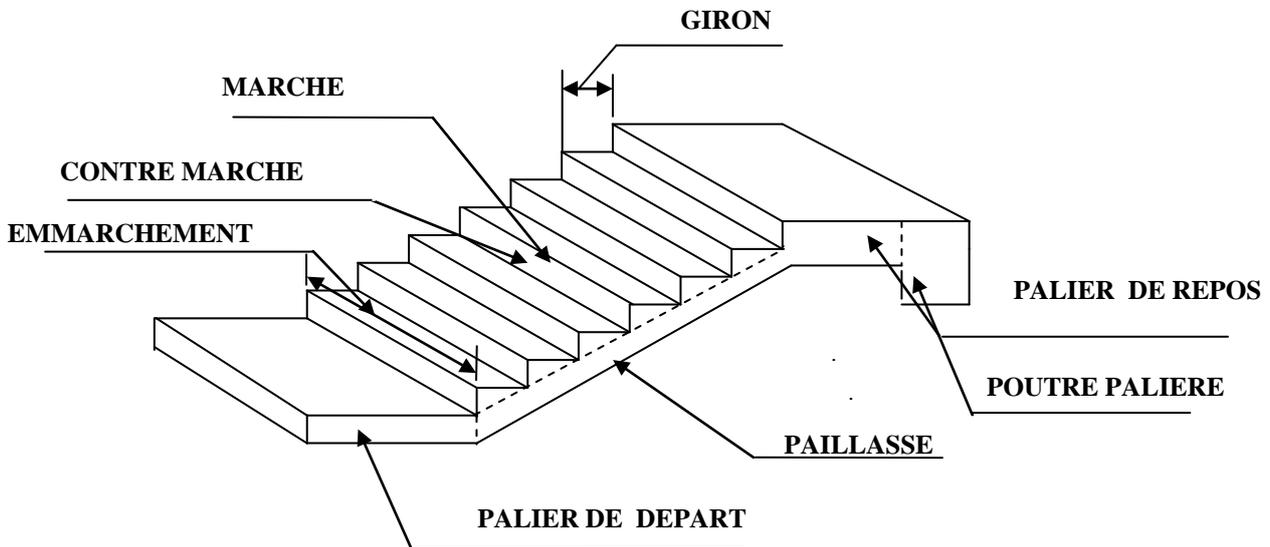


Fig III-1.14 : Plan de ferrailage du plancher

### III.2 Calcul de l'escalier :

➤ **Définition :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.



**Fig. III.2.1 : Terminologie de l'escalier.**

$g$  : largeur de la marche (giron).

$h$  : hauteur de la contre marche.

$e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.

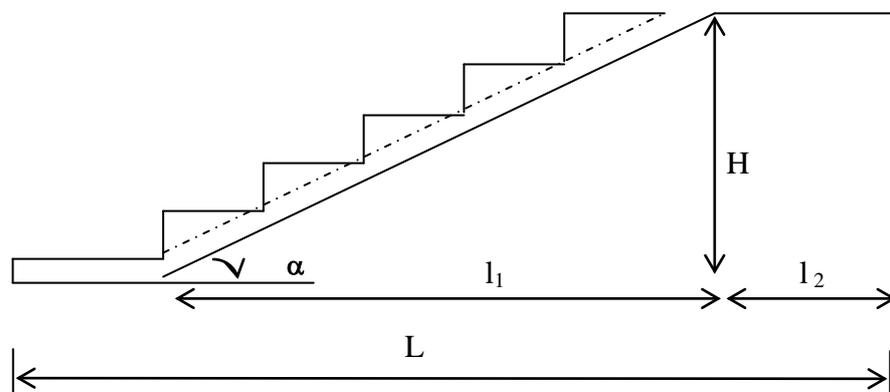
$H$  : hauteur de la volée.

$L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

$l$  : portée de la paillasse.

$l_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$l_2$  : largeur du palier.



**Fig.III.2.2 : Schéma statique de calcul de l'escalier**

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

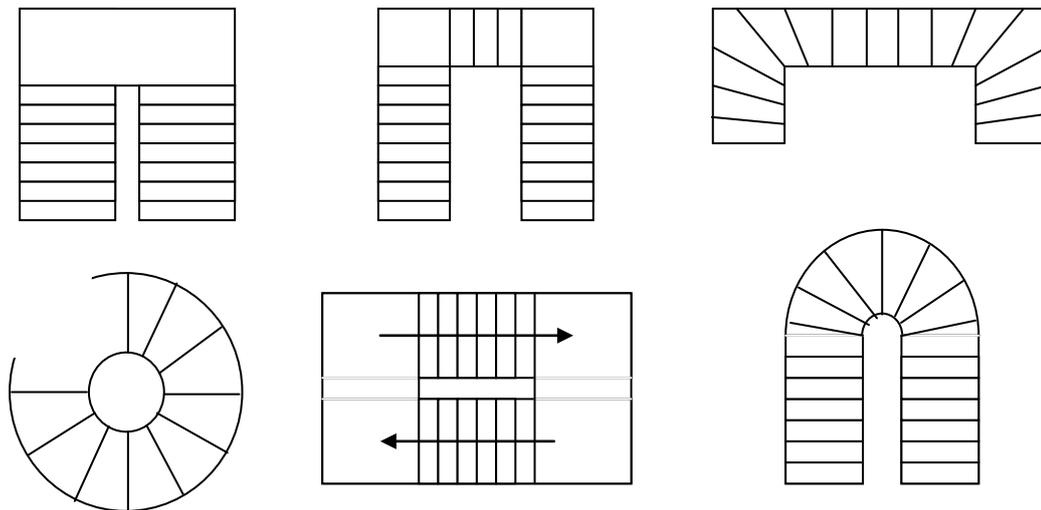
**III.2.1. Les différents types d'escaliers :**

On peut pratiquement, à condition que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

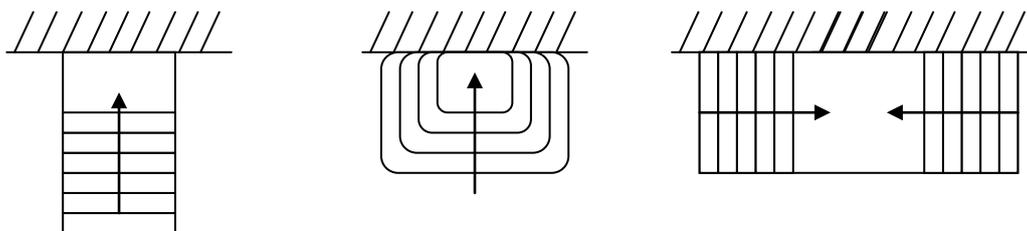
- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté);
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure.III.2.3. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.2.4. donne quelques exemples.



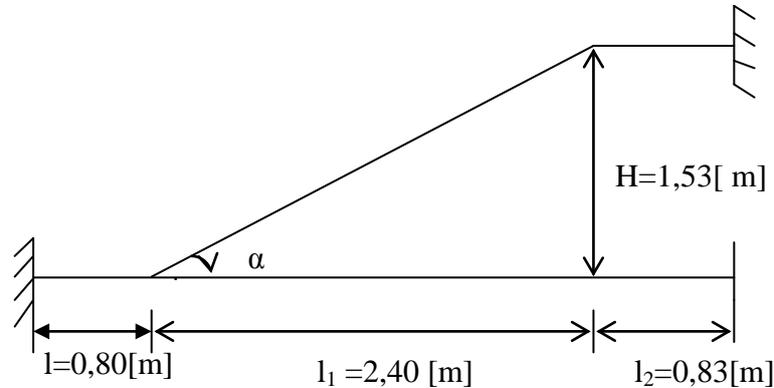
**Fig.III.2.3.**



**Fig.III.2.4.**

**III.2.2. Pré dimensionnement de l'escalier :**

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers constitués de deux volée et un palier intermédiaire pour étage courant, et de trois volée et deux paliers intermédiaire pour RDC en béton armé coulé sur place.



**Fig.III.2.5: Schéma statique de l'escalier**

**1<sup>er</sup> cas: Escalier d'étage courant**

n : nombre de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche pour une volée

H=1,53 m Soit une volée de 1,53 m de hauteur.

- **Formule de BLONDEL :**  $60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$ .  
Pour que l'escalier soit confortable il faut que :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend **h=17cm**

$$\mathbf{h = 17 [cm].}$$

h : hauteur de la contre marche.

- **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

- **Le nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{Soit : } n = 09 \text{ contres marche.}$$

$$\Rightarrow m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \text{Soit : } m = 08 \text{ marches.}$$

- **Le giron g :**

$$g = \frac{l_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

$$\mathbf{g = 30 [cm].}$$

- **vérification de la loi de BLANDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]}$$

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} g = 30 \text{ [cm]} \\ h = 17 \text{ [cm]} \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paille :**

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**

La paille prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

**Avec :**

$L'$  : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L' = l_1 / \cos \alpha \longrightarrow L' = 240 / \cos 32,51$$

$$L' = 2,84 \text{ m}$$

$$L_0 = l_1 + L' + L_2$$

$$L_0 = 0,80 + 2,84 + 0,83 = 4,47 \text{ m}$$

$$447 / 30 \leq e_p \leq 447 / 20 \rightarrow 14,90 \leq e_p \leq 22,35$$

On opte pour une paille d'épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

$$e_p = 20 \text{ [cm].}$$

**N.B. :** On prend la même épaisseur pour le palier

### III.2.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

#### a) Détermination des charges et des surcharges :

##### ➤ La paille :

- Poids des marches ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ).....  $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}$ .
- Poids de la paille ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ).....  $\frac{1}{\cos 32,51} \times 0,20 \times 25 = 5,93 \text{ KN/m}$ .

**- Poids de revêtement :**

- Lit de sable ( $\rho = 18 \text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ )..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ( $\rho = 22 \text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ ) ..... $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Carreaux Grés Céramie (1cm;  $\rho = 20 \text{KN/m}^3$ ) ..... $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
- Poids du garde corps..... =  $0,20 \text{ KN/m}$
- Enduit de plâtre (2cm;  $\rho = 10 \text{KN/m}^3$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}$

$$\text{Total : } G_{PS} = 9,455 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier :  $25 \times 0,20 \times 1 \text{m}$  ..... =  $5,00 \text{ KN/m}$
- Carrelage :  $0,02 \times 22 \times 1 \text{m}$ ..... =  $0,44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose :  $0,02 \times 22 \times 1 \text{m}$ ..... =  $0,44 \text{ KN/m}$
- Enduit ciment ..... =  $0,33 \text{ KN/m}$
- Couche de sable ..... =  $0,36 \text{ KN/m}$

$$\text{Total : } G_{pl} = 6,57 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

**- surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ;  
 $Q = 2,5 [\text{KN/ml}]$ .

**b) Combinaisons de charges :**

**A l'état limite ultime (ELU) :**  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

$$\text{ELU : } \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_1 = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 9,455 + 1,5 \times 2,5) = 16,51 [\text{KN/m}^2] \\ \text{Le palier : } q_2 = 1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 2,5 = 12,61 [\text{KN/m}^2] \end{array} \right.$$

**A l'état limite de service (ELS) :**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

$$\text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_1 = G + Q = 9,455 + 2,5 = 11,95 [\text{KN/m}^2] \\ \text{Le palier : } q_2 = 6,57 + 2,5 = 9,07 [\text{KN}] \end{array} \right.$$

## III.2.4. Calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

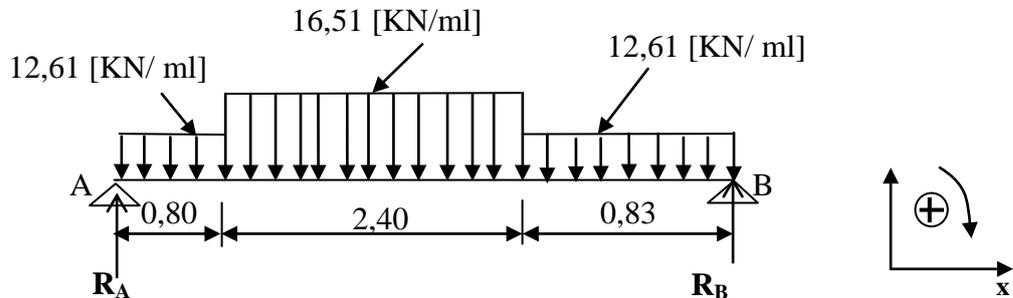


Fig. III.2.6 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

## a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,61 \times 0,80) + (16,51 \times 2,40) + (12,61 \times 0,83)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 60,18 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (12,61 \times 0,8) 0,4 + (16,51 \times 2,40) 2,00 + (12,61 \times 0,83) 3,62 - 4,03 R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 30,06 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 30,12 \text{ KN}$$

## b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

$$\diamond \text{ 1}^{\text{er}} \text{ tronçon : } 0 \leq x \leq 0,80 \text{ m}$$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -12,61x^2/2 + 30,12x$$

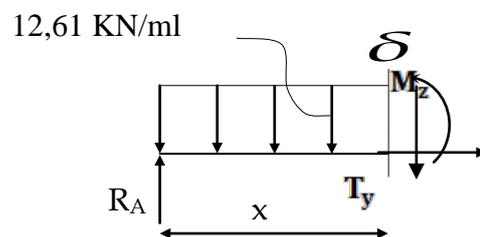
- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$

- Pour  $x=0,80 \rightarrow M_z = 20,06 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12,61x + 30,12$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 30,12 \text{ KN}$

- Pour  $x=0,80 \rightarrow T_y = 20,03 \text{ KN}$



❖ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0,80m \leq x \leq 3,20m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 30,12x - 16,51(x-0,8)(x-0,8)/2 - 12,61(0,8)(0,4+(x-0,8))$$

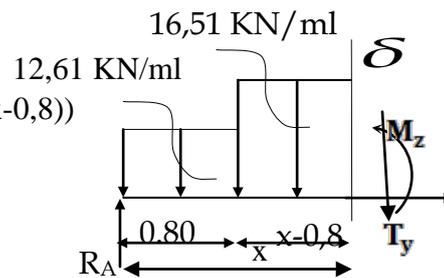
• Pour  $x=0,80 \rightarrow M_z = 20,06 \text{KN.m}$

• Pour  $x=3,20 \rightarrow M_z = 20,64 \text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -16,51x + 33,25$$

• Pour  $x=0,80 \rightarrow T_y = 20,04 \text{KN}$ .

• Pour  $x=3,20 \rightarrow T_y = -19,58 \text{KN}$



❖ 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.83m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -12,61x^2/2 + 30,06x$$

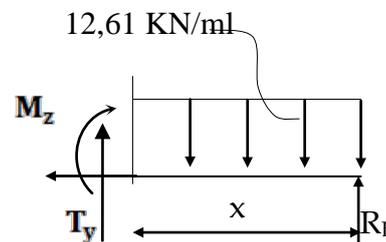
• Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$

• Pour  $x=0,83 \text{ m} \rightarrow M_z = 20,60 \text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 12,61x - 30,06$$

• Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 30,06 \text{KN}$ .

• Pour  $x=0,83 \rightarrow T_y = -19,60 \text{KN}$



- Calcul de  $M_{max}$ :

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{30,06}{12,61} = 2,38 \text{m}$$

$$\text{En injectant } x=2,38 \text{m dans } M_z, \text{ on obtient } M_z^{\max} = 31,10 \text{KN.m}$$

Donc :

$$M_{Zmax} = 31,10 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarque** : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**Aux appuis** :  $M_{u \text{ app}} = -0,3 \times M_{Zmax} = -9,33 \text{ KN.m}$

**En travée** :  $M_{ut} = 0,85 \times M_{Zmax} = 26,43 \text{ KN.m}$

c- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de calcul à L'ELU :

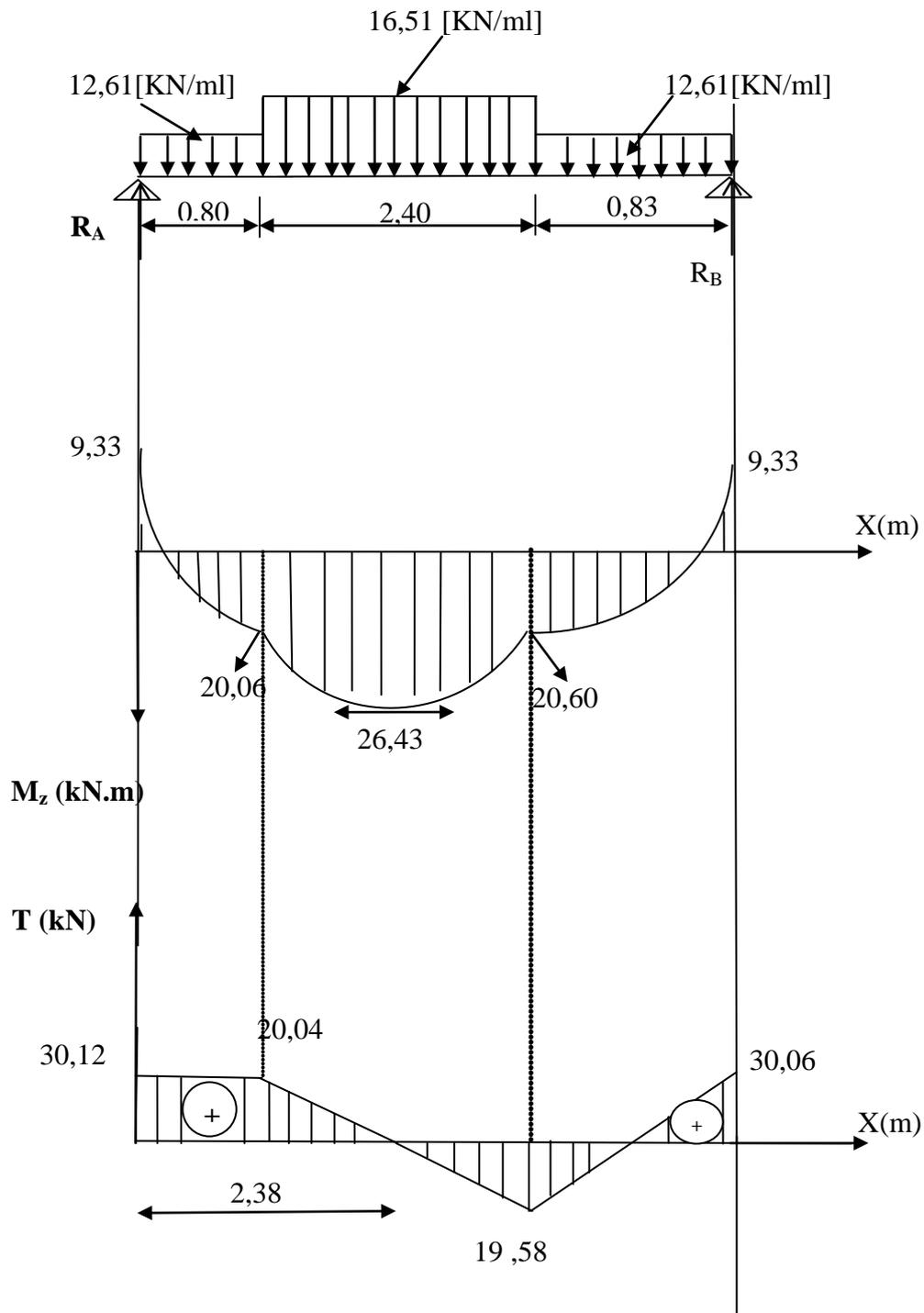
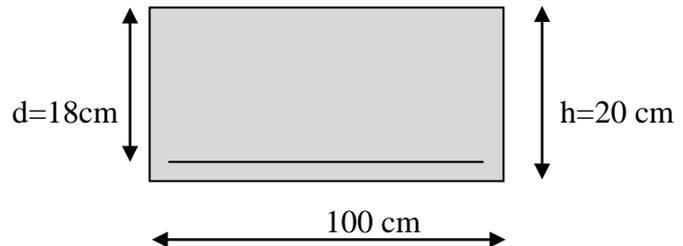


Fig. III.2.7. : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

## c) Calcul des armatures à l'ELU :

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



- Aux appuis :

- Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{9,33 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,020$$

$\mu_a = 0,020 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{9,33 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

✓ *On opte pour :  $A_a = 4HA12$  ( $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20[\text{cm}]$ .*

- Armatures de répartition :

$$A_{ra} = A_a / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

✓ *On opte pour :  $A_{ra} = 4HA8$  ( $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 25[\text{cm}]$ .*

- **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{26,43 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,057$$

$\mu_t = 0,057 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0,057 \Rightarrow \beta = 0,970$  (du tableau).

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

$$A_t = \frac{26,43 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies:

✓ *On opte pour :  $A_t = 4HA12$  ( $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 25[\text{cm}]$ .*

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = A_t / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

✓ *On opte pour :  $A_{rt} = 4HA8$  ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15[\text{cm}]$ .*

**d) Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 < (A_a ; A_t) = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La condition est vérifiée aux appuis et en travée.

- **Espacement des barres :**

- Armatures principales :  $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- Armatures de répartition :  $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :** [BAEL 91 article A.5.1-2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{30,12 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,167 \text{ Mpa}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,167 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** [BAEL 91 article A.6.1-3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses.}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,10 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{30,12 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 151} = 1,23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,23 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Ancrage des barres aux appuis :** [BAEL 91 article A.6.1-2-1]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- Longueur de scellement droit : (aux appuis et en travée)

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

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$ .

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 L_s$

- Longueur d'ancrage : (Article A.6.1-2-5-3 du BAEL91 modifié 99).

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** [BAEL 91 article A.5.1-3-2-1]

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 30,12 \text{ KN} < \bar{T}_u = 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_u \leq 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_u = T_u^{\max} / \sigma_S = (30,12 \times 10) / 348 = 0,86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,86 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.2.5. Calcul à l'ELS :

#### a) Combinaison de charge :

**ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_1 = G + Q = 9,455 + 2,5 = 11,95 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier : } q_2 = 6,57 + 2,5 = 9,07 \text{ [KN]} \end{array} \right.$$

On utilise le schéma statique suivant pour le calcul des efforts internes

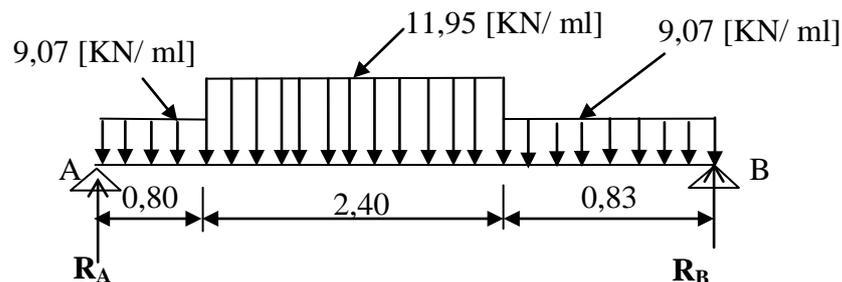


Fig. III.2.8. : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

#### b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9,07 \times 0,80) + (11,95 \times 2,40) + (9,07 \times 0,83)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 43,46 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (9,07 \times 0,80) 0,4 + (11,95 \times 2,40) 2,00 + (9,07 \times 0,83) 3,62 - 4,03 R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 21,71 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 43,46 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 43,46 - 21,71$$

$$\Rightarrow R_A = 21,76 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

❖ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0,80m$

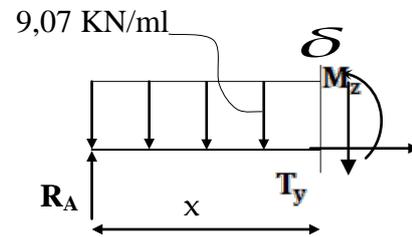
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9,07 x^2/2 + 21,76x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=0,80 \rightarrow M_z = 11,60 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -9,07x + 21,76$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 21,76 \text{ KN.}$
- Pour  $x=0,80 \rightarrow T_y = 14,50 \text{ KN}$



❖ 2<sup>eme</sup> tronçon :  $0,80m \leq x \leq 3,20m$

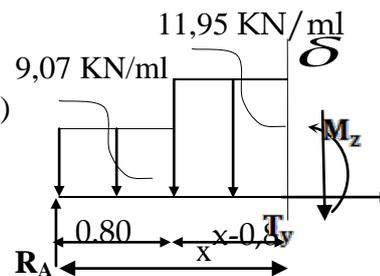
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 21,76x - 11,95(x-0,8)(x-0,8)/2 - 9,07(0,8)(0,4+(x-0,8))$$

- Pour  $x=0,80 \rightarrow M_z = 14,50 \text{ KN.m}$
- Pour  $x=3,20 \rightarrow M_z = 14,89 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -11,95x + 24,064$$

- Pour  $x=0,80 \rightarrow T_y = 14,50 \text{ KN.}$
- Pour  $x=3,20 \rightarrow T_y = -14,18 \text{ KN}$



❖ 3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0,83 m$

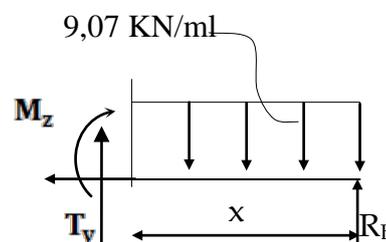
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9,07x^2/2 + 21,71x$$

- Pour  $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x=0,83 m \rightarrow M_z = 14,89 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -9,07x + 21,71$$

- Pour  $x=0 \rightarrow T_y = 21,71 \text{ KN.}$
- Pour  $x=0,83 \rightarrow T_y = -14,18 \text{ KN}$



➤ **Calcul de  $M_{max}$ :**

$M_z$  Atteint la valeur max à  $x = \frac{21,71}{9,07} = 2,39\text{m}$

En injectant  $x=2,39\text{m}$  dans  $M_z$ , on obtient  $M_z^{\max} = 25,98 \text{ KN.m}$

Donc :

$$M_{Zmax} = 25,98 \text{ KN.m}$$

✓ **Remarque** : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

**Aux appuis :**  $M_{s\ app} = -0,3 \times M_{Zmax} = -7,80 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{st} = 0,85 \times M_{Zmax} = 22,08 \text{ KN.m}$

c)- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de calcul à L'ELS :

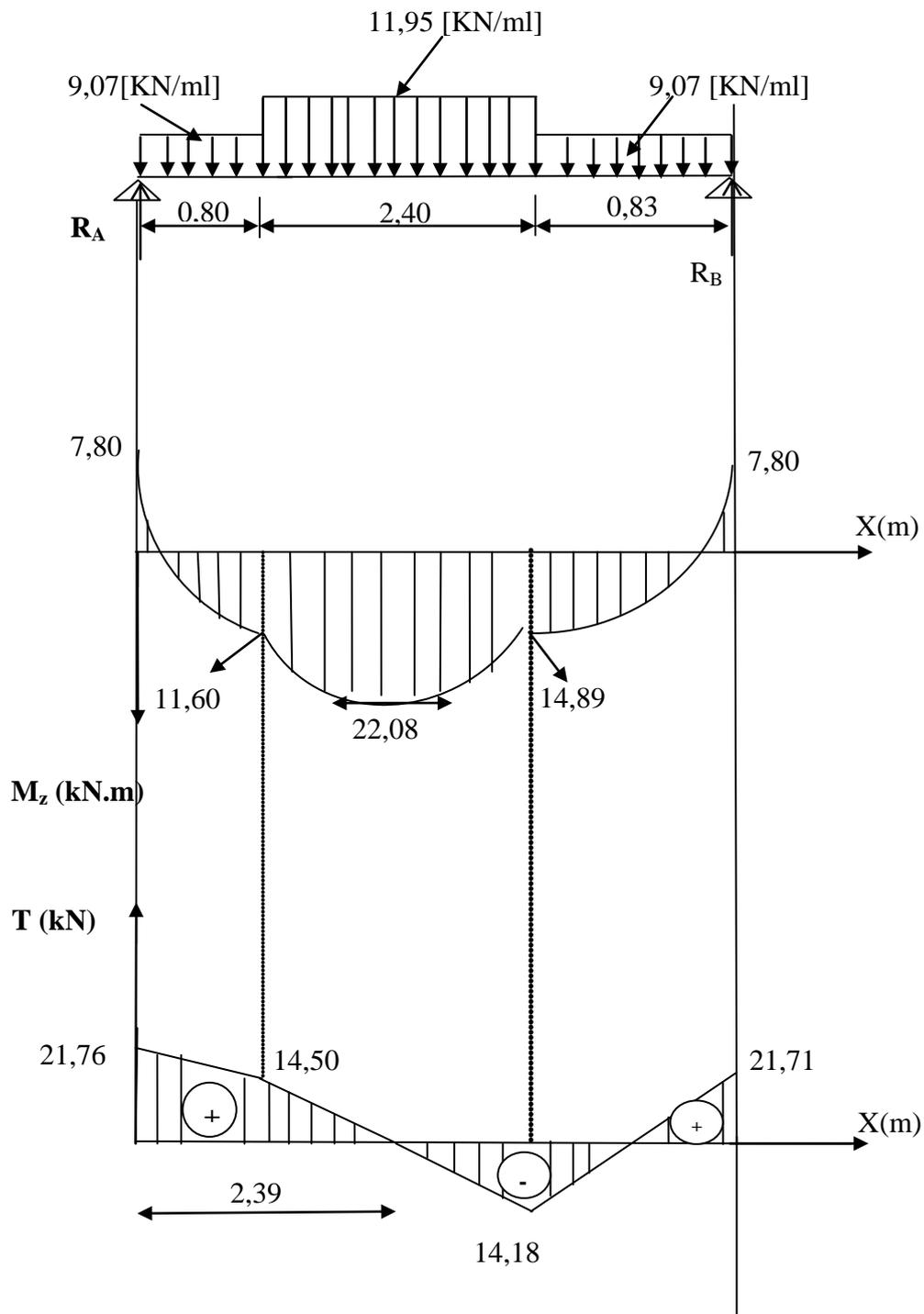


Fig. III.2.9. : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

## III.2.6. Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

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

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **En travée :  $M_{st} = 22,08 \text{ KN.m}$  ;  $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow k_1 = 47,50$$

$$K = 1/k_1 \rightarrow K = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_t \beta_1 d} = \frac{22,08 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 294,98 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 294,98 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 6,19 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :  $M_{sa} = 7,80 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow k_1 = 47,50$$

$$K = 1/k_1 \rightarrow K = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_a \beta_1 d} = \frac{7,80 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 104,20 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 104,20 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 2,19 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{4,03} = 0,0496 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  **condition non vérifiée**
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,03} = 0,0496 \geq \frac{22,08}{10 \times 25,98} = 0,0489 \Rightarrow$  **condition non vérifiée**
- 3)  $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$  **condition vérifiée**

➤ La condition N°01 n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation différée.

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

$$q_s = \max \{ 11,95 \text{ KN/ml}, 9,07 \text{ KN/ml} \} = 11,95 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,52} = 8,42 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8,42 = 11,58 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left( 8,42^3 + 11,58^3 \right) + 15 \times 4,52 (1,58 - 2)^2$$

$$I = 77881,90 \text{ cm}^4$$

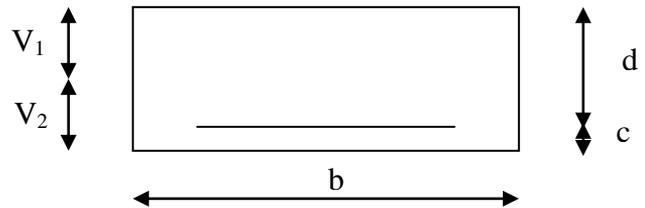
$$f = \frac{5 \times (11,95 \times 4,03^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 77881,90 \times 10^{-8}} = 0,0053$$

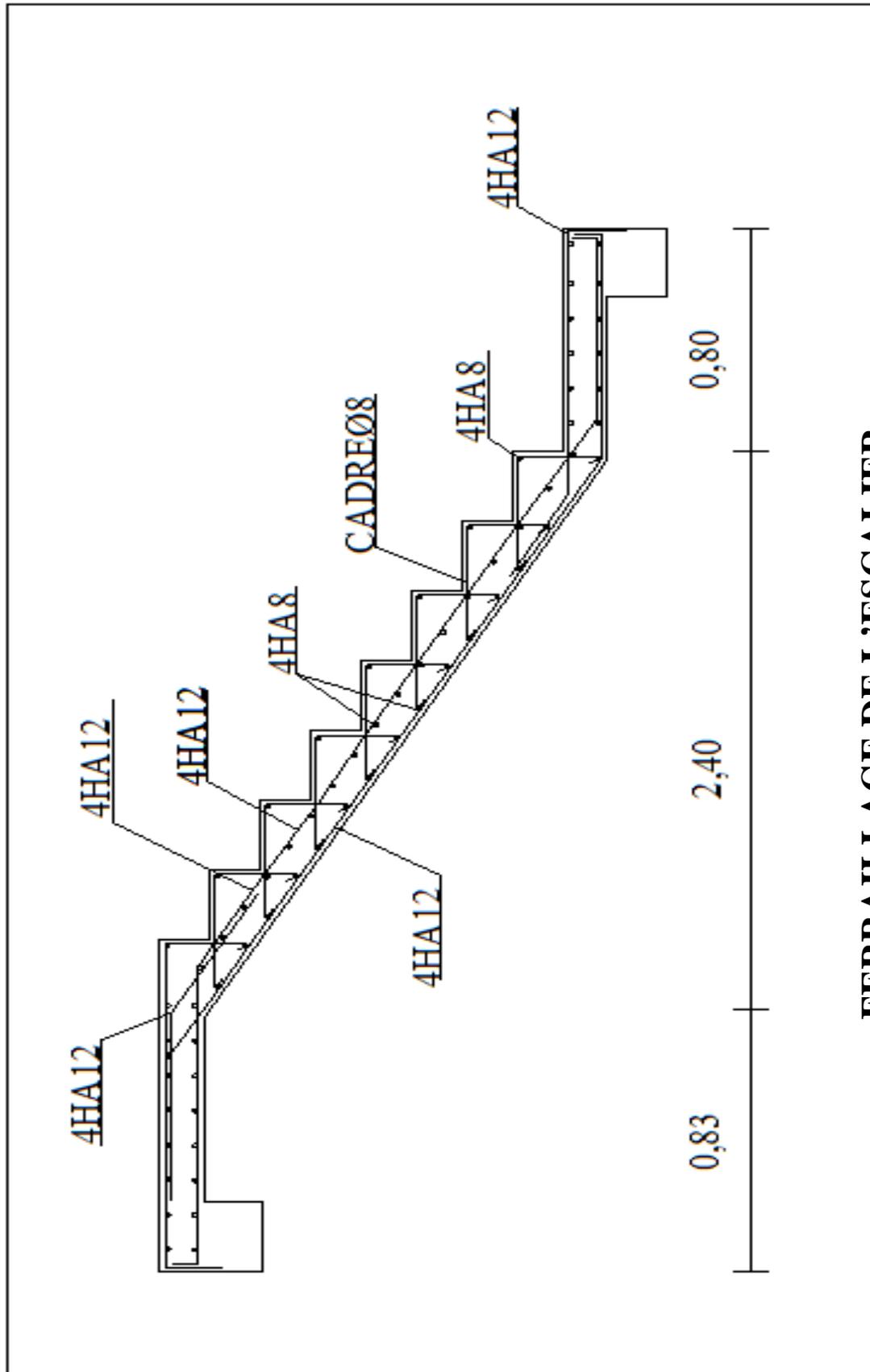
$$f < \bar{f} = 403/500 = 0,806 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

✓ **Récapitulatif :**

- Armatures en travées :  $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 25 \text{ cm}$ ).
- Armatures aux appuis :  $A_a = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ ).





**FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.**

### III.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, de section rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage), elle est encastree à ses deux extrémités.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

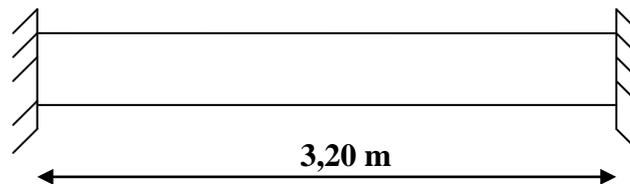


Fig. III.3.1 : Schéma de la poutre palière.

#### III.3.1 pré-dimensionnement :

- **Hauteur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 320\text{cm} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33\text{cm} \leq h_t \leq 32\text{cm}$$

Soit :  **$h_t = 30\text{ cm}$**

- **Largeur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Soit :  **$b = 20\text{ cm}$**

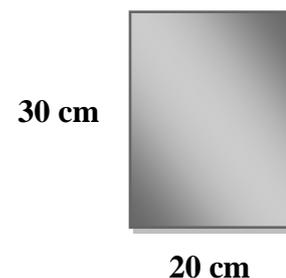
- **Vérifications selon l'article (A.7.5) du RPA 99 version 2003 :**

$$h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La poutre palière aura pour dimensions :  **$(b \times h_t) = (20 \times 30)\text{ cm}^2$** .



**III.3.2 Détermination des charges et des surcharges :**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,50 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : ..... = 30,06 KN
- Réaction du palier à l'ELS : ..... = 21,71 KN

**- Combinaisons à considérer :**• **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 2 (T_u / L) = 1,35 \times (1,50) + 2 \times (30,06 / 3,20) = 20,81 \text{ KN/ml}$$

• **A l'ELS :**

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = 1,5 + 2 \times (21,71 / 3,20) = 15,07 \text{ KN/ml}$$

**III.3.3 Calcul à l'ELU :****a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**• **Moment isostatique :**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 20,81 \times \frac{(3,20)^2}{8}$$

$$M_u = 26,63 \text{ KN.m}$$

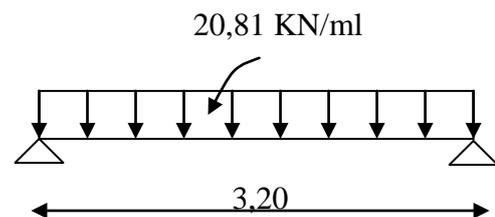
• **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{20,81 \times 3,20}{2} = 33,30 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

$$\text{- Moment aux appuis : } M_{uap} = -0,30 M_u = -7,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Moment en travée : } M_{ut} = 0,85 M_u = 22,63 \text{ KN.m}$$



b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

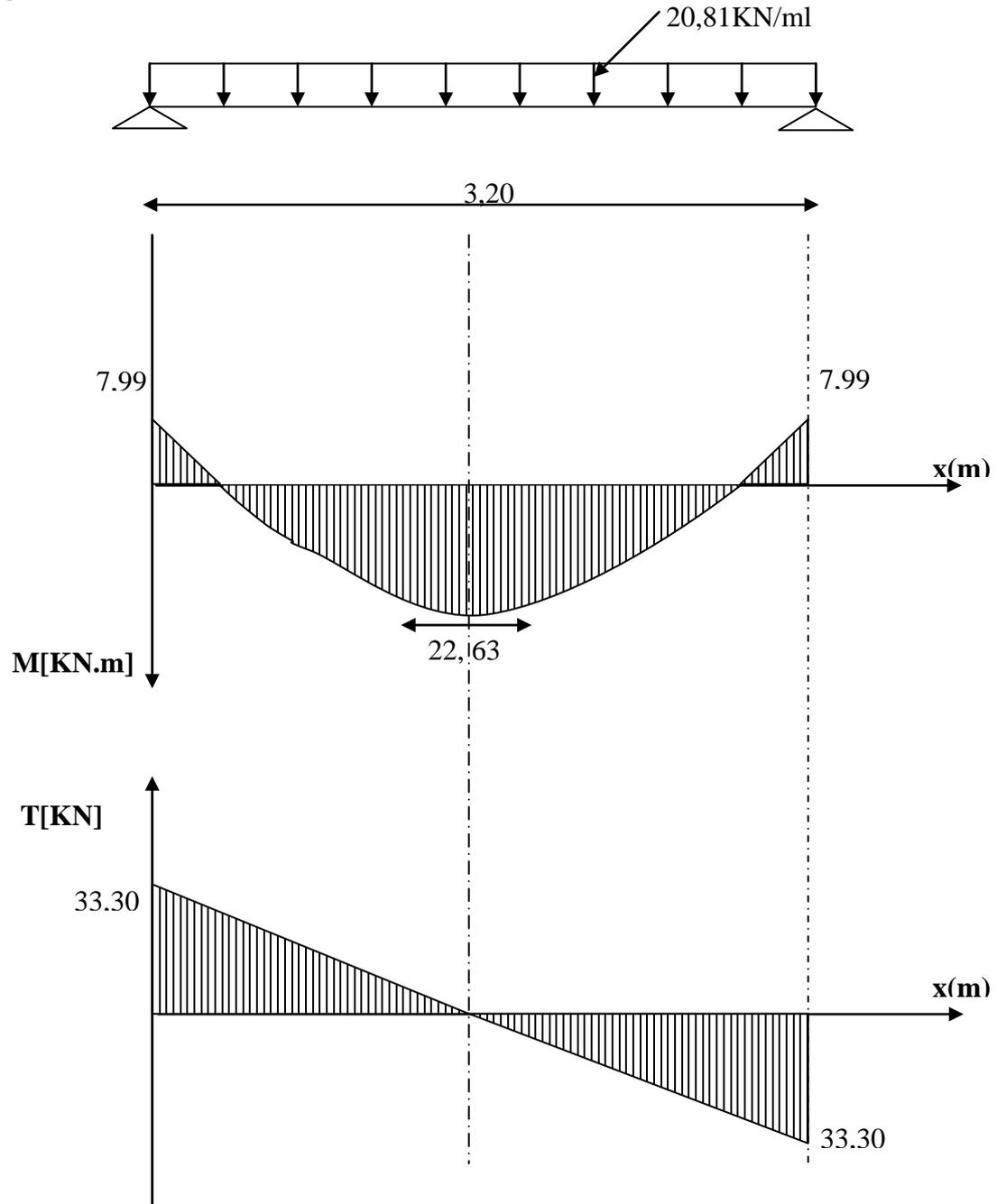


Fig. III.3.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

**b) Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

- **En travée :**  $h_t = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{22,63 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,102$$

$\mu_t = 0,102 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,102 \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ut} = \frac{22,63 \times 10^3}{0,946 \times 28 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

- ✓ **On opte pour :**  $A_{ut} = 3HA14$  tel que : ( $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$ ).

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{7,99 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,036$$

$\mu_a = 0,036 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ua} = \frac{7,99 \times 10^3}{0,982 \times 28 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

- ✓ **On opte pour :**  $A_{ut} = 3HA12$  tel que : ( $A_{ut} = 3,39 \text{ cm}^2$ ).

- **Article (A.7.5-2-1) du RPA99 :**

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 > (0,5 \text{ b h} / 100) = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

## c) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,68 \text{ cm}^2 < \min (A_{ua} ; A_{ut}) = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33,30 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,59 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91).

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

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,30 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91).

- **Influence sur les aciers :**

$$\tau_u = 0,59 \text{ Mpa} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,06 f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ Mpa} \right\} = 1 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$A_{ua} \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 33,30 \times 10^3 + \frac{7,99 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant «  $T_u$  » n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Influence sur le béton :**

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 200}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u = 33,30 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres:** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91).

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- **Longueur de scellement droit :**

- **En travée :**

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

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau ( $b = 40 \text{ cm}$ ) dans lequel l'armature sera ancrée.

- **Longueur d'ancrage :**

- **En travée :**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

- **Aux appuis :**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12\Phi ; 25 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$

**En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

On prend:  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

(Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Conclusion :**

On prend : un cadre et un étrier en **HA8** tel que  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

### III.3.4. Calcul à l'ELS :

**a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

- **Moment isostatique :**

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 15,07 \times \frac{(3,20)^2}{8}$$

$$M_s = 19,29 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{15,07 \times 3,20}{2} = 24,11 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

**Aux appuis :**  $M_{sa} = - 0,30 M_s = - 5,78 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{st} = 0,85 M_s = 16,39 \text{ KN.m}$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

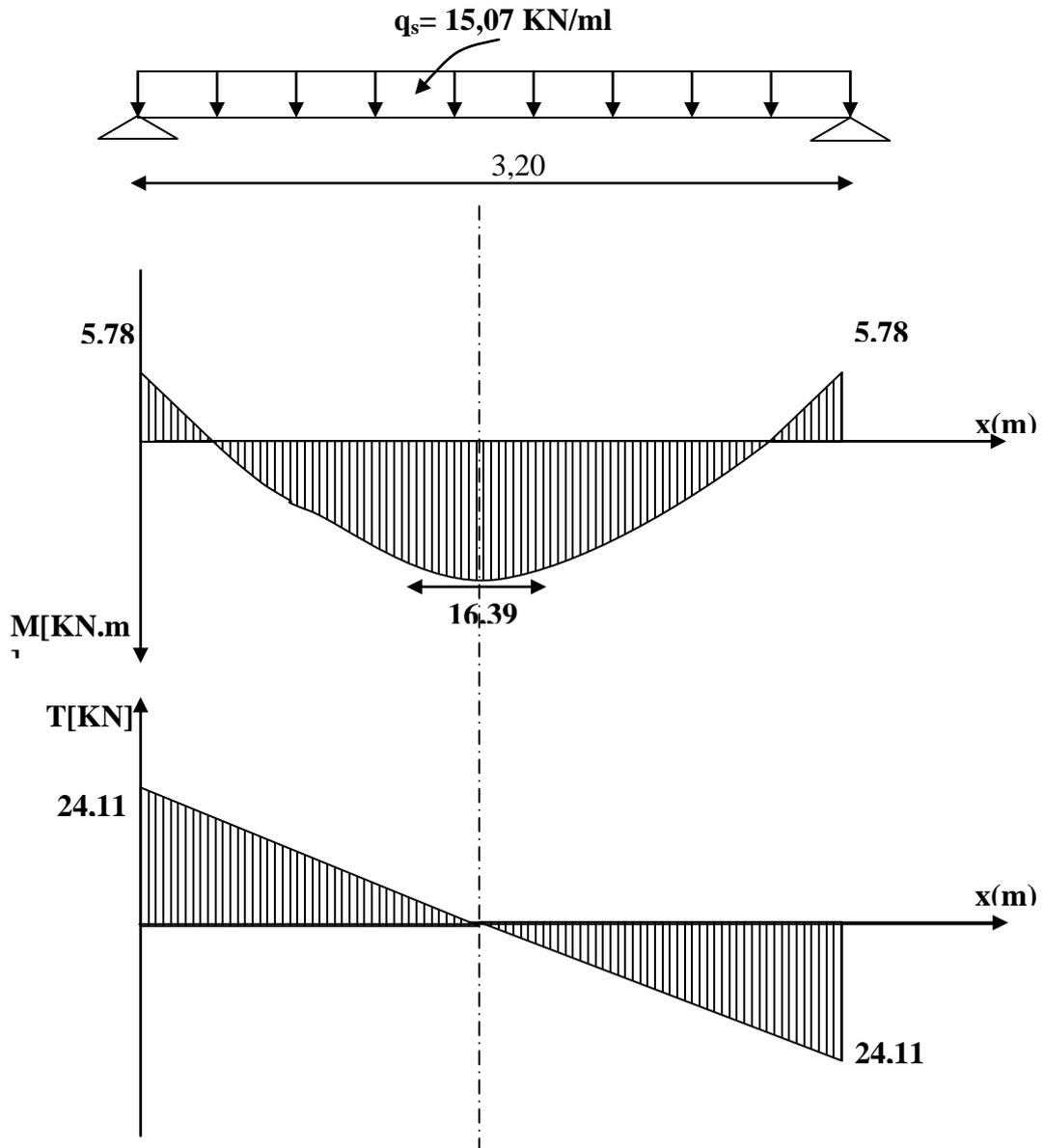


Fig. III.3.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

## c) Vérifications à l'ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** (article A.5.3-4 du BAEL 91).

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

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\text{❖ En travée : } M_{st} = 16,39 \text{ KN.m ; } A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{ut}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$\rho_1 = 0,825 \Rightarrow \beta_1 = 0,870 \Rightarrow k_1 = 23,46$$

$$K = 1 / k_1 = 0,0426$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{ut}\beta_1 d} = \frac{16,39 \times 10^3}{4,62 \times 0,870 \times 28} = 145,63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 6,20 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{❖ Aux appuis : } M_{sa} = 5,78 \text{ KN.m ; } A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{ua}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow k_1 = 28,48$$

$$K = 1 / k_1 = 0,0351$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_{ua}\beta_1 d} = \frac{5,78 \times 10^3}{3,39 \times 0,885 \times 28} = 68,80 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 2,41 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0,093 > \frac{16,39}{10 \times 19,29} = 0,084 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0082 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$\Rightarrow$  *Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.*

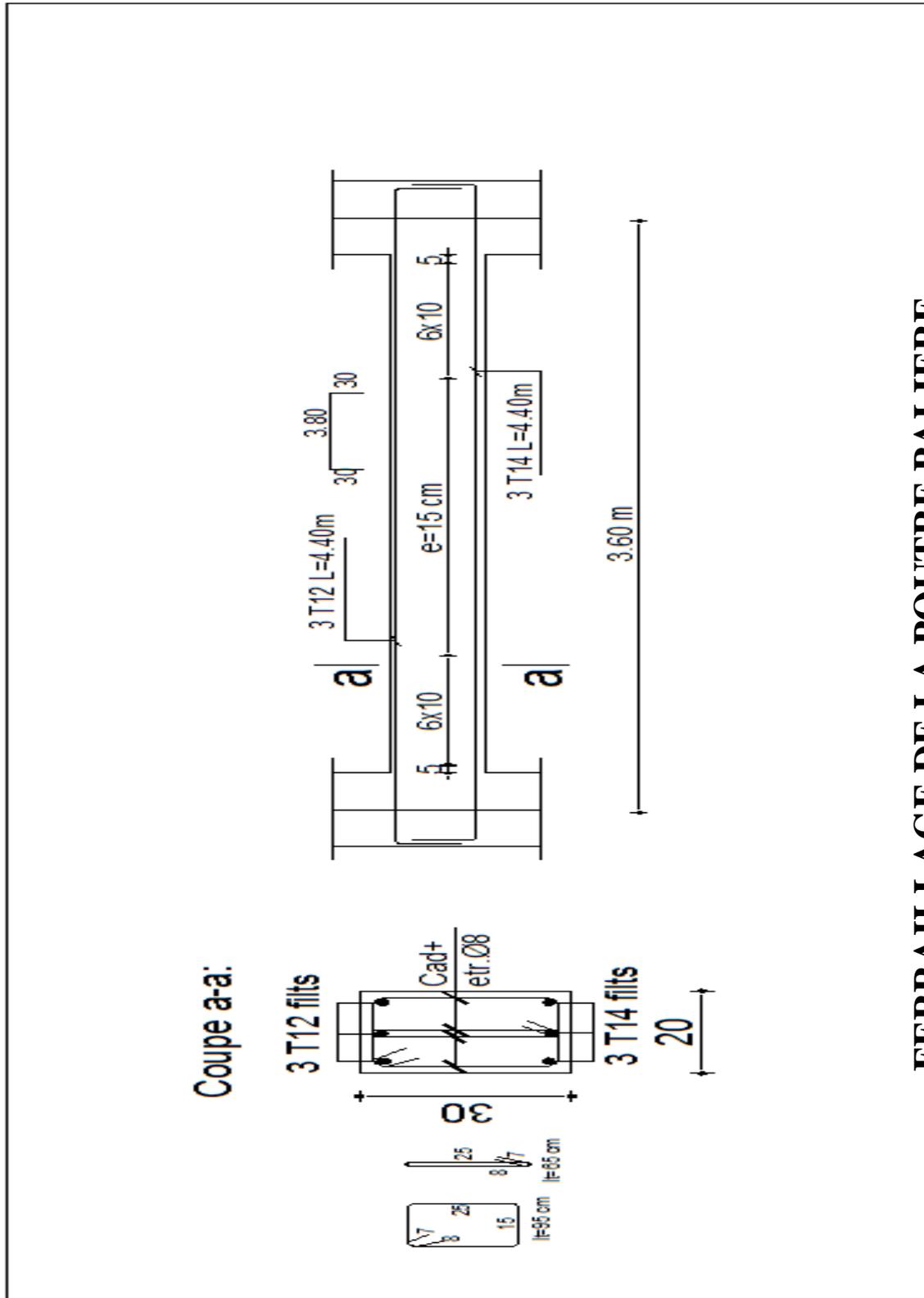
le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**Armatures longitudinales**

- **3HA14** filantes pour le lit inférieur.
- **3HA 12** filantes pour le lit supérieur.

**Armatures transversales :**

- un cadre et un étrier en **HA8**.



**FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.**

### III-4 Calcul de la dalle pleine de la salle machine

#### III-4-1 Définition :

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

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = 1 \text{ m/s}$ , la surface de la cabine pouvant charger 8 personnes de  $6.3 \text{ kN}$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

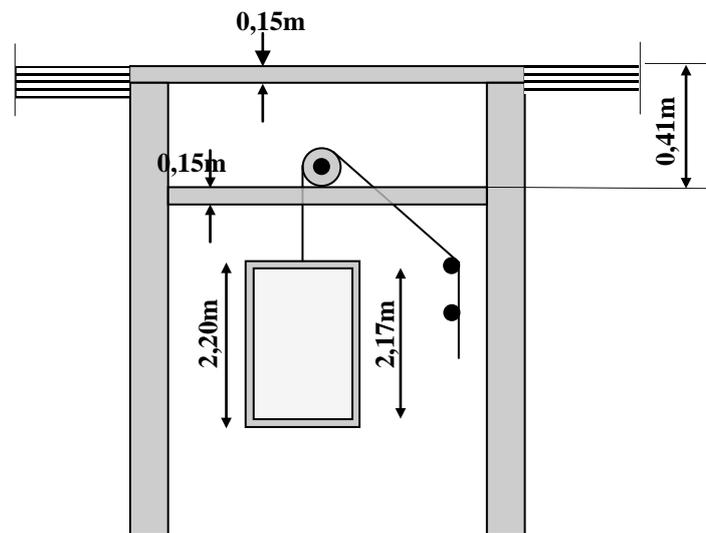


Fig. III-4.1: schéma de l'ascenseur.

#### III-4-2 Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{170}{30} = 5,66 \text{ cm}$$

$h_t$ : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003), soit

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

## III-4-3 Calcul du panneau à l'ELU

## • Calcul des efforts

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

## • Principe de la méthode

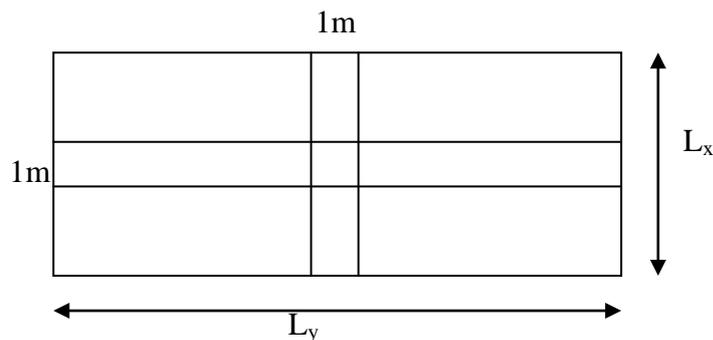
Soit «  $l_x$  » et «  $l_y$  » les distances mesurées entre nus des appuis et «  $q$  » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  avec  $l_x < l_y$

- ✓ Si  $\rho < 0.4$  le panneau travaille dans un seul sens ( $l_x$ ) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur :

Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$



- ✓ Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  le panneau travaille dans les deux sens

Sens  $l_x$  :  $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens  $l_y$  :  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

$M_{0x}$  et  $M_{0y}$  : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de poisson.

Tel que :  $V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

• Application

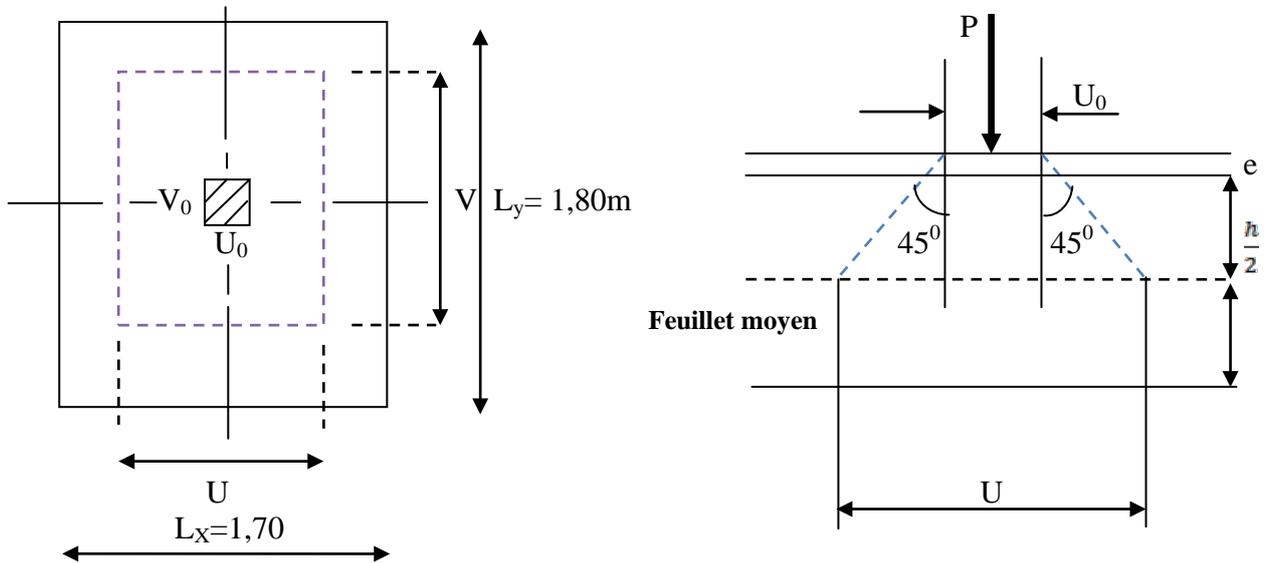


Fig. III-4.2 : schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{170}{180} = 0,944$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

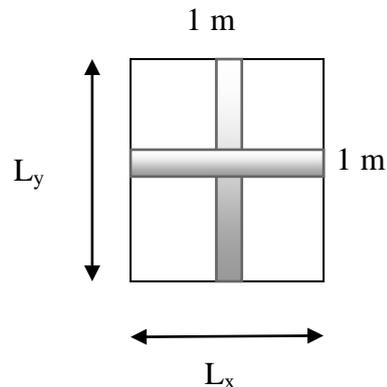
$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \end{cases} \quad \text{avec : } h_t = 15\text{cm ;}$$

$e$  : revêtement de la dalle ( $e = 5\text{cm}$ )  
 $\zeta = 1$  : pour revêtement en béton  
 $U_0 = 80\text{cm}$ ;  $V_0 = 80\text{cm}$

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 10 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 10 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

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

- Détermination des sollicitations



A L'ELU :

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times e_p) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)}$$

A L'ELS:

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

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN}$$

- Calcul des moments

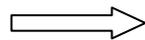
- Les moments  $M_X$  et  $M_Y$  dus au système de levage

$$M_{X1} = (M_1 + \vartheta M_2) P_u \quad \text{Et} \quad M_{Y1} = (M_2 + \vartheta M_1) P_u$$

$$\rho = 0,944 \quad \text{et} \quad \vartheta = 0 \quad (\text{à ELU})$$

$$\frac{v}{L_x} = \frac{105}{170} = 0,617$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{105}{180} = 0,583$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,085 \text{ KN.} \\ M_2 = 0,067 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M_{X1} = P_u M_1 = 121,5 \times 0,085 = 10,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = P_u M_2 = 121,5 \times 0,067 = 8,14 \text{ KN.m}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle pleine  $M_{X2}$  et  $M_{Y2}$

$$\rho = 0,944 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{array} \right.$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{X2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0419 \times 6,56 \times 1,70^2 = 0,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y M_{X2} = 0,864 \times 0,80 = 0,70 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_{Xt} = M_{X1} + M_{X2} = 11,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{Yt} = M_{Y1} + M_{Y2} = 8,84 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

➤ **En travée**

$$M_X = 0,85 \times M_{Xt} = 0,85 \times 11,12 = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 0,85 \times M_{Yt} = 0,85 \times 8,84 = 7,51 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis**

Sens x-x

$$M_X = -0,3 M_{0X} = -0,3 \times 11,12 = -3,33 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_0 = -0,3 M_{0Y} = -0,3 \times 8,84 = -2,65 \text{ KN.m}$$

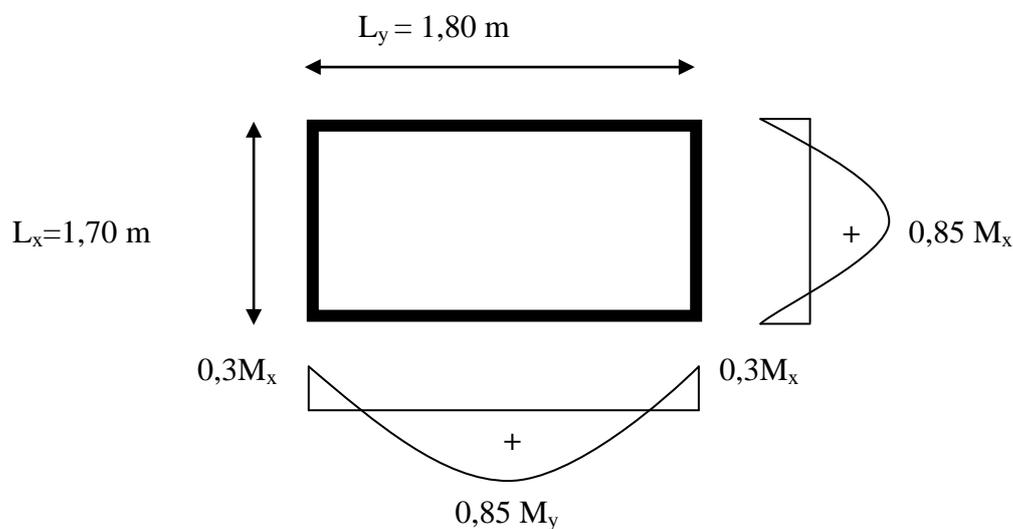


Fig. III-4.3 : Correction des moments.

- **Ferraillage :**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

**Exemple de calcul :**

- En travée :

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

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{9,45 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{9,45 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	3,33	0,014	0,993	0,74	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2,65	0,012	0,994	0,59	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	9,45	0,040	0,980	2,13	3,14	4HA10	25
	Y-Y	<b>7,51</b>	0,030	0,985	1,68	4,71	6HA10	15

- **Vérification**

**a/ Condition de non fragilité**

➤ **Suivant  $L_X$**

$$w_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

$A_x$  : Section minimale d'armatures ;

bh : section totale du béton ;

$\omega_0$  : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,944) / 2 = 1,23 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopte}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x = 1,23 \text{ cm}^2$ : donc la condition est vérifiée.

➤ **Suivant  $L_Y$**

$$w_Y = \frac{A_Y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_Y \geq \omega_0 b h$$

$$A_Y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_Y = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### b/ Vérification au cisaillement

- **L'effort tranchant (article A.52,2)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$a \frac{l_x}{2} : T_u = \frac{P_U}{2V + U} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} \times 1 \text{ ml} = 38,57 \text{ KN}$$

$$a \frac{l_y}{2} : T_u = \frac{P_U}{3V} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} \times 1 \text{ ml} = 38,57 \text{ KN}$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{bh} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de l'espacement**

✓ Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

✓ Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

## ❖ Calcul des moments à l'ELS

✓ Pour la charge concentrée :  $P_s = 90 \text{ KN}$

✓  $M_1 = 0,085$

✓  $M_2 = 0,067 \text{ KN}$

$$\rho = 0,944 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

$$M_x^p = (M_1 + \vartheta M_2) P_s = 90 (0,085 + 0,2 \times 0,067) = 8,85 \text{ KN.m}$$

$$M_y^p = (\vartheta M_1 + M_2) P_s = 90 (0,2 \times 0,085 + 0,067) = 7,56 \text{ KN.m}$$

✓ Pour le poids propre de la dalle :  $q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$

$$M_x^q = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0419 \times 4,75 \times 1,70^2 = 0,575 \text{ KN.m}$$

$$M_y^q = \mu_y M_x^q = 0,864 \times 0,575 = 0,496 \text{ KN.m}$$

## • Superposition des moments

$$M_x^t = M_x^q + M_x^p = 0,575 + 8,85 = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = M_y^q + M_y^p = 0,496 + 7,56 = 8,05 \text{ KN.m}$$

## • Correction des moments

**En travées**

$$\text{Sens xx : } M_{tx} = 0,85 M_x^t = 0,85 \times 9,42 = 8,00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ty} = 0,85 M_y^t = 0,85 \times 8,05 = 6,84 \text{ KN.m}$$

**Sur appuis**

$$\text{Sens xx : } M_{ax} = -0,3 M_x^t = -0,3 \times 9,42 = -2,82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ay} = -0,3 M_y^t = -0,3 \times 8,05 = -2,41 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de compression du béton

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens xx

- En travée

$$\gamma = \frac{9,45}{8,00} = 1,18 \Rightarrow \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,00 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\mu_b = 0,032 \Rightarrow \alpha = 0,0406 < 0,340 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En appuis

$$\gamma = \frac{3,33}{2,82} = 1,18 \Rightarrow \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu_b = 0,011 \Rightarrow \alpha = 0,0126 < 0,340 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens yy

- En travée

$$\gamma = \frac{7,51}{6,84} = 1,09 \Rightarrow \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \alpha = 0,0355 < 0,295 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{2,65}{2,41} = 1,09 \Rightarrow \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,41 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \alpha = 0,0126 < 0,295 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification au poinçonnement (article A.5.2, 42 /BAEL 91 modifié 99)

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \begin{cases} Q_u: \text{charge de calcul l'ELU} \\ h: \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

$\mu_c$  : Périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m.}$$

$$Q_u = Pu = 121.5 \text{ KN.}$$

$$\underline{A.N} : 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472,50 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 121,5 \text{ KN} < 472,50 \text{ KN}$$

*La condition est vérifiée*  $\Rightarrow$  Le risque de poinçonnement est écarté, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

✓ **Remarque :**

Si la condition précédente n'était pas vérifiée, il faut utiliser des armatures dont le périmètre est défini par homothétie.

$$U = U_c = \frac{\tau_u}{0.05 \cdot f_{cj} \cdot \gamma_b}$$

- **Diamètre maximale des barres**

Avec :  $\phi$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On a :  $\phi_{max} = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée}$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes.

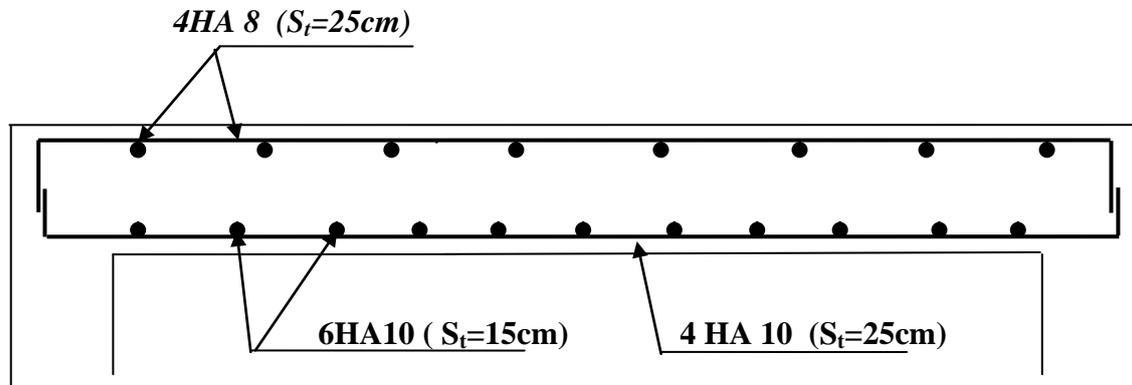


Fig. III-4.4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

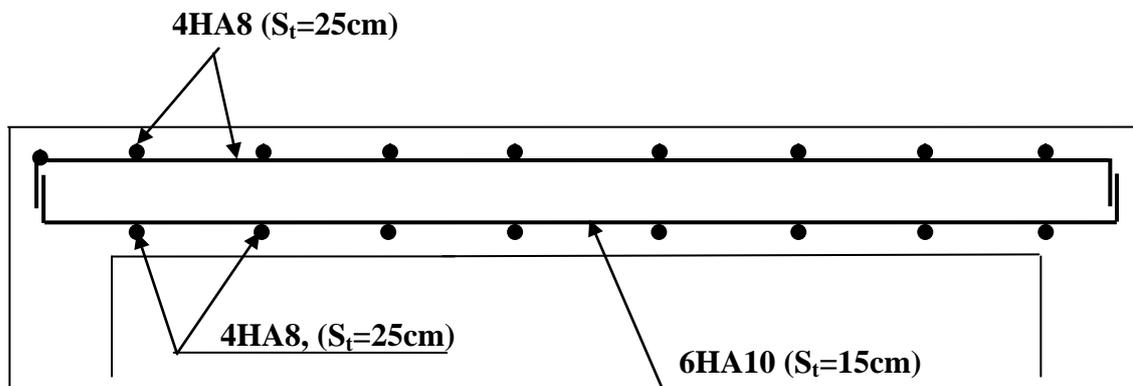


Fig. III-4.5 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

**III-5-Etude de la charpente :**

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de même angle  $\alpha = 22.78^\circ$  pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

**Les différents éléments de la charpente :**

- *Tuiles*
- *Liteaux*
- *Chevrons*
- *Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire*
- *Murs pignons*

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

**III-5-1- Détermination des charges :**

- **Charge permanente**

Poids des tuiles (liteau compris) ..... **0,40 KN/m<sup>2</sup>**  
 Poids des pannes et des chevrons ..... **0,10 KN/m<sup>2</sup>**

$$G = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation**

Poids de la neige ..... **1.00 KN/m<sup>2</sup>**

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

Dans un 1,00 m<sup>2</sup>, nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement sont (10.50x22.50) cm<sup>2</sup> et (5.50x7.50) cm<sup>2</sup>.

- **Poids de la panne**

$$p_p = (0,105 \times 0,225) \times \rho_b \quad \text{avec} \quad \rho_b = 6 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{DTR BC.22})$$

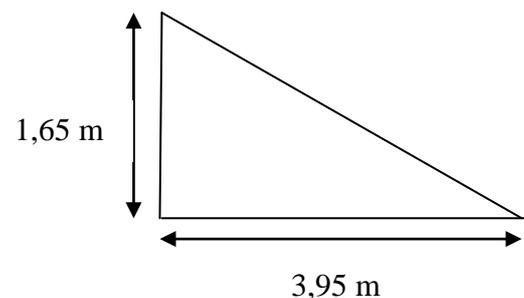
$$p_p = (0,105 \times 0,225) \times 6 = \mathbf{0,14 \text{ KN/ml}}$$

- **Poids des chevrons**

$$P_c = (0,055 \times 0,075) \times 6 = \mathbf{0,024 \text{ KN/ml}}$$

- **Poids des liteaux**

$$P_l = (0,03 \times 0,04) \times 6 = \mathbf{0,0072 \text{ KN/ml}}$$



**III-5-2- Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU :****a-Effort revenant à la panne :**

L'espaceur des pannes est pris égal à **1m**

La portée des pannes est  **$L_p=3,50m$**

$$G_p = 0,14 + (2 \times 0,024) + 0,40 = 0,58 \text{ KN/ml}$$

*Donc :*

<b><math>G_p = 0,58 \text{ KN/ml}</math></b>
--

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_p = 1,35G_p + 1,5 Q$$

$$q_p = 1,35 \times 0,58 + 1,5 \times 1 = \mathbf{2,28 \text{ KN/ml}}$$

**b-Effort revenant aux chevrons :**

Espaceur des chevrons est pris égal à  **$e = 0,50m$**

La portée des chevrons est  **$L_c = 1,00m$**

$$G_c = (0,024 + 0,40 \times 1) = 0,424 \text{ KN/ml}$$

*Donc :*

<b><math>G_c = 0,424 \text{ KN/ml}</math></b>
---

➤ **Combinaison des charges:**

$$q_c = 1,35G_c + 1,5 Q$$

$$q_c = 1,35 \times 0,424 + 1,5 \times 1 = \mathbf{2,07 \text{ KN/ml}}$$

**c-Effort revenant aux liteaux :**

Espaceur des chevrons est pris égal à  **$0,30m$**

La portée des liteaux est  **$L_l = 0,50m$**

$$G_l = 0,0072 \text{ KN/ml}$$

*Donc :*

<b><math>G_l = 0,0072 \text{ KN/ml}</math></b>
--

➤ **Combinaison de charges:**

$$q_l = 1,35G_l + 1,5 Q$$

$$q_l = (1,35 \times 0,4) + (1,5 \times 1) = 1,5 \times 1 \text{ KN/ml} = \mathbf{2,04 \text{ KN/ml}}$$

### III-5-3-Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$ .

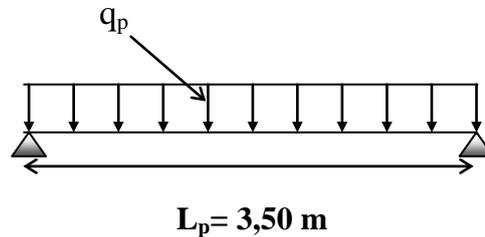


Fig III-5-1) Schéma chargement de la panne.

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71[5], la contrainte admissible forfaitaire  $\sigma_f$  dans ce bois travaillant en flexion simple est  $\sigma_f = 142 d_a n / \text{cm}^2$

#### a) Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \overline{\sigma}_f$$

#### ➤ Calcul des moments de flexion :

$$q_{px} = q_p \cdot \sin \alpha$$

$$q_{px} = 2,28 \sin (22,78) = 0,88 \text{ KN/m}$$

$$\text{Suivant } xx' : M_{fx} = \frac{q_{px}}{8} \times L_p^2$$

$$M_{fx} = \frac{0,88 \times 3,50^2}{8} = 1,34 \text{ KN.m}$$

Suivant  $yy'$  :

$$q_{py} = q_p \cdot \cos \alpha$$

$$q_{py} = 2,28 \cos (22,78) = 2,10 \text{ KN/m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_{py}}{8} \times L_p^2 = \frac{2,10 \times 3,50^2}{8} = 3,21 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{fx} = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 3,21 \text{ KN.m}$$

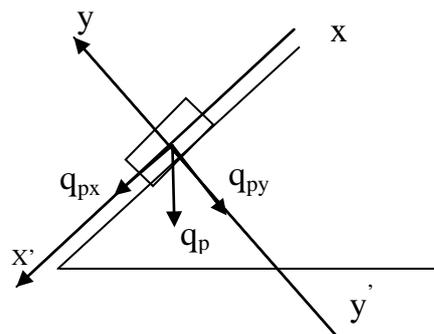


Fig III-5-2) Schéma statique de la panne

➤ **Calcul des modules de résistances :**

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{I_{xx}}{v} \text{ Module de résistances } xx \\ W_y = \frac{I_{yy}}{v} \text{ Module de résistances } yy \end{array} \right.$$

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{A.N : } W_x = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,94 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{5} = \frac{b^2 \cdot h}{6} = \frac{22,5 \times 10,5^2}{6} = 413,44 \text{ cm}^3$$

**Donc :**

$$\begin{array}{l} W_x = 885,94 \text{ cm}^3 \\ W_y = 413,44 \text{ cm}^3 \end{array}$$

**Vérification :**

$$\sigma_f = \left( \frac{1,34}{885,94} + \frac{3,21}{413,44} \right) \times 10^4$$

$$\sigma_f = 77,35 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_f < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN} / \text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**Donc :** la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes

**b) Vérification de la flèche :(Art4. 962/CB71) :**

La valeur de la flèche fixée par les règles C13.71 pour les pannes est donnée par :

$$\overline{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{350}{300} = 1,16 \text{ cm}$$

$L_p$  : la portée de la panne

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 E_f \frac{h}{2}}$$

$$\text{Avec : } E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$$

$E_f$  : Module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 77,75 \times 350^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{22,5}{2}} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = 0,67 < \bar{f} = 1,16 \text{ cm} \quad \dots \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### III-5-4) dimensionnement de chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges  $q_c$ . Le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis, la section de chevron est de (55x 75) mm<sup>2</sup>.

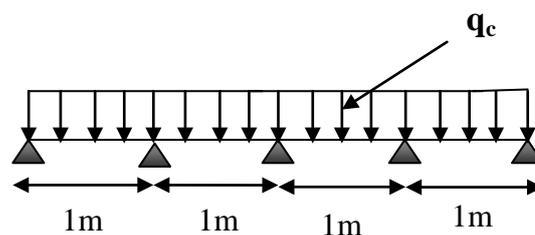


Fig III-5-3) Schéma de chargement de chevron

#### a-Vérification des contraintes :

On vérifie que :

$$\sigma_f = \frac{M_f \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

#### ➤ Calcul des moments :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

-En travée :  $M_t = 0,66 M_0$

-Aux appuis :  $M_a = 0,8 M_0$

Avec :  $M_0 = \frac{q_c l_c^2}{8} = \frac{2,07 \times 1^2}{8} = 0,258 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,66 \times 0,258 = 0,170 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,8 \times 0,258 = 0,206 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_t = 0,170 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,206 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Calcul des modules de résistances :

$$w = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,50 \times 7,50^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$$

$$W = 51,56 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura :

**En travée :**

$$\sigma_{ft} = \frac{0,170 \times 10^4}{51,56} = 32,97 \text{ daN / cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$\sigma_{fa} = \frac{0,206 \times 10^4}{51,56} = 39,95 \text{ daN / cm}^2$$

**Vérification :**

$$\sigma_{ft} = 32,97 \text{ daN / cm}^2 < \sigma_f^- = 142 \text{ daN / cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{fa} = 39,95 \text{ daN / cm}^2 < \sigma_f^- = 142 \text{ daN / cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b- Vérification de la flèche :**

Selon le règlement CB71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux, tuiles) est donnée par la formule suivante :

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

aux appuis :

$$f_t = \frac{5 \times 32,97 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7,5}{2}}$$

$$f_t = 0,069 \text{ cm}$$

en travée :

$$f_a = \frac{5 \times 39,95 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7,5}{2}}$$

$$f_a = 0,084 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,069 < \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$f_a = 0,084 < \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les valeurs des flèches réelles sont inférieures à celle de la flèche admissible, donc la section choisie est admise, soit des chevrons de section (55x75) mm<sup>2</sup>.

**II-5-5) Dimensionnement des liteaux :**

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

On choisie une section de (30x40) mm<sup>2</sup>.

**a) Vérification des contraintes :**

$$q_l = 1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 1 = 2,04 \text{ KN/m}$$

**Donc :**

$$q_l = 2,04 \text{ KN/m}$$

**Suivant xx :**

$$q_{Lx} = q_l \cdot \sin \alpha = 0,789 \text{ KN/m}$$

**Suivant yy :**

$$q_{Ly} = q_l \cdot \cos \alpha = 1,880 \text{ KN/m}$$

**➤ Calcul des moments de flexion :**

$$M_{lx} = \frac{q_{Lx} \times l_c^2}{8} = \frac{0,789 \times 0,5^2}{8} = 0,024 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = \frac{q_{Ly} \times l_c^2}{8} = \frac{1,880 \times 0,5^2}{8} = 0,058 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcul des modules des résistances :**

$$W_x = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{4 \times 3^2}{6} = \frac{h \times b^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma_f = \frac{0,024 \times 10^4}{8} + \frac{0,058 \times 10^4}{6} = 126,66 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma_f = 126,66 \text{ daN / cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN / cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

**b) Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 ... [3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 126,66 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{4}{2}} = 0,125 \text{ cm}$$

$$f = 0,125 \text{ cm} < \bar{f} = 0,25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

**Donc :** la section choisie est admise, soit des liteaux de section (30x40) mm<sup>2</sup>.

**III-5-6) Assemblage de la charpente:**

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages important, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous sont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \longrightarrow d \leq e/9 \\ e \geq 30\text{mm} \longrightarrow d \leq e/11 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Pour le bois dur et bois sec} \\ \text{(Art4.62.123 CB71)} \end{array}$$

Avec  $e$  : épaisseur du bois le plus mince à assemblé (litageux)

$d$  : diamètre des clous

$$d = \frac{4}{11} = 0,36\text{cm}$$

✓ **Remarque :**

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

*Chapitre*

***IV***

*Présentation du logiciel*  
***ETABS***

**IV. Introduction :**

Plusieurs programmes de calculs automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à **l'utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

**IV.1. Concept de base de la M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments linéaires, plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation 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 que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. 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.2. Description de logiciel ETABS :**( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

**-Rappel :( terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : élément coque.

Element : élément

Restraintes : appuis.

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy :copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

### IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6



- **Première étape :**

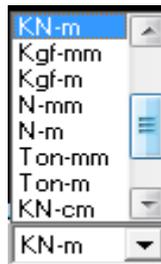
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



On clique sur l'icône de L'ETABS

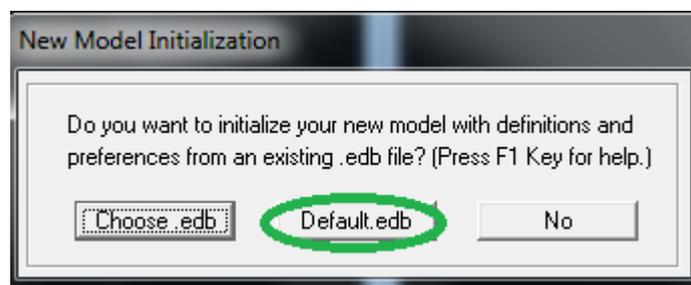
#### a) Choix des unités :

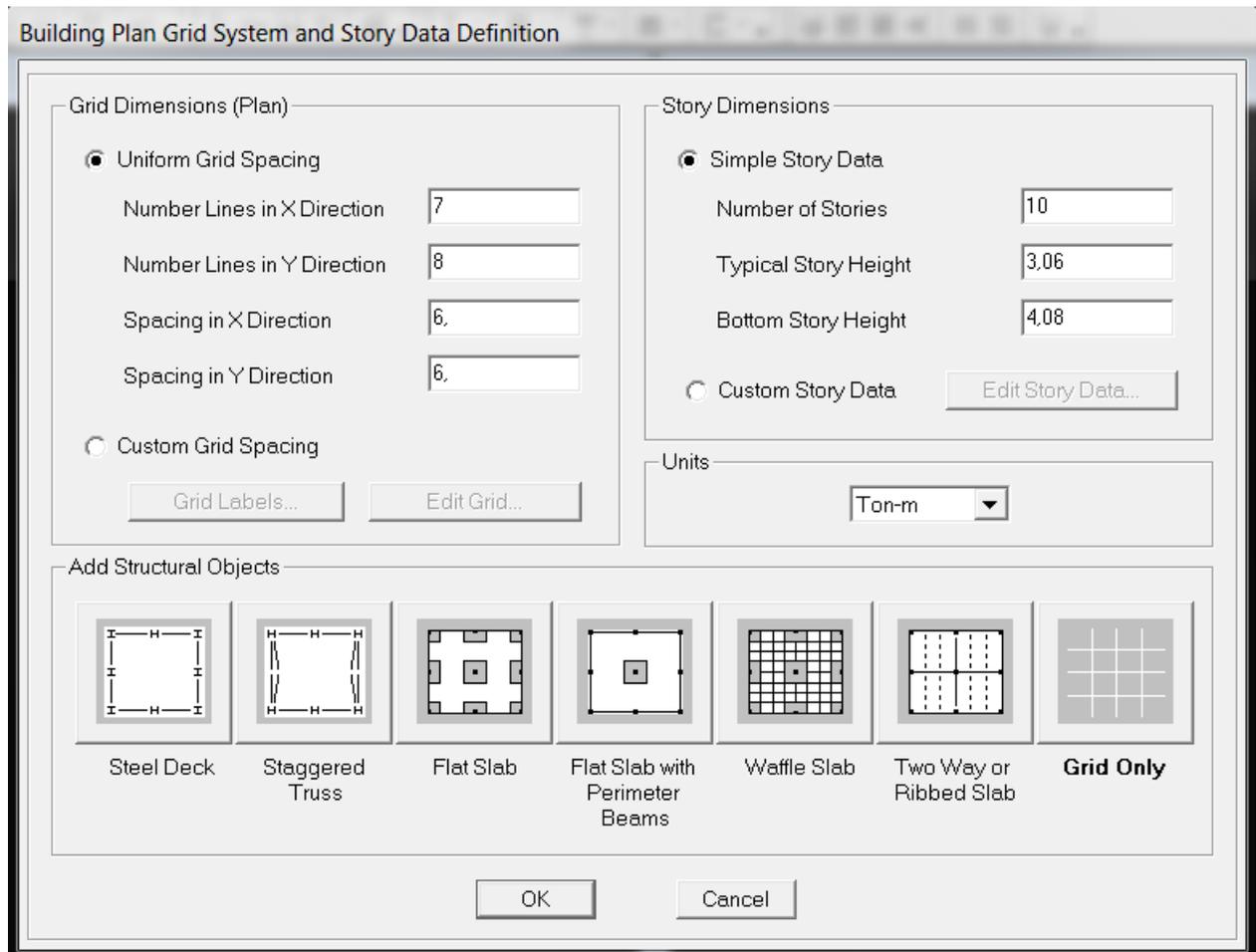
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



#### b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.





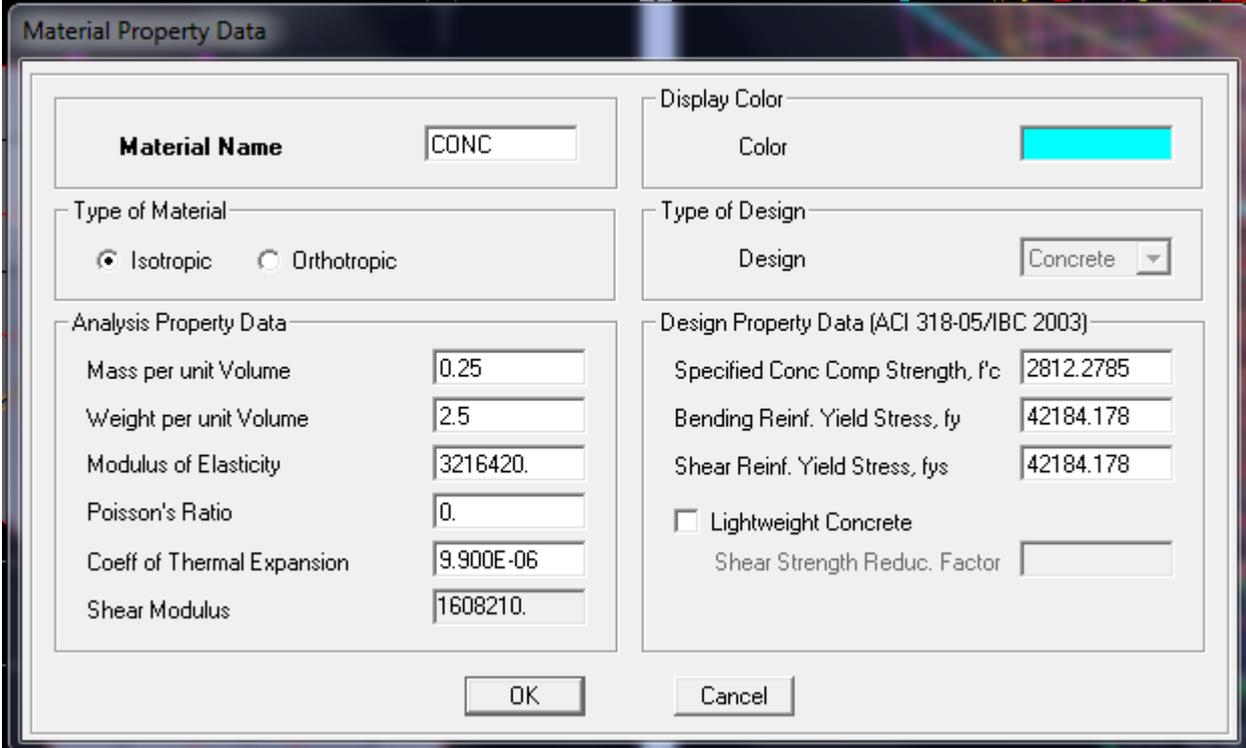
Pour une construction en Auto-Table. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueurs de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur du RDC (bottom story height).

c) Propriétés mécaniques du matériau utilise : 

define → materials properties

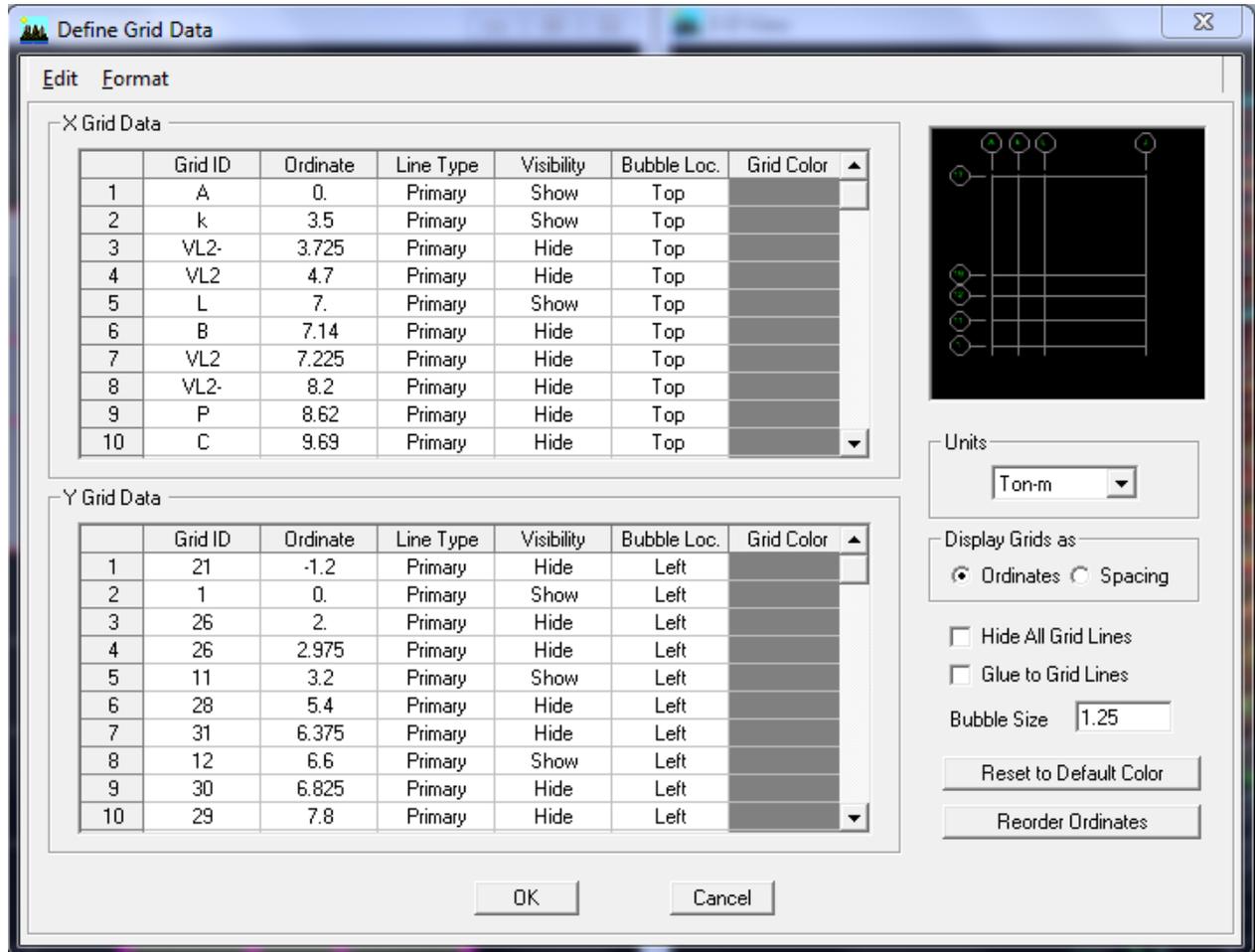
Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau de la structures (bétons« conc ») :



Material Property Data	
<b>Material Name</b>	CONC
<b>Display Color</b>	Color: 
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Type of Design</b>	Design: Concrete
<b>Analysis Property Data</b>	
Mass per unit Volume	0.25
Weight per unit Volume	2.5
Modulus of Elasticity	3216420.
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	1608210.
<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Specified Conc Comp Strength, f'c	2812.2785
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42184.178
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42184.178
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
OK Cancel	

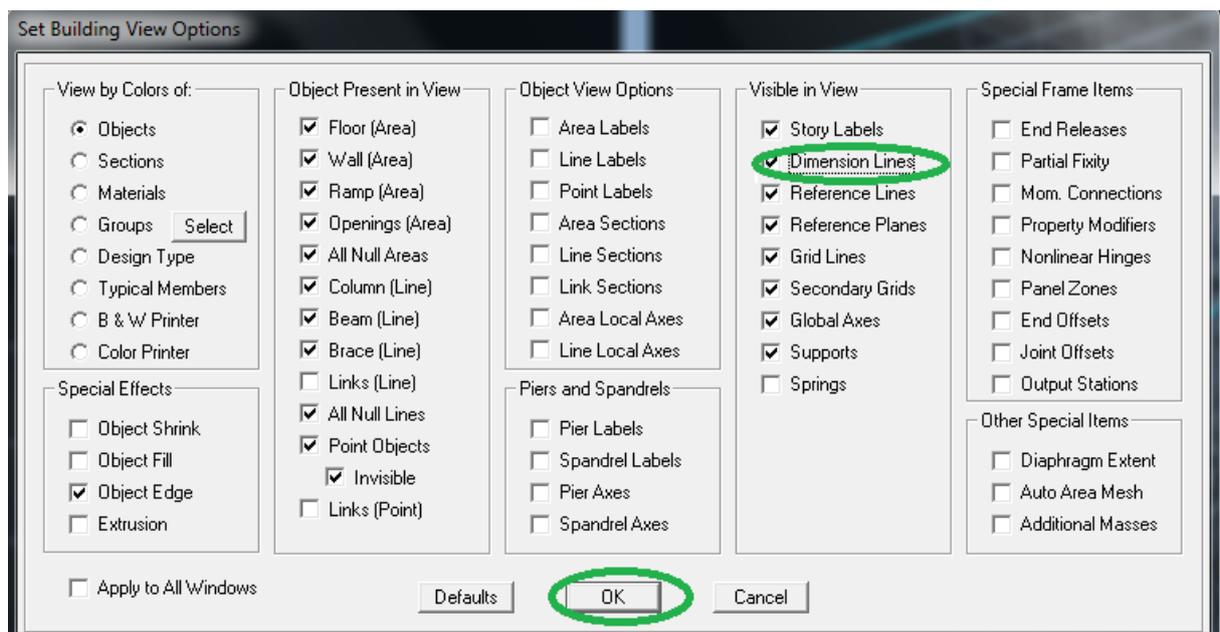
**Modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**



**d) Vérification des dimensions**

la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.



- Deuxième étape :

**a) Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

- ✓ Pour les poutres et les poteaux :

Define → frame sections ou 

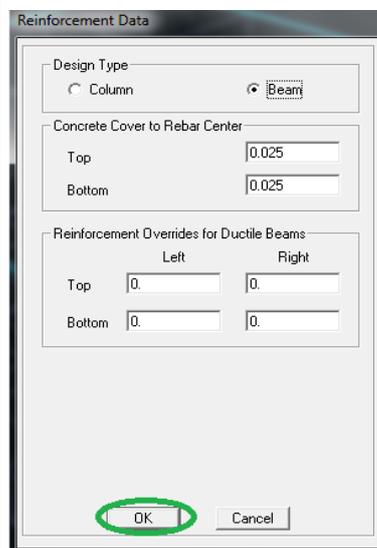
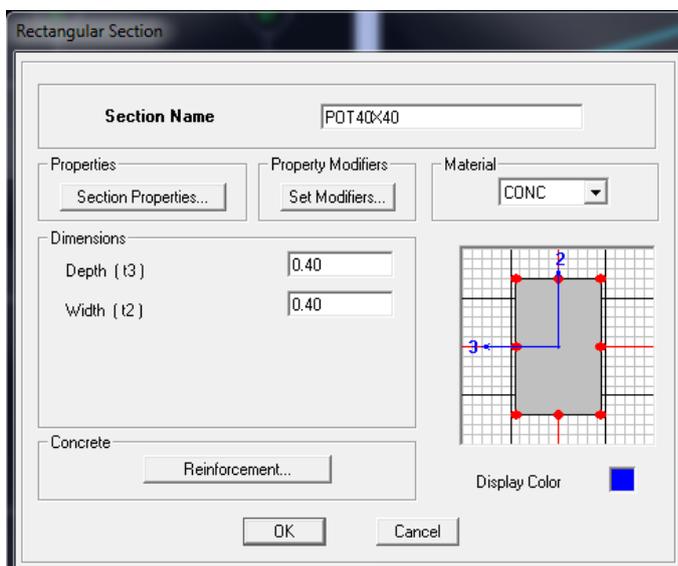
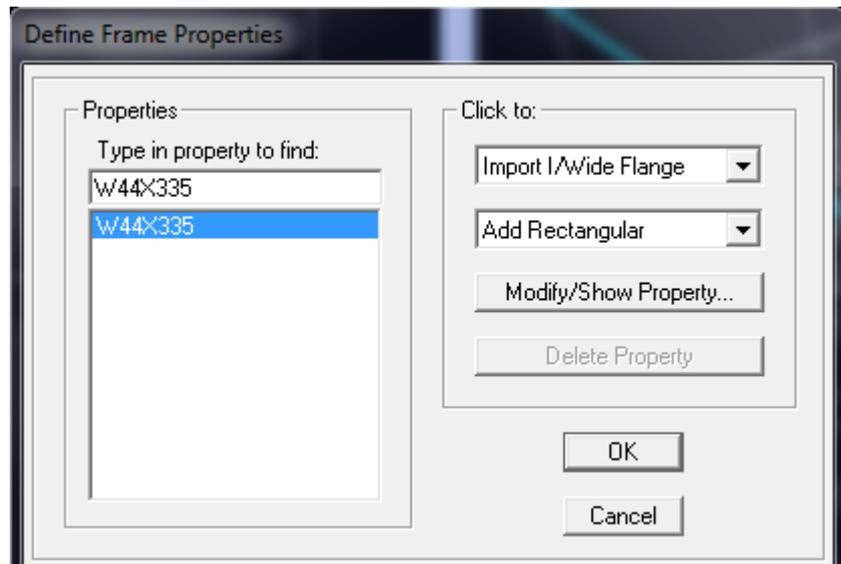
→ Icône propriétés → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

**Remarque**

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → column, et pour les poutres → beam,



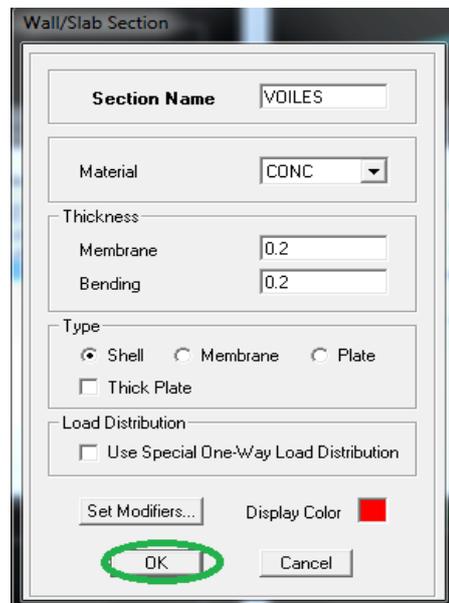
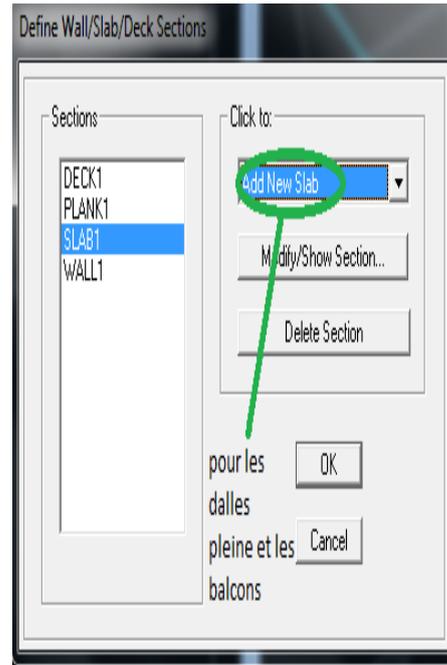
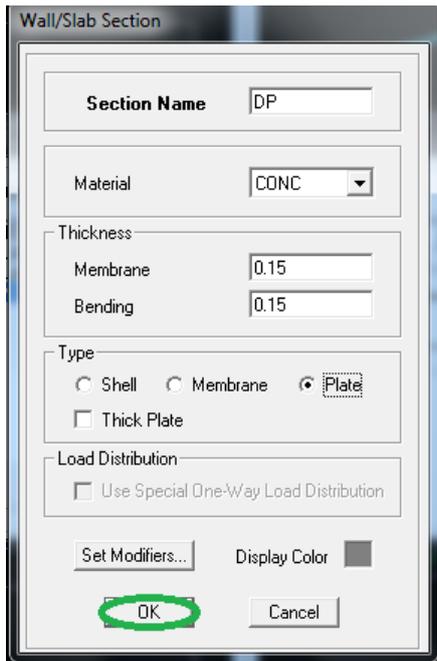
✓ Pour les voiles et les dalles pleines :

Define → wall/slab/deck sections, ou (  ) On distingue plusieurs types des éléments surfaciques qui sont :

**Element shells** : élément Coque.

**Element membrane** : il est utilisé pour les éléments membranaires.

**Element plate** : c'est l'élément plaque.



**Les dalles Plaines:**

Draw → Draw area objects → DrawRectangular , ou create areas at clicks 

**Les voiles :**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines  mais on choisit une vue en élévation.

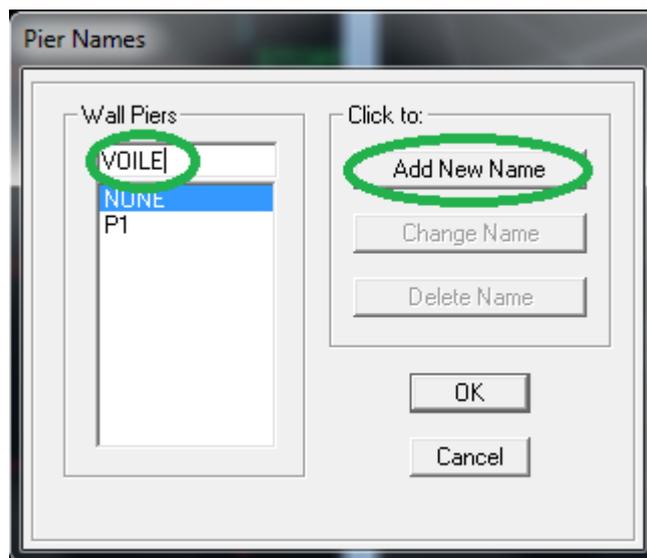
**Remarque :**

- Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.
- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir on procède comme suit :

1. Sélectionner les voiles.

2. Choisir l'instruction suivante :

Assing → Shelle/Area → PierLabel. 



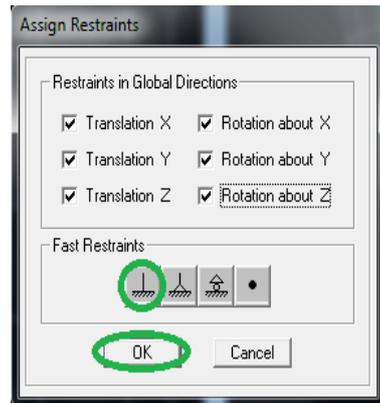
- **Troisième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

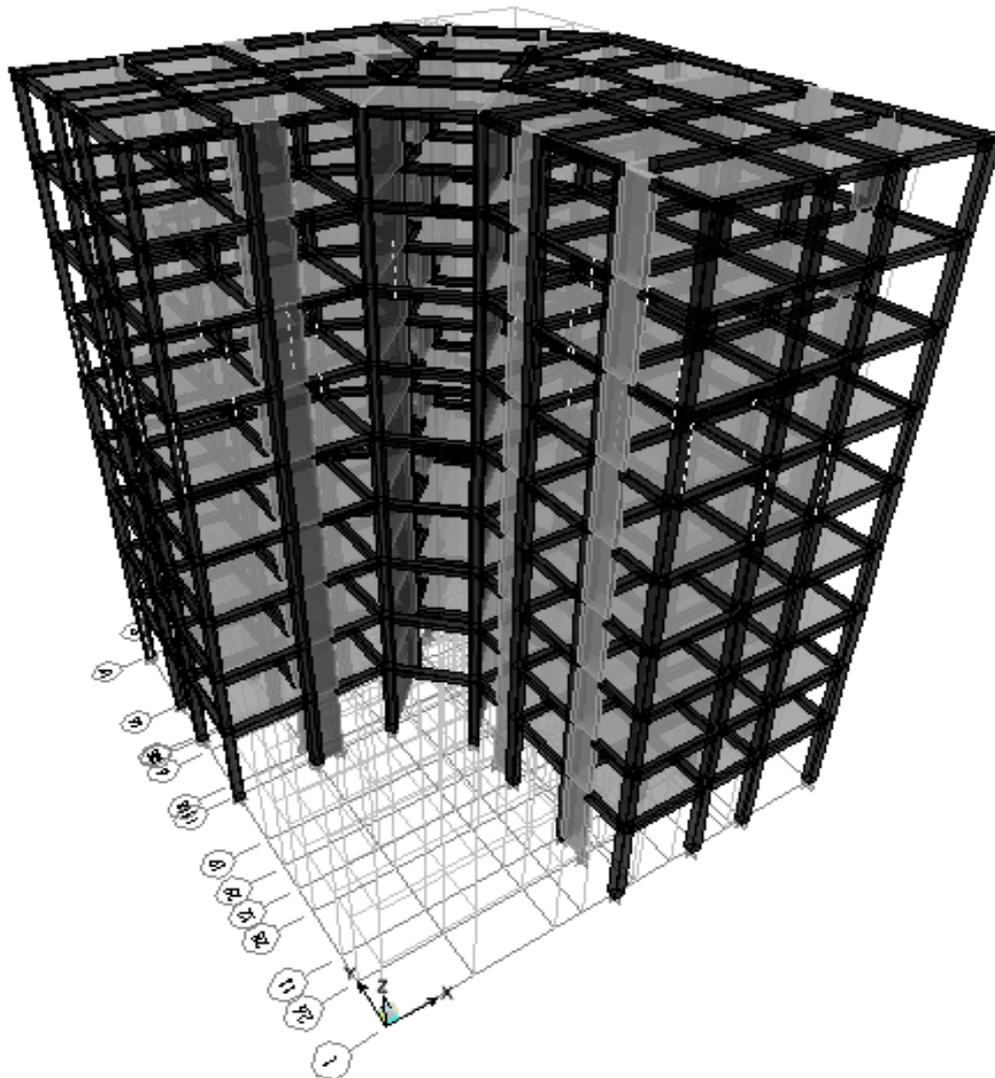
**a) Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans l'Etabs on procède comme suit :

- Sélectionner les nœuds à la base.
- Choisir l'instruction suivante :
- Assing → joint/point → contraintes.



Après avoir suivie les etapes citées précédament, on aura la structure suivante :



**b) Définition de l'action sismique :**

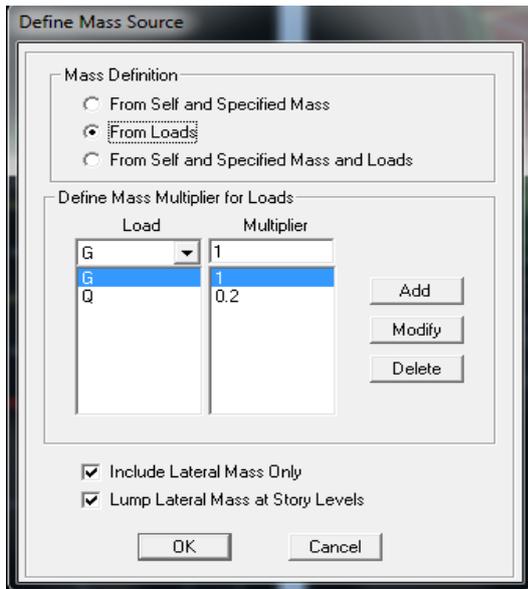
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération.

L'instruction : Define  masse source

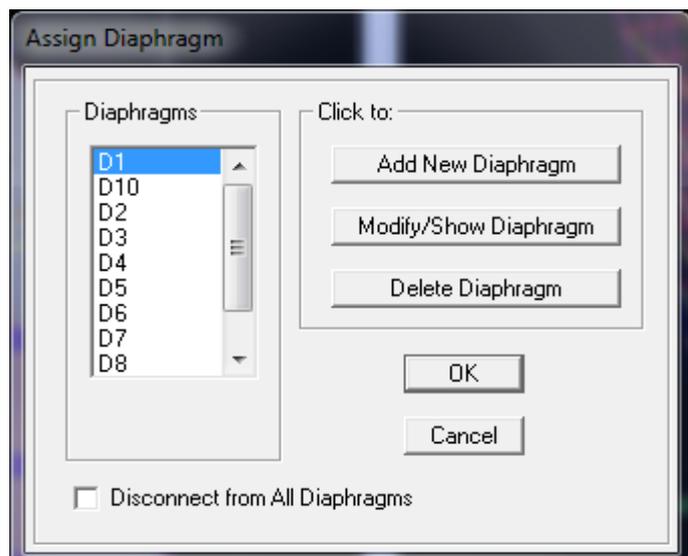
L'introduction de cette masse nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique.

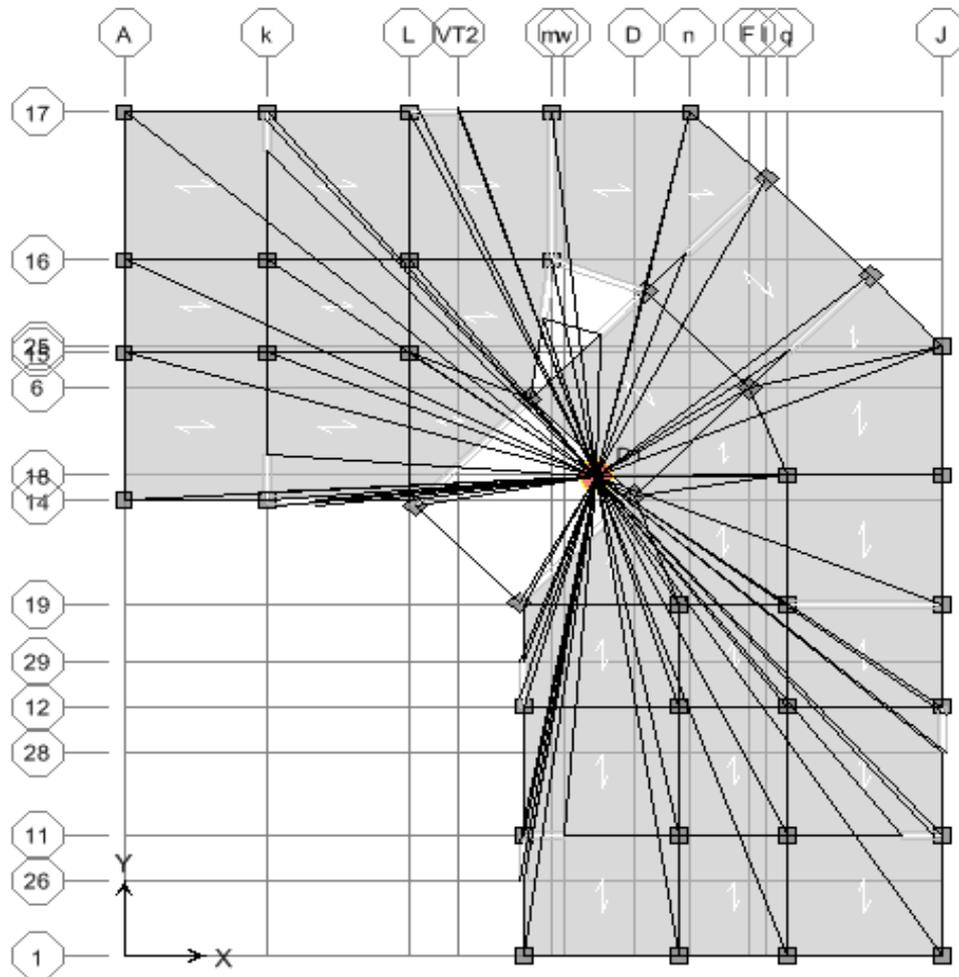


**c) Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing  joint/point  diaphragme.





- **Quatrième étape :**

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

**a) Définitions des charges :**

Define → static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par un coefficient égale a (01) , par contre le poids propre des charges d'exploitation est nul donc on remplace ce coefficient par 0.



### b) La charge sismique :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

- **Données à introduire dans le logiciel :**

**Zone :** IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

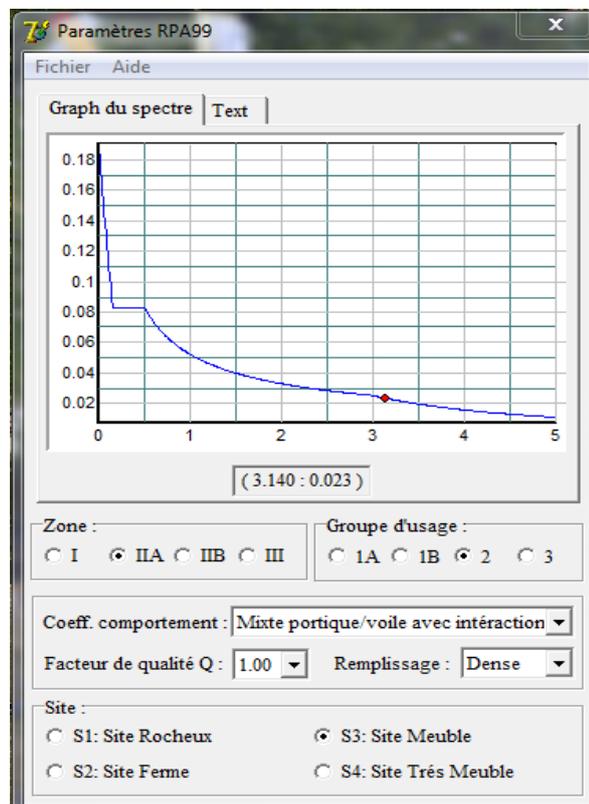
**Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

**Coeff. comportement :** Mixte **Portique/voile avec interaction**

**Remplissage :** Dense (Cloisons en maçonnerie)

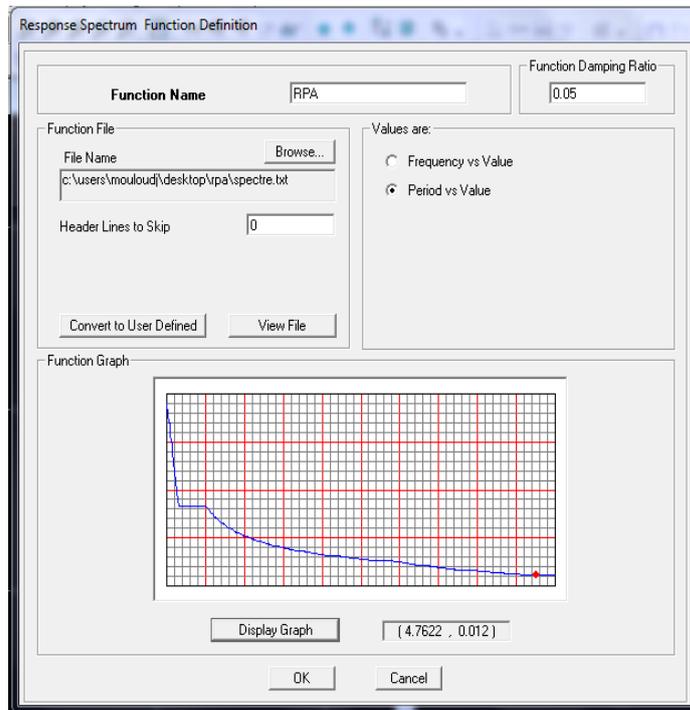
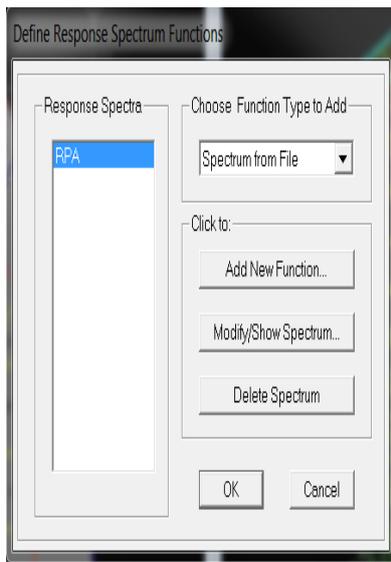
**Site :** S3

**Facteur de qualité(Q):** Q= 1.00



**- L'introduction du spectre :**

Define → Reponse spectrum fonctions.

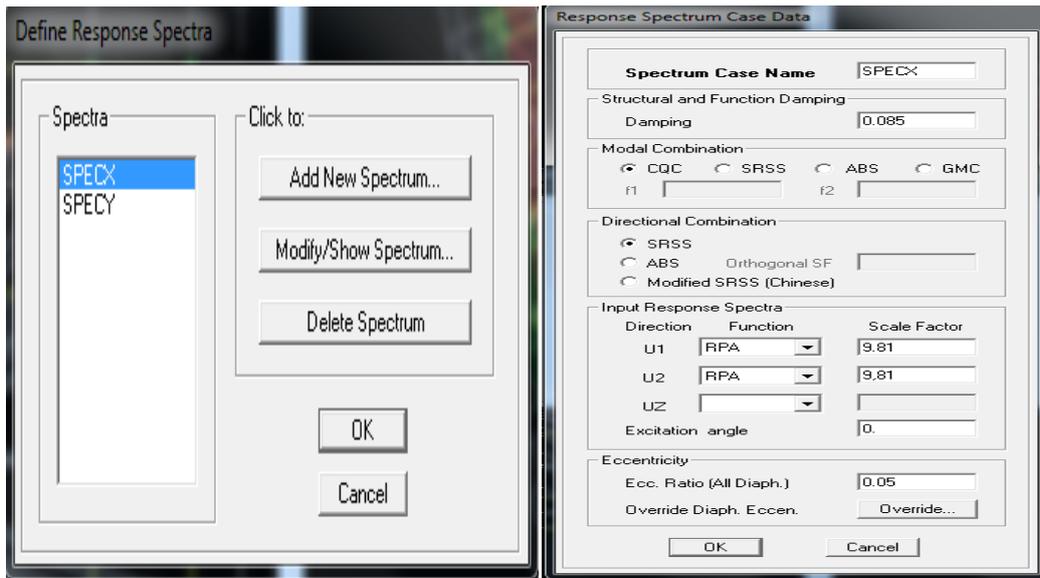


**- Charge sismique :**

Define → Reponse spectrum cases



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



- **Cinquième étape :** Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → load Combinations 

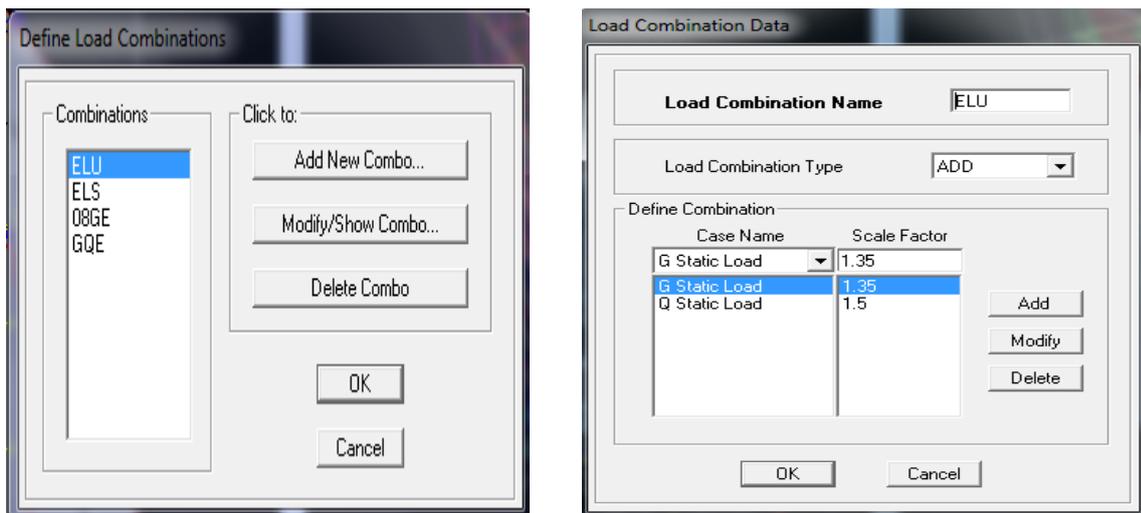
On introduit les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

$(G+Q+E)$  ,  $(0,8G+E)$

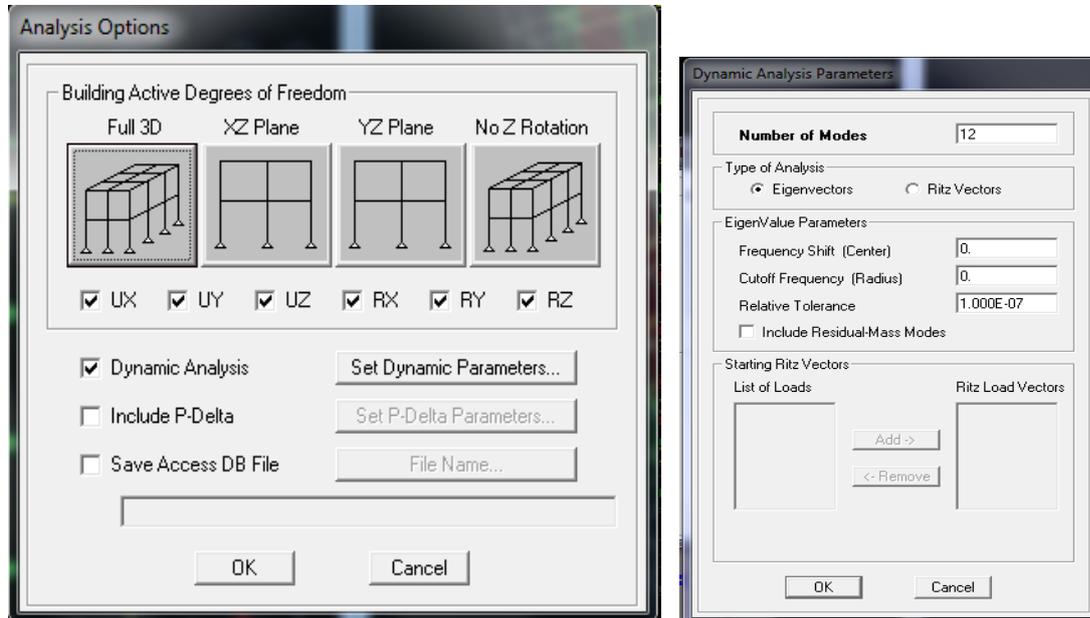
D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

$(ELU : 1,35G+1,5Q)$  ,  $(ELS : G+Q)$



- **Sixième étape :**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.



**a) ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

**b) 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, les résultats du calcul des fréquences et des modes propres peuvent varier considérablement en fonction de la modélisation.

**c) 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 Quadratic 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 créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

**d) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :**

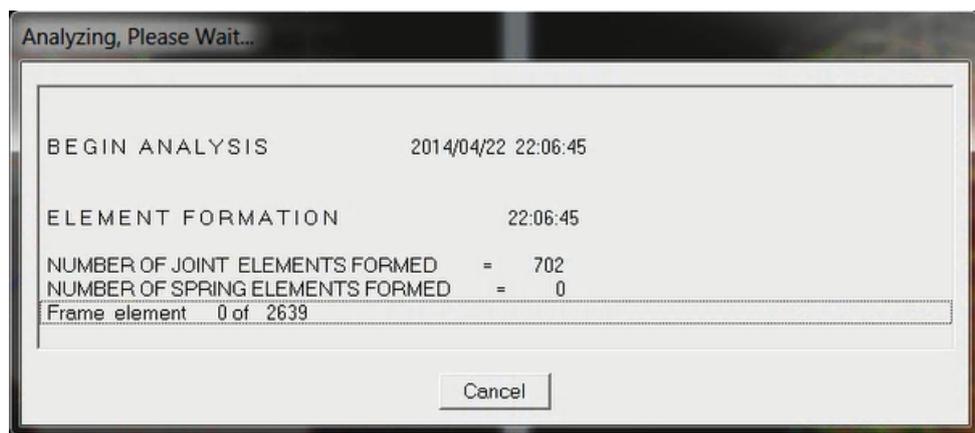
Pour des cas d'analyse ou une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

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 afin de 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.

**Exécution :** Analyse → Run Analysis Ou F<sub>5</sub>



- Septième étape : Analyse et visualisation des résultats.

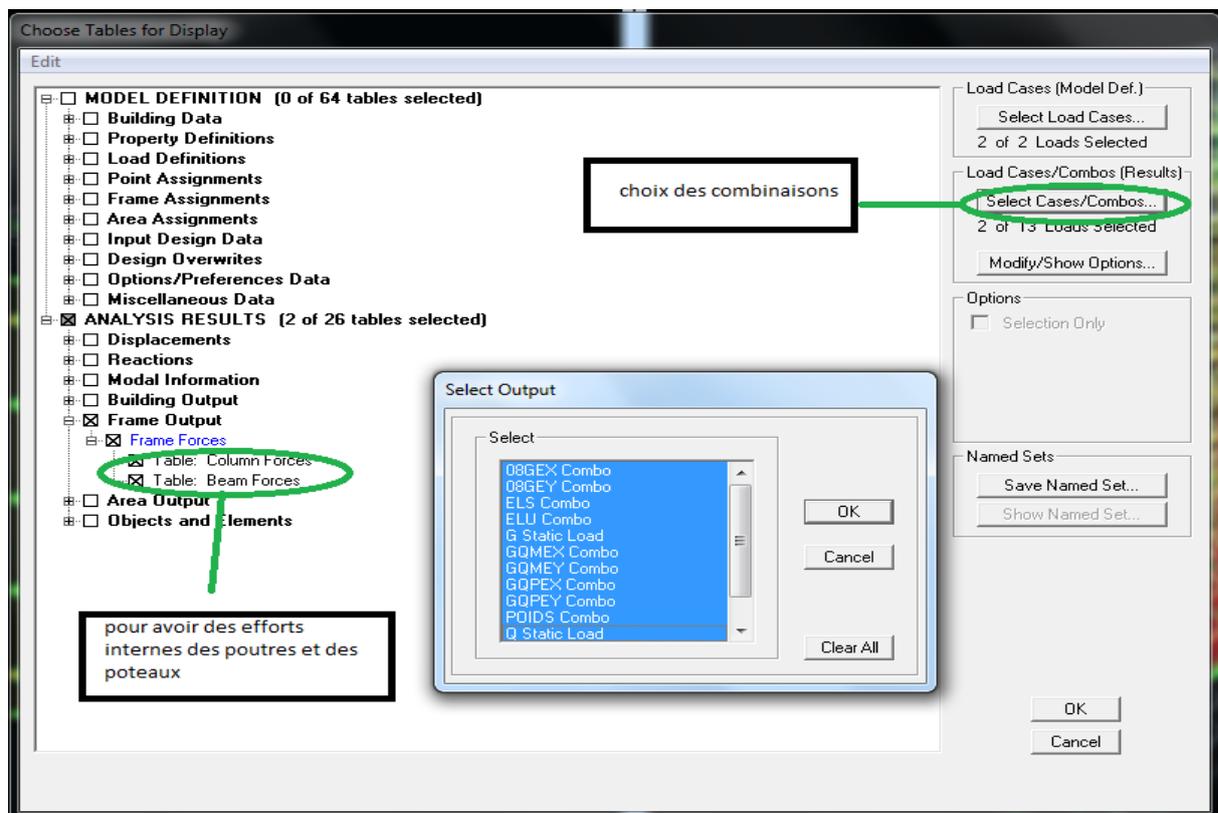
### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

### Visualisation des résultats :

- Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



### Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member 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 **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

**Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

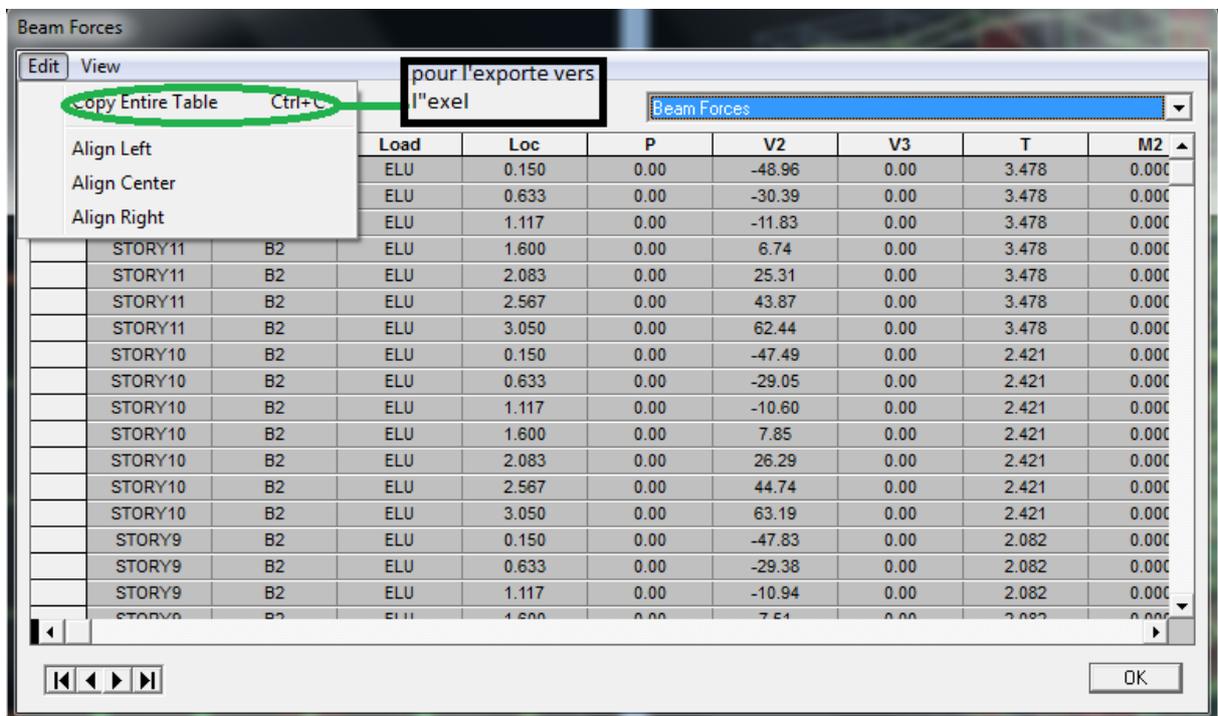
➤ Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.



➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

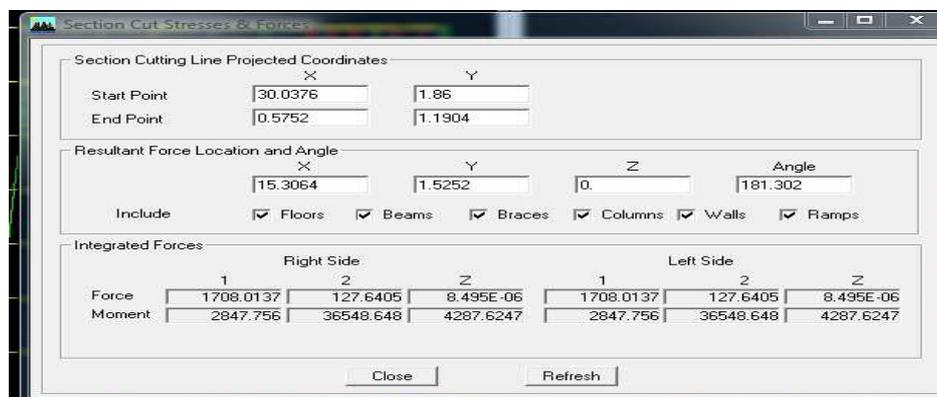
« **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



**Remarque :**

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles. **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure.

*Chapitre*

**V**

*Modélisation de la structure*

### V-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

✓ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

✓ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

### V-2) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (**RPA /Art 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale
  - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ❖ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

• **Méthode appliquées :**

- **Condition complémentaires :**

- Bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne IIa et classé selon son importance dans le groupe 2.

Il faut vérifier que  $H < 23\text{m}$  avec 7 niveaux.

$H = 34,51\text{m} > 23\text{ m}$  condition non vérifiée

- La structure présente une dissymétrie en plan.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

**- La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V-3) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**

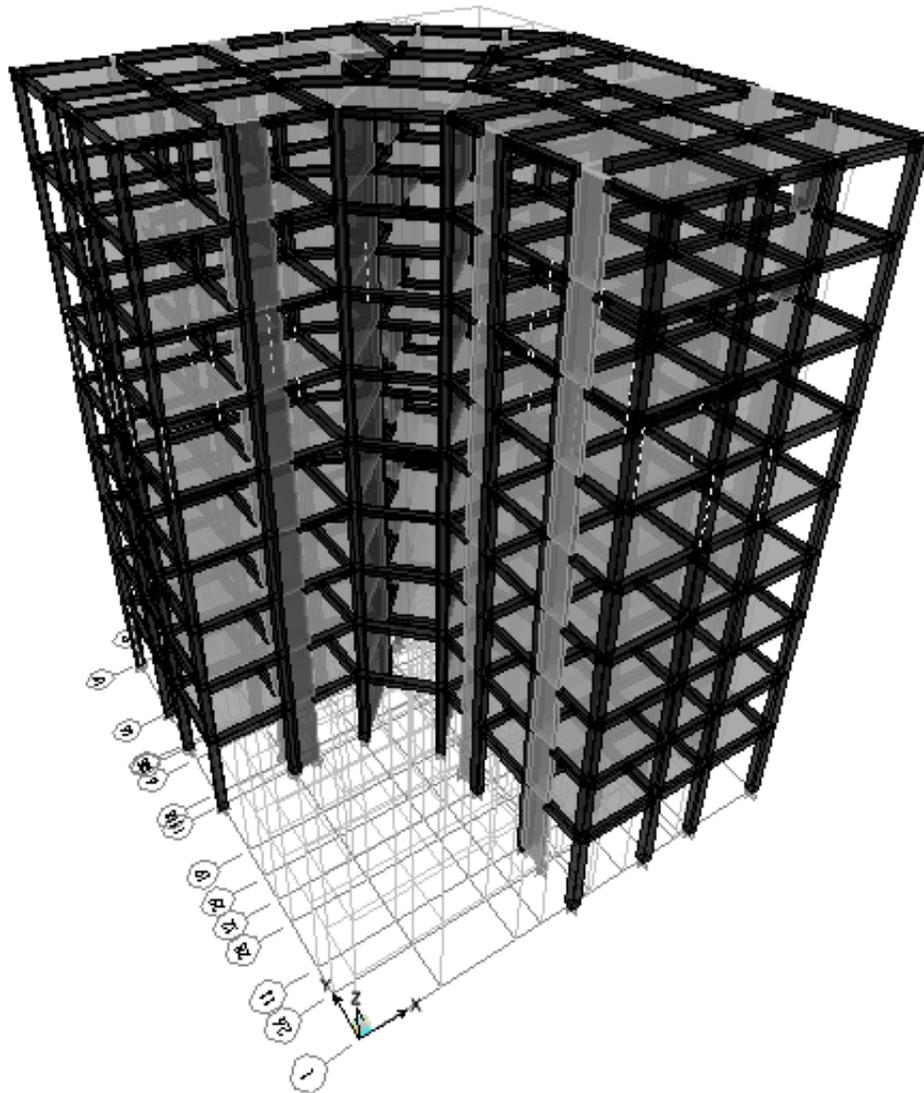
- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II<sub>a</sub>**.
- ✓ La structure à étudiée fait **34.51 m** (RDC+8 étage+comble) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales et on considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

**V-4) Modélisation de la structure :**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+ 8 étages+comble) encadrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles plane par un élément de type **SHELL**.



**Fig V-1 : Modèle 3D de la structure.**

#### **V-5) Disposition des voiles :**

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ Une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$  (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

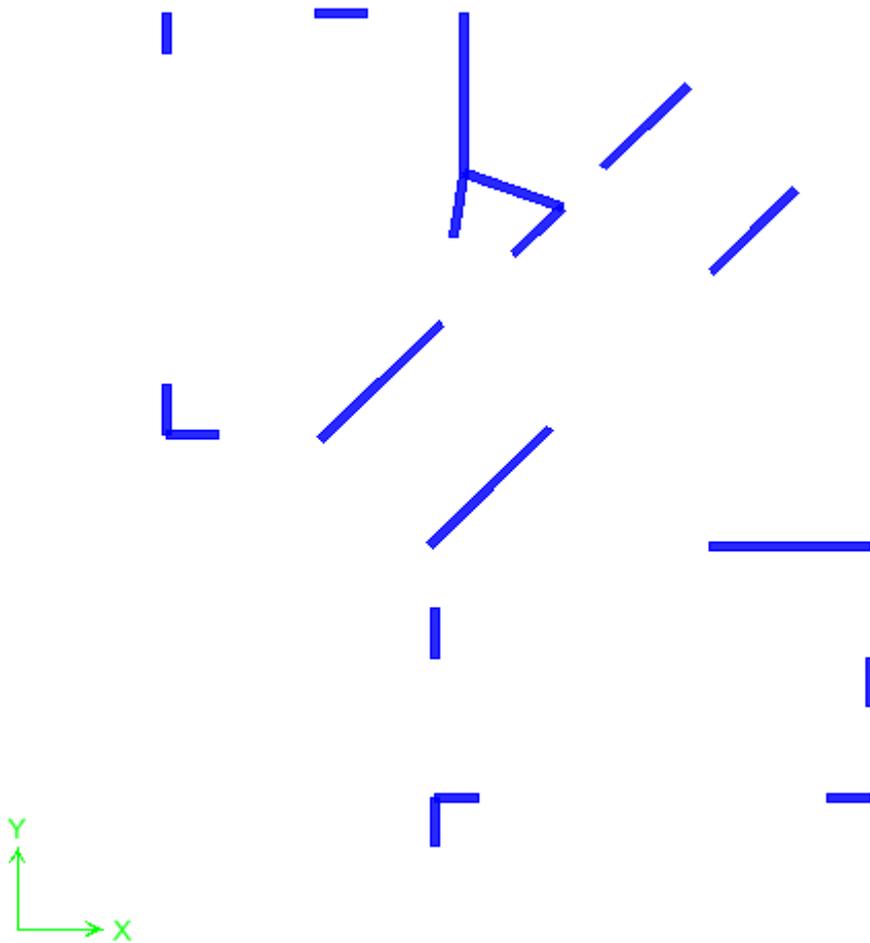
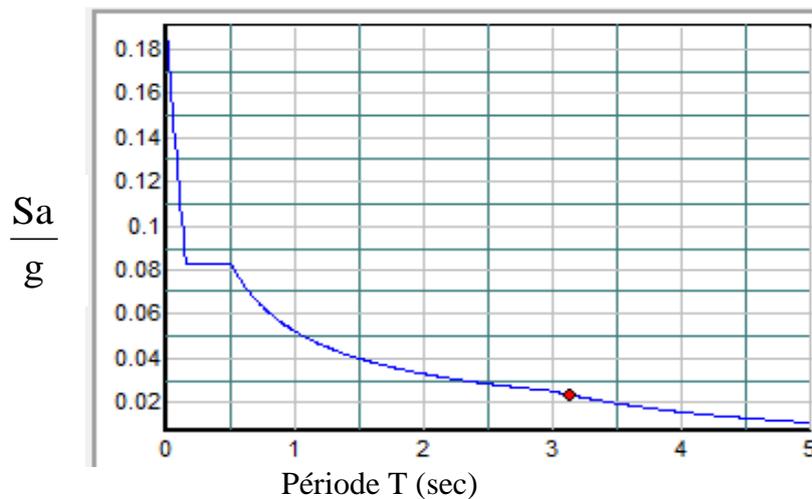


Fig V-2 : Disposition des voiles dans la structure.

#### V-6) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003/Art 4.3.3})$$



**Fig V-3 : Spectre de réponse de calcul.**

**T (sec)** : la période avec une précision de 0.01 sec.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**$T_1, T_2$**  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : facteur de qualité de la structure.  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  Formule (4-4) (RPA 2003)

✓  **$P_q$**  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

**A** = 0.15 [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

**R** = 5 [Mixte portiques/voiles avec interaction (RPA 2003/Tableau 4.3)].

$$\eta = [7/2 + \xi]^{1/2}$$

**$\xi$**  : pourcentage de l'amortissement critique, il est fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissage, il est donné par le tableau (4-2 RPA 99)

**Donc :  $\xi=10\% \rightarrow \eta = 0.76$**

**$T_1 = 0.15$  sec ;  $T_2 = 0.50$  sec.** [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

## V-7) Calcul du facteur de qualité Q :

- ❖ Tableau donnant les valeurs des pénalités  $P_q$  :
- ❖ Sens transversal :

Critère $q$	Pénalité $P_q$
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = \mathbf{1.10}$$

- Sens longitudinal :

Critère $q$	Pénalité $P_q$
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1.10$$

$$\mathbf{Q = 1.10}$$

**V-8) Nombre de modes à considérer :**

- a) 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.

- b) 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 :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{\mathbf{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

**N** : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; **T<sub>k</sub>** la période du mode **K**.

- Dans notre cas **N=9** niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9} = 9)$   
Donc : **K=09** nombre de modes.

**V-9) Combinaison des réponses modales :**

➤  $\mathbf{r} \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$$\mathbf{r} = \mathbf{T}_i / \mathbf{T}_j \quad (\mathbf{T}_i \leq \mathbf{T}_j)$$

**i** et **j** : deux modes de vibration des périodes **T<sub>i</sub>**, **T<sub>j</sub>** et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de **E** selon le mode « **i** »

**K** : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; **E<sub>1</sub>** et **E<sub>2</sub>** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

**V-10) Caractéristiques géométriques de la Structure :**➤ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Niveau	Masse	Masse	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
	suisant X	suisant Y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
RDC	300.6901	300.6901	11.583	12.695	10.893	12.759	<b>0.690</b>	<b>-0.064</b>	<b>1,27</b>	<b>1.09</b>
étage 1	283.0637	283.0637	11.577	12.672	11.180	12.991	<b>0.397</b>	<b>-0.319</b>		
étage 2	283.0637	283.0637	11.577	12.672	11.279	13.104	<b>0.292</b>	<b>-0.432</b>		
étage 3	283.0637	283.0637	11.577	12.672	11.307	13.167	<b>0.270</b>	<b>-0.495</b>		
étage 4	277.3262	277.3262	11.580	12.684	11.305	13.208	<b>0.275</b>	<b>-0.524</b>		
étage 5	272.2581	272.2581	11.583	12.695	11.287	13.241	<b>0.296</b>	<b>-0.546</b>		
étage 6	272.2581	272.2581	11.583	12.695	11.262	13.270	<b>0.321</b>	<b>-0.575</b>		
étage 7	272.2581	272.2581	11.583	12.695	11.235	13.300	<b>0.348</b>	<b>-0.605</b>		
étage 8	278.6815	278.6815	11.523	12.569	11.223	13.343	<b>0.300</b>	<b>-0.774</b>		

**Tableau V-1 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_x = 0.05 \times 25.40 = 1.27 \text{ m}$   
 $e_y = 0.05 \times 21.80 = 1.09 \text{ m}$

**b) Excentricité théorique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = X_{CM} - X_{CR} \rightarrow E_x = 0,654 \text{ m} < 1,270 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = Y_{CM} - Y_{CR} \rightarrow E_y = - 0.782 \text{ m} < 1,090 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**V-11) Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	SumUX %	SumUY %
1	0.792292	2.0370	0.1502
2	0.669646	47.7517	25.0366
3	0.537102	71.3349	70.9640
4	0.231560	71.5963	71.0152
5	0.166029	83.4621	76.8875
6	0.129361	88.5578	89.1667
7	0.110255	88.6489	89.1805
8	0.074398	92.6106	91.1513

**Tableau V-2 : périodes et participations massiques**

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS doit vérifier la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

T : donnée par la formule empirique

- Sens x-x :

$$T_x = \min\left(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

- ❖  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (N).

$$h_N = 34.51m$$

- ❖  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0,05$$

- ❖ D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 20.47m$$

$$\begin{cases} T_x = \min\left( (0,05 \times 34.51^{\frac{3}{4}}); (0,09 \frac{34.51}{\sqrt{20.47}}) \right) \\ T_x = \min(0,71s; 0,69s) \longrightarrow T_x = 0,69s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ D_x = 1,65 \end{cases}$$

$$C_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} = \frac{0,15 \times 1,65 \times 1,10}{5} = 0,054$$

- Sens y-y :

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$$D_y = 22,68m$$

$$\begin{cases} T_y = \min\left(0,05 \times 34,51^{3/4}, 0,09 \times \frac{34,51}{\sqrt{22,68}}\right) \\ T_y = \min(0,71s, 0,65s) \longrightarrow T_y = 0,65s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_y = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_y < 3,0s \\ D_y = 1,58 \end{cases}$$

$$C_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} = \frac{0,15 \times 1,58 \times 1,10}{5} = 0,052$$

$$T_{\text{empérique}} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, c_T \times h_N^{3/4}\right\} = 0,65 \text{ sec}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,65 + (0,3 \times 0,65) = 0,845 \text{ sec} > T_{\text{ETABS}} = 0,792 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### V-12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V<sub>i</sub>' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\mathbf{V} = \frac{A \times Q \times D}{R} \times \mathbf{W}$$

- ❖ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**
- ❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$ ,  $T_2 = 0.50$  (RPA/Tableau 4-7)

$\eta$  : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand :  $\xi = 10\%$ , on a :  $\eta = 0.76$

**T** : donnée par la formule empirique.

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_x = 0.66 \text{ sec.}, \quad T_y = 0.66 \text{ sec} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

Donc :  $D_x = 1,65$  et  $D_y = 1,58$

- ❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)  
**R = 5**
- ❖ **Q** : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)  
**Q = 1.10**
- ❖ **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

Case	C	Poids utilisés en KN	Effort tranchant à la base (Vt) en KN
XX	0.054	25226.632	1362.238
YY	0.052	25226.632	1311.785

**Tableau V-3 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.**

Avec :  $C = \frac{A \times D \times Q}{R}$  d'où :  $C_x = 0.054$  et  $C_y = 0.050$

Niveaux	Masse
RDC	300.6901
ETAGE1	283.0637
ETAGE2	283.0637
ETAGE3	283.0637
ETAGE4	277.3262
ETAGE5	272.2581
ETAGE6	272.2581
ETAGE7	272.2581
ETAGE8	278.6815

Tableau V-4 : Masses des différents niveaux

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente*  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0.80 V$ )

- ✓ Si  $V_t < 0.80 V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

forces sismiques (KN)				vérification	
MSE		ETABS (Vt)		Vt/V	
(Vmax)	(Vmax)	Ex	Ey	x	y
1362.24	1311.79	1517.23	1591.19	>0.80	>0.80
				Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

**V-13) Vérification des déplacements :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Niveau	Dépl (ETABS)		R	$\delta_k = R \times \delta_{ek}$		h	$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$		$1\% \times h$	OBS
	EX	EY		$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$		$\Delta x$	$\Delta y$		
	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$								
étage 8	0.0113	0.0103	5	0.0565	0.0515	3.06	0.0065	0.0065	0.0306	Vérifié
étage 7	0.0100	0.0090	5	0.0500	0.0450	3.06	0.0070	0.0065	0.0306	Vérifié
étage 6	0.0086	0.0077	5	0.0430	0.0385	3.06	0.0075	0.0065	0.0306	Vérifié
étage 5	0.0071	0.0064	5	0.0355	0.0320	3.06	0.0075	0.0070	0.0306	Vérifié
étage 4	0.0056	0.0050	5	0.0280	0.0250	3.06	0.0070	0.0065	0.0306	Vérifié
étage 3	0.0042	0.0037	5	0.0210	0.0185	3.06	0.0070	0.0060	0.0306	Vérifié
étage 2	0.0028	0.0025	5	0.0140	0.0125	3.06	0.0060	0.0055	0.0306	Vérifié
étage 1	0.0016	0.0014	5	0.0080	0.0070	3.06	0.0050	0.0040	0.0306	Vérifié
RDC	0.0006	0.0006	5	0.0030	0.0030	4.08	0.0030	0.0030	0.0408	Vérifié

**Tableau V-6 : Vérification les déplacements relatifs.**

✓ **Déplacement maximale :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

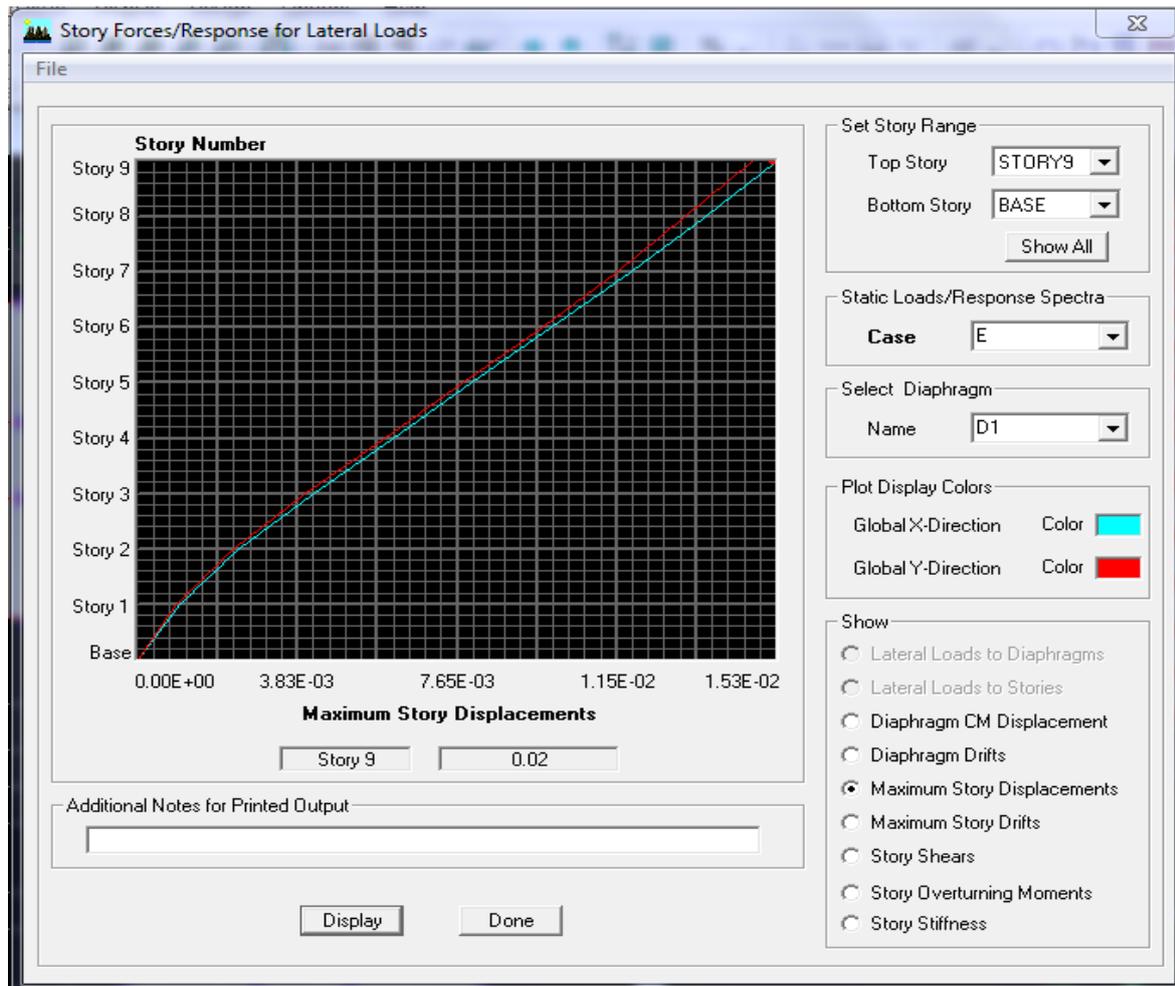


Fig.V-5 Vérification des déplacements selon E.

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H}{500} \text{ (BAEL 6.3.5)}$$

Avec :

- $f$  : la flèche admissible.
- $H$  : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.02 < f = \frac{H}{500} = \frac{34,51}{500} = 0,06m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

**V-14) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

*Art 5.9 RPA99 version2003*

Les effets de 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : Hauteur d'étage « k »

Niveau	P (kN)	$h_k$	Sens xx				Sens yy			
			$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_x$	$\Delta_k$	$V_k$	$V_k \times h_k$	$\theta_y$
étage 8	2786.815	<b>3.06</b>	0.0065	378.40	1157.90	<b>0.016</b>	0.0065	396.22	1212.43	<b>0.015</b>
étage 7	5509.396	<b>3.06</b>	0.0070	642.44	1965.87	<b>0.020</b>	0.0065	676.53	2070.18	<b>0.017</b>
étage 6	8231.977	<b>3.06</b>	0.0075	852.01	2607.15	<b>0.024</b>	0.0065	896.51	2743.32	<b>0.020</b>
étage 5	10954.558	<b>3.06</b>	0.0075	1032.18	3158.47	<b>0.026</b>	0.0070	1084.36	3318.14	<b>0.023</b>
étage 4	13727.820	<b>3.06</b>	0.0070	1183.62	3621.88	<b>0.027</b>	0.0065	1242.78	3802.91	<b>0.023</b>
étage 3	16558.457	<b>3.06</b>	0.0070	1305.12	3993.67	<b>0.029</b>	0.0060	1369.09	4189.41	<b>0.024</b>
étage 2	19389.094	<b>3.06</b>	0.0060	1398.75	4280.18	<b>0.027</b>	0.0055	1466.91	4488.74	<b>0.024</b>
étage 1	22219.731	<b>3.06</b>	0.0050	1471.74	4503.52	<b>0.025</b>	0.0040	1543.67	4723.63	<b>0.019</b>
<b>RDC</b>	25226.632	<b>4.08</b>	0.0030	1517.23	6190.30	<b>0.012</b>	0.0030	1591.19	6492.05	<b>0.012</b>

**Tableau V.7 Vérification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$**

**Conclusion :**

Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

**V-14) calcul du pourcentage de participation des voiles :****Remarque :**

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	25.3715	0
End Point	-1.4951	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.9382	2.3726	0.	180

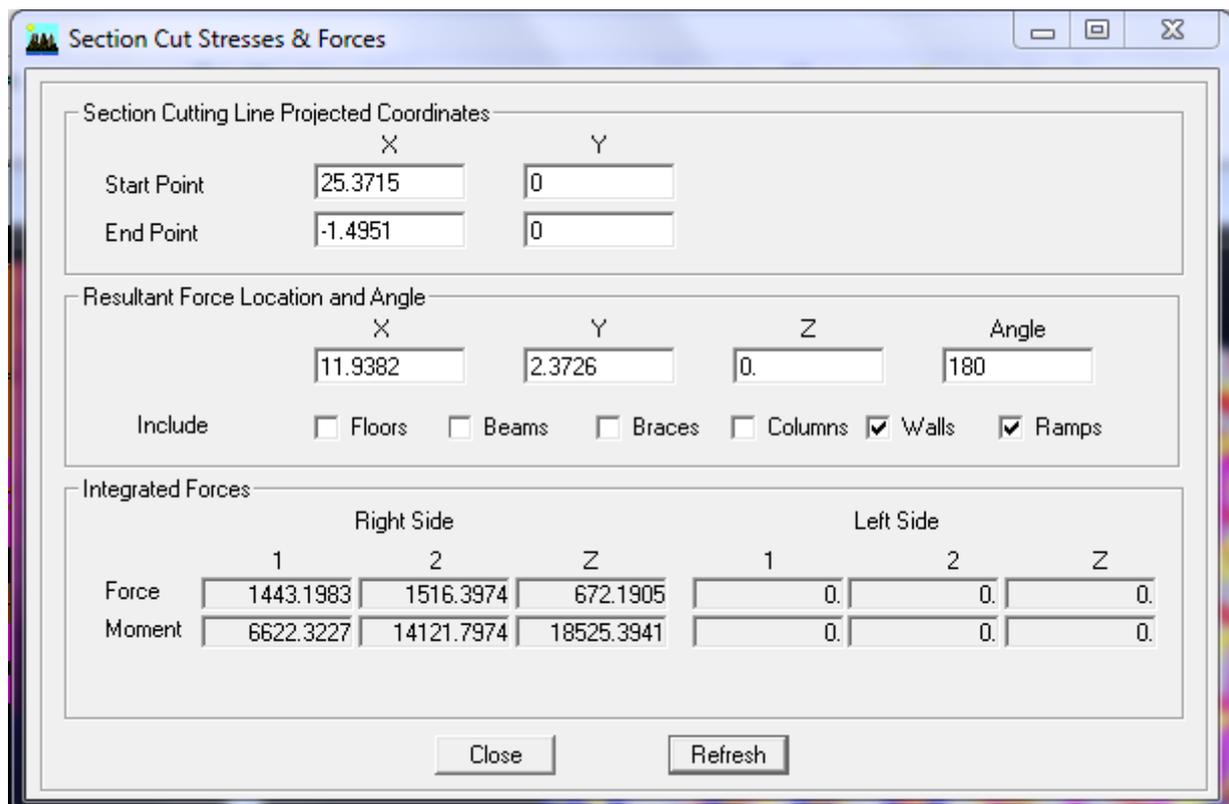
Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

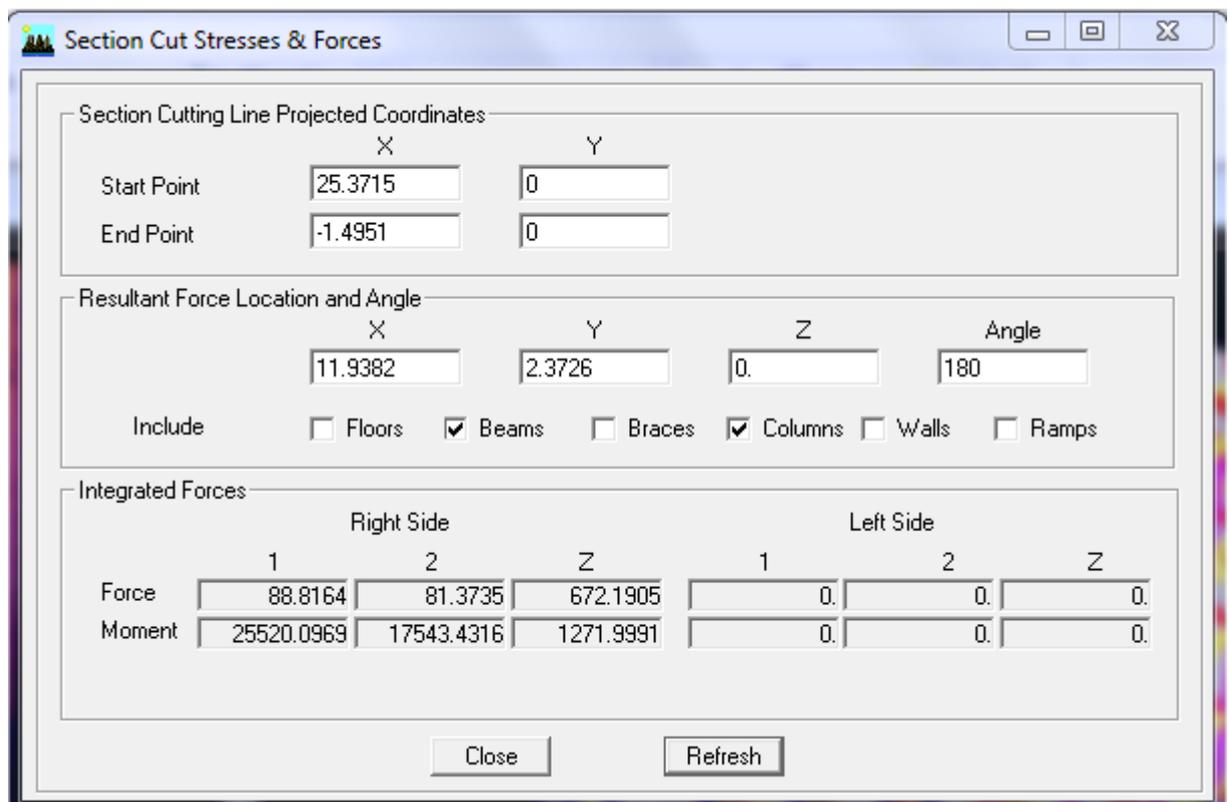
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1517.2256	1591.1915	7.734E-09	0.	0.	0.
Moment	31849.365	30317.0887	19733.156	0.	0.	0.

Close Refresh

**Fig V-6 : Efforts repris par l'ensemble selon E.**



**Fig V-7: Efforts repris par les voiles selon E.**



**Fig.V-8 : Efforts repris par les portiques selon E.**

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **1517.2256 KN**

Efforts repris par les portiques : **88.8164 KN**

Efforts repris par les voiles : **1443.1983 KN**

❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5.85%**

❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **95.12%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **1591.1915Kn**

Efforts repris par les portiques : **81.3735Kn**

Efforts repris par les voiles : **1516.3974Kn**

❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5.11 %**

❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **95.30%**

✓ **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

L'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **75%** des sollicitations dues aux charges horizontales). D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4<sub>a</sub>** : système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles.

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé la structure.



*Chapitre*

***VI***

*Résultats d'étude aux  
chargement*

**VI.1 Introduction :**

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 99 :**

$$\begin{aligned} \text{ELU} &: 1,35G + 1,5 Q \\ \text{ELS} &: G + Q \end{aligned}$$

➤ **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

$$\begin{aligned} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{aligned}$$

G : charges permanentes.  
 Q : charges d'exploitation.  
 E : action du séisme.

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

**a) Portique :**

b) Les	Eléments	BAEL 99		RPA 99Ver 2003	
		ELU	ELS		
	<b>Poutres</b>	1,35G + 1,5Q	G + Q	G + Q±E	0,8G ±E
	<b>poteaux</b>	1,35G + 1,5Q	G + Q	G + Q±E	0,8G ±E

**voiles :**

Les combinaisons à considérer pour le cas des voiles :

- ELU
- ELS
- G + Q ± E
- 0,8 G ± E

VI.2 Les efforts internes dans les éléments :

VI.2.1 Les poteaux :

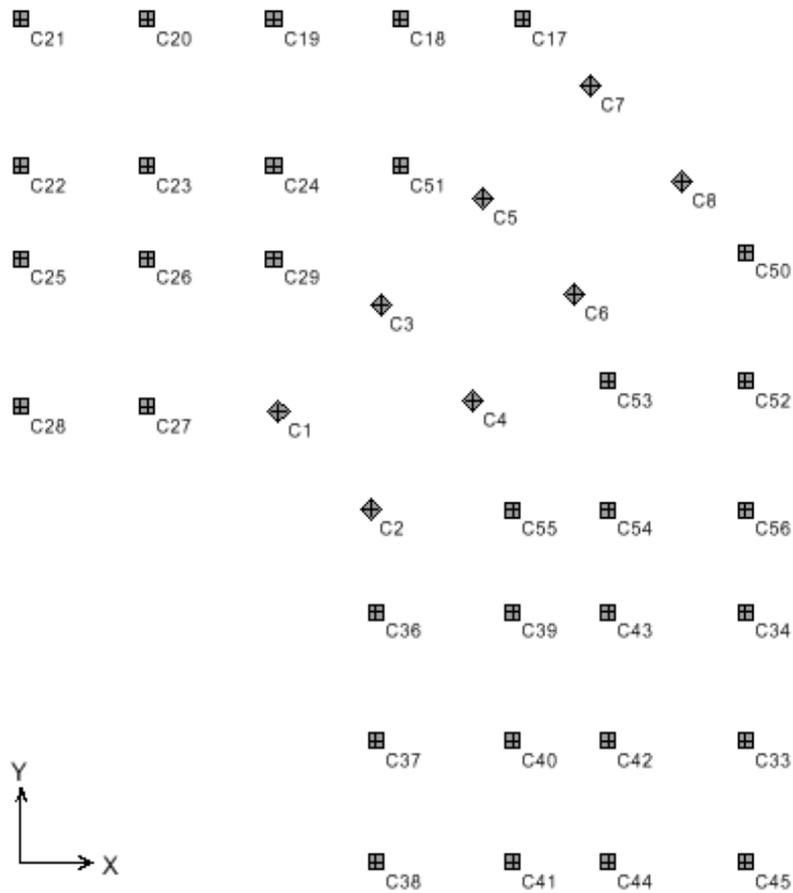


Fig. VI.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Exemple : C1  $\left\{ \begin{array}{l} \text{C : Column (poteau).} \\ \text{1 : Le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation.} \end{array} \right.$

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$
- $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$
- $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$

**Remarque :**

On pose :  
P : N.

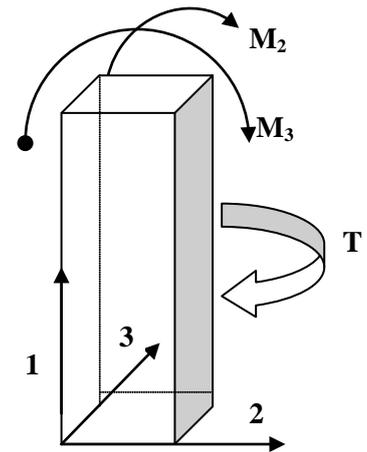


Fig. VI-2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.

- **Poteaux (40x40):  $\Rightarrow$  RDC au 4<sup>ème</sup> étage.**

**COMB1.....ELU**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C29	-1071.43	-0.97	5.31	7.246	-1.159
C28	-474.51	-0.28	-2.60	6.397	0.775
C29	-1051.68	-0.97	5.31	-12.543	-2.474
C50	-610.88	4.31	1.46	-3.535	-10.204

**COMB 2.....ELS**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C29	-777.27	-0.70	3.84	5.242	-0.835
C28	-345.90	-0.21	-1.88	4.629	0.574
C29	-762.63	-0.70	3.84	-9.075	1.785
C50	-444.60	3.12	1.06	-2.566	-7.379

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C29	-563.06	-3.20	-0.59	-6.017	-9.832
C17	-116.67	3.90	4.04	-3.416	-0.080
C25	-254.81	1.81	5.31	14.309	8.118
C55	-246.06	5.05	1.67	7.12	13.82

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C29	-836.50	-3.48	0.48	-4.066	-10.169
C17	-244.72	4.20	5.12	-6.002	-0.753
C25	-418.38	1.73	5.67	14.852	8.046
C55	-470.30	6.68	2.30	7.952	14.379

➤ Poteaux (35 x 35):  $\Rightarrow$  5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

**COMB 1.....ELU**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C21	-510.94	-0.33	2.70	3.822	-0.231
C28	-203.68	-0.37	-6.43	8.136	0.473
C29	-462.25	0.57	9.66	14.378	0.710
C06	-284.98	11.03	7.69	11.141	16.124

**COMB 2.....ELS :**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C21	-372.58	-0.25	1.96	2.765	-0.174
C28	-148.18	-0.28	-4.65	5.887	0.353
C29	-462.25	0.42	6.99	10.406	0.519
C06	-284.98	7.96	5.55	8.046	11.635

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C21	-357.06	-3.07	-1.64	-9.203	-11.556
C17	-37.70	6.35	7.72	2.092	4.708
C26	-187.8	-7.99	-17.56	-25.874	-11.681
C06	-210.96	-9.92	-5.96	-9.599	30.182

**COMB 4.....G + Q ± E :**

Elément	P(KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	M <sub>3</sub> (KN.m)
C21	-474.01	-3.12	-0.91	-8.177	-11.556
C17	-91.80	7.08	9.60	-0.243	3.795
C26	-282.59	-8.53	-18.64	-27.384	-12.452
C06	-169.39	23.39	16.48	24.188	34.73

**VI.2.2 Les Poutres :**

**a) Plancher du RDC au 4<sup>ème</sup> étage :**

**- Poutres principales (30 x 35) :**

**COMB 1.....ELU :**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B17	-5.05	23.901
B233	60.09	-53.314

**COMB 2.....ELS :**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B17	-3.64	17.243
B233	43.42	-38.548

**COMB 3.....0,8G ± E**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B40	7.1	16.433
B40	-3.4	-29.056

**COMB 4.....G + Q ± E**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B238	12.24	16.603
B233	41.58	-43.525

**- Poutres secondaire (30 x 30) :****COMB 1.....ELU :**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B63	-1.17	6.401
B63	16.25	-11.321

**COMB 2.....ELS :**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B63	-0.88	4.627
B63	11.80	-8.206

**COMB 3.....0,8G ± E :**

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B43	15.93	16.241
B43	-11.99	-17.442

COMB 4.....G + Q ± E :

Elément	V <sub>2</sub> (KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)
B43	16.43	16.076
B43	-11.49	-17.606

b) Plancher du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

- Poutres principales (30 x 35) :

COMB 1.....ELU :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B17	4.56	26.392
B233	58.39	-48.490

COMB 2.....ELS :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B17	3.29	19.042
B233	42.19	-35.061

COMB 3.....0,8G ± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B40	25.42	35.091
B40	-7.57	-54.205

COMB 4..... G + Q ± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B40	22.27	37.684
B40	6.24	-63.713

- Poutres secondaire (30 x 30) :

COMB 1.....ELU :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B63	5.72	19.999
B63	27.05	-26.961

COMB 2.....ELS :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B63	4.08	14.432
B63	19.60	-19.510

COMB 3.....0,8G ± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B43	25.09	27.500
B70	-19.16	-29.485

COMB 3.....G + Q ± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B43	25.63	27.227
B66	0.60	-32.387

**VI.2.3 Les Voiles :**

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I → RDC et Etage (1)

Zone II → Étages (2, 3, 4, 5)

Zone III → Étages (6, 7, 8, 9)

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :  $v = v' = L/2$

L : la longueur du voile.

B : la section du voile. ( $S = L \times e$ ).

I : le moment d'inertie du voile.  $I = e \times L^3/12$

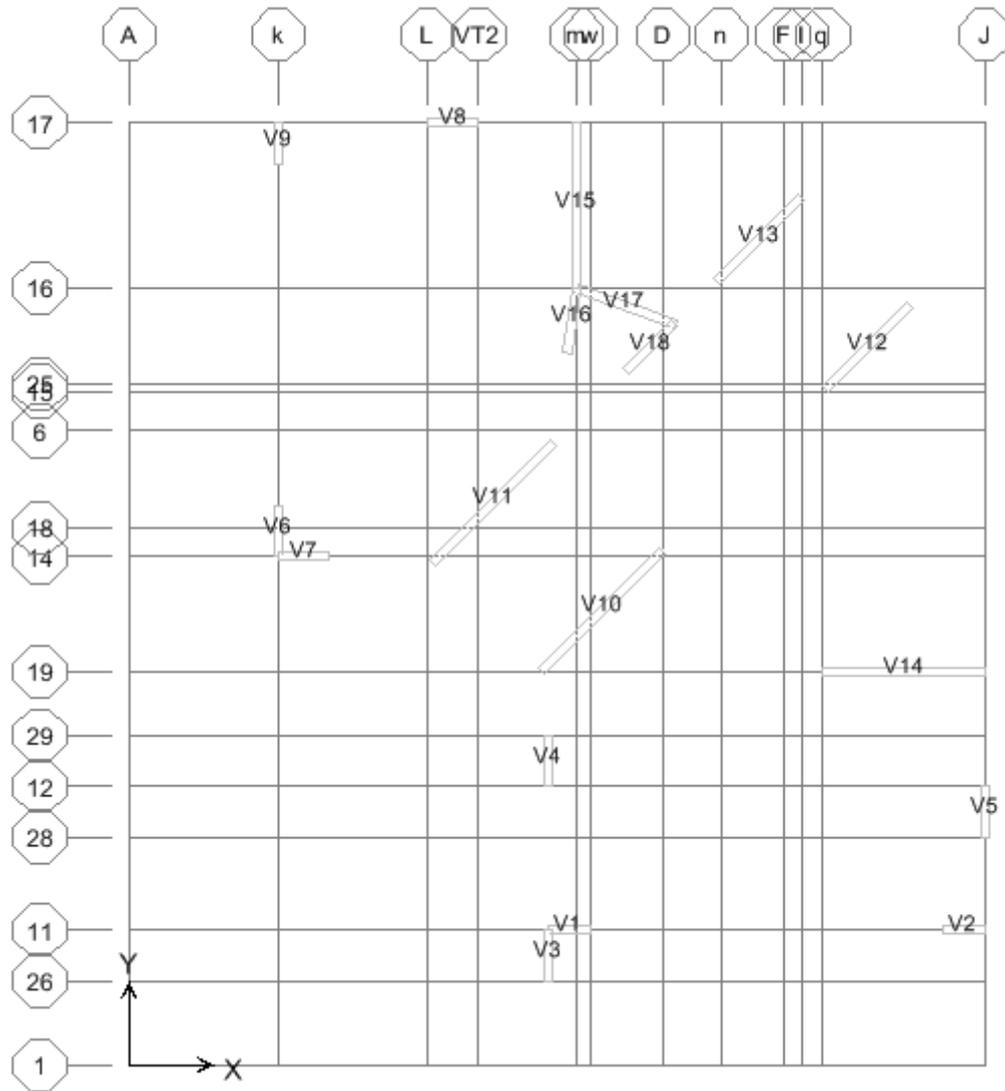


Fig. VI.7 : La disposition et les noms des voiles selon le logiciel ETABS.

- Voile **V1** et **V2** avec :  $L = 1,00$  m
- Voile **V3**, **V4**, **V5** et **V6** avec :  $L = 1,20$  m .
- Voile **V7**, **V8** avec :  $L = 1,20$  m .
- Voile **V9** avec :  $L = 1,00$  m .
- Voile **V10**, **V11** avec :  $L = 4,00$  m .
- Voile **V12**, **V13** avec :  $L = 2,80$  m .
- Voile **V14** avec :  $L = 3,80$  m .
- Voile **V15** avec :  $L = 3,90$  m .
- Voile **V16**, **V18** avec :  $L = 1,60$  m .
- Voile **V17** avec :  $L = 2,45$  m .

✓ **Remarque :**

Tous les voiles de la structure ont la même épaisseur  $e=20$  cm.

• Les résultats des contraintes des voiles :

✓ **Premièrement** : sous l'effort normal de compression maximum et le moment correspondant ( $N_{comp(max)}$   $\longrightarrow$   $M_{corr}$ ).

- Zone I : RDC et étage (1).

Elément	comb	$N_{max}$ (KN)	$V_2$ (KN)	$V_3$ (KN)	$M_{cor}$ (KN.m)	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
V2	08G±E	-734.15	-41.62	-5.29	-199.358	-2192.72	9534.22
V2	G+Q±E	-993.48	-38.01	-5.23	-192.613	-697.69	10632.49
V3	08G±E	-780.12	-54.84	-0.89	-233.919	-1622.81	8123.81
V4	G+Q±E	-1061.80	-54.34	0.35	-237.636	-526.58	9374.92
V7	08G±E	-998.32	-68.08	-1.27	-269.843	-1462.06	9781.39
V7	G+Q±E	-1258.91	-71.5	-1.24	-275.228	-488.46	10979.37
V9	08G±E	-749.74	-40.43	-5.17	-191.748	-1890.95	9388.35
V9	G+Q±E	-1035.23	-36.42	-5.21	-183.471	-220.05	10572.35
V11	08G±E	-2062.41	-404.46	-8.36	-4344.590	-5542.72	10698.74
V11	G+Q±E	-2505.29	-408.71	-8.57	-4297.282	-4900.96	11163.91
V13	08G±E	-1916.40	-197.19	-6.24	-1401.099	-1937.25	8781.54
V13	G+Q±E	-2264.09	-194.86	-6.40	-1387.020	-1262.52	9348.56
V14	08G±E	-1604.24	-458.7	-9.48	-4951.777	-8182.79	12404.47
V14	G+Q±E	-2225.04	-452.98	-9.54	-4935.860	-7332.86	13188.22
V15	08G±E	-4038.75	-598.87	-8.88	-3282.802	-1294.78	11650.55
V15	G+Q±E	-4475.92	-597.69	-8.85	-3267.149	-703.44	12180.16
V18	08G±E	-2235.89	-79.06	-4.60	-387.564	2427.58	11546.73
V18	G+Q±E	-2471.07	-77.07	-4.60	-381.689	3231.63	12212.55
V17	08G±E	-1316.40	-555.77	-2.03	-1985.394	-7240.44	12613.50
V17	G+Q±E	-1618.18	-558.43	-2.03	-1981.745	-6606.32	13211.13

Tableau VI-1 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone I sous  $N_{comp(max)}$  et  $M_{corr}$ .

- Zone II : 2<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage.

Elément	comb	N <sub>max</sub> (KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN.m)	σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
V2	08G±E	-576.61	-18.49	-13.43	-64.740	978.93	4787.17
V2	G+Q±E	-780.78	-11.82	-13.19	-55.087	2883.69	5524.10
V4	08G±E	-607.05	-25.28	-2.00	-83.832	782.87	4275.87
V4	G+Q±E	-833.28	-28.89	1.69	-88.663	1624.85	5319.14
V8	08G±E	-676.09	-48.28	0.84	-125.971	192.64	5441.44
V8	G+Q±E	-860.14	-45.18	4.98	-120.076	1082.33	6085.50
V9	08G±E	-588.25	-15.31	-12.93	-55.161	1318.87	4563.63
V9	G+Q±E	-813.90	-7.86	-13.17	-43.455	2791.41	5347.59
V11	08G±E	-1643.83	-376.84	-23.17	-2023.028	-1726.57	5836.15
V11	G+Q±E	-1991.53	-388.78	-24.14	-2014.428	-1275.87	6254.70
V13	08G±E	-1504.56	-168.95	-12.54	-603.739	377.33	4996.10
V13	G+Q±E	-1778.33	-164.54	-13.10	-590.621	916.38	5434.79
V14	08G±E	-1261.83	-292.92	-22.13	-2073.471	-2649.98	5970.58
V14	G+Q±E	-1756.22	-278.99	-22.41	-2051.486	-1953.76	6575.39
V15	08G±E	-2390.64	-583.26	-22.06	-1885.639	-652.97	6782.81
V15	G+Q±E	-2734.67	-581.45	-22.08	-1874.091	-189.14	7201.11
V18	08G±E	-1175.05	-86.50	-5.71	-201.496	1301.49	6042.57
V18	G+Q±E	-1353.99	-82.43	-5.71	-193.878	1950.30	6512.14
V17	08G±E	-817.76	-491.43	-2.84	-1092.690	-3794.55	7132.35
V17	G+Q±E	-1053.10	-497.62	-2.86	-1097.713	-3339.38	7637.75

**Tableau VI-2 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone II sous N<sub>comp(max)</sub> et M<sub>corr</sub>.**

- Zone III : 6<sup>ème</sup> étage au 9<sup>ème</sup> étage.

Elément	comb	$N_{\max}$ (KN)	$V_2$ (KN)	$V_3$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
V2	08G±E	-243.72	-4.50	-13.42	-20.389	618.92	1818.28
V2	G+Q±E	-337.64	5.03	-13.02	-19.780	1106.43	2269.96
V4	08G±E	-259.38	-18.11	-0.98	-24.824	563.58	1597.92
V4	G+Q±E	-363.09	-22	3.61	-29.581	896.60	2129.14
V8	08G±E	-285.24	-33.30	2.51	-33.769	484.98	1892.02
V8	G+Q±E	-368.60	-28.35	7.55	-25.820	997.92	2073.75
V9	08G±E	-250.57	-1.65	-13.19	-19.705	673.29	1832.41
V9	G+Q±E	-354.79	8.53	-13.6	-20.337	1175.80	2372.10
V11	08G±E	-690.88	-210.53	-26.52	-435.092	50.34	1676.86
V11	G+Q±E	-853.57	-224.92	-28.13	-441.820	241.13	1892.79
V13	08G±E	-579.94	-118.61	-12.74	-142.745	489.59	1581.63
V13	G+Q±E	-705.63	-114.99	-13.64	-133.237	750.40	1769.70
V14	08G±E	-545.30	-102.78	-24.75	-438.913	-194.90	1629.90
V14	G+Q±E	-773.93	-84.8	-25.19	-410.604	164.77	1871.88
V15	08G±E	-602.29	-261	-22.82	-482.861	-179.88	1724.22
V15	G+Q±E	-764.91	-258.6	-22.86	-471.649	50.71	1910.60
V17	08G±E	-321.42	-229.35	-1.45	-320.712	-947.60	2259.52
V17	G+Q±E	-426.77	-236.82	-1.45	-330.591	-781.99	2523.91
V18	08G±E	-353.70	-74.09	-2.68	-102.783	-103.90	2314.52
V18	G+Q±E	-430.91	-70.09	-2.67	-95.925	218.06	2475.12

**Tableau VI-3 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone III  
sous  $N_{\text{comp(max)}}$  et  $M_{\text{corr}}$ .**

✓ **Deuxièmement :** sous le moment maximum et l'effort normal correspondant  
 ( $M_{\max}$   $\longrightarrow$   $N_{\text{corr}}$ ).

- Zone I : RDC et étage (1).

Elément	comb	$N_{\text{cor}}$ (KN)	$V_2$ (KN)	$V_3$ (KN)	$M_{\max}$ (KN.m)	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
V2	08G±E	-346.35	52.73	5.61	220.478	8216.16	-4752.66
V2	G+Q±E	-605.67	56.34	5.67	227.223	9711.38	-3654.68
V5	08G±E	-687.91	-89.37	-4.60	-356.377	-4558.23	10290.81
V5	G+Q±E	-911.92	-90.10	-5.80	357.846	11254.79	-3655.46
V8	08G±E	-186.54	99.10	4.83	410.860	9336.83	-7782.33
V8	G+Q±E	-421.76	100.61	6.29	415.258	10408.54	-6893.87
V9	08G±E	-418.34	52.64	4.98	217.055	8475.67	-4292.27
V9	G+Q±E	-703.83	56.66	4.93	225.332	10146.56	-3108.26
V11	08G±E	-130.75	391.45	8.00	4513.009	8598.97	-8272.09
V11	G+Q±E	-573.63	387.20	7.78	4560.317	9240.99	-7806.92
V13	08G±E	324.79	204.01	5.84	1540.004	6470.70	-5310.74
V13	G+Q±E	-22.89	206.34	5.69	1464.084	5641.20	-5559.45
V14	08G±E	-1100.09	478.09	9.08	5023.165	11889.51	-8994.54
V14	G+Q±E	-1720.89	483.81	9.02	5039.084	12739.45	-8210.79
V15	08G±E	2033.25	602.60	9.12	3331.336	9175.09	-3961.63
V15	G+Q±E	1596.08	603.78	9.15	3346.989	8645.48	-4552.96
V17	08G±E	-76.59	547.82	2.03	2002.954	10171.08	-9858.46
V17	G+Q±E	-378.36	545.16	2.02	2006.604	10805.18	-9260.86
V18	08G±E	1161.87	84.79	4.57	406.313	8410.99	-1149.31
V18	G+Q±E	926.69	86.78	4.57	412.194	7745.25	-1953.43

**Tableau VI-4 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone I  
 sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$**

- Zone II : 2<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage.

Elément	comb	N <sub>corr</sub> (KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
V2	08G±E	-260.61	39.35	14.53	95.057	4098.84	-1492.74
V2	G+Q±E	-464.79	46.02	14.77	104.710	5403.65	-755.75
V5	08G±E	-540.21	-44.64	-11.65	-120.135	-251.94	4753.69
V5	G+Q±E	-716.84	-45.88	-15.07	-122.444	435.92	5537.75
V8	08G±E	-121.23	58.64	12.24	145.831	3543.27	-2533.02
V8	G+Q±E	-305.27	61.75	16.37	151.727	6627.03	-4083.11
V9	08G±E	-319.73	38.33	11.97	91.264	4282.88	-1085.58
V9	G+Q±E	-545.37	45.78	11.72	102.970	5755.38	-301.68
V11	08G±E	-41.36	339.33	20.85	256.598	531.32	-427.92
V11	G+Q±E	-389.06	327.39	19.88	2065.198	4346.51	-3373.86
V13	08G±E	274.51	181.52	10.79	644.596	2955.86	-1975.47
V13	G+Q±E	0.74	185.93	10.22	657.714	2517.17	-2514.52
V14	08G±E	-848.82	339.52	20.68	2156.156	5599.03	-3365.29
V14	G+Q±E	-1343.21	353.45	20.40	2178.141	6295.24	-2760.48
V15	08G±E	842.45	588.83	22.30	1919.262	4864.25	-2704.12
V15	G+Q±E	498.42	590.64	22.28	1930.809	4445.95	-3167.95
V17	08G±E	-817.76	-491.43	-2.84	-1092.69	-3794.55	7132.35
V17	G+Q±E	-1053.10	-497.62	-2.86	-1097.713	-3339.38	7637.75
V18	08G±E	365.86	98.51	5.62	224.546	3785.03	-1498.40
V18	G+Q±E	186.91	102.58	5.62	232.164	3315.43	-2147.25

Tableau VI-5 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone II  
sous M<sub>max</sub> et N<sub>corr</sub>

- Zone III : 6<sup>ème</sup> étage au 9<sup>ème</sup> étage.

Elément	comb	N <sub>corr</sub> (KN)	V <sub>2</sub> (KN)	V <sub>3</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	σ <sub>max</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>min</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
V1	08G±E	-134.04	-36.39	-0.66	-50.852	-825.45	2165.85
V2	G+Q±E	-218.37	42.55	15.51	54.177	2685.29	-501.59
V6	08G±E	-189.32	-39.68	-0.52	-52.463	-304.14	1881.81
V6	G+Q±E	-252.20	-51.01	-0.45	-68.713	-170.52	2692.52
V8	08G±E	-59.81	49.94	13.33	60.538	1510.42	-1012.00
V8	G+Q±E	-143.16	54.89	18.38	68.486	2023.29	-830.29
V9	08G±E	-150.25	31.61	11.60	40.016	1928.19	-425.69
V9	G+Q±E	-254.47	41.79	11.19	54.451	2873.85	-329.15
V11	08G±E	-690.88	-210.53	-26.52	-435.092	50.34	1676.86
V11	G+Q±E	-731.57	-188.85	-11.57	-455.641	62.78	1766.13
V13	08G±E	39.08	128.24	9.76	169.301	717.38	-577.81
V12	G+Q±E	-456.47	105.27	18.04	194.365	1558.60	71.65
V14	08G±E	-545.30	-102.78	-24.75	-438.913	-194.90	1629.90
V14	G+Q±E	-773.93	-84.80	-25.19	-410.604	164.77	1871.88
V15	08G±E	-96.81	268.68	23.07	517.575	1144.61	-896.38
V15	G+Q±E	-259.42	271.08	23.03	528.787	1375.19	-710.01
V17	08G±E	-321.42	-229.35	-1.45	-320.717	-947.62	2259.54
V17	G+Q±E	-426.77	-236.82	-1.45	-330.591	-781.99	2523.91
V18	08G±E	19.21	85.61	2.63	122.539	1501.67	-1381.60
V18	G+Q±E	-58.00	89.61	2.64	129.397	1703.57	-1341.07

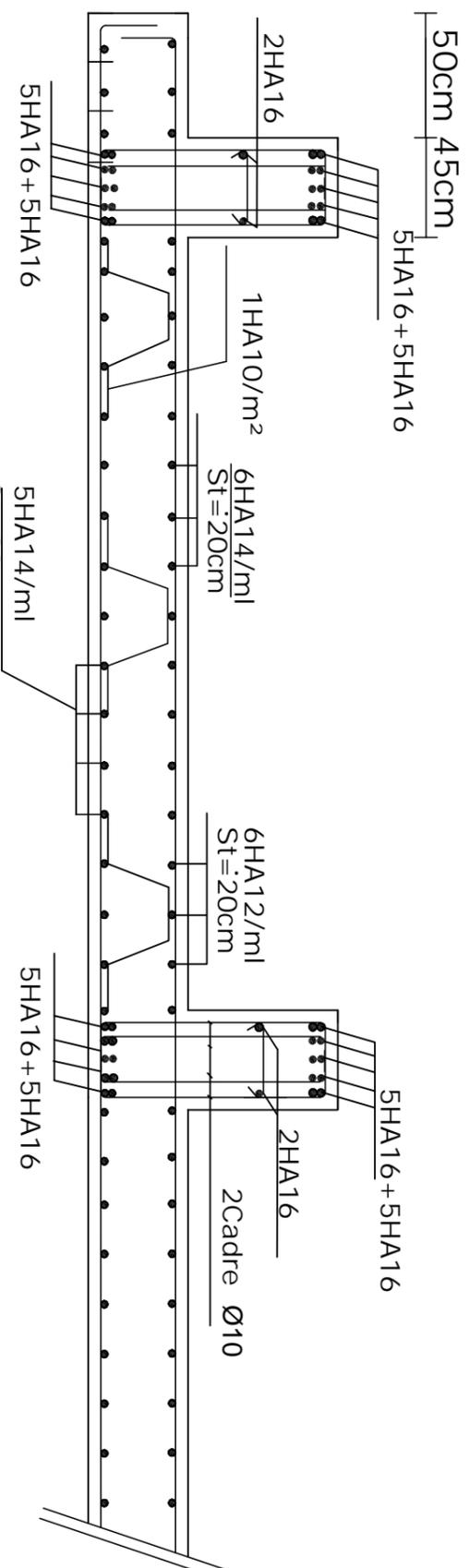
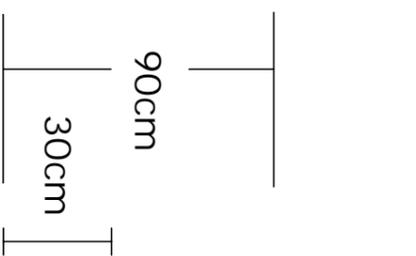
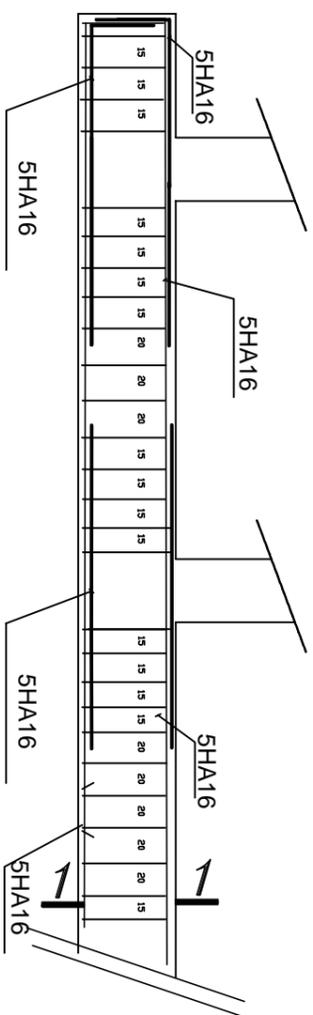
Tableau VI-6 : Les résultats des contraintes des voiles pour la zone III  
sous M<sub>max</sub> et N<sub>corr</sub>

- ✓ **Troisièmement :** sous l'effort normal de traction maximum et le moment correspondant ( $N_{\text{trac(max)}}$    $M_{\text{corr}}$  ).

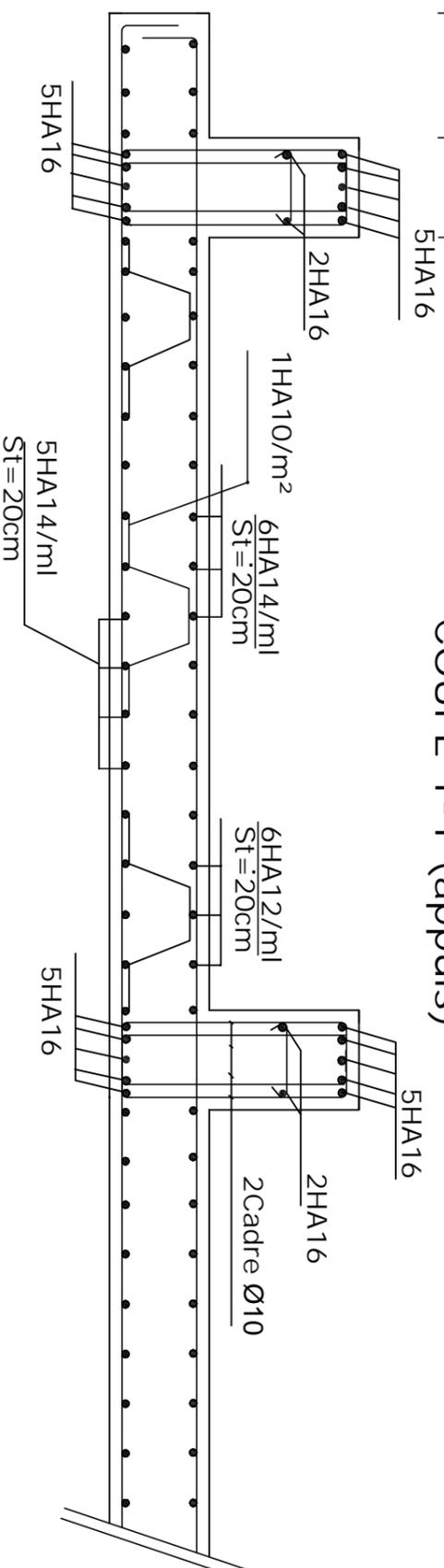
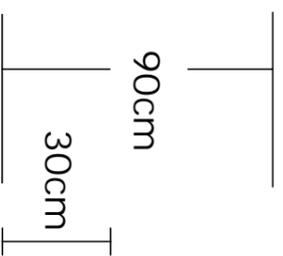
Zone	Elément	comb	$N_{\text{max}}$ (KN)	$V_2$ (KN)	$V_3$ (KN)	$M_{\text{cor}}$ (KN.m)	$\sigma_{\text{max}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (KN/m <sup>2</sup> )
I	V15	08G+E	2033.25	602.60	9.12	3331.336	9184.49	-3971.48
II	V15	08G+E	842.45	588.83	22.30	1919.262	4864.25	-2704.12
III	V13	08G+E	39.08	128.24	9.76	169.301	717.38	-577.81

**Tableau VI-7 : : Les résultats des contraintes des voiles pour les trois zone sous  $N_{\text{trac(max)}}$  et  $M_{\text{corr}}$ .**

# FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 90) sens longitudinale



Ferrailage du radier général Sens X-X  
COUPE 1-1 (appuis)



Ferrailage du radier général Sens X-X

COUPE 2-2 (travée)

*Chapitre*

***VII***

*Ferraillage des éléments  
structuraux*

**VII.1 Introduction :**

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (Résultats d'étude aux chargements) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux.

**VII-2 . Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned} 1,35G + 1,5Q &\dots\dots\dots\text{à l'ELU} \\ G + Q &\dots\dots\dots\text{à l'ELS} \\ G + Q \pm E &\dots\dots\dots\text{RPA 99 révisé 2003} \\ 0,8 G \pm E &\dots\dots\dots\text{RPA 99 révisé 2003} \end{aligned}$$

**VII .2 .1 Recommandation du RPA:****a ) Armatures longitudinales : RPA (ART7.5.2.1)**• **Pourcentage total minimum :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%.

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

$$\text{Poutres principales (30 x 35)} \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 30)} \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,50 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage total maximum :**

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est:

✓

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) \Rightarrow \text{En zone courante,}$$

$$\text{Poutres principales (30 x 35)} \Rightarrow A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 30)} \Rightarrow A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) \Rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

$$\text{Poutres principales (30 x 35)} \Rightarrow A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 30)} \Rightarrow A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- La longueur de recouvrement est de ;  $40\phi$  (en zone IIa).
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### b) Armatures transversales minimales: (Art7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite:

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm\right) \longrightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

Avec  $\phi$  le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

## VII.2.2 Ferrailage des poutres les plus sollicitées :

### a-1) Armatures longitudinales :

✓ **Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{cas accidentel} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 & \text{cas durable} \end{cases}$$

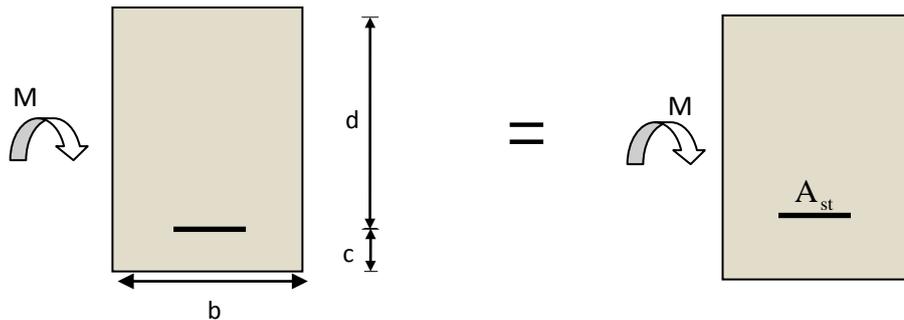
✓ Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :

➤ **1er cas** :  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .



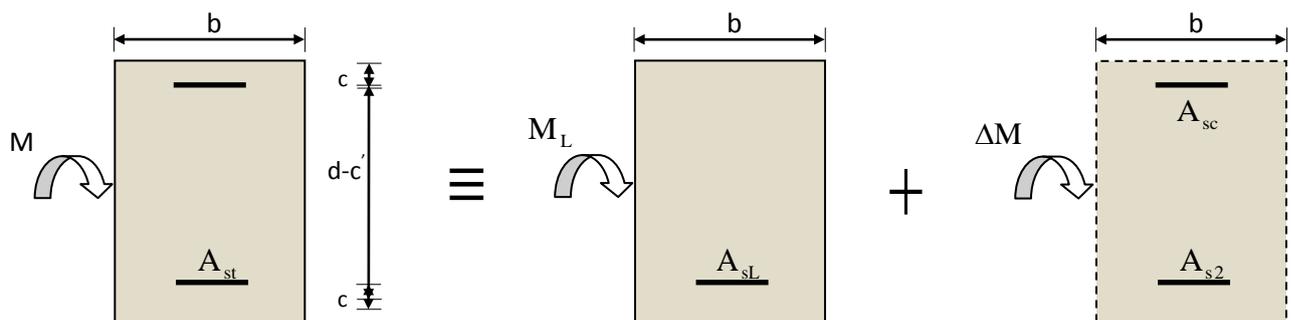
$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  ,  $\gamma_s = 1.15$

**Fig.VII.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A**

➤ **2ème cas** :  $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

**Fig.VII.2 : Disposition des armatures SDA**

**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

**a.1.1- Ferraillage des poutres principales (30 x 35) en travée :**

Les poutres les plus sollicitées sous le moment en travée ( $M_{travée}$ ), (chapitre précédent VI.2.2), sous les combinaisons d'actions suivantes :

- Plancher de RDC au 4<sup>ème</sup> étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutre : B17} \\ \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\ M_{travée} = 23,901\text{KN.m.} \end{array} \right.$$

- Plancher du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutre : B17} \\ \text{Combinaison : } 1,35G+1,5Q \\ M_{travée} = 26.392 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

- Section d'armatures inférieures en travée :

➤ Procédure de calcul :

$h = 35\text{cm}, b = 30\text{cm}, d = 32\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,16\text{Mpa} \end{array} \right\} \mu = 0,055$$

$\mu = 0,055 < \mu_1 = 0,392 \implies$  Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \approx 0,072$$

$\alpha = 0.070 \longrightarrow \beta = 0,971$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

Niveau	Mt(KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	23,901	0,055	SSA	0,971	2,21	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	26.392	0,060	SSA	0,969	2,44	5,25	3HA14+2HA12	6,88

**a.1.2 - Ferraillage des poutres principales (30 x 35) en appui :**

**a.1.2.1. sous le moment négatif en appui : Armatures supérieurs en appui :**

Les poutres les plus sollicitées sous le moment négatif en appui ( $M_{appui}$ ) (chapitre précédent VI.2.2 ), sous les combinaisons d’actions suivantes :

- Plancher de RDC au 4<sup>ème</sup> étage :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{poutre : B233} \\ \text{Combinaison : G + Q } \pm \text{ E} \\ \text{M}_{appui} = -43,525\text{KN.m.} \end{array} \right.$

-Plancher du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{poutre : B40} \\ \text{Combinaison : G + Q } \pm \text{ E} \\ \text{M}_{travée} = -63.713 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$

- Section d’armatures supérieures en appui :

➤ Procédure de calcul :

$h = 35\text{cm}, b = 30\text{cm}, d = 32\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,16\text{Mpa} \end{array} \right\} \mu = 0,100$$

$\mu = 0,100 < \mu_1 = 0,392 \implies$  Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \approx 0,132$$

$\alpha = 0.132 \longrightarrow \beta = 0,947$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

Niveau	Ma (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	43,525	0,100	SSA	0,947	4,12	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	63.713	0,146	SSA	0,921	6,21	5,25	3HA14+2HA12	6,88

**a.1.2.2. Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui :**

Les poutres les plus sollicitées sous le moment positif en appui ( $M_{appui}$ ), (chapitre précédent VI.2.2 ), sous les combinaisons d’actions suivantes :

- Plancher de RDC au 4<sup>ème</sup> étage :

- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| { | poutre : B238                      |
| { | Combinaison : G + Q ± E            |
| { | $M_{appui} = 16.603 \text{ KN.m.}$ |

-Plancher du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

- |   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| { | poutre : B40                        |
| { | Combinaison : G + Q ± E             |
| { | $M_{travée} = 37.684 \text{ KN.m.}$ |

- Section d'armatures inférieures en appui :

➤ Procédure de calcul :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$\mu = 0,038$

$\mu = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \implies$  Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \approx 0,048$$

$\alpha = 0.048 \longrightarrow \beta = 0,981$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

Niveau	Ma (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	16,603	0,038	SSA	0,981	1,52	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	37.684	0,086	SSA	0,955	3,54	5,25	3HA14+2HA12	6,88

**a.1.3- Ferraillage des poutres secondaires (30 x 30) en travée :**

Les poutres les plus sollicitées sous moment en travée ( $M_{travée}$ ), (chapitre précédent VI.2.2), sous les combinaisons d'actions suivantes:

- Plancher de RDC au 4<sup>ème</sup> étage :

- poutre : B63
- Combinaison : 1,35G+1,5Q
- $M_{travée} = 6,401 \text{ KN.m.}$

- Plancher du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

- poutre : B63
- Combinaison : 1,35G+1,5Q
- $M_{travée} = 19.999 \text{ KN.m.}$

- Section d'armatures inférieurs en travée :

➤ Procédure de calcul : La même procédure que les poutres principales

Avec :

$$h = 30\text{cm}, b = 30\text{cm}, d = 27\text{cm}.$$

Niveau	Mt(KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	6,401	0,020	SSA	0,990	0,68	4,50	3HA14	4,62
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	19,999	0,064	SSA	0,967	2,20	4,50	3HA14	4,62

**a.1.4 - Ferraillage des poutres secondaires (30 x 30) en appui :**

**a.1.4.1. sous le moment négatif en appui : Armatures supérieurs en appui :**

Les poutres les plus sollicitées sous le moment négatif en appui ( $M_{appui}$ ) ,(chapitre précédent VI.2.2 ), sous les combinaisons d'actions suivantes :

- Plancher de RDC au 4<sup>ème</sup> étage :

{

poutre : B43

Combinaison :  $G + Q \pm E$

$M_{appui} = -17,606 \text{ KN.m}$

-Plancher du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

{

poutre : B66

Combinaison :  $G + Q \pm E$

$M_{appui} = -32.387\text{KN.m}.$

- Section d'armatures supérieures en appui :

➤ Procédure de calcul : La même procédure que les poutres principales

Niveau	Ma (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	17,606	0,056	SSA	0,971	1,92	4,50	3HA14	4,62
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	32.387	0,104	SSA	0,945	3,64	4,50	3HA14	4,62

**a.1.4.2. Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui :**

Les poutres les plus sollicitées sous le moment positif en appui ( $M_{appui}$ ), (chapitre précédent VI.2.2 ), sous les combinaisons d'actions suivantes :

- Plancher de RDC au 5<sup>ème</sup> étage :

{ poutre : B43  
 Combinaison : **0,8G ± E**  
 $M_{appui} = 16,241 \text{ KN.m}$

- Plancher du 6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage :

{ poutre : B43  
 Combinaison : **0,8G ± E**  
 $M_{appui} = 27.500 \text{ KN.m}$

- Section d'armatures supérieures en appui :

➤ Procédure de calcul : La même procédure que les poutres principales

Niveau	Ma (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	16,241	0,052	SSA	0,973	1,77	4,50	3HA14	4,62
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	27.500	0,088	SSA	0,954	3,06	4,50	3HA14	4,62

**VII.2.3 Vérifications à L'ELU :**

a) *Vérification de la condition de non fragilité :(Article B.6.4 BAEL)*

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

**Remarque :**

Si la section d'armature qui est choisie dépasse 20% de la section théorique le calcul de la condition de non fragilité est inutile (**B.A.E.L 91**)

✓ Poutres principales (30×35) :

$$A_s = 6,88\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ Poutres secondaires de (30×30):

$$A_s = 4,62\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc : La condition de non fragilité est vérifiée.

**b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :**

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $T_u^{\max}$  ; Effort tranchant max à ELU

$$\text{-Poutres principales : } \begin{cases} \tau_u = \frac{63.49 \times 1000}{300 \times 320} = 0,66\text{Mpa} & (\text{RDC au 4}^{\text{ème}} \text{ étage}). \\ \tau_u = \frac{70.08 \times 1000}{300 \times 320} = 0,73\text{Mpa} & (5^{\text{ème}} \text{ au } 9^{\text{ème}} \text{ étage}). \end{cases}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } \begin{cases} \tau_u = \frac{16,25 \times 1000}{300 \times 270} = 0,20\text{Mpa} & (\text{RDC au 4}^{\text{ème}} \text{ étage}). \\ \tau_u = \frac{27,05 \times 1000}{300 \times 270} = 0,33\text{Mpa} & (5^{\text{ème}} \text{ au } 9^{\text{ème}} \text{ étage}). \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = 3,33Mpa$

-Poutres principales :  $\begin{cases} \tau_u = 0,66 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_u = 0,73 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$

-Poutres secondaires :  $\begin{cases} \tau_u = 0,20 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_u = 0,33 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$  Tel que  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ .

- Poutres principales :  $\begin{cases} 63,49 - \frac{36,977}{0,9 \times 0,32} = -64,90 < 0 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ 70,08 - \frac{48,789}{0,9 \times 0,32} = -99,32 < 0 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$

- Poutres secondaires :  $\begin{cases} 16,25 - \frac{11,321}{0,9 \times 0,27} = -30,39 < 0 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ 27,07 - \frac{26,961}{0,9 \times 0,27} = -83,88 < 0 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :** (article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$\begin{cases} T_u = 63,49 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ T_u = 70,08 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

- Poutres secondaires :

$$\begin{cases} T_u = 16,25 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,27 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 540 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée} \\ T_u = 27,07 \text{ KN} < \bar{T}_u = 540 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.} \end{cases}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales :

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 20,724 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \tau_{se}^{\max} = \frac{63,49 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 207,24} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{se}^{\max} = \frac{70,08 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 207,24} = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$$

- Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 13,188 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} \tau_{se}^{\max} = \frac{16,25 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 131,88} = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{se}^{\max} = \frac{27,07 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 131,88} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$$

**d) Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\text{La longueur de scellement droit des barres : } l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42,32 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4.l_s$  » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19,75$  cm

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_a = 16,92$  cm

– **Délimitation de la zone nodale :**

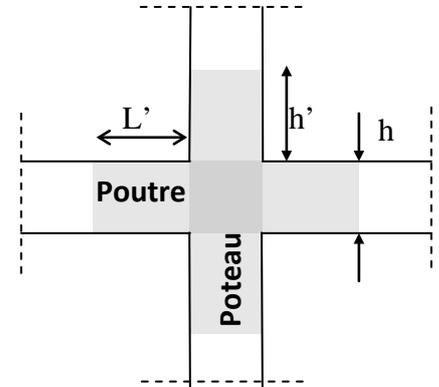
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.



On distingue deux types de zones nodales suivant la coupe effectuée :

➤ **1<sup>er</sup> cas** :  $h_e = 3,90$  m

Coupe suivant la poutre principale (30 x 35) :

$$L' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (40 x 40) cm}^2 : h' = \max \{ 65 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 65 \text{ cm}$$

Coupe suivant la poutre secondaire (30 x 30) :

$$L' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- Poteau (40 x 40) cm}^2 : h' = \max \{ 65 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 65 \text{ cm}$$

➤ **2<sup>eme</sup> cas** :  $h_e = 2,89$  m

Coupe suivant la poutre principale (30 x 35) :

$$L' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (40 x 40) cm}^2 : h' = \max \{ 48,16 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (35 x 35) cm}^2 : h' = \max \{ 48,16 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 60 \text{ cm}$$

Coupe suivant la poutre secondaire (30 x 30) :

$$L' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (40 x 40) cm}^2 : h' = \max \{ 48,16 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- poteau (35 x 35) cm}^2 : h' = \max \{ 48,16 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 60 \text{ cm}$$

e) *Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2) :*

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$   
L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \min \left( \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi : 30 \right\} \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.} \quad \text{en zone courante.}$$

Avec :  $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

– **Poutres principales (30x35):**

$$S_t \leq \min (8,75; 14,4 ; 30) \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left( \frac{35}{2} \right) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,72 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

– **Poutres secondaires (30 x30) :**

$$S_t \leq \min (7,5 ; 16,8 ; 30) \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left( \frac{30}{2} \right) = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,63 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2; \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone courante.}$$

✓ **Vérifications à l'ELS :**

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) **Etat limite de compression du béton :** (Article A.5.2 du BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s}$$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$  pour obtenir  $\beta$  et  $K$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS										
Niveau	$M_s$ max	$A_s$ adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation	
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	17,243	6,88	0,716	0,877	0,038	89,30	3,39	15	vérifiée	travée
	-38,548	6,88	0,716	0,877	0,038	199,65	7,58	15	vérifiée	appuis
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	19,042	6,88	0,716	0,877	0,038	98,62	3,74	15	vérifiée	travée
	-35,061	6,88	0,716	0,877	0,038	181,58	6,90	15	vérifiée	appuis

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS										
Niveau	$M_s$ max	$A_s$ adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation	
RDC au 4 <sup>ème</sup> étage	4,627	4,62	0,570	0,888	0,033	41,77	1,37	15	vérifiée	travée
	-8,206	4,62	0,570	0,888	0,033	74,08	2,45	15	vérifiée	appuis
5 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	14,432	4,62	0,570	0,888	0,033	130,28	4,30	15	vérifiée	travée
	-19,51	4,62	0,570	0,888	0,033	176,13	5,81	15	vérifiée	appuis

c) **Etat limite de déformation du béton:** (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

d) **Valeurs limites de la flèche :**

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

e) Evaluation de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec} : \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho_1}$$

L : Portée libre de la poutre.

M<sub>s</sub> : moments de service maximal.

I<sub>fv</sub> : Moment d'inertie fictif.

E<sub>v</sub> : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ<sub>s</sub> : Contrainte dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

✓ Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres Principales

NIV	$M_s$ (KN.m)	L (mm)	$E_v$ (MPa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	$f_{adm}$ (mm)	OBS
<b>RDC</b> <b>au</b> <b>4<sup>ème</sup></b> <b>étage.</b>	17,243	3600	10818,86	35	6,88	0,716	0,011	89,30	0,985	110080,54	119790,66	1,72	7,20	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup> au</b> <b>9<sup>ème</sup></b> <b>étage</b>	19,042	3600	10818,86	35	6,88	0,716	0,011	98,62	0,989	110080,54	119785,44	1,90	7,20	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

NIV	$M_s$ (KN.m)	L (mm)	$E_v$ (MPa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	$f_{adm}$ (mm)	OBS
<b>RD</b> <b>au</b> <b>4<sup>ème</sup></b> <b>étage</b> <b>w.</b>	4,627	2800	10818,86	30	4,62	0,570	0,014	41,77	0,962	68830,56	74707,45	0,45	7,2	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup> au</b> <b>9<sup>ème</sup></b> <b>étage</b>	14,432	2800	10818,86	30	4,62	0,570	0,014	130,28	0,987	68830,56	74681,66	1,40	7,2	Vérifiée

### VII.3 Ferrailage des Poteaux:

Le calcul se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant.

#### VII.3.1 Armatures longitudinales :

D'après le (RPA99ver2003/Art7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ Le pourcentage minimal :

0,8% en zone II  $\Rightarrow A_{min} = 0,008 (b \times h)$ .

- RDC au 4<sup>ème</sup> étage  $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$
- Étages (5, 6, 7, 8, 9)  $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage maximal :

4% en zone courante  $\Rightarrow A_{max} = 0,004 (b \times h)$ .

- RDC au 4<sup>ème</sup> étage  $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$
- Étages (5, 6, 7, 8, 9)  $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement  $\Rightarrow A_{max} = 0,006 (b \times h)$ .

- RDC au 4<sup>ème</sup> étage  $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$
- Étages (5, 6, 7, 8, 9)  $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \varnothing$  en zone II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

• Conventions:

**Efforts normaux :**

$N > 0$  : compression

$N < 0$  : traction

**VII.3.2 Calcul des armatures à l'ELU :**

**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures  
( $\forall$  L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

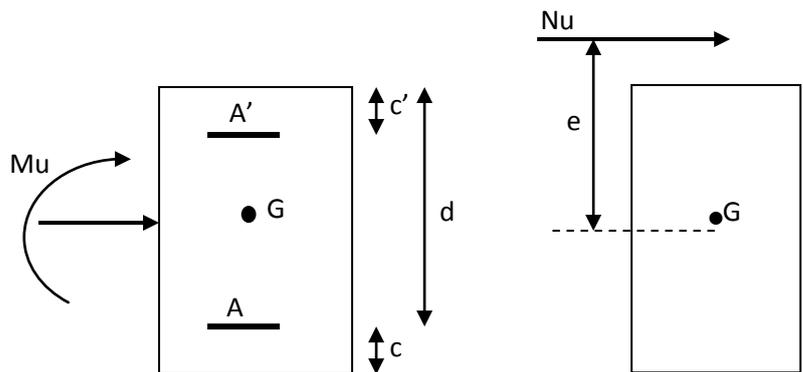
$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

• Détermination des armatures :

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$



- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

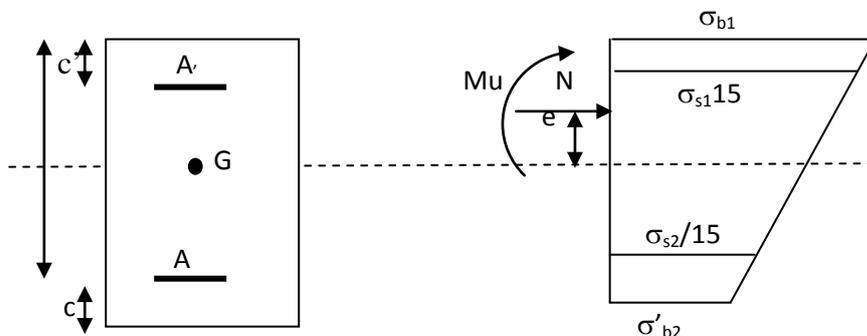
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
  - N : effort de compression.
  - et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

• **Détermination des armatures :**

$$1^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$2^{ème} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h}\right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\text{Tel que : } \varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N.a}{\sigma(d-c')} = \frac{N.a}{\sigma_{s1.z}} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ Compression pur (centrée) :

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niv	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs	μ	β	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage			
RDC	1	xx	ELU	1	-1071.43	7.246	SEC	0.247	0.855	1.600	1.473	Amin=12.80 cm2 Aadop=14.19 cm2 4T14+4T16		
		08G+E	2	-116.67	-3.416	SEC	0.019	0.990	0.166	0.116				
		G+Q+E	3	-418.38	14.852	SEC	0.070	0.964	0.626	0.411				
	2	yy	ELU	1	-1071.43	-1.159	SEC	0.236	0.863	1.527	1.546			
			08G+E	2	-116.67	-0.080	SEC	0.016	0.992	0.142	0.140			
			G+Q+E	3	-470.30	14.379	SEC	0.079	0.958	0.689	0.478			
	5	6	xx	ELU	1	-510.94	3.822	SEC	0.114	0.939	0.767		0.696	Amin=9.80 cm2 Aadop=10.67cm <sup>2</sup> 4T12+4T14
			08G+E	2	-37.70	2.092	SEC	0.007	0.996	0.06	0			
			G+Q+E	3	-282.59	-27.384	SEC	0.063	0.967	0.569	0.130			
7		yy	ELU	1	-510.94	-0.231	SEC	0.109	0.942	0.628	0.642			
			08G+E	2	-37.70	4.708	SEC	0.009	0.995	0.082	0			
			G+Q+E	3	-169.39	34.730	SPC	0.056	0.971	-9.30	0.93			

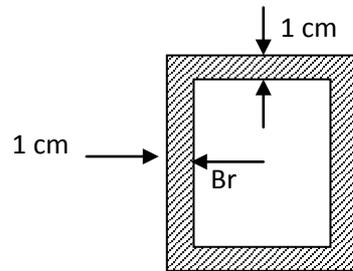
➤ Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :

$$Nu \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

$A_s$  : Section d'armature

$$A_s \geq \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$



Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " $\alpha$ " doit être divisé par 1,1

$N_u$  : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

**VII.3.3 Vérification à l'ELS :**

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Avec :  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

**a) Section entièrement comprimée S.E.C :**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C :**

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

Avec  $K = \frac{N_{ser}}{S}$  ;  $S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

- Vérification des calculs avec un logiciel :

Section	Effort Normale(KN)	Moment (KN.m)	Comb	OBS	Ast Cm <sup>2</sup>	Asc Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
40x40	N <sub>max</sub> =-1071.43	M <sub>cor</sub> = 7.246	ELU	SEC	0	0	12,8	14.19	4T14+4T16
	N <sub>min</sub> = -116.67	M <sub>cor</sub> = -3.416	0.8G±E	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -418.38	M <sub>max</sub> =14.852	G+Q±E	SEC	0	0			
35x35	N <sub>max</sub> =-510.94	M <sub>cor</sub> = 3.822	ELU	SEC	0	0	9,8	10,67	4T12+4T14
	N <sub>min</sub> = -37.70	M <sub>cor</sub> = 2.092	0.8G±E	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -282.59	M <sub>max</sub> = -27.384	G+Q±E	SEC	0	0			

Tableau VII.1 : Calcul des armatures dans le sens XX.

Section	Effort Normale(KN)	Moment(KN.m)	Comb	OBS	Ast Cm <sup>2</sup>	Asc Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
40x40	N <sub>max</sub> =-1071.43	M <sub>cor</sub> =-1.159	ELU	SEC	0	0	12,8	14.19	4T14+4T16
	N <sub>min</sub> =-116.67	M <sub>cor</sub> =-0.080	0.8G±E	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> =-470.30	M <sub>max</sub> =14.379	G+Q±E	SEC	0	0			
35x35	N <sub>max</sub> =-510.94	M <sub>cor</sub> =-0.231	ELU	SEC	0	0	9,8	10,67	4T12+4T14
	N <sub>min</sub> =-37.70	M <sub>cor</sub> =4.708	0.8G±E	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> =-169.39	M <sub>max</sub> =34.730	G+Q±E	SPC	0.61	0			

Tableau VII.2 : Calcul des armatures dans le sens YY.

- Vérification à l'ELS :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bsup</sub> (Mpa)	σ <sub>binf</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	OBS	σ <sub>asup</sub> (Mpa)	σ <sub>aif</sub> (Mpa)	σ <sub>a</sub> (Mpa)	OBS
40x40	-777.27	5.242	14.19	4.83	3.76	15	C V	71.2	57.6	348	C V
	-345.90	4.629		2.32	1.51		C V	33.9	23.6		C V
	-762.63	-9.075		5.03	3.41		C V	73.6	53.0		C V
35x35	-372.58	2.765	10,67	3.11	2.29	15	C V	45.5	35.3	348	C V
	-148.18	5.887		1.77	0.39		C V	24.8	7.61		C V
	-462.25	10.406		4.63	2.08		C V	66.2	34.4		C V

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes dans le sens xx.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$ (Mpa)	$\sigma_{binf}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	OBS	$\sigma_{asup}$ (Mpa)	$\sigma_{ainf}$ (Mpa)	$\sigma_a$ (Mpa)	OBS
40x40	-777.27	-0.835	14.19	4.38	4.20	15	C V	65.5	63.2	348	C V
	-345.90	0.574		2.02	1.80		C V	30.0	27.3		C V
	-444.60	-7.379		2.00	2.90		C V	30.9	42.4		C V
35x35	-374.58	-0.174	10,67	2.79	2.62	15	C V	41.7	39.5	348	C V
	-148.18	0.353		1.15	0.99		C V	17.1	15.1		C V
	-284.98	11.635		3.44	0.71		C V	48.1	14.2		C V

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes dans le sens yy .

VII.3.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement ( $S_t$ ) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \Phi_l ) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15 \Phi_l \text{ en zone courante.}$$

Ou :  $\Phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si  $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{min} = L'$  interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans notre cas  $0,7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à  $350^\circ$  ayant une longueur  $10\phi_t$  minimale.

**a) Diamètre des aciers :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33\text{mm} \text{ , soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

$$A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$$

**b) Espacement des armatures**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2, 15\text{cm}) = 12\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$$

**c) Longueurs de recouvrement :**

Pour les barres de 16 mm  $\rightarrow L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1,6 = 64\text{ cm}$

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \text{ , } l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 3,73 = 2,61\text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2,61}{0,40} = 6,53 > 5$$

Donc  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b = 0,003 \times 40 \times S_t = 0,12S_t$

En zone nodale :  $A_{\min} = 0,12S_t = 0,12 \times 10 = 1,20\text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{\min} = 0,12S_t = 0,12 \times 15 = 1,8\text{ cm}^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,2\text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8\text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6.53 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- Poteaux (40 x 40) :

Sens X :  $\tau_b = \frac{6.68 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,045 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y :  $\tau_b = \frac{6.84 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,046 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

- Poteaux (35 x 35) :

Sens X :  $\tau_b = \frac{23.39 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,208 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y :  $\tau_b = \frac{18.64 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,166 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>	Choix des barres
6,7,8,9	35 x 35	10,67	4T12+4T14
RDC au 5 <sup>ème</sup> étage	40 x 40	14.19	4T14+4T16

Tableau VII.5 : Ferraillage des poteaux

### VII.4 Ferraillage des voiles :

#### VII.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, le ferraillage se fera par zone.

- Zone I : RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II : (2 ,3 ,4 ,5) étages.
- Zone III : (6 , 7 ,8 ,9) étages.

#### ✓ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA 99 modifié 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

#### ✓ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que  $V = V' = L_{voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue, tel que  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

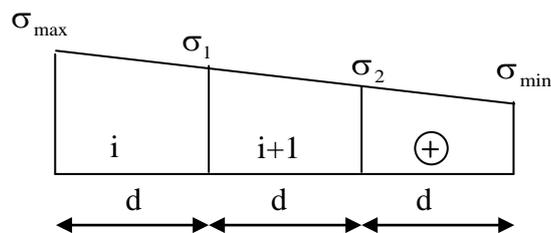
• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

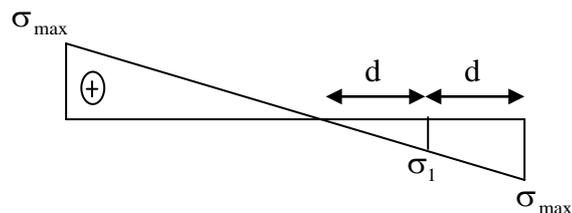
e : épaisseur du voile.



• **Section partiellement comprimée :**

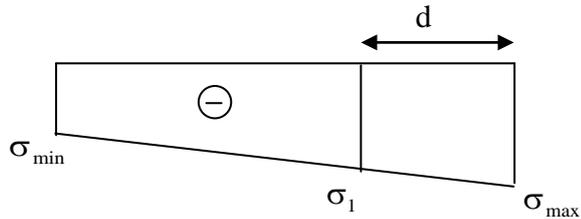
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**VII.4.2 Armatures verticales :**

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 Mpa.

- Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 Mpa.

- Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 Mpa.

✓ **Armatures minimales :**

- Pour une section entièrement comprimée : (compression simple)

(Article A.8.1- 21 du BAEL91 modifié 99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

B : section du béton comprimé.

- **Pour une section entièrement tendue :** (traction simple)

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

**B** : section du tronçon considéré

- **Section partiellement comprimée :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

✓ **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0,10 %

**VII .4.3 Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**D'après le BEAL 91 :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$

**D'après le RPA 2003 :**  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

**VII.4.4 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**VII .4.5 Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$
$$T = 1.4 V_u$$

Avec :

$V_u$  : 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.

**VII .4.6 Armatures pour les potelets :**

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**Remarque :** La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).
- Voiles avec un poteau à une extrémité et de l'autre un potelet.

**✓ Dispositions constructives :****a) Espacement :**

D'après l'article **7.7-4-3 du RPA99 (version 2003)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5.e,30cm\}$$

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.

**b) Longueur de recouvrement : (Article 7.7-4-3 du RPA 99 version 2003)**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre minimal :

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

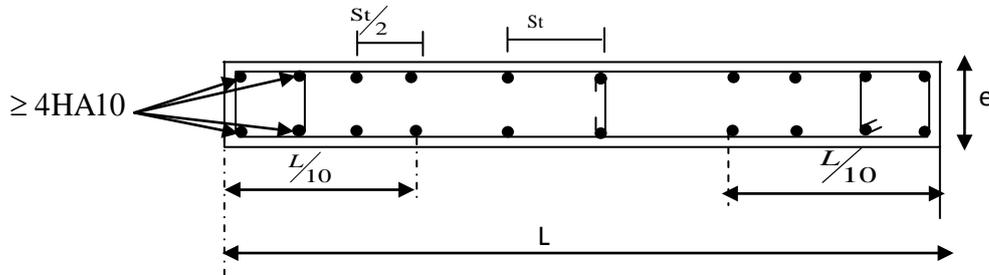


Fig.VII.6 Disposition des armatures dans les voiles.

✓ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué,  $N_{\text{ser}} = G + Q$

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA99 révisé 2003 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_u$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right), \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

✓ Exemple de calcul :

- Au RDC (ZoneI) :

1)- Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le voile le plus sollicité sous l'effort normal de compression ( $N_{\max(\text{compression})}$ ) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le voile **V15** sous la combinaison d'action  $G+Q\pm E$  ;

$$N_{\max(\text{compression})} = -4475.92 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\text{cor}} = -3267.149 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,90 \text{ m} \quad , \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 12180,16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -703,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L - L_c = 3,90 - 3,70 = 0,20 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L_t = 0,20 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = 1,87 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = 0,10 \text{ m}$ .

- 1<sup>ier</sup> tronçon :

$$\sigma_1 = 351.72 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 10.55 \text{ KN}$$

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{bande} = 0.13 \text{ cm}^2 / \text{bande} / \text{nappe}$$

• **2<sup>ème</sup> tronçon :**

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 3.52 \text{ KN}$$

– **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 0.09 \text{ cm}^2$$

– **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

tellque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (0.4 \text{ cm}^2, 1.05 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 1.05 \text{ cm}^2 / \text{bande}$   
 $A_v = 0.53 \text{ cm}^2 / \text{bande} / \text{nappe} = 20.48 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$        $A_v \text{ totale} = 40.96 \text{ cm}^2$

$$A_v \text{ choisit} = 61.60 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 20 \text{ HA14} = 30.80 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

– **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91:  $A_H = \frac{A_v}{4} = 15,40 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 0.30 \text{ cm}^2$

$$A_h \text{ totale} = 31.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 20 \text{ HA10} = 15,60 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

– **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

– **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 597.69 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 23,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} \text{ choisit} = 24.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} : 08 \text{ HA14} = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{nappe}.$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{597.69 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3730} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 597.69 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3730} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,25 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

✓ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1439,92 \times 10^3}{200 \times 3730 + 15 \times 6160} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

2)- Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de compression correspondant :

Le voile le plus sollicité sous le moment fléchissant max ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal de compression ( $N_{\text{cor (compression)}}$ ) est le voile **V14** sous la combinaison d'action G+Q±E ;

$$M_{\text{cor}} = 5034.084 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor (compression)}} = -1720.89 \text{ KN}$$

$$L = 3,80 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 12739.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8210.79 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L - L_c = 3,80 - 2,30 = 1.50 \text{ m} \rightarrow L_t = 1.50 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,53 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = 0,75 \text{ m}$ .

• 1<sup>er</sup> tronçon :

$$\sigma_1 = 4105.40 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 923.71 \text{ KN}$$

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 23.09 \text{ cm}^2 / \text{bande} = 11.55 \text{ cm}^2 / \text{bande} / \text{nappe}$$

• **2<sup>ème</sup> tronçon :**

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 307.90 \text{ KN}$$

– **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 7.70 \text{ cm}^2$$

– **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0,2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (3.00 \text{ cm}^2, 7.88 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 7.88 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 23.09 \text{ cm}^2 / \text{bande}$   
 $A_v = 11.55 \text{ cm}^2 / \text{bande} / \text{nappe} = 58.52 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$        $A_{v \text{ totale}} = 117.02 \text{ cm}^2$

$$A_{v \text{ choisit}} = 120.60 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 30 \text{ HA16} = 60.30 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad , S_t = 15 \text{ cm}$$

– **Armatures horizontales**

**D'après le BAEL 91:**       $A_H = \frac{A_v}{4} = 30.15 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA99 (version 2003) :**  $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 2.25 \text{ cm}^2$

$$A_{h \text{ totale}} = 31.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 27 \text{ HA12} = 30.51 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

– **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

– **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 483.81 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 16.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ choisit}} = 18,48 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} : 06 \text{ HA14} = 09,24 \text{ cm}^2 / \text{nappe}.$$

## ✓ Vérification des contraintes :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{483.81 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3730} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 483.81 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3730} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,01 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

## ✓ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1972.97 \times 10^3}{200 \times 3730 + 15 \times 6030} = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

**3)- Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le voile le plus sollicité sous l'effort normal de traction ( $N_{\text{maxe (traction)}}$ ) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le voile **V15** sous la combinaison d'action 08G±E;

$$N_{\text{max (traction)}} = 2033.25 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\text{cor}} = 3331.336 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,90 \text{ m} \quad , \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 9184,49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = -3971,48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L - L_c = 3,90 - 2,72 = 1,18 \text{ m} \rightarrow L_t = 1 ; 18 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,81 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = 0,59 \text{ m}$ .

• **1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = 1985,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\text{min}} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 351,47 \text{ KN}$$

✓ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 8.79 \text{ cm}^2 / \text{bande} = 4.40 \text{ cm}^2 / \text{bande} / \text{nappe}$$

• 2<sup>ème</sup> tronçon :

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 117.16 \text{ KN}$$

– Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 2.93 \text{ cm}^2$$

– Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left( 0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (2.36 \text{ cm}^2, 6.19 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 6.19 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adoptée sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 8.79 \text{ cm}^2 / \text{bande}$   
 $A_v = 4.40 \text{ cm}^2 / \text{bande} / \text{nappe} = 29.08 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$        $A_{v \text{ totale}} = 58.16 \text{ cm}^2$

$$A_v \text{ choisit} = 61.60 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 20 \text{ HA14} = 30.80 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

– Armatures horizontales

D'après le BAEL 91:  $A_H = \frac{A_v}{4} = 15.40 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.30 \text{ cm}^2$

$$A_{h \text{ totale}} = 31.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 20 \text{ HA10} = 15.60 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

– Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

– Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 602.60 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 23.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} \text{ choisit} = 24.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 08 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{602.60 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3730} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 602.60 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3730} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,26 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

✓ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1439.92 \times 10^3}{200 \times 3730 + 15 \times 6160} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

#### 4)- Section d'armatures verticales adoptée pour les voiles du RDC :

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor}})}, A_{(N_{\text{max}}(\text{traction}), M_{\text{cor}})} \}$$

$$= \max \{ 20.48, 58.46, 29.08 \} \text{ cm}^2 = 58.46 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

$A_{\text{adoptée}}$  : Soit **30HA16**, ce qui équivaut à une section d'acier de **(60.30 cm<sup>2</sup>/nappe)**.

#### Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91:  $A_H = \frac{A_v}{4} = 30.15 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 2.25 \text{ cm}^2$

$A_{h \text{ totale}} = 61.02 \text{ cm}^2$

Soit : **27 HA12 = 30.51 cm<sup>2</sup>/nappe**

#### Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit **HA8**.

#### Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 483.81 \times 10}{400}$$

Avec :  $T = 1.4V_u$  et  $V_u = 483.81 \text{ KN}$

$$A_{vj} = 16.93 \text{ cm}^2$$

$A_{vj \text{ choisit}} = 18,48 \text{ cm}^2$

Soit : **06HA14 = 09,24 cm<sup>2</sup>/nappe**.

VII .4.7 Résultats du ferraillage :

Les résultats du ferraillage des voiles dans les différentes zones sont donnés sous forme de tableaux.

✓ Ferraillage des voiles les plus sollicités : (Sous  $N_{comp\ max}$  et  $M_{cor}$ ).

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Voile le plus sollicité		V15	V15	V14
	L	(m)	3.90	3.90	3.80
	e	(m)	0.20	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.78	0.78	0.76
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	12180.16	7201.11	1871.88
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-703.44	-189.14	164.77
	Nature de la section		SPC	SPC	SEC
	Lc	(m)	3.70	3.80	3.80
	Lt	(m)	0.20	0.10	0.00
	d	(m)	0.10	0.05	1.27
	N <sub>1</sub>	(KN)	10.55	1.42	403.19
	N <sub>2</sub>	(KN)	3.52	0.47	258.65
	N <sub>3</sub>	(KN)	/	/	114.12
Ferraillage	A <sub>v1/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	0.26	0.04	10.08
	A <sub>v2/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	0.09	0.01	6.47
	A <sub>v3/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	/	/	2.85
	A <sub>v min/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1.05	0.53	13.34
	A <sub>v totale/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	20.48	21.06	20.01
	Choix des barres/nappe		20HA14	20HA12	20HA12
	A <sub>v choisi/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	30.80	22.60	22.60
	Espacement	(cm)	20	20	20
	A <sub>h/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.40	11.30	11.30
	A <sub>h choisi/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.60	11.70	11.70
	Choix des barres		20HA10	15HA10	15HA10
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	23.10	22.60	4.71
	Choix des barres		15HA14	20HA12	6HA10
	A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{ Mpa}$	$\tau_b$	1.25	1.67	0.24
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.89	1.19	0.17
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{ Mpa}$	$\sigma_b$	1.71	1.83	1.14

Tableau VII-6: Ferraillage des voiles les plus sollicités.

✓ Ferraillage des voiles les plus sollicités : (Sous  $M_{max}$  et  $N_{corr}$ ).

		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Voile		V14	V14	V15
	L	(m)	3.80	3.80	3.90
	e	(m)	0.20	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.76	0.76	0.78
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$	(KN/m <sup>2</sup> )	12729.05	6295.24	1375.19
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-8200.40	-2760.48	-710.01
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	2.30	2.64	2.58
	Lt	(m)	1.50	1.16	1.32
	d	(m)	0.75	0.58	0.66
	N <sub>1</sub>	(KN)	923.71	240.16	70.29
	N <sub>2</sub>	(KN)	307.90	80.05	23.43
Ferraillage	A <sub>v1</sub> /bande	(cm <sup>2</sup> )	23.09	6.01	1.76
	A <sub>v2</sub> /bande	(cm <sup>2</sup> )	7.70	2.00	0.59
	A <sub>v min</sub> /bande	(cm <sup>2</sup> )	7.88	6.09	6.93
	A <sub>v totale</sub> /nappe	(cm <sup>2</sup> )	58.46	19.98	20.47
	Choix des barres/nappe		30HA16	20HA14	20HA12
	A <sub>v choisi</sub> /nappe	(cm <sup>2</sup> )	60.30	30.80	22.60
	Espacement	(cm)	15	20	20
	A <sub>h</sub> /nappe	(cm <sup>2</sup> )	30.15	15.40	11.30
	Choix des barres		27HA12	20HA10	15HA10
	A <sub>h choisi</sub> /nappe	(cm <sup>2</sup> )	30.51	15.60	11.70
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	18.48	15.82	15.82
	Choix des barres		12HA14	14HA12	14HA12
	A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	1.01	1.01	0.56
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u$	0.72	0.72	0.79
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b$	2.36	2.44	0.84

Tableau VII-7: Ferraillage des voiles les plus sollicités.

✓ Ferraillage des voiles les plus sollicités : (Sous  $N_{\text{trac max}}$  et  $M_{\text{corr}}$ ).

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	Voile le plus sollicité		V15	V15	V13
	L	(m)	3.90	3.90	2.80
	e	(m)	0.20	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.78	0.78	0.56
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\text{max}}$	(KN/m <sup>2</sup> )	9184.49	4864.25	717.38
	$\sigma_{\text{min}}$	(KN/m <sup>2</sup> )	-3971.48	-2704.12	-577.81
	Nature de la section		SPC	SPC	SEC
	Lc	(m)	2.72	2.50	1.55
	Lt	(m)	1.18	1.40	1.25
	d	(m)	0.59	0.70	0.625
	N <sub>1</sub>	(KN)	351.47	283.93	54.17
	N <sub>2</sub>	(KN)	117.16	94.64	18.06
Ferraillage	A <sub>v1/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	8.79	7.10	1.45
	A <sub>v2/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	2.93	2.37	0.45
	A <sub>v min/bande</sub>	(cm <sup>2</sup> )	6.19	7.35	6.56
	A <sub>v totale/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	29.08	20.50	14.70
	Choix des barres/nappe		20HA14	20HA12	14HA12
	A <sub>v choisi/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	30.80	22.60	15.82
	Espacement		20	20	20
	A <sub>h/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.40	11.30	9.91
	A <sub>h choisi/nappe</sub>	(cm <sup>2</sup> )	15.60	11.70	11.70
	Choix des barres		20HA10	15HA10	15HA10
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	24.64	22.60	6.28
	Choix des barres		16HA14	20HA12	8HA10
	A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/ml			
	Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b$	1.26	1.69
$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$		$\tau_u$	0.90	1.21	0.26
$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$		$\sigma_b$	1.71	0.007	0.67

Tableau VII-8 : Ferraillage des voiles les plus sollicités.

**✓ Conclusion :**

Les voiles les plus sollicités de la structure seront ferrailés selon le **Tableau VII-7** (sous  $M_{\max}$  et leurs  $N_{\text{corr}}$ ):

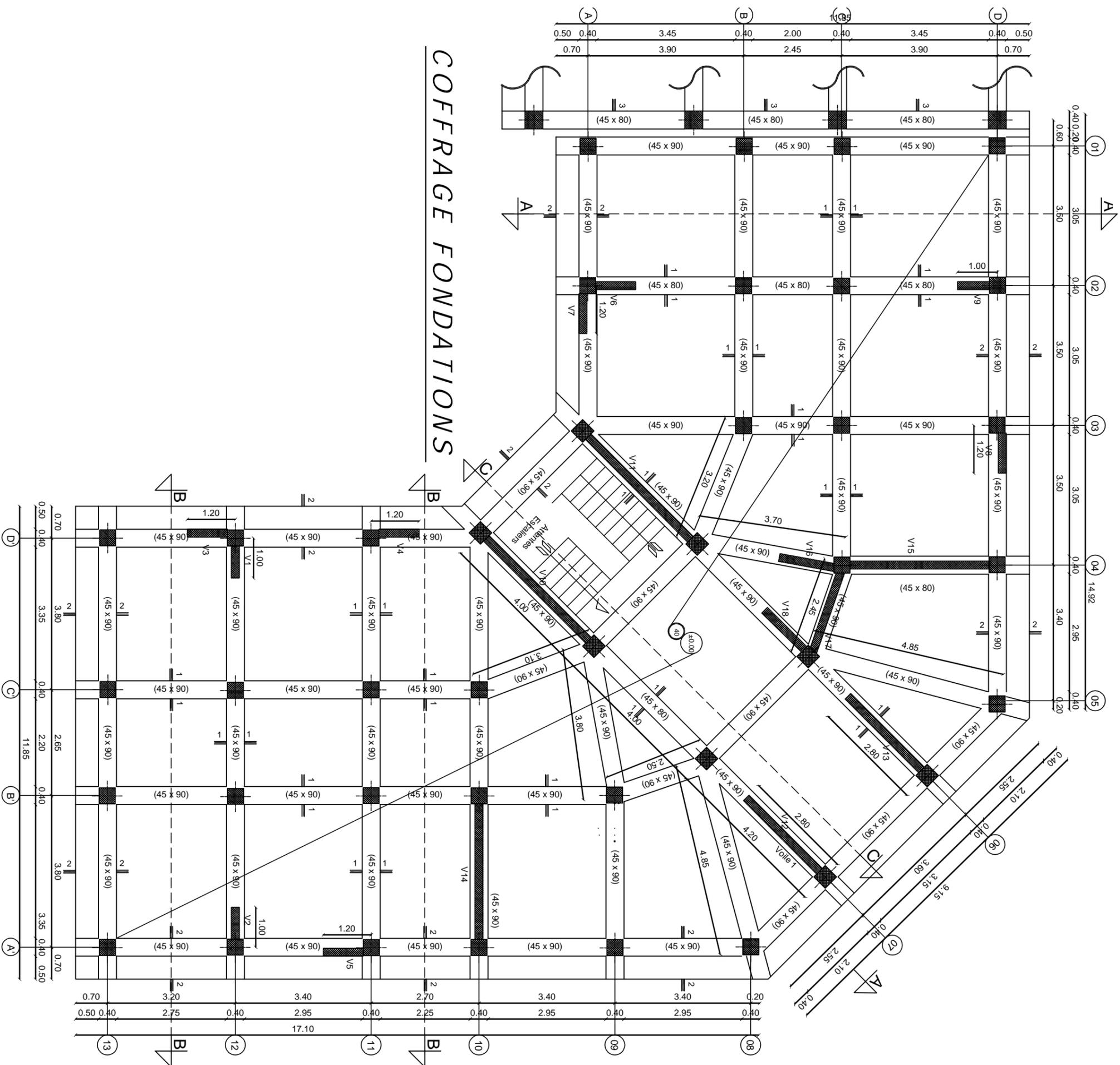
- Zone I : selon le voile V14 en RDC.
  - ✓ Armatures verticales : en HA16.
  - ✓ Armatures horizontales : en HA12.
  - ✓ Armatures transversales : en HA08.
  - ✓ Armatures de coutures : en HA14.
  
- Zone II : selon le voile V14 en 2<sup>ème</sup> étage.
  - ✓ Armatures verticales : en HA14.
  - ✓ Armatures horizontales : en HA10.
  - ✓ Armatures transversales : en HA08.
  - ✓ Armatures de coutures : en HA12.
  
- Zone III : selon le voile V15 en 6<sup>ème</sup> étage.
  - ✓ Armatures verticales : en HA12.
  - ✓ Armatures horizontales : en HA10.
  - ✓ Armatures transversales : en HA08.
  - ✓ Armatures de coutures : en HA12.

**Remarque :**

Pour des raisons d'économies, des vérifications de calculs sur le ferrailage des bouts de voiles ( $L=1.00\text{m}$  et  $L=1.20\text{m}$ ) ont montrés que ces derniers la peuvent êtres ferrailés comme suite :

- Zone I : en RDC.
  - ✓ Armatures verticales : en HA12.
  - ✓ Armatures horizontales : en HA10.
  - ✓ Armatures transversales : en HA08.
  - ✓ Armatures de coutures : en HA12.
  
- Zone II : 2<sup>ème</sup> étage.
  - ✓ Armatures verticales : en HA12.
  - ✓ Armatures horizontales : en HA10.
  - ✓ Armatures transversales : en HA08.
  - ✓ Armatures de coutures : en HA10.
  
- Zone III : 6<sup>ème</sup> étage.
  - ✓ Armatures verticales : en HA12.
  - ✓ Armatures horizontales : en HA10.
  - ✓ Armatures transversales : en HA08.
  - ✓ Armatures de coutures : en HA10.

# COFFRAGE FONDATIONS



*Chapitre*

***VIII***

***Etude de l'infrastructure***

**VIII.1 Introduction :**

Une fondation est, par définition, la partie inférieure de la structure qui permet la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment pouvant être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.

- **Fondations profondes** : (pieux, puits).

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

**VIII.2 Etude géotechnique du sol :**

Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables, sous les efforts transmis, pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

L'étude géologique du site nous donne une contrainte admissible du sol égale à **2 bars**, les sols sont d'agressivité moyenne et non gonflants vis-à-vis du béton de l'infrastructure.

Les tassements absolus et différentiels sous la contrainte de 2 bars sont admissibles.

Il n'y a pas de risque de remontée des eaux vu l'absence de nappe phréatique.

**VIII.3 Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

#### VIII.4 Fondation :

##### VIII.4.1 Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez de chaussée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

– **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$$

D'où :

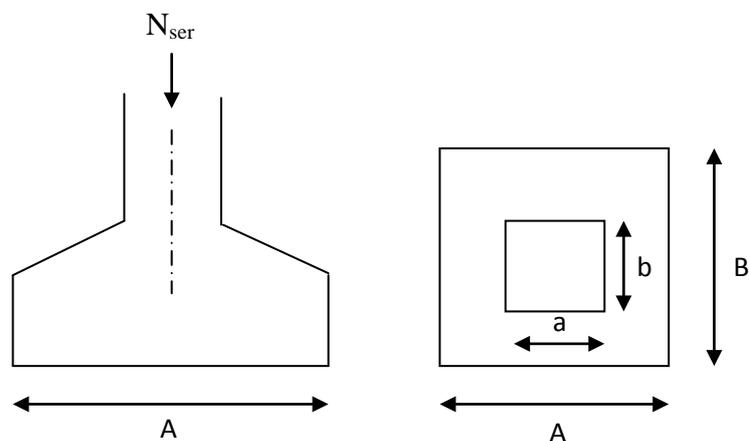
$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

– **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 777.27 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{777.27}{200}} = 1.97 \text{ m} \Rightarrow A = B = 1.97 \text{ m}$$



Vu L'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

#### VIII.4.2 Semelles filantes :

##### VIII.4.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 2$  Mpa).

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m <sup>2</sup> ]
<b>V1,V2,V9</b>	869.53	1,00	4.35	4.35
<b>V3,V4,V5,V6,V7,V8</b>	901.27	1,20	3.75	4.50
<b>V10,V11</b>	1838.03	4,00	2.30	9.20
<b>V12,V13</b>	1480.39	2,80	2.64	7.40
<b>V14</b>	1972.97	3.80	2.60	9.90
<b>V15</b>	1439.92	3.90	1.85	7.20
<b>V16,V18</b>	772.19	1.60	2.41	3.86
<b>V17</b>	998.27	2.45	2.04	5.00
<b>Somme</b>				<b>51.41</b>

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = 51,41$  m<sup>2</sup>

**VIII.4.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux :****a) Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape de calcul :**

- **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i$$

- **Détermination de coordonnée de la résultante R :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- **Détermination de la distribution par (ml) de semelle :**

Si  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

Si :  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- **Détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

## Exemple de calcul :

poteau	Ns	ei	Ns x ei	Mi
C1	198.96	-5.125	-1019.67	0.430
C29	777.27	-1.225	-952.15	4.478
C24	717.24	1.225	878.62	-1.959
C19	298.23	5.125	1528.43	5.242
Somme	S=1991.70	/	S=435.23	S=8.191

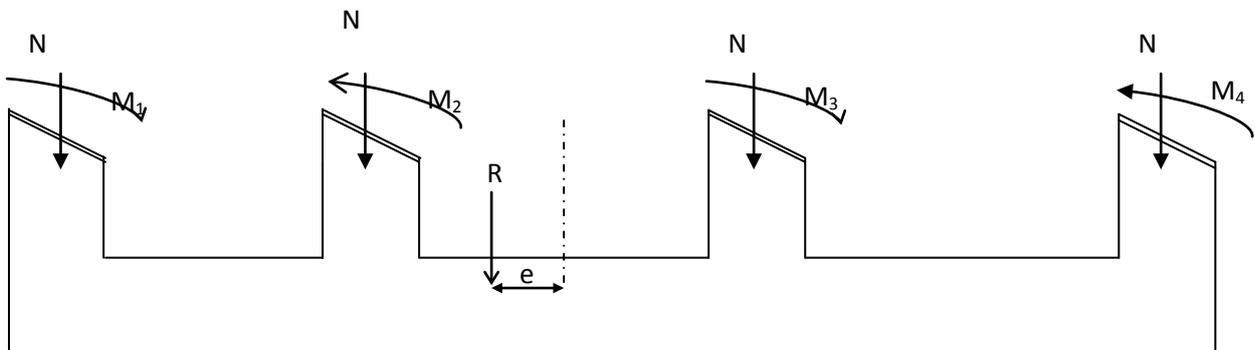


Fig VIII.1 : Répartition des efforts dans la semelle

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est:  $R = \sum N_t = 1991.70 \text{ KN}$

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

AN :  $e = 0,22 \text{ m}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = 0,22 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,25}{6} = 1,71 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1991.70}{10.25} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,22)}{10.25}\right) = 219.34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1991.70}{10,25} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,22)}{10,25}\right) = 169,29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1991.70}{10,25} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,22)}{10,25}\right) = 206.82 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{206.82}{200} = 1,03 \text{ m}$$

On prend:  $B = 1,10 \text{ m}$

$$S_p = B \times L = 1,10 \times 10,25 = 11.30 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S = 1.10(7(10.25)) + 1.10(4(7.6)) + 1.10(2(4.85)) + 1.10(2(1.40)) + 1.10(2.40) + 1.10(2.13) = 135.50 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 135.50 + 51.41 = 186.91 \text{ m}^2$$

$n$  : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{Bat} = 313.70 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{186.91}{313.70} = 0,60$$

La surface totale des semelles représente **60 %** de la surface du bâtiment.

✓ **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des largeurs importantes engendrant un chevauchement entre elles.

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

**VIII.5 Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

**VIII.5.1 Pré-dimensionnement du radier :****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit être, au minimum, de 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

**b) Selon la condition forfaitaire :**

- **Sous voiles :** 
$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier

$$L_{\max} = 4.20 \text{ m} \Rightarrow 52.5 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

On prend:  $h_n = 70 \text{ cm}$

**- Sous poteaux :**

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 30 \text{ cm}$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_n = 50 \text{ cm}$**

**c) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ( $K = 40 \text{ Mpa}$ ).

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1 \text{ m}$ ).

$E$  : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ( $E = 10818,86 \text{ Mpa}$ ).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,20}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,828 \text{ m} = 82,8 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_n = 90 \text{ cm}$**

-Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 = 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend :  **$b_n = 45 \text{ cm}$** .

**Remarque :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_n = 90$  cm (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30$  cm (Epaisseur de la dalle).

$b = 45$  cm (Largeur de la nervure).

**VIII.5.2 Détermination des efforts :**

- Charge permanente  $G = 24341.27$  KN
- Charge d'exploitation  $Q = 4426.77$  KN

❖ **Combinaisons d'action :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 39500.87$  KN

A l'ELS:  $N_s = G + Q = 28768.04$  KN

**VIII.5.3 Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{39500.87}{1,33 \times 200} = 148.50 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{28768.04}{200} = 143.84 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 148.50 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 313.70 \text{ m}^2 > S_{rad} = 148.50 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ( $L_{déb}$ ), comme nous l'impose le BAEL 91 mod. 99.

( $L_{déb}$ ) est calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de largeur  $L_{déb} = 50$  cm.

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 313.70 + 29.42 = 343.12 \text{ m}^2$$

**VIII.5.4 Détermination des efforts à la base du radier :**

- **a) Poids total du radier :**

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle flottante} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de la dalle}.$

- **Poids de la dalle flottante libre :**  $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{df} = (343.12 \times 0,12) \times 25 = 1029.36 \text{ KN} \quad (e_p = 12 \text{ cm}).$$

- **Poids de T.V.O:**  $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$P_{TVO} = [343.12 - 121.07] \times 0.60 \times 17 = 2264.91 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**  $P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_{nerv} = (269.05 \times 0,60 \times 0,45) \times 25 = 1816.09 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle :**  $P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{dalle} = [343.12 - (269.05 \times 0,45)] \times 0,3 \times 25 = 1665.36 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total du radier} = 1029.36 + 2264.91 + 1816.09 + 1665.36 = 6775.72 \text{ KN}$$

- **b) Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_T = G_{rad} + G_{str} = 6775.72 + 24341.27 = 31116.99 \text{ kN}$$

- **c) Surcharge total :**

$$Q_T = Q_{rad} + Q_{str} = 1.5 \times 343.12 + 4426.77 = 4941.45 \text{ kN}$$

- **d) Les combinaisons d'actions :**

**L'ELU :**  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 31116.99 + 1.5 \times 4941.45 = 49420.11 \text{ kN}$

**L'ELS :**  $N_s = G + Q = 31116.99 + 4941.45 = 36058.44 \text{ kN}$

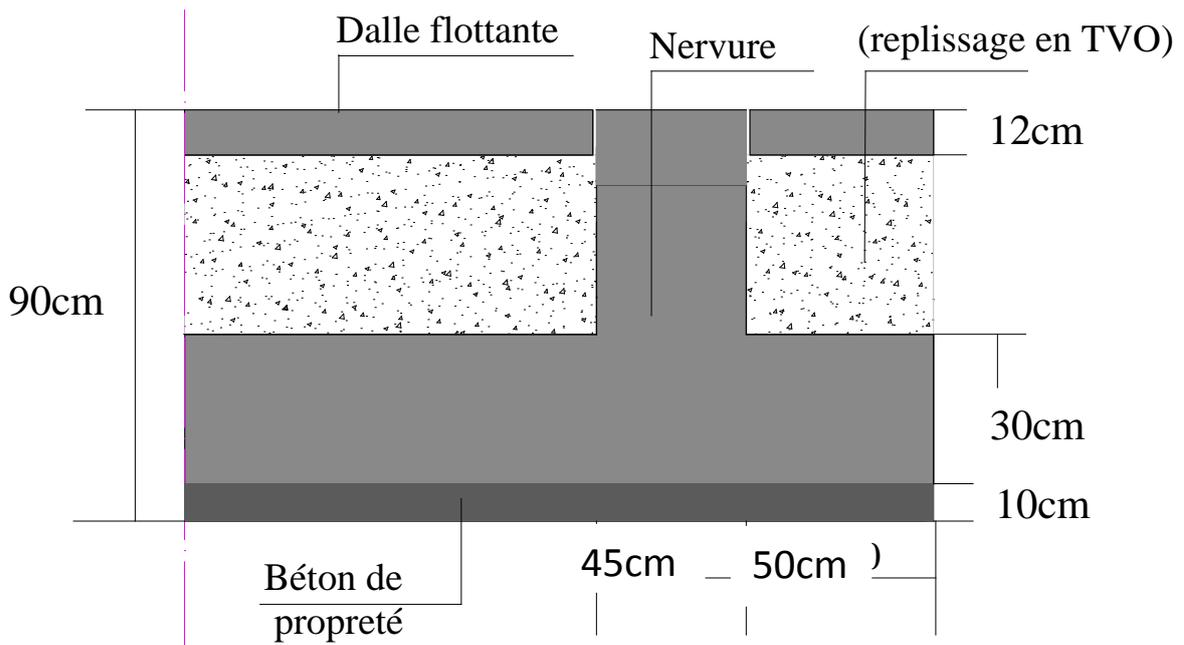


Fig.VIII.2 : Coupe verticale sur radier.

### VIII.5.5 Vérifications :

#### a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{49420,11}{343,12} \times 1 \times \frac{4,2}{2} = 302,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{302,47}{1 \times 0,27} = 1,12 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : poids total à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 0,90\text{m}$ )

$$P = G + G_{radier} = 24341.27 + 6775.72 = 31116.99 \text{ KN}$$

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 343.12 \times 10 \times 0,90 = 4632.12 \text{ KN}$$

$$P = 31116.99 \text{ KN} > 4632.12 \text{ KN}$$

⇒ **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

**c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

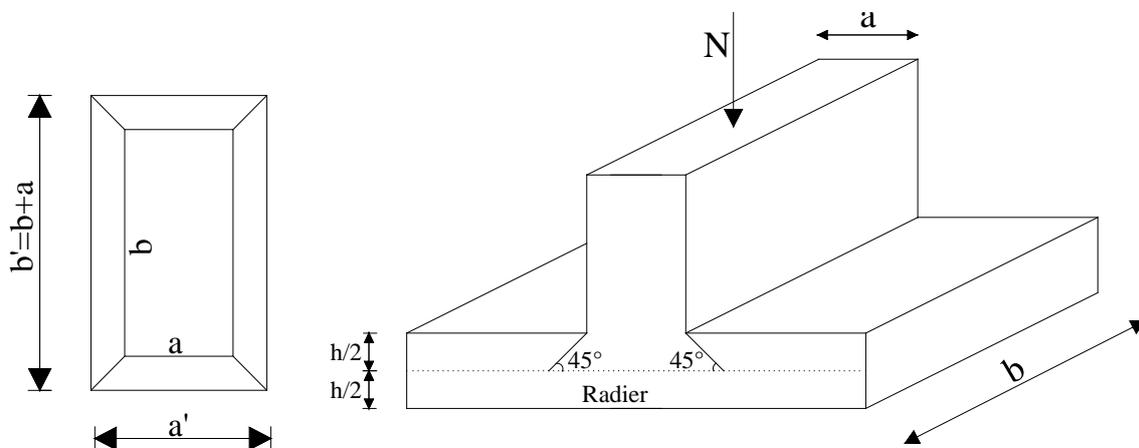
Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}$$

$N_u$  : Charge de poteau à l'ELU égale à 1071.43 KN

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 80cm



❖ **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1071.43 \leq 0,045 \times 5.2 \times 25000 = 5850 \text{ KN}$$

⇒ **Condition Vérifiée.**

❖ **Vérification pour les voiles**

On considère une bonde de 1 ml du voile

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$N_u$  : Charge de voile à l'ELU égale à 4475.92 KN

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,20 + 1 + 2 \times 0,90) \times 2 = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 4475.92 \leq 0,045 \times 6 \times 25000 = 6780 \text{ KN}$$

⇒ **Condition Vérifiée.**

**d) Vérification de la stabilité du radier :**• **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :****- Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.32 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.11 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**- Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 17682.13 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 24530.75 \text{ m}^4.$$

- **Vérification :**

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

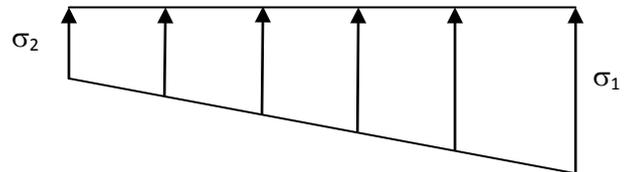


Fig.VIII.3 : Diagramme des contraintes du sol.

Ainsi, on doit vérifier que :

$$\text{- A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\text{- A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 2\sigma_{sol} = 400 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ Calcul des moments :

$$M_{xx} = 31849.365 + (1517.23 \times 0,9) = 33214.872 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 30317.089 + (1591.19 \times 0,9) = 31749.160 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens longitudinal (xx):**

A l'ELU  $N_U = 49420.11 \text{ KN}$  ;  $M_{xx} = 33214.872 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49420.11}{343.12} + \frac{33214.872}{24530.75} \times 11.32 = 159.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{49420.11}{343.12} - \frac{33214.872}{24530.75} \times 11.32 = 128.70 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 159.36 + 128.70}{4} = 151.68 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

A l'ELS  $N_S = 36058.44 \text{ KN}$  ;  $M_{xx} = 33214.872 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36058.44}{343.12} + \frac{33214.872}{24530.75} \times 11.32 = 120.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36058.44}{343.12} - \frac{33214.872}{24530.75} \times 11.32 = 89.76 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 120.53 + 89.65}{4} = 112.74 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ **Sens transversal (yy) :**

A l'ELU  $N_U = 49420.11 \text{ KN}$  ;  $M_{yy} = 31749.160 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49420.11}{343.12} + \frac{31749.160}{17682.13} \times 12.11 = 165.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{49420.11}{343.12} - \frac{31749.160}{17682.13} \times 12.11 = 122.28 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165.77 + 122.28}{4} = 154.89 / m^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

A l'ELS  $N_s = 36058.44 \text{ KN}$  ;  $M_{yy} = 31749.160 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36058.44}{343.12} + \frac{31749.160}{17682.13} \times 12.11 = 126.83 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36058.44}{343.12} - \frac{31749.160}{17682.13} \times 12.11 = 83.34 \text{ KN} / m^2$$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3 \times 126.83 + 83.34}{4} = 115.95 / m^2$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	A l'ELU			A l'ELS			Observation
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	
<b>X-X</b>	159.35	128.70	<b>151.68</b>	120.41	89.76	<b>112.74</b>	<b>OK</b>
<b>Y-Y</b>	165.77	122.28	<b>154.89</b>	126.83	83.34	<b>115.95</b>	<b>OK</b>

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

**VIII.5.6 ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{- A l'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154.89 - \frac{6775.72}{343.12} = 135.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- A l'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 115.95 - \frac{6775.72}{343.12} = 96.20 \text{ KN/m}^2$$

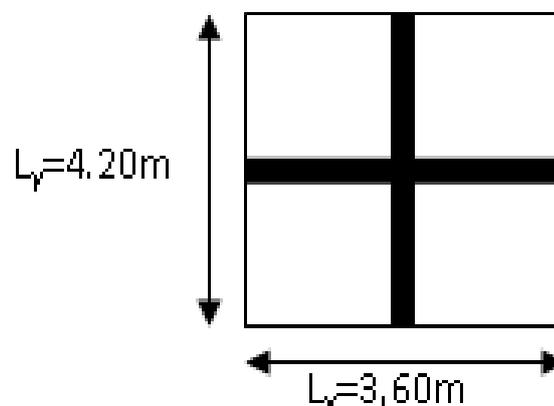
**VIII.5.6.1 Ferrailage du panneau de dalle :**

Elle sera calculée comme un ensemble de panneaux soumis à la réaction du sol.

**a) Identification et dimensions du panneau de dalle le plus sollicité :**

On distingue 24 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés et 6 panneaux appuyés sur 3 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable.



**Fig.VIII.4 : Dimensions du panneau de dalle le plus défavorable.**

**b) Ferrailage du panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{4.20} = 0.86$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{A l'ELU : } \rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases} \text{ (des tables de PIGEAUD)}$$

$$\text{A l'ELS : } \rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7933 \end{cases} \text{ (des tables de PIGEAUD)}$$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel

- moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$
- moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$
- moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

- **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0,0496 \times 135,14 \times (3,60)^2 = 86,87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,7052 \times 86,87 = 61,26 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

- Appuis de rive :

$$M_x^a = (0,3) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,3) \times 86,87 = 26,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,3) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,3) \times 61,26 = 18,39 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_x^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 86,87 = 43,43 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,5) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 61,26 = 30,63 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travée :**

$$M_x^t = (0,85) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,85) \times 86,87 = 73,83 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,85) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,85) \times 61,26 = 52,07 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à l'ELS :**

Evaluation des moments de flexion  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_x = 0,0566 \times 96,20 \times (3,60)^2 = 70,57 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,7933 \times 70,57 = 55,98 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

- Appuis de rive :

$$M_x^a = (0,3) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,3) \times 70,57 = 21,17 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,3) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,3) \times 55,98 = 16,79 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_x^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 70.57 = 35,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,5) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 55.98 = 27.99 \text{ KN.m}$$

- ❖ Moments en travée :

$$M_x^t = (0,85) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,85) \times 70.57 = 59.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,85) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,85) \times 55.98 = 47.83 \text{ KN.m}$$

- c) Ferrailage à l'ELU :

- Sections minimales : (Article A.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

- ❖ Sens de la petite portée  $l_x$

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \omega_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

$\omega_0$  : Taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire ( $\omega_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400).

$\omega_x$  : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale (d'une direction donnée) à la section totale du béton.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,86}{2} = 2,57 \text{ cm}^2$$

- ❖ Sens de la grande portée  $l_y$  :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures

( Art A.8.42 BAEL91).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicitée x-x

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(60\text{cm} ; 25\text{cm}) \quad S_t \leq 25\text{cm}$$

- La direction perpendiculaire à la plus sollicité y-y

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

$$S_t \leq \min(90\text{cm} ; 33\text{cm}) \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

#### d) Ferrailage :

##### • Ferrailage dans le sens x-x :

❖ **aux appuis** : on choisit ( $M_{x\max}$ ) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43,43 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{43,43 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **6HA12 / ml = 06,78 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de **20cm**  $\leq$  25 cm  $\Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

$$A_a^x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

##### ❖ Ferrailage en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73,83 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta_u = 0,963$$

$$A_t^x = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73,83 \times 10^3}{0,963 \times 27 \times 348} = 8,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **6HA14 / ml = 9,23 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de **20 cm**  $\leq$  25 cm  $\Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

$$A_t^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Ferraillage dans le sens y-y**

- ❖ **aux appuis** : on choisit ( $M_{y \max}$ ) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,63 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_a^y = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,63 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **6HA12 / ml = 06,78 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de **20cm** ≤ 33 cm ⇒ La condition est vérifiée.

$$A_a^y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- ❖ **Ferraillage en travée** :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{52,07 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,050 \rightarrow \beta_u = 0,974$$

$$A_t^y = \frac{M_{ty}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{52,07 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 5,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **6HA12 / ml = 6,78 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec un espacement de **20 cm** ≤ 33 cm ⇒ La condition est vérifiée

$$A_t^y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	comb	.....	M <sub>u</sub>	μ	Obse	β	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adoptée</sub>	S <sub>t</sub>
X-X	ELU	Appuis	43.43	0.042	SSA	0,979	4.72	2,57	6.78	6HA12	20
		Travée	73.83	0.072	SSA	0,963	8.16	2,57	9.23	6HA14	20
Y-Y	ELU	Appuis	30.63	0.030	SSA	0,985	3.30	2,40	6.78	6HA12	20
		Travée	52.07	0.050	SSA	0,974	5.68	2,40	6.78	6HA12	20

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage et pour des raisons d'économie, on adopte le même ferrailage pour tous les panneaux.

**e) Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**- Aux appuis :**○ **Sens l<sub>x</sub> :**

$$\gamma = \frac{43.43}{35.28} = 1,23 \quad \text{et} \quad \mu = 0,042 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,365 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

○ **Sens l<sub>y</sub> :**

$$\gamma = \frac{30.63}{27.99} = 1,09 \quad \text{et} \quad \mu = 0,030 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**- En travée :**○ **Sens l<sub>x</sub> :**

$$\gamma = \frac{73.83}{59.98} = 1,23 \quad \text{et} \quad \mu = 0,072 \rightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0935 < \frac{1,23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,365 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

○ **Sens l<sub>y</sub> :**

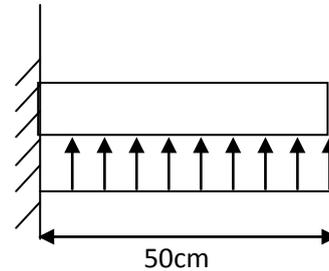
$$\gamma = \frac{52.07}{47.83} = 1,09 \quad \text{et} \quad \mu = 0,050 \rightarrow \alpha = 0,0641$$

$$\alpha = 0,0641 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

**VIII.5.6.2 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



FigVIII-5 Schéma statique du débord

**a) Sollicitation de calcul :**

✓ **A l'ELU :**

$$q_u = 135.14 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-135.14 \times 0,5^2}{2} = -16.89 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_s = 96.20 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-96.20 \times 0,5^2}{2} = -12.03 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des armatures a l'ELU :****b-1 Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m ; } d = 27 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.89 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.89 \times 10^3}{0,992 \times 27 \times 348} = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 25 \text{ cm}$

**b-2 Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 2 \text{ HA}12/\text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$

**c) Vérification à l'ELU :****❖ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.89}{12.03} = 1.40$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$  Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VIII.5.6.3 Ferrailage de la nervure :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Pour les charges triangulaires :**

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

**Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6).$$

$$L_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

**◆ Détermination des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 154.89 - \frac{6775.72}{343.12} - \frac{1816.09}{121.07} = 120.14 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 115.95 - \frac{6775.72}{343.12} - \frac{1816.09}{121.07} = 81.20 \text{ kN/m}$$

➤ Sens transversale : nervure (file12)

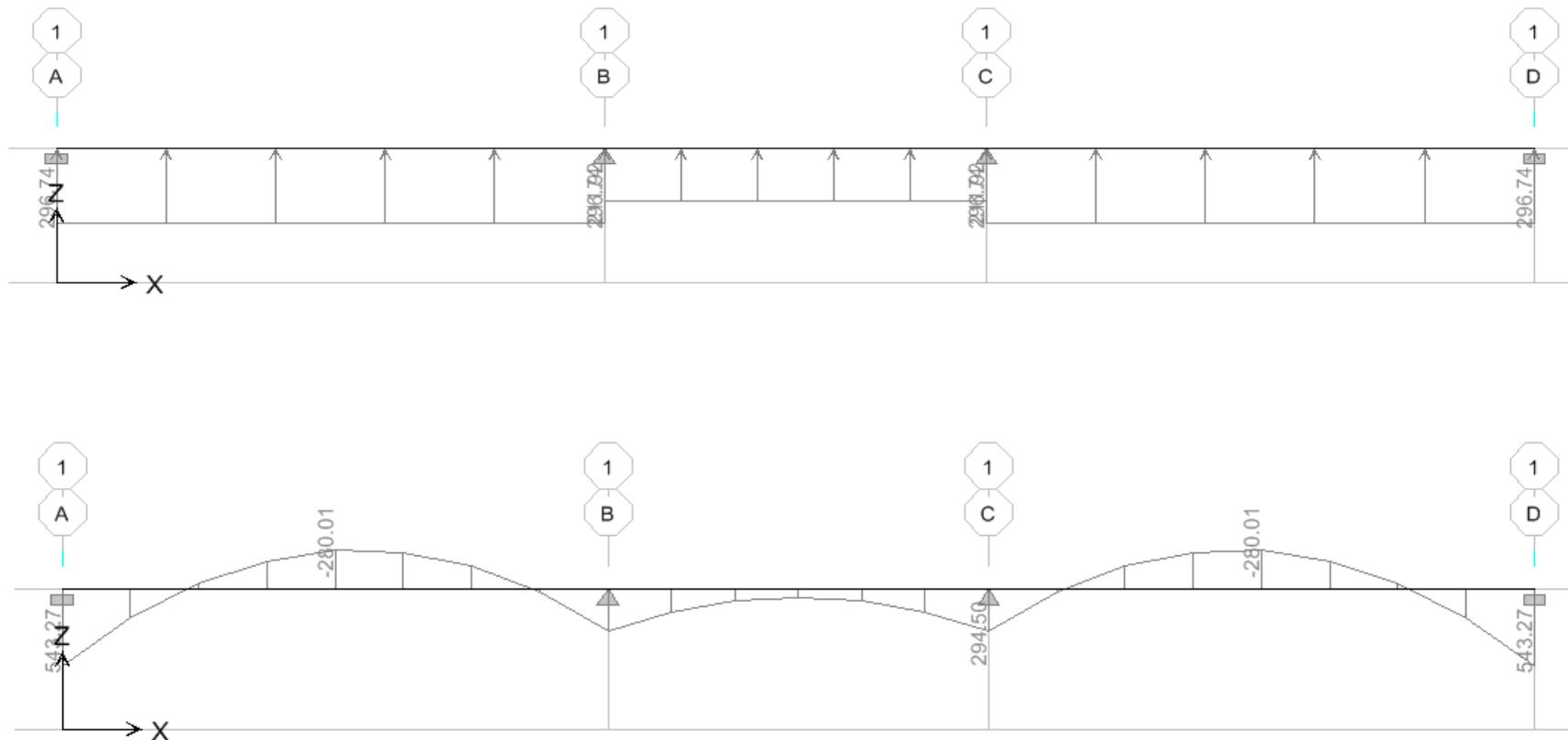
- Calcul des charges :

travée	panneau	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	P	Chargement	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	moment fléchissant				effort tranchant			
										Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>
A_B	1	3.20	3.80	0.84	Trapèze	1.22	1.03	120.14	81.20	146.57	296.74	99.06	200.56	123.74	246.28	83.63	166.45
	2	3.40	3.80	0.89	Trapèze	1.25	1.02	120.14	81.20	150.17		101.50		122.54		82.82	
B_C	1	2.65	3.20	0.82	Triangle	0.88	0.87	120.14	81.20	105.96	211.92	71.46	142.92	104.52	216.25	70.64	146.15
	2	2.65	3.40	0.77	Triangle	0.88	0.93	120.14	81.20	105.96		71.46		111.73		75.51	
C_D	1	3.20	3.80	0.84	Trapèze	1.22	1.03	120.14	81.20	146.57	296.74	99.06	200.56	123.74	246.28	83.63	166.45
	2	3.40	3.80	0.89	Trapèze	1.25	1.02	120.14	81.20	150.17		101.50		122.54		83.63	

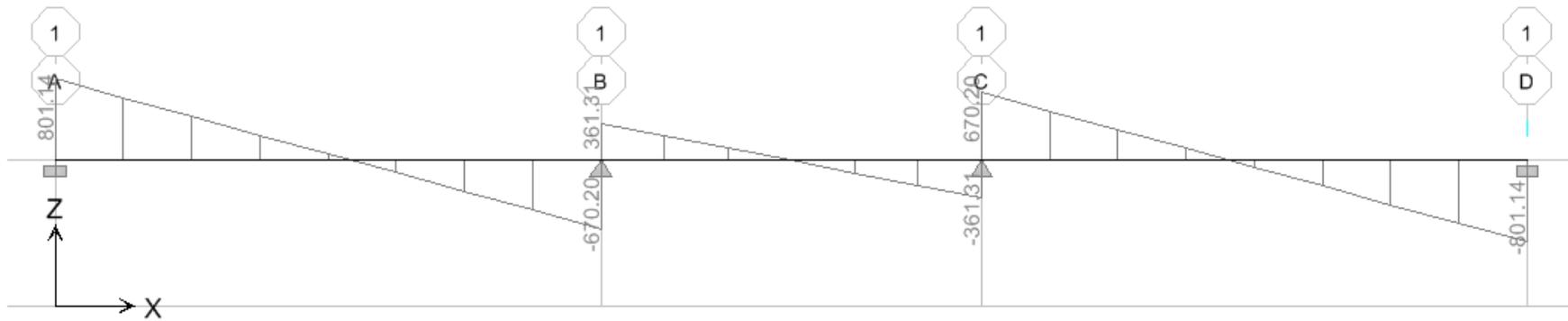
**Tableau VIII-1 : Calcul des charges revenant a la nervure sens XX .**

- Détermination des efforts :

❖ E.L.U



FigVIII-6:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



**FigVIII-7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

- **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 280.01 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -543.27 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = -543.27 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{543.27 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,112 \quad (u_1 = 0,392)$$

**La section est simplement armée**

$$\mu_u = 0,112 \rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{543.27 \times 10^3}{0,940 \times 87 \times 348} = 19.09 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 5HA16 + 5HA16 Chapeaux = 20.10cm<sup>2</sup>

✓ **En travée :**

$$M_t = 280.01 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{280.01 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,058 \quad (u_1 = 0,392)$$

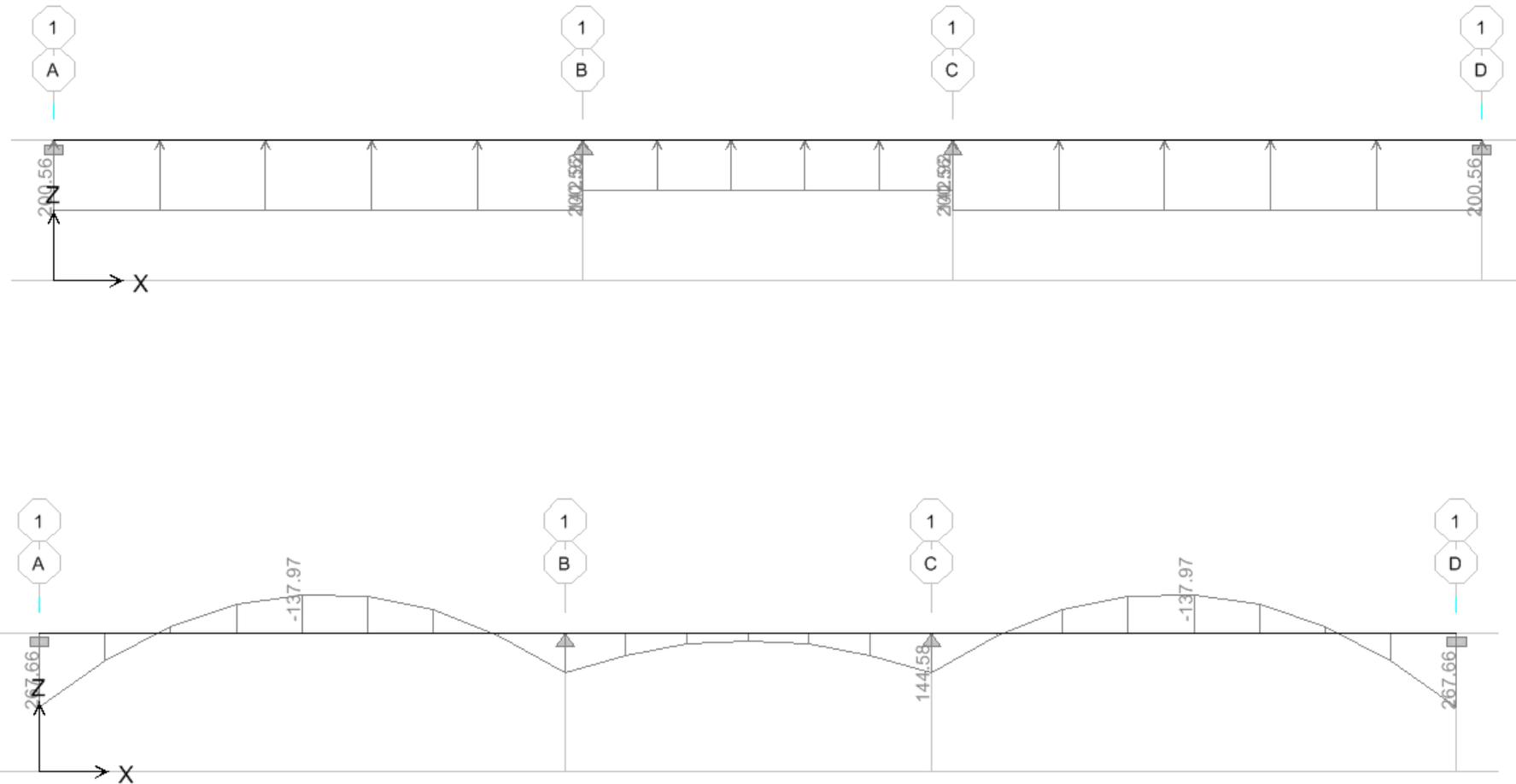
**La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

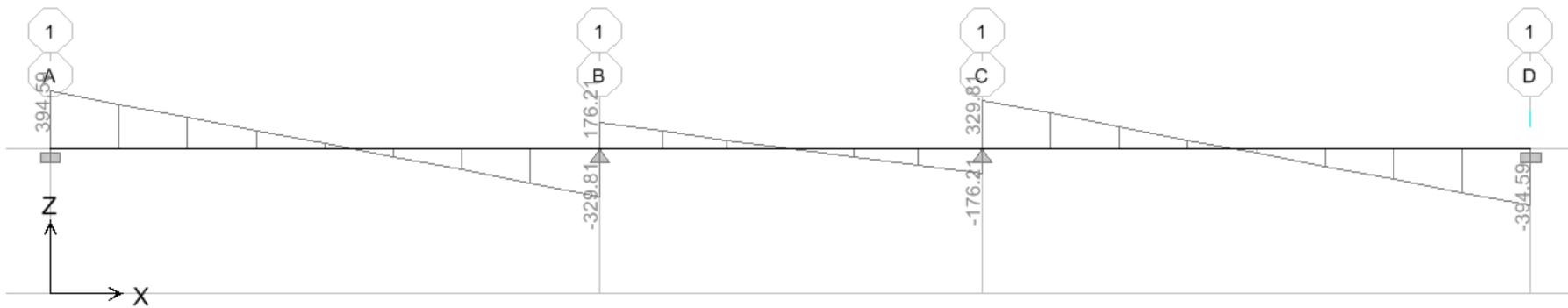
$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{280.01 \times 10^3}{0,970 \times 87 \times 348} = 9.53 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>.

❖ E. L.S



FigVIII-8:Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S



**FigVIII-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

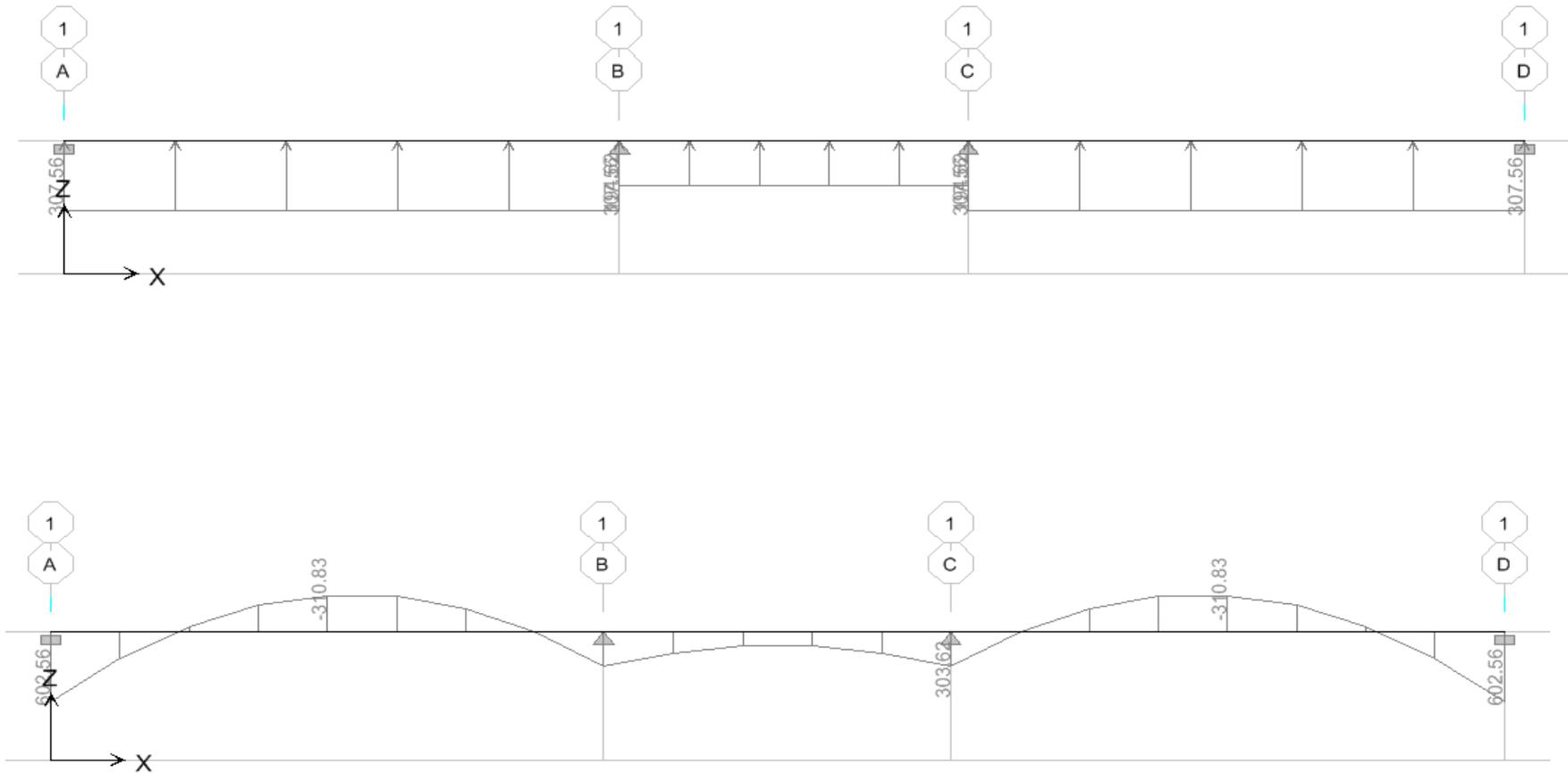
- Sens longitudinale : nervure (file 02)
- ❖ Calcul des charges

travée	panneau	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	ρ	Chargement	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	moment fléchissant				effort tranchant			
										Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Σ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	Σ Q <sub>s</sub>
A-B	1	3.50	3.90	0.90	Trapèze	1.28	1.04	120.14	81.20	153.78	307.56	103.94	207.88	125.21	250.42	84.44	168.88
	2	3.50	3.90	0.90	Trapèze	1.28	1.04	120.14	81.20	153.78		103.94		125.21		84.44	
B-C	1	2.45	3.50	0.70	Triangle	0.81	0.61	120.14	81.20	97.31	194.62	65.77	131.54	73.44	146.88	49.53	99.06
	2	2.45	3.50	0.70	Triangle	0.81	0.61	120.14	81.20	97.31		65.77		73.44		49.53	
C-D	1	3.50	3.90	0.90	Trapèze	1.28	1.04	120.14	81.20	153.78	307.56	103.94	207.88	125.21	250.42	84.44	168.88
	2	3.50	3.90	0.90	Trapèze	1.28	1.04	120.14	81.20	153.78		103.94		125.21		84.44	

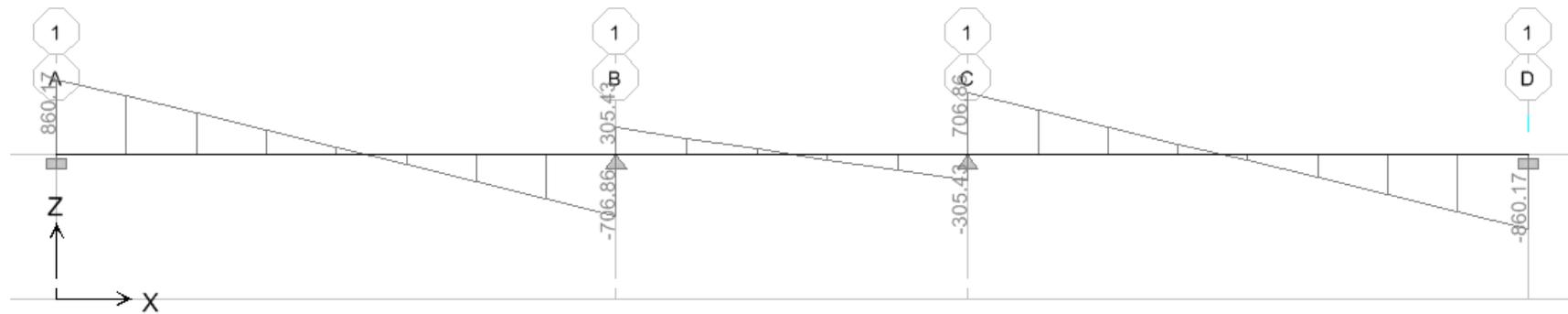
**Tableau VIII-2 : Calcul des charges revenant a la nervure sens YY .**

- Détermination des efforts :

❖ E.L.U



FigVIII-9: Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



**FigVIII-10 :Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

- **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 310.83 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -602.56 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = -602.56 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{602.56 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,124 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

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

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{602.56 \times 10^3}{0,934 \times 87 \times 348} = 21.31 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}20 + 4\text{HA}16 \text{ Chapeaux} = 23.74 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 310.83 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{310.83 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,064 \quad (u_1 = 0,392)$$

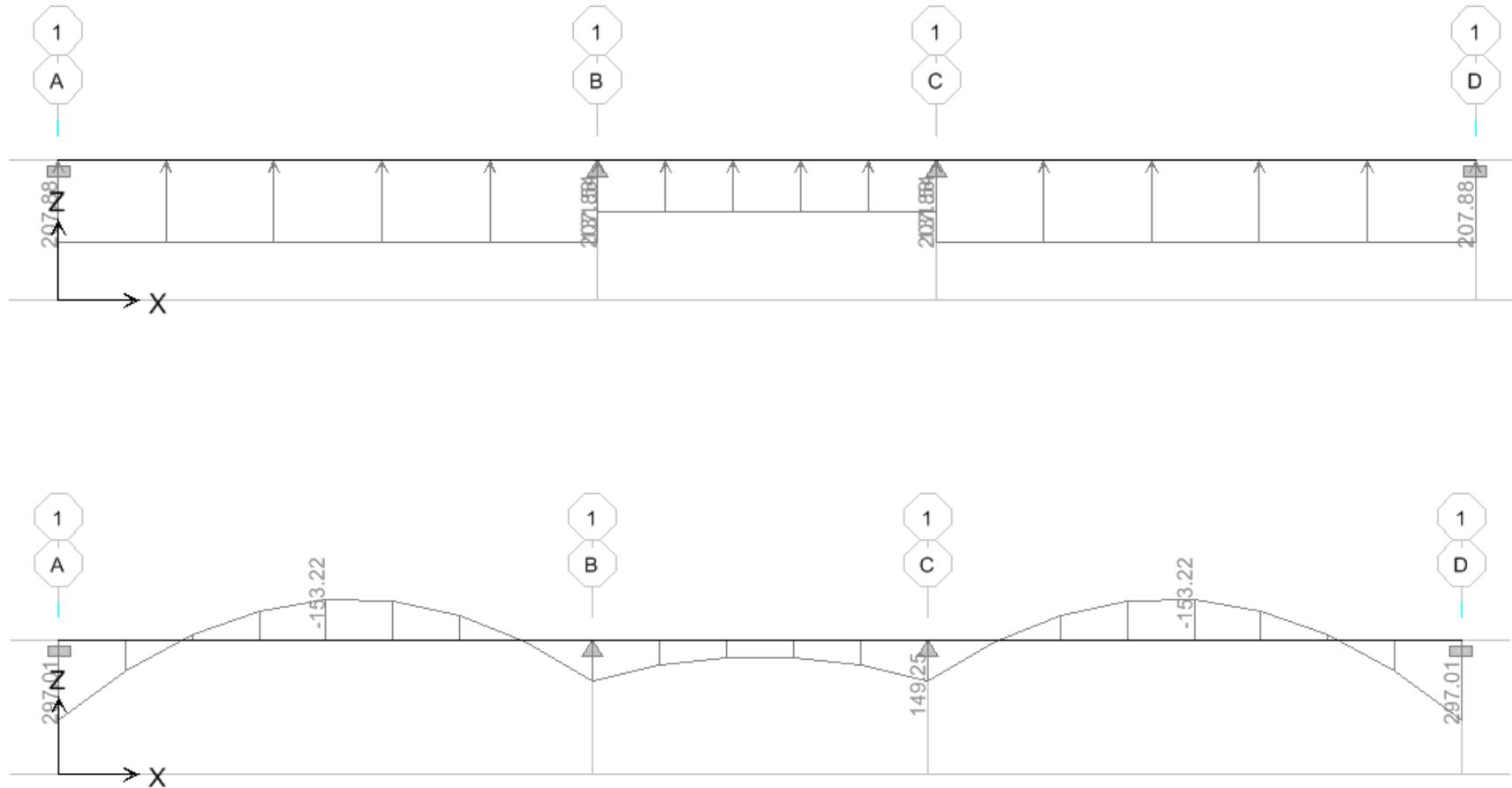
La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

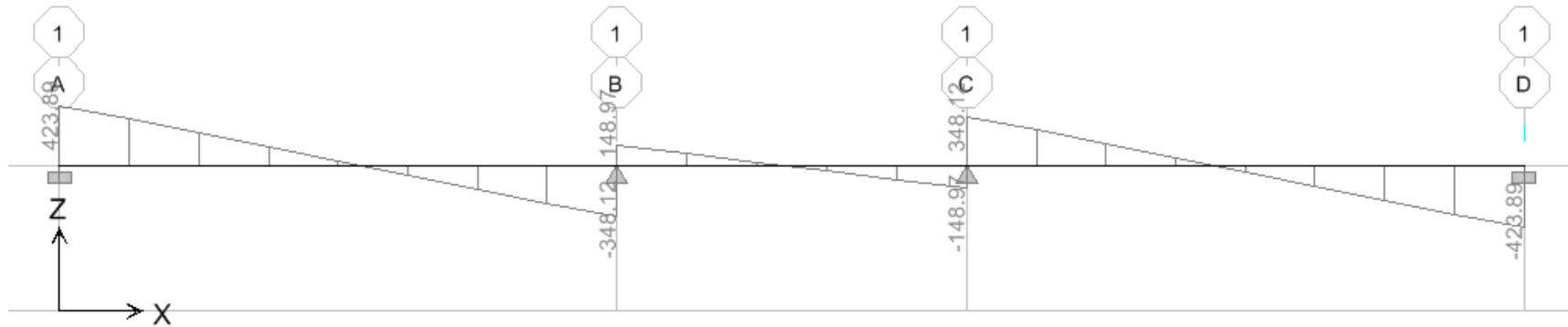
$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{310.83 \times 10^3}{0,967 \times 87 \times 348} = 10.62 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 5HA20 = 15.70 cm<sup>2</sup>.

❖ E. L.S



**FigVIII-11 :Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S**



**FigVIII-12 :Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

**a) Vérifications à l'ELU :****- Condition de non fragilité :****❖ Sens X-X :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 20.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_{ut} = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**❖ Sens Y-Y :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 23.74 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_{ut} = 15.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**- Vérification de la contrainte de cisaillement :****❖ Sens X-X:**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{801.14 \times 10^3}{450 \times 870} = 2.04 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2.04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**❖ Sens Y-Y:**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{860.17 \times 10^3}{450 \times 870} = 2,19 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**- Espacement des armatures transversales :****❖ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{22.5 ; 19.6\} = 19.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

**❖ En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

**- Armatures transversales minimales :**

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (25.71 ; 45 ; 20)$$

$$\text{Soit } \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (deux cadres).}$$

**b) Vérifications à l'ELS :****❖ Sens X-X :****- Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{543.27}{267.66} = 2,03$$

$$\mu = 0,112 \rightarrow \alpha = 0,1489$$

$$\alpha = 0,1489 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,765 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**- En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{280.01}{137.97} = 2.03$$

$$\mu = 0,058 \rightarrow \alpha = 0,0747$$

$$\alpha = 0,0747 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,765 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Sens Y-Y :****- Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{602.56}{297.01} = 2.03$$

$$\mu = 0,124 \rightarrow \alpha = 0,1660$$

$$\alpha = 0,1660 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,765 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**- En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{310.83}{153.22} = 2.03$$

$$\mu = 0,064 \rightarrow \alpha = 0,0828$$

$$\alpha = 0,0828 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,765 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

La condition  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée, il n'est donc pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

**f) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

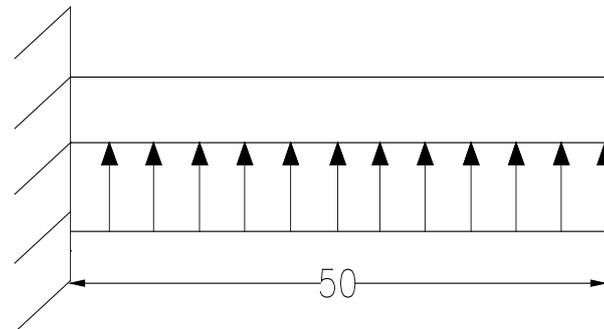
Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 0,90 = 3,33 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA16 avec  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

**VII.5.8 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Fig.VII.13 : Schéma statique du débord.**

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis, et des poutres.

## Conclusion générale

---

### **Conclusion général :**

*Quand ce projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à la quelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul :*

- *Nous avons dimensionné la structure en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.*
- *vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.*
- *La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.*
- *Nous constatons qu'une bonne conception joue un rôle important dans l'étude génie civil.*

*Cette étude nous a permis de mettre en application les diverses connaissances acquises durant notre formation et de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.*

*En fin nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir.*



# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

## Ouvrages

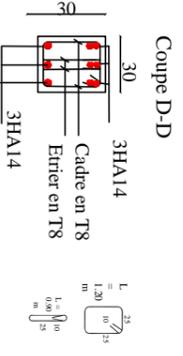
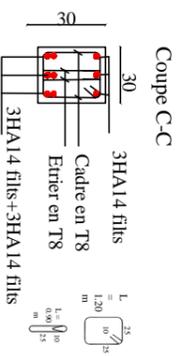
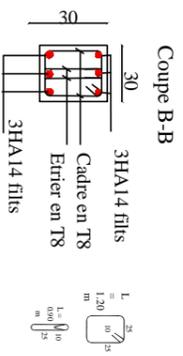
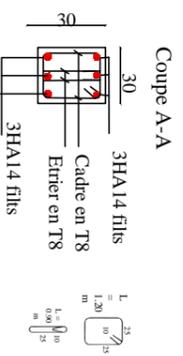
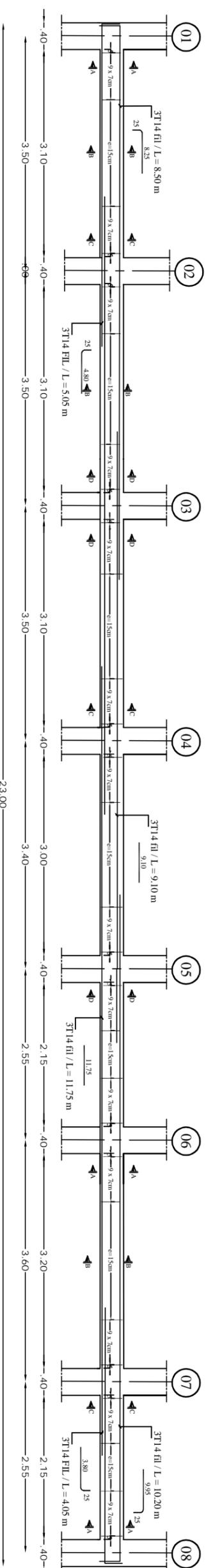
- ✓ BELAZOUGUI M : calcul des ouvrages en béton armé. Edition à office des publications universitaire.
- ✓ PIERRE CHARON : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83(théorie et application). Edition EYROLLES 1991.
- ✓ DAVIDOVICI V : formulaire en béton armé. Edition le moniteur.
- ✓ ANDRE COIN : ossature des bâtiments. Edition EYROLLES.

## Logiciels

- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0).
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

## du RDC au 09ème étage

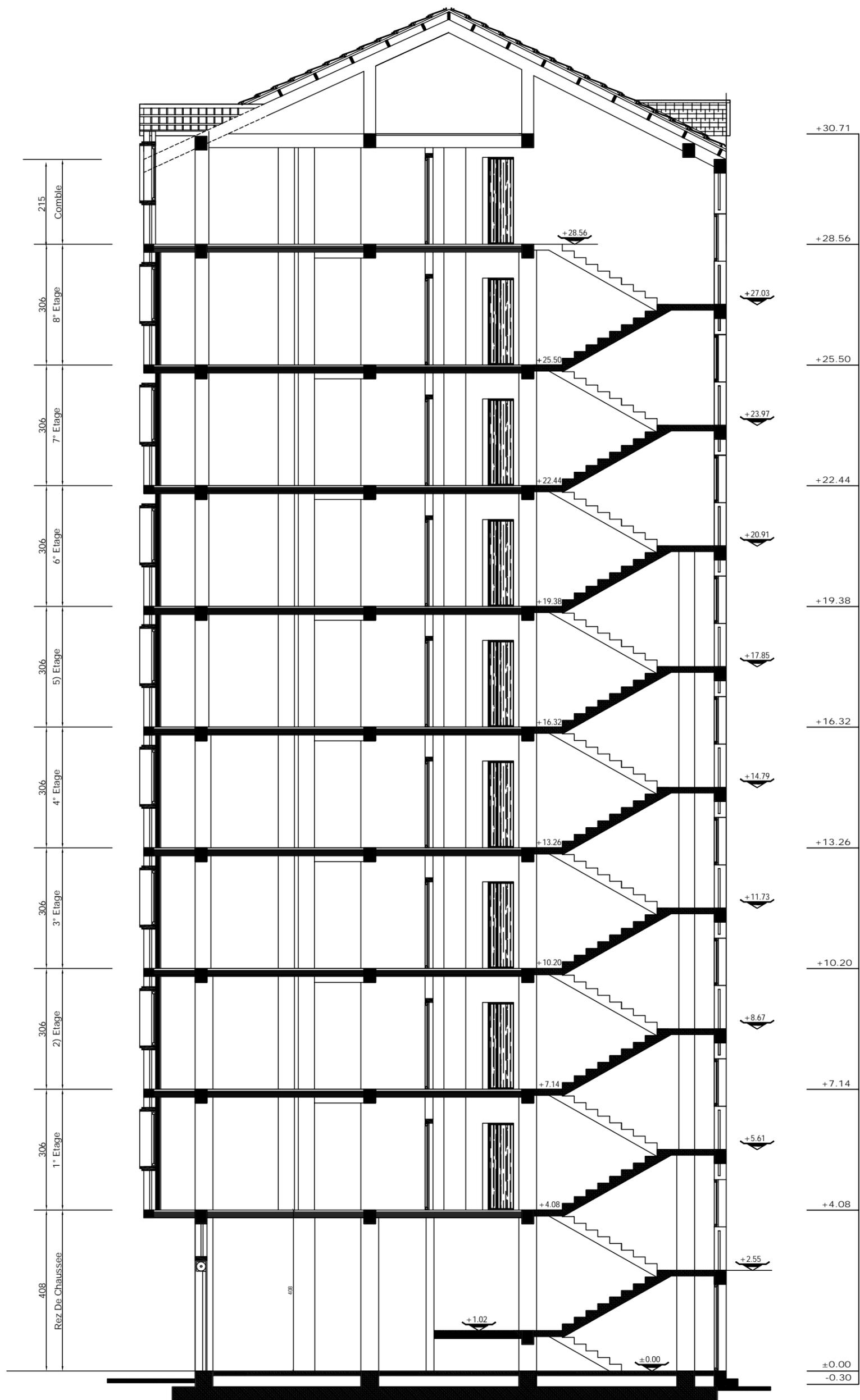
### - Ferrailage des poutres secondaires(30x30) AXES fil D



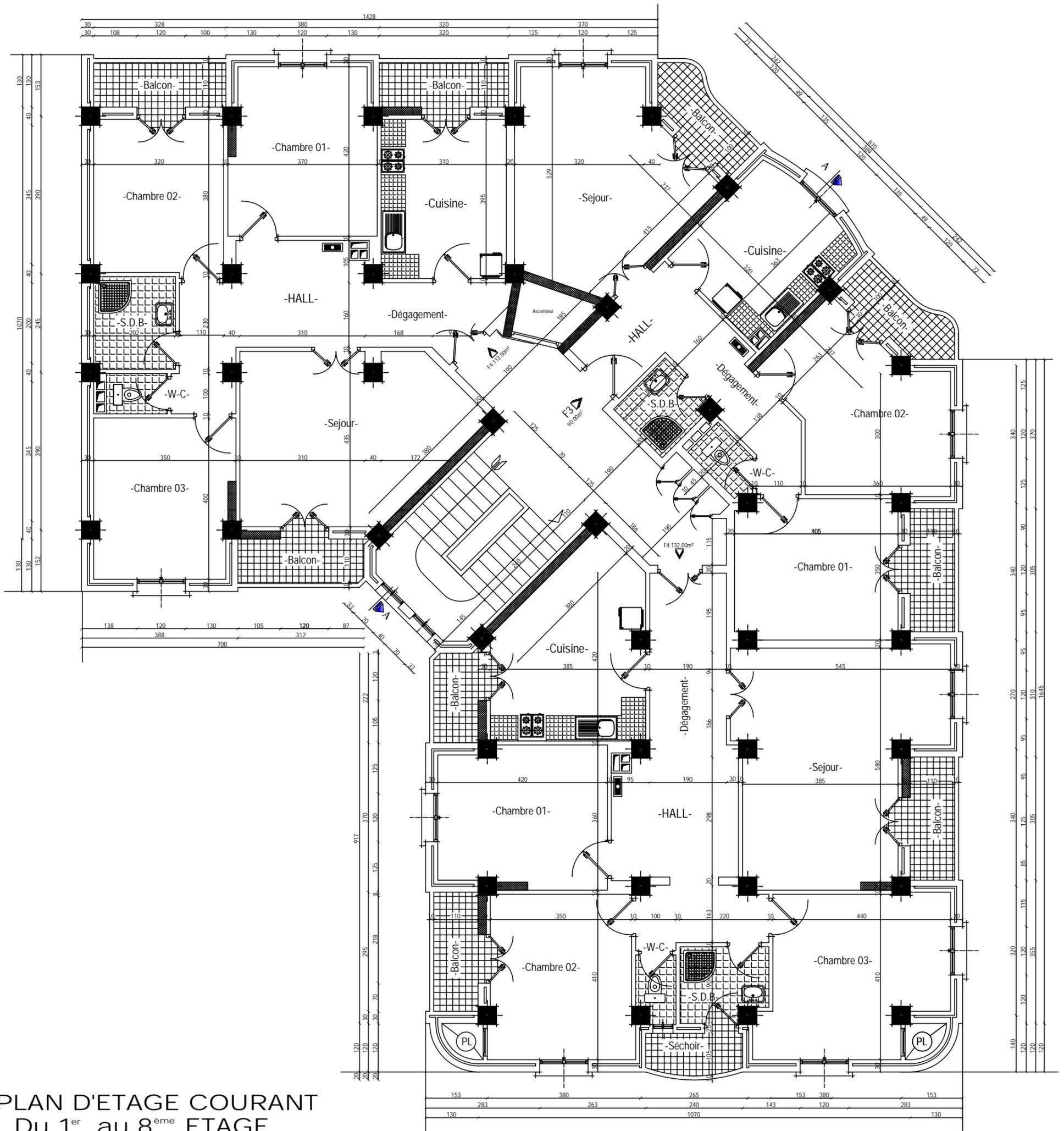
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOU OUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<p><b>ETUDE PAR:</b> Mr. OULEFKI Toufik Mr. MOULOU DJ Redouane Melle OULD AMER Sadia</p> <p><b>DIRIGE PAR:</b> Mr. LOUZAI</p> <p>PROMOTION 2013-2014</p>	<p><b>TITRE</b> FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES</p> <p><b>ECHELLE :</b> 1/100 - 1/50</p>
--	--

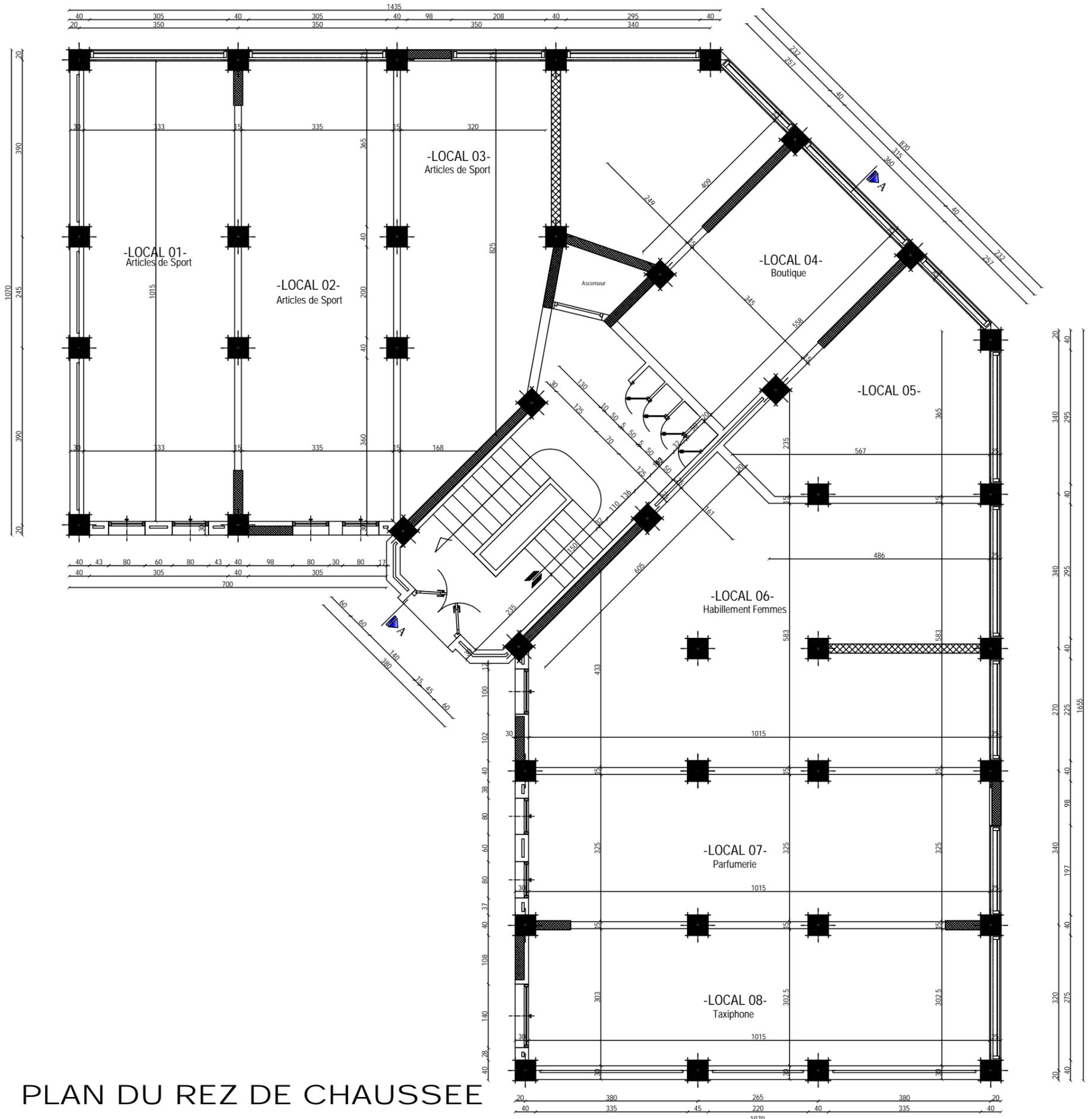




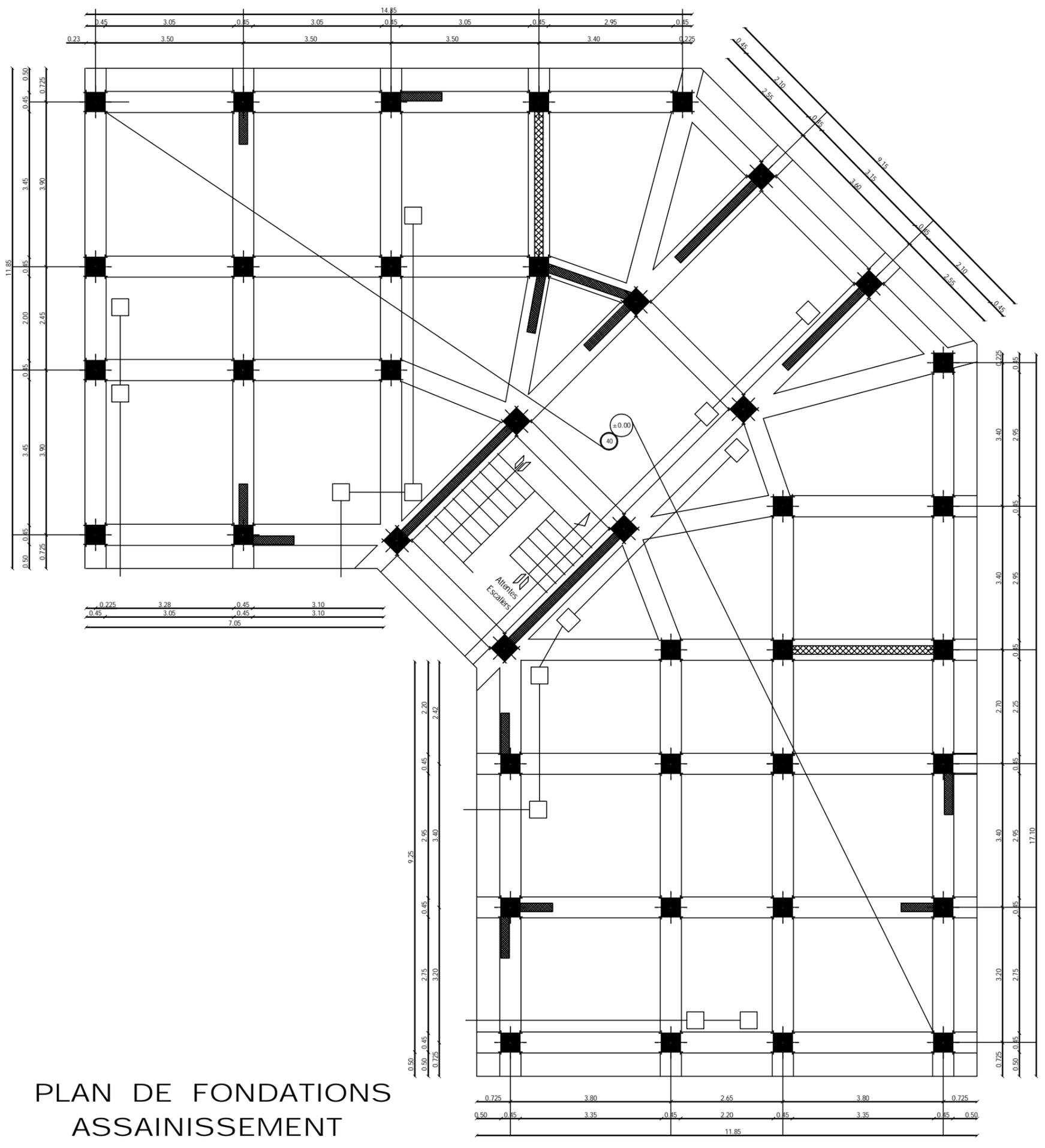
- COUPE A-A



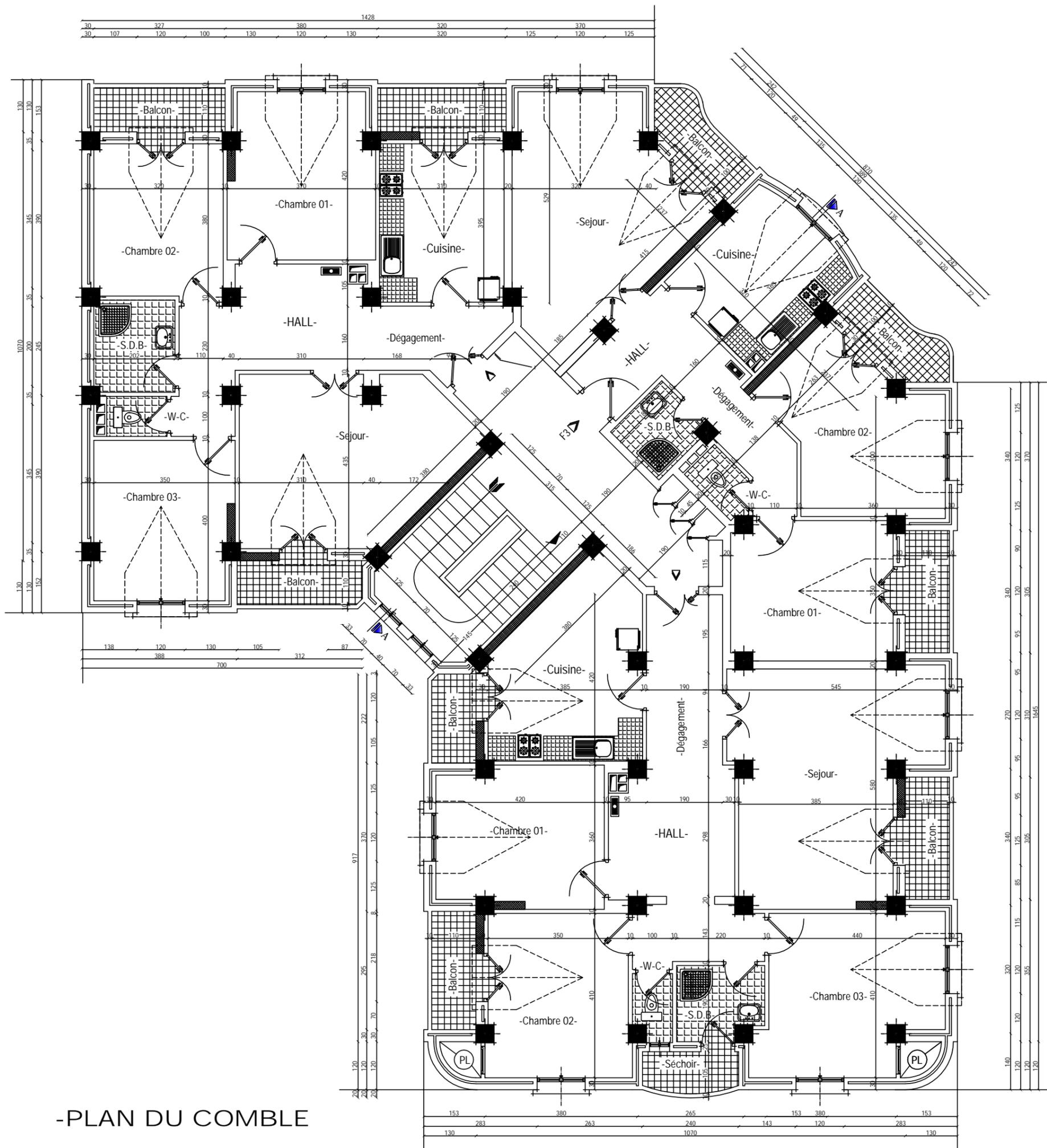
PLAN D'ETAGE COURANT  
 Du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> ETAGE



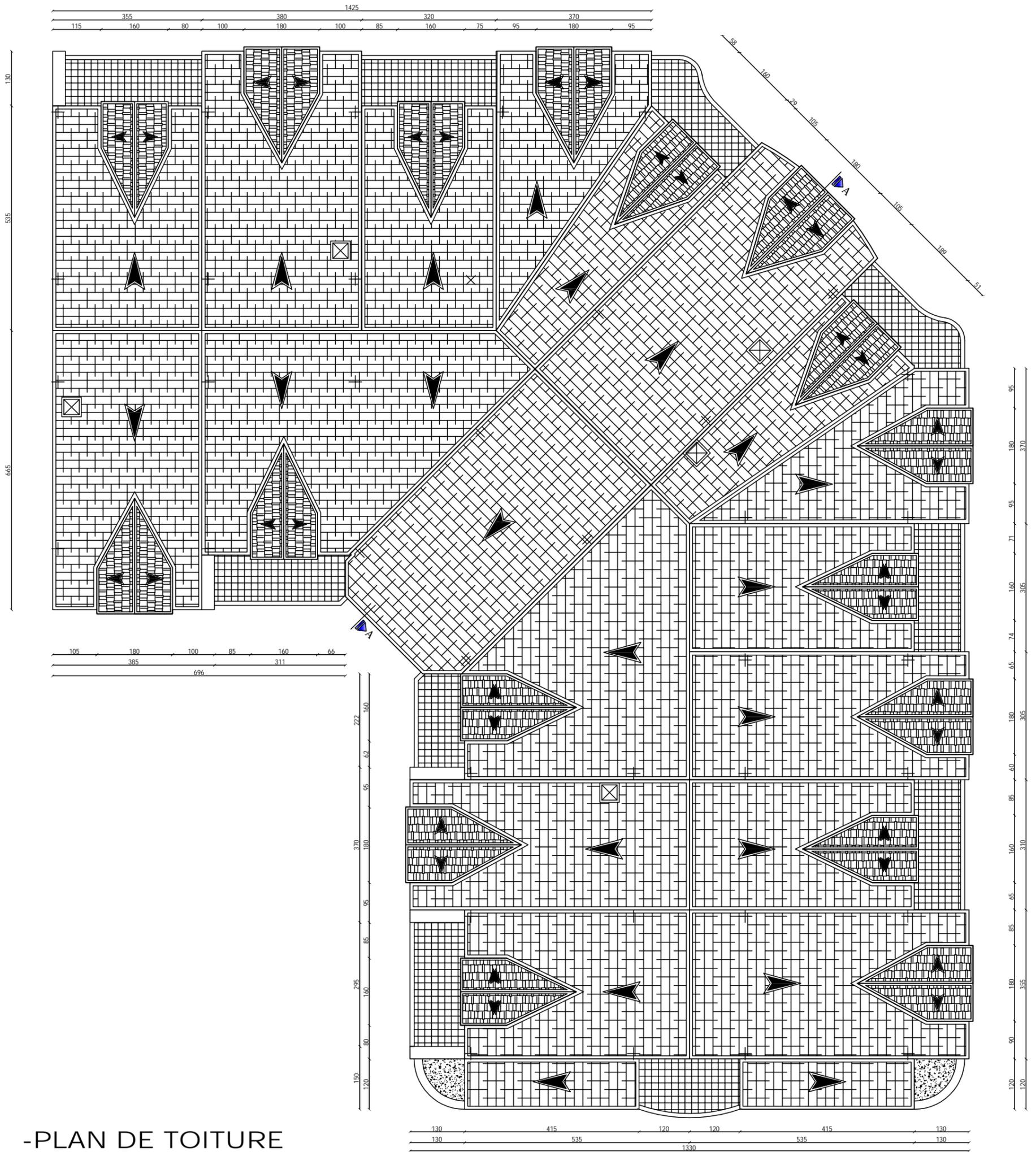
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



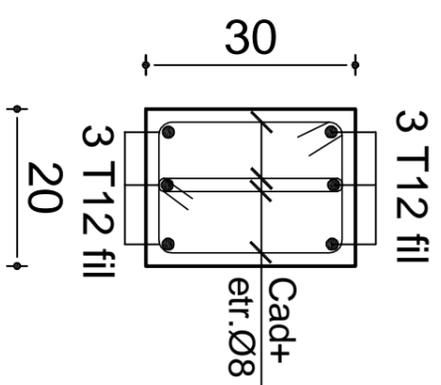
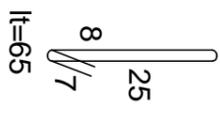
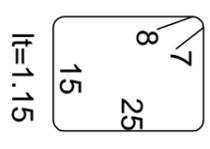
PLAN DE FONDATIONS  
ASSAINISSEMENT



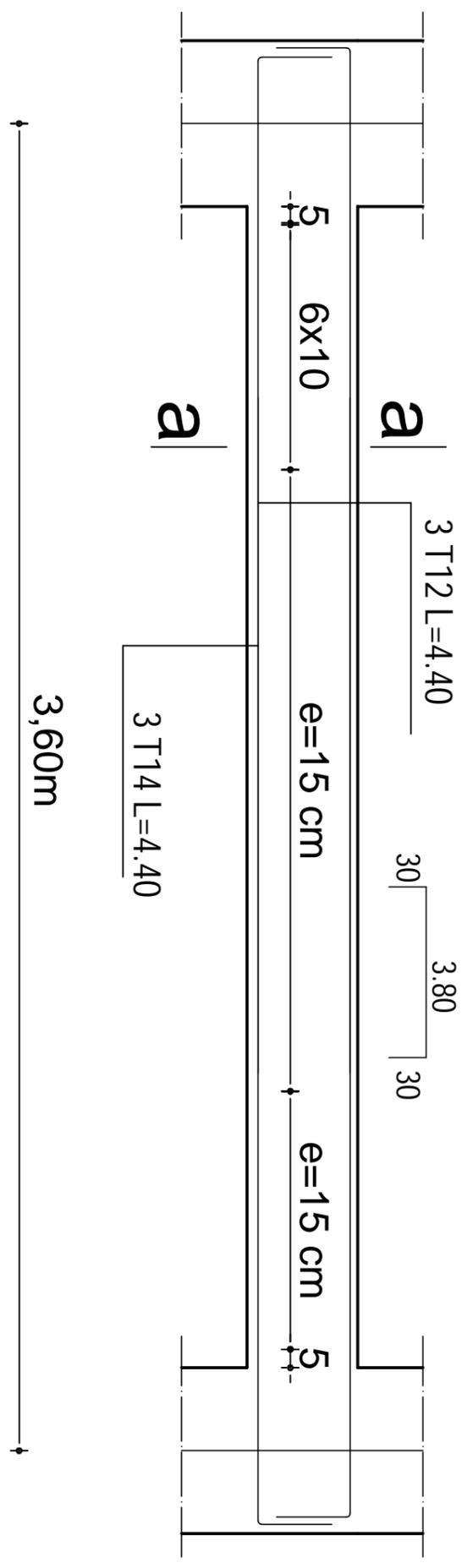
-PLAN DU COMBLE

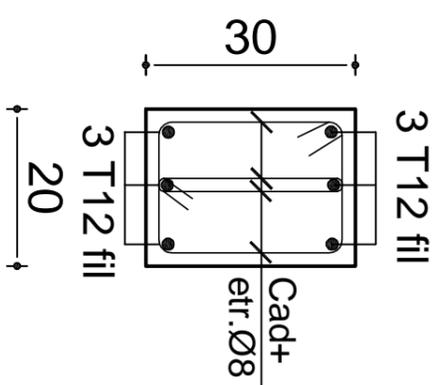
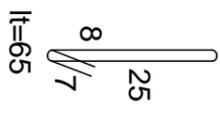
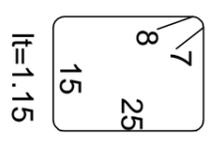


-PLAN DE TOITURE

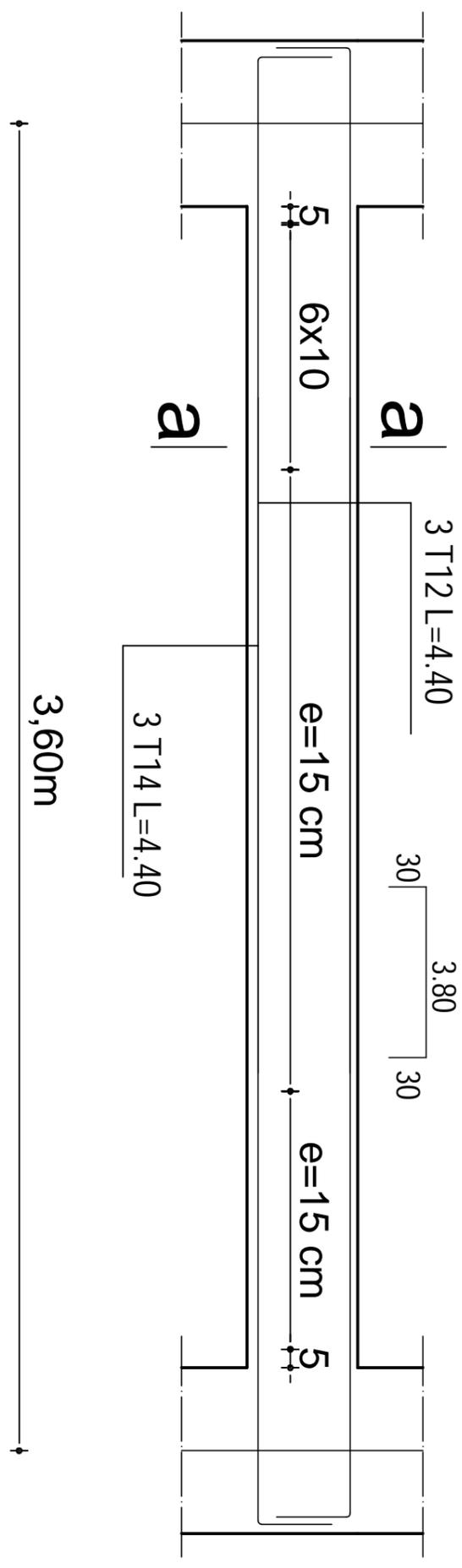


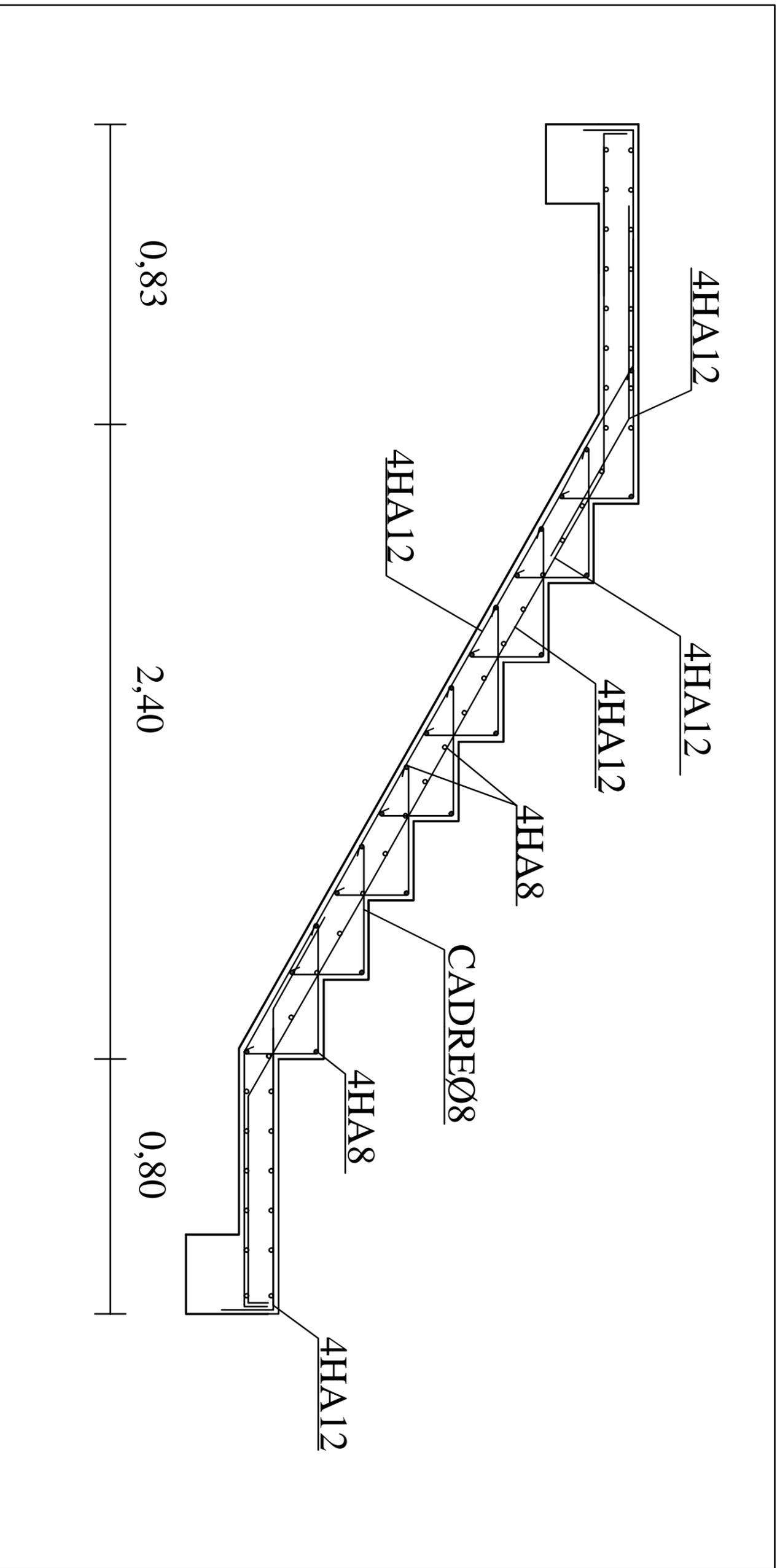
Coupe a-a:



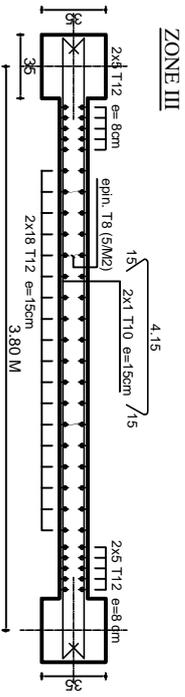
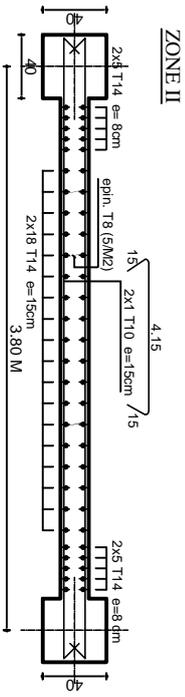
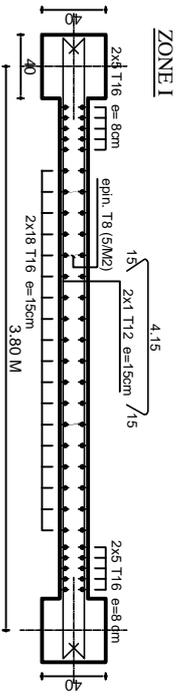


Coupe a-a:

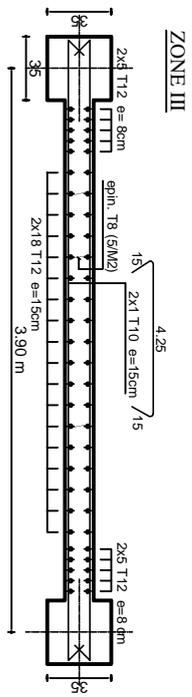
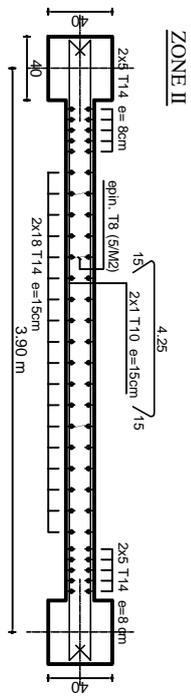
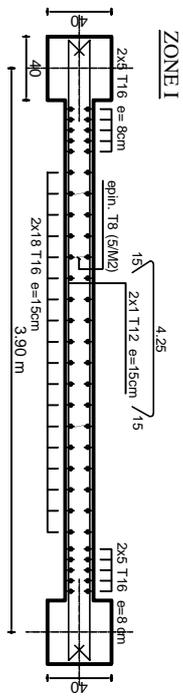




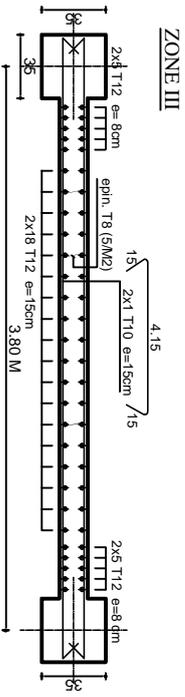
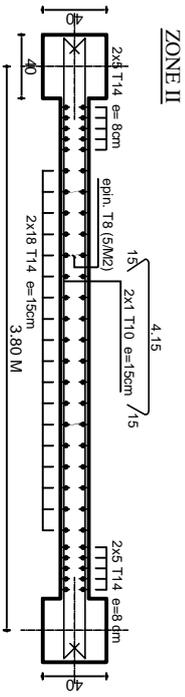
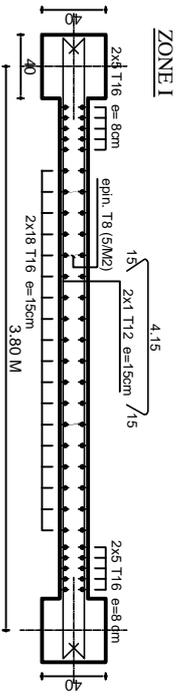
FERAILLAGE VOILE V14:



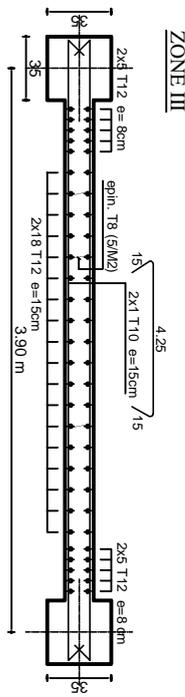
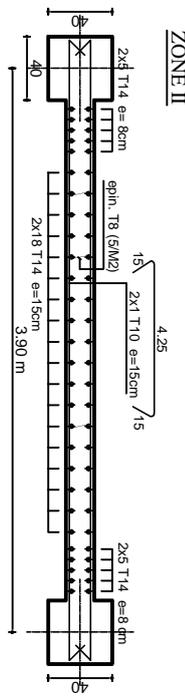
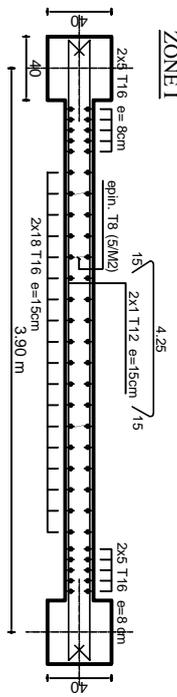
FERAILLAGE VOILE V15:



FERAILLAGE VOILE V14:

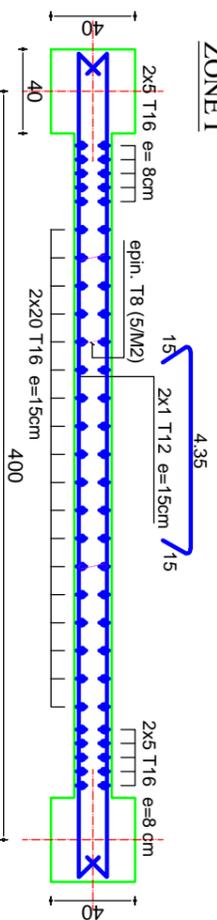


FERAILLAGE VOILE V15:

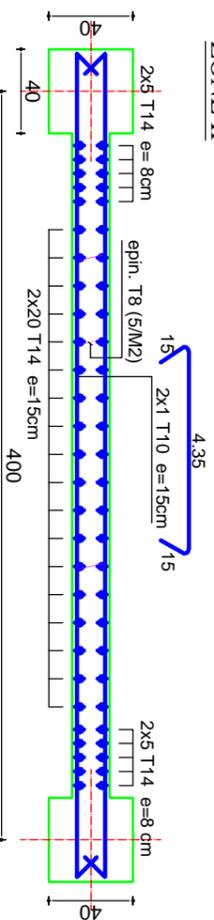


FERRAILLAGE VOILE V11, V10:

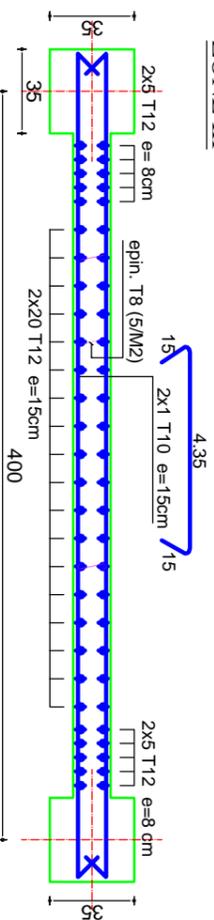
ZONE I



ZONE II

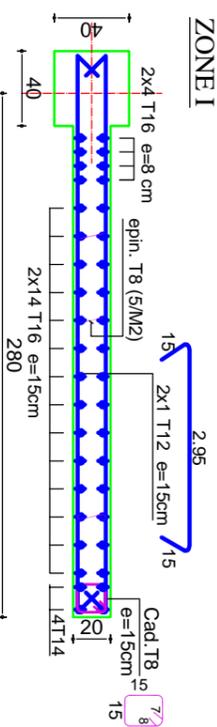


ZONE III

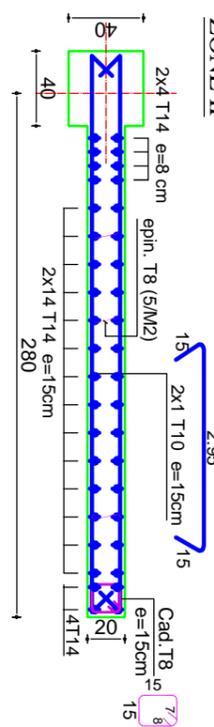


FERRAILLAGE VOILE V12, V13:

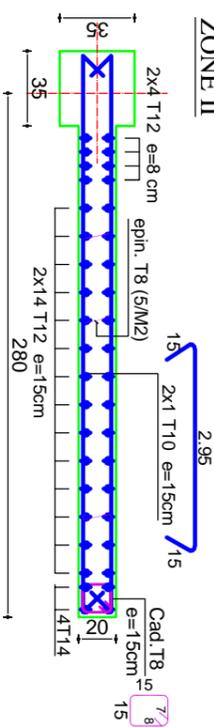
ZONE I



ZONE II

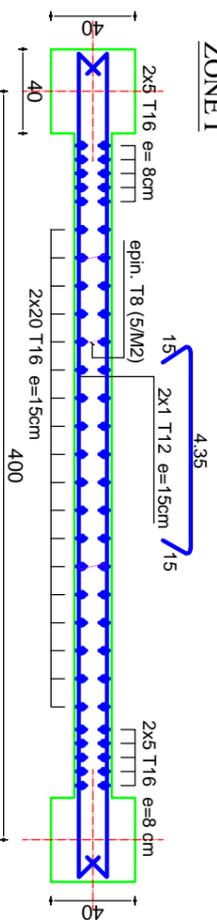


ZONE II

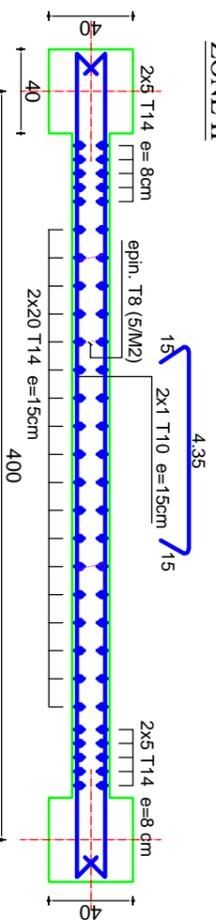


FERRAILLAGE VOILE V11, V10:

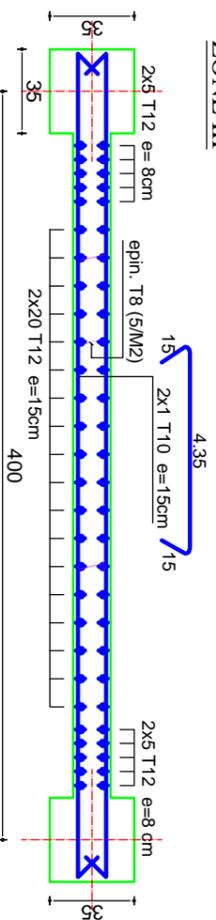
ZONE I



ZONE II

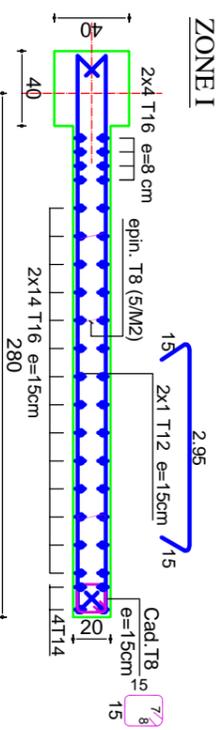


ZONE III

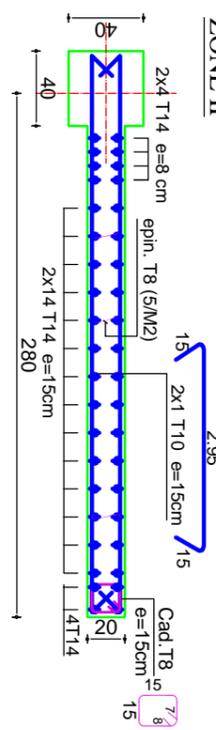


FERRAILLAGE VOILE V12, V13:

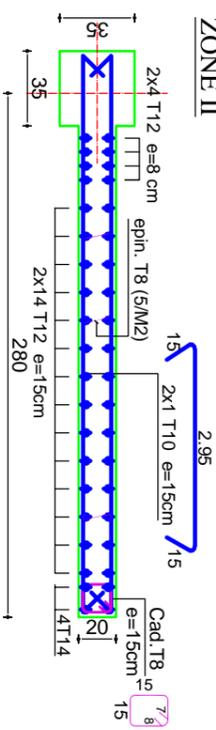
ZONE I



ZONE II

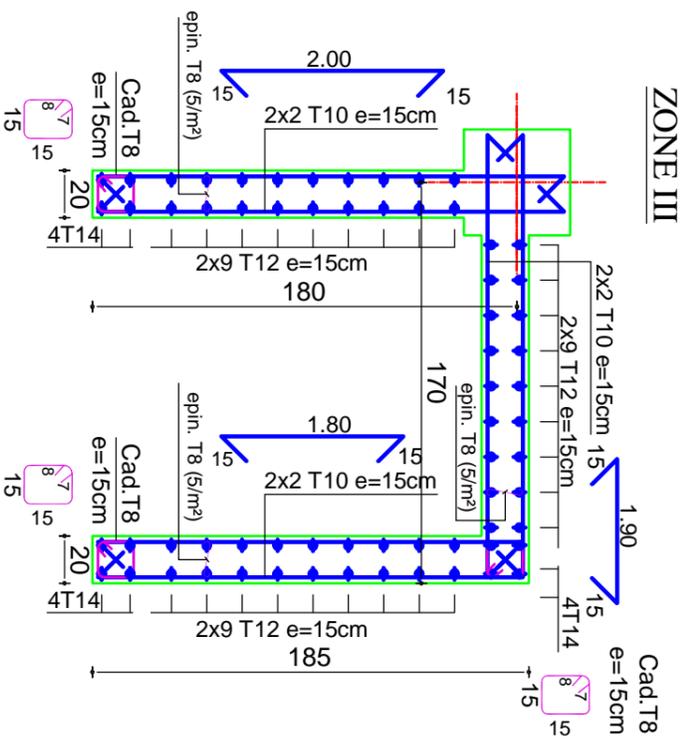
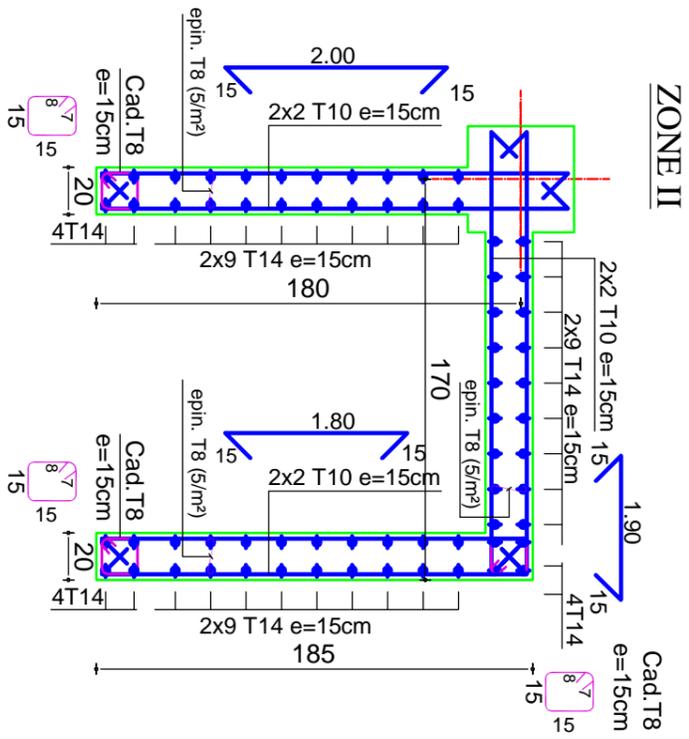
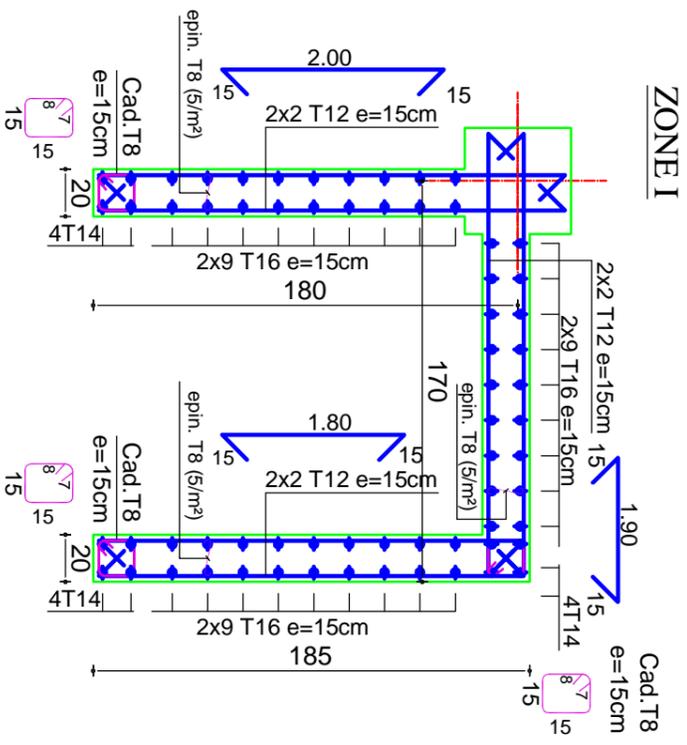


ZONE II

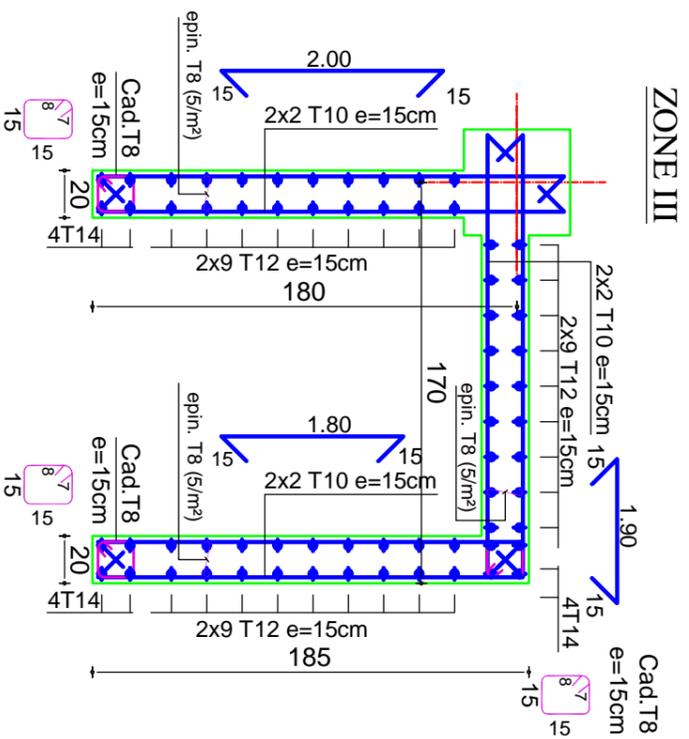
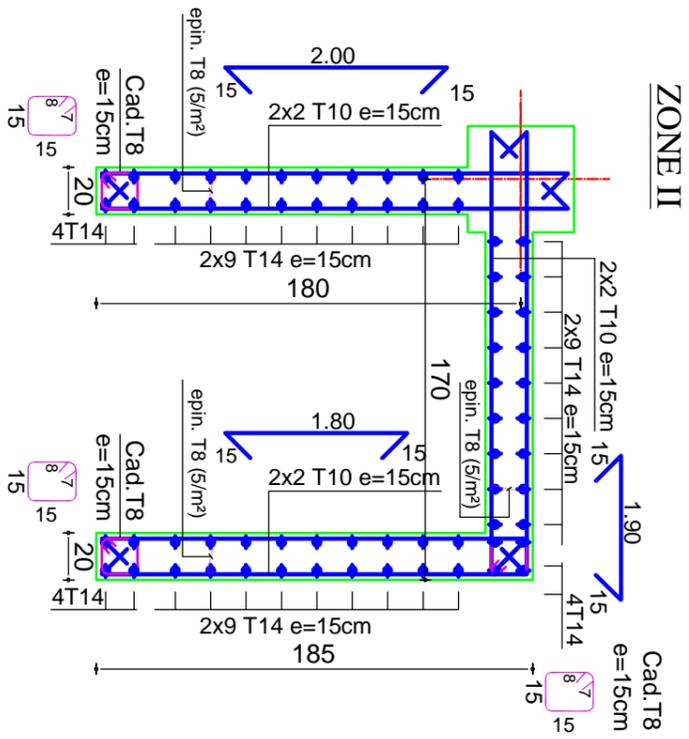
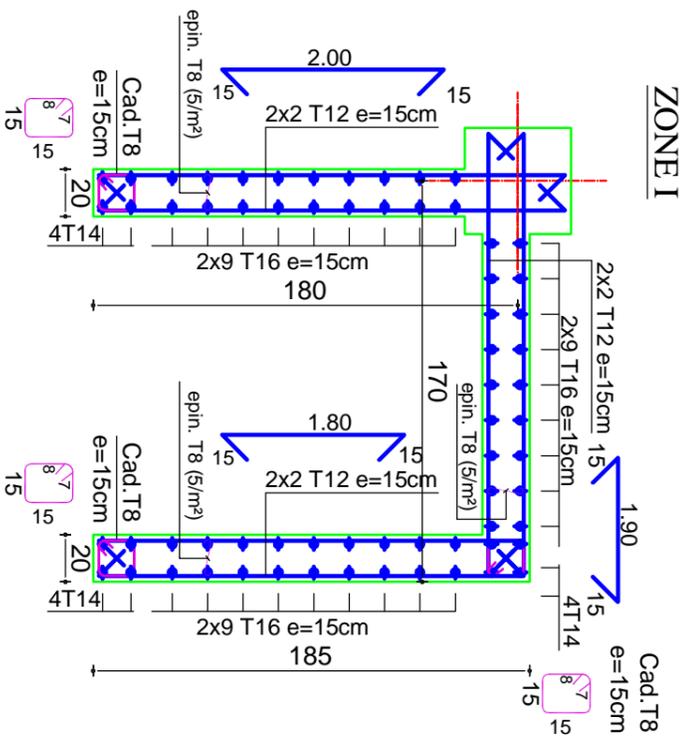








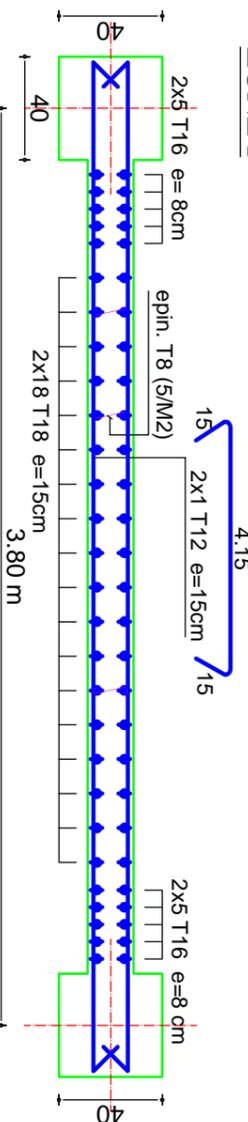
FERAILLAGE VOILE ASCENSEUR: V16, V17, V18



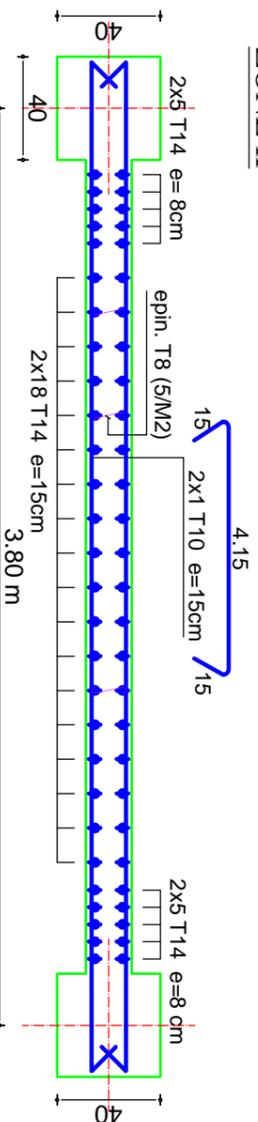
FERAILLAGE VOILE ASCENSEUR: V16, V17, V18

FERRAILLAGE VOILE V14

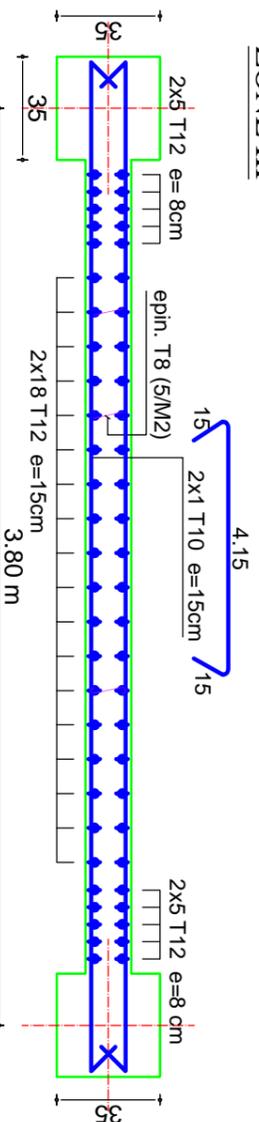
ZONE I



ZONE II

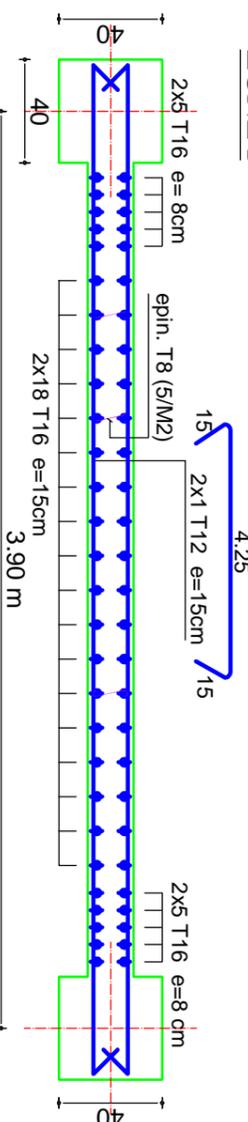


ZONE III

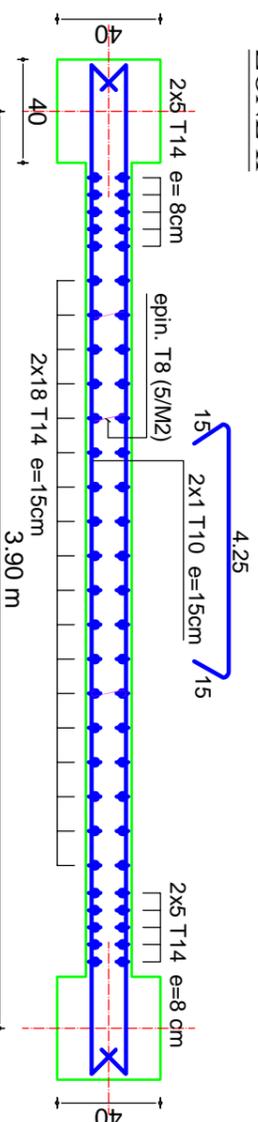


FERRAILLAGE VOILE V15

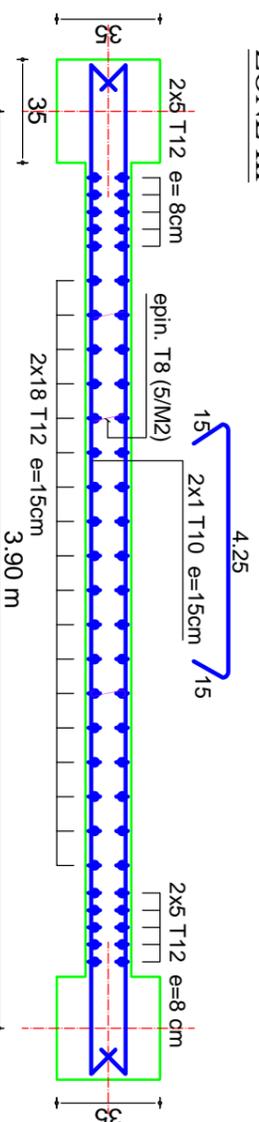
ZONE I



ZONE II

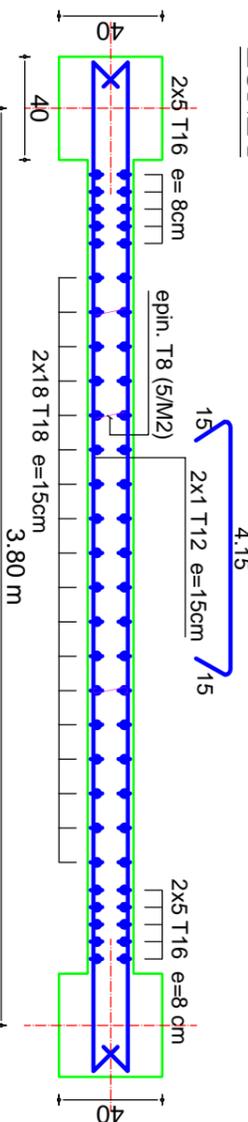


ZONE III

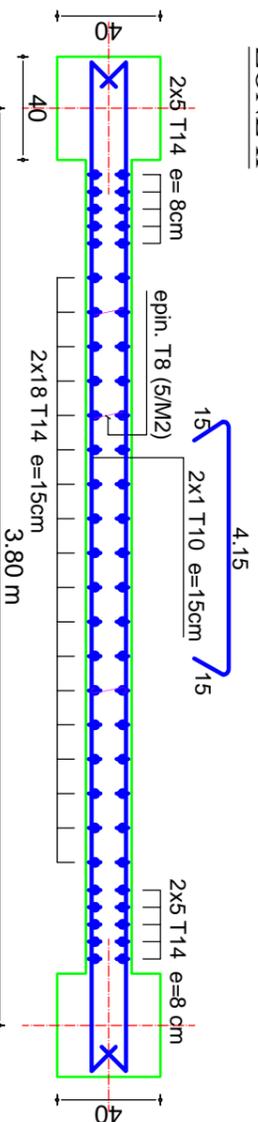


FERRAILLAGE VOILE V14

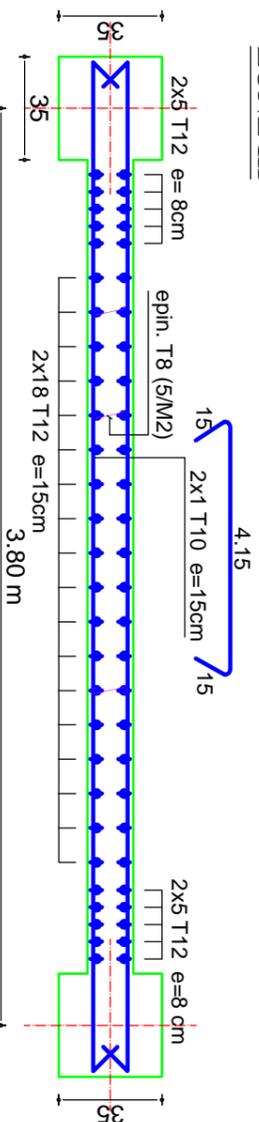
ZONE I



ZONE II

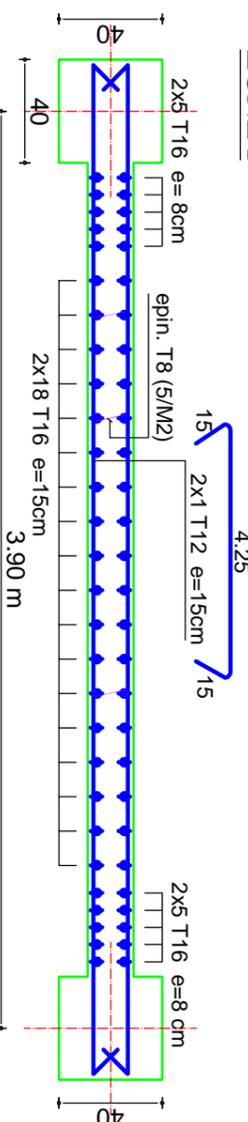


ZONE III

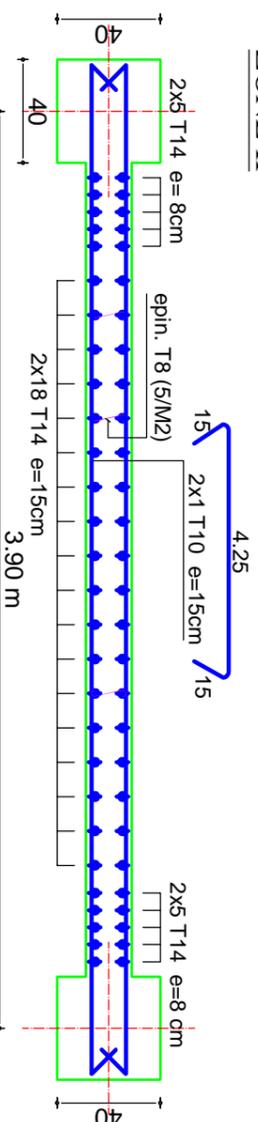


FERRAILLAGE VOILE V15

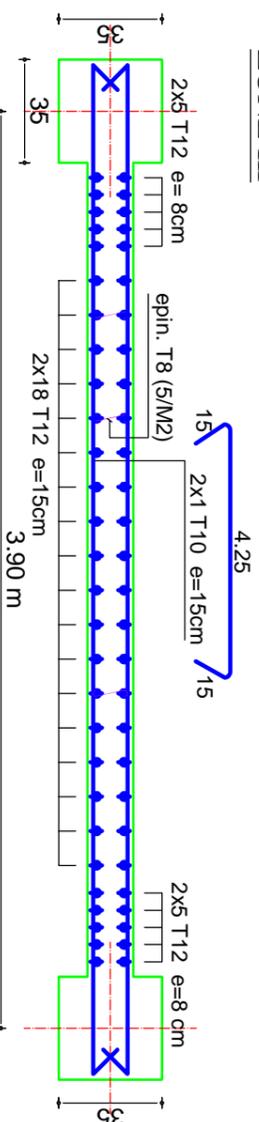
ZONE I



ZONE II

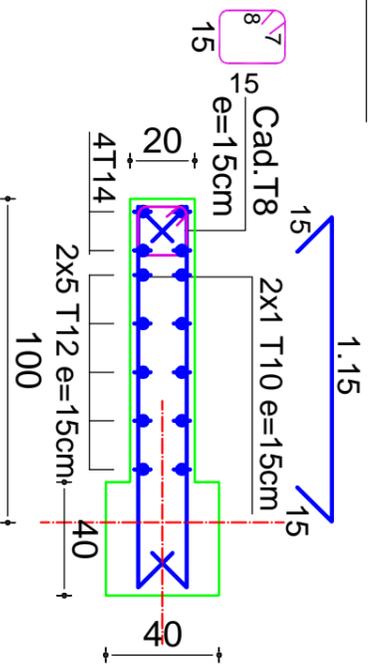


ZONE III

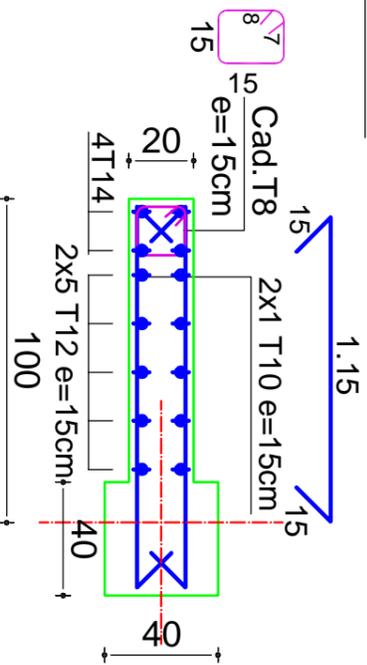


FERRAILLAGE VOILE V1, V2, V9:

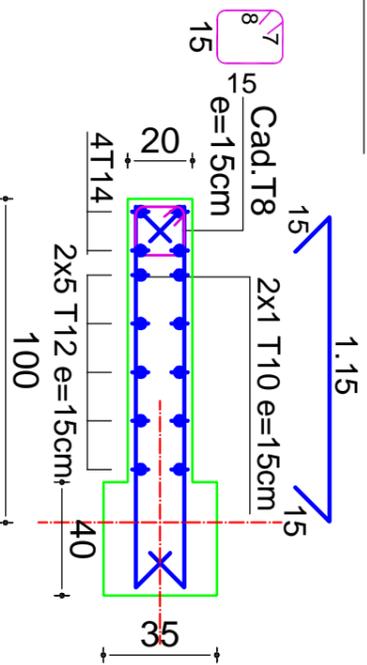
ZONE I



ZONE II

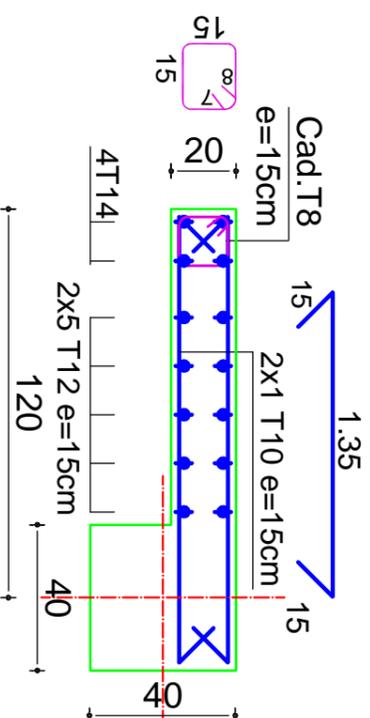


ZONE III

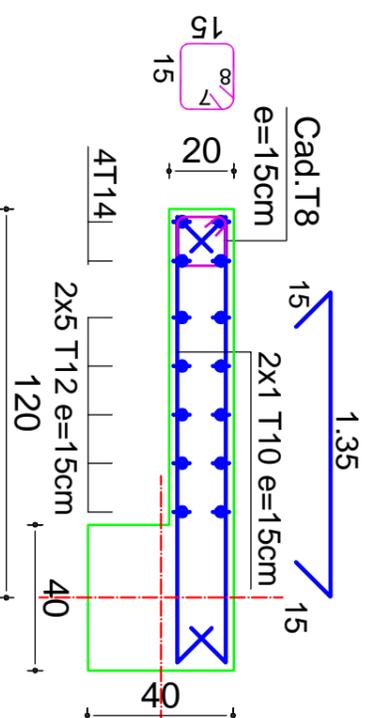


FERRAILLAGE VOILE V3, V4, V5, V6, V7, V8:

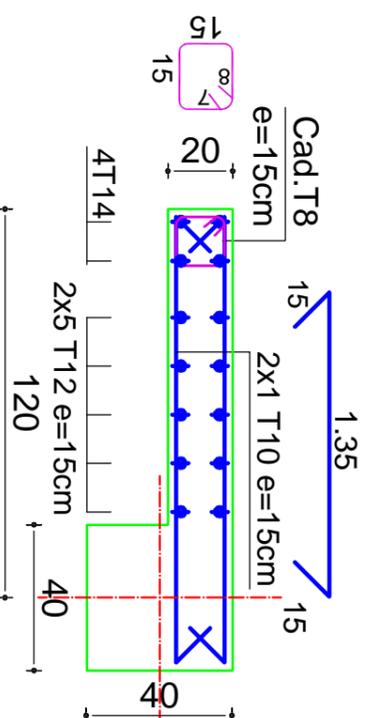
ZONE I

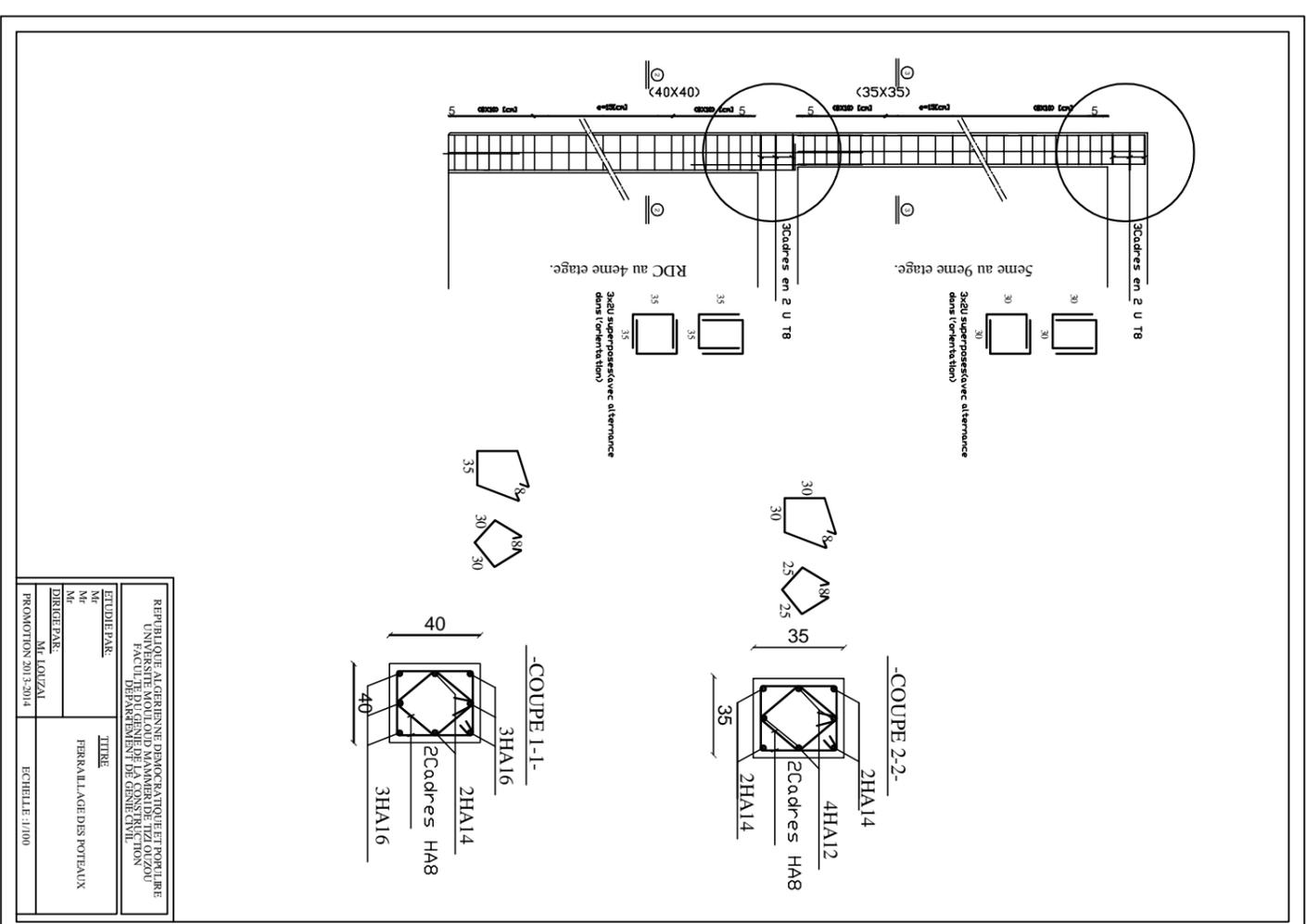
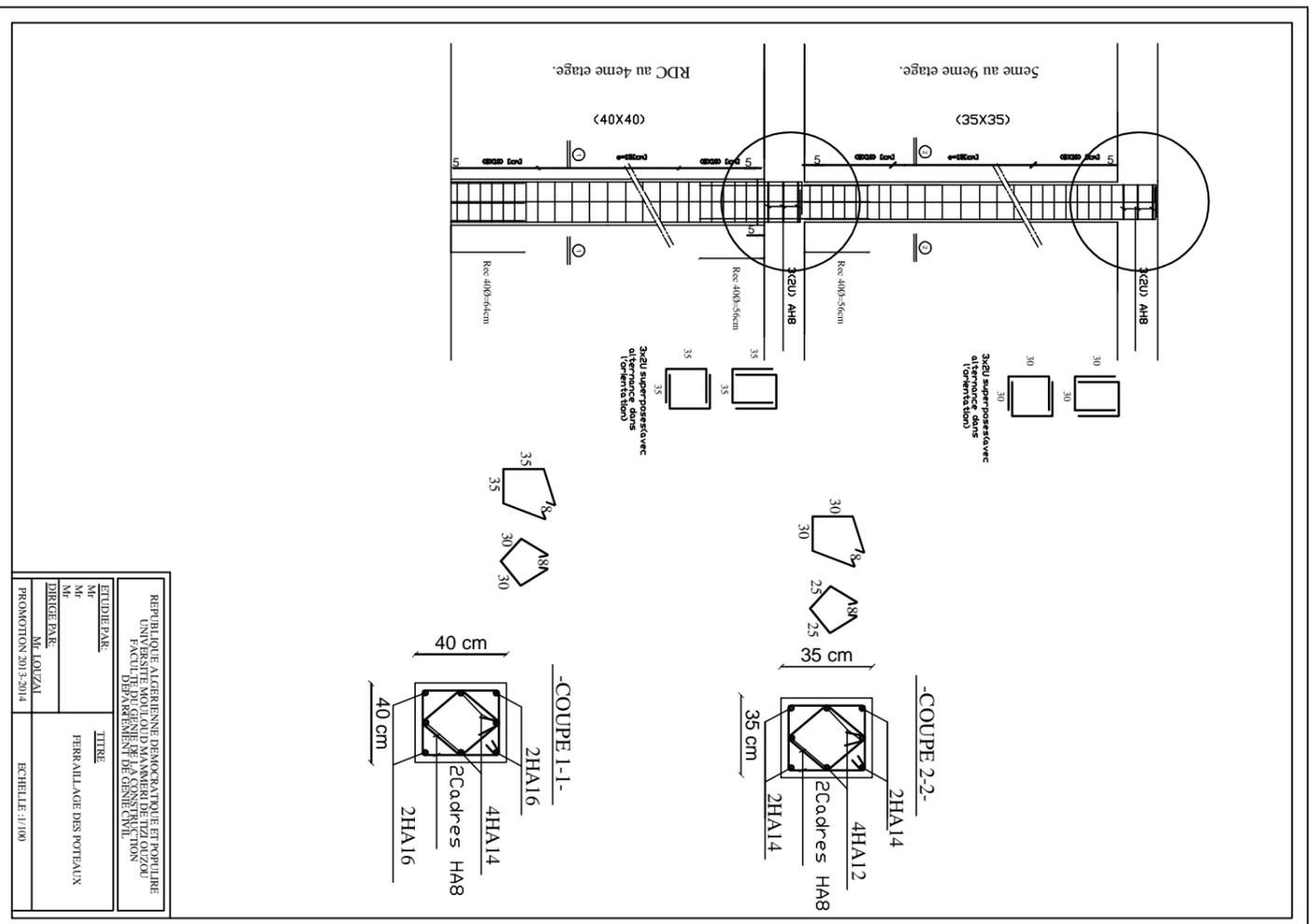


ZONE II



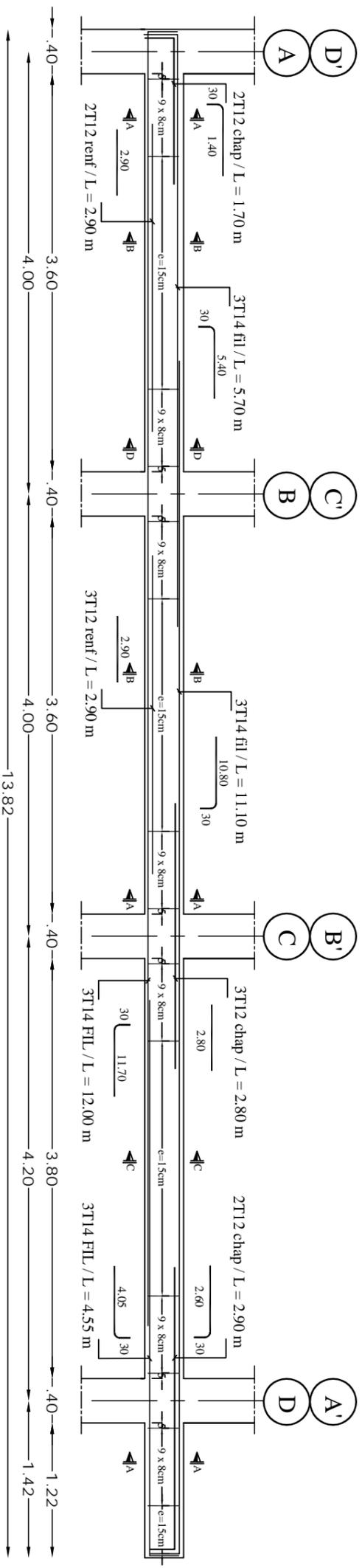
ZONE III



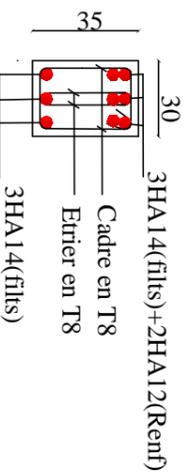


# du RDC au 09<sup>ème</sup> étage

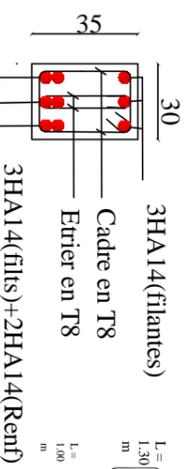
## - Ferrailage des poutres principales (30x35) AXES 6 et 7



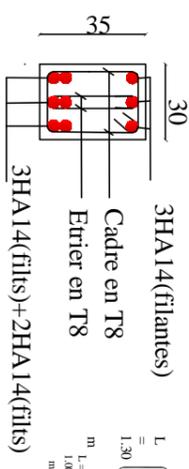
Coupe A-A



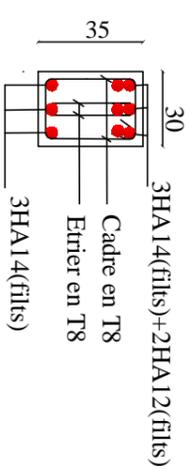
Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D



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

ETUDE PAR:

Mr OULEFKI Toufik  
 Mr MOULOUDJ Redouane  
 Melle OULD AMER Sadiä

TITRE

**FERRAILLAGE DES POUTRES  
 PRINCIPALES**

DIRIGE PAR:

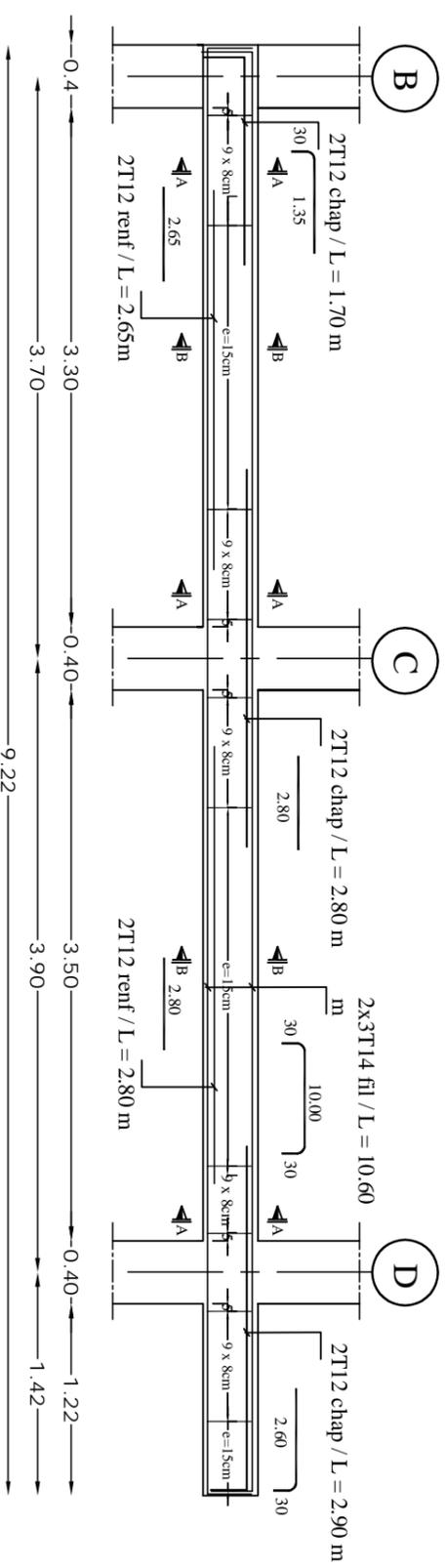
Mr LOUZAI

ECHELLE : 1/100 - 1/50

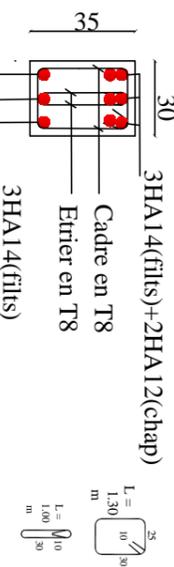
PROMOTION 2013-2014

# du RDC au 09ème étage

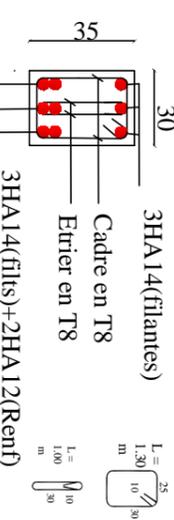
## - Ferrailage des poutres principales(30x35) AXES 4



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mr OULEFKI Toufik  
Mr MOULOUDI Redouane  
Melle OULD AMER Sadia

TITRE

FERRAILLAGE DES POUTRES  
PRINCIPALES

DIRIGE PAR:

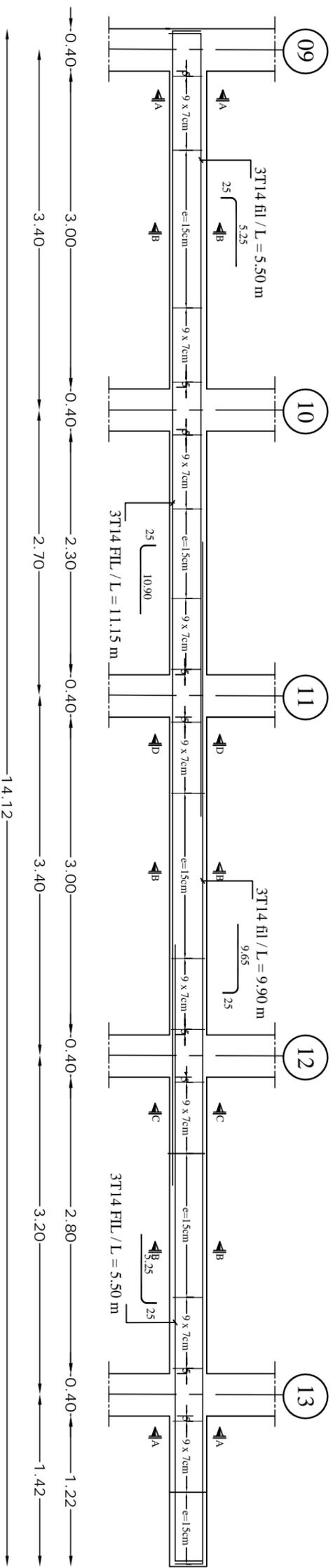
Mr LOUZAI

PROMOTION 2013-2014

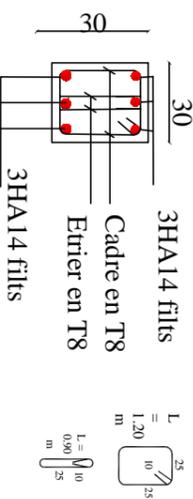
ECHELLE : 1/100 - 1/50

# du RDC au 09ème étage

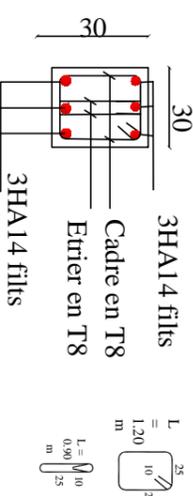
## - Ferrailage des poutres secondaires (30x30) AXES fil B'



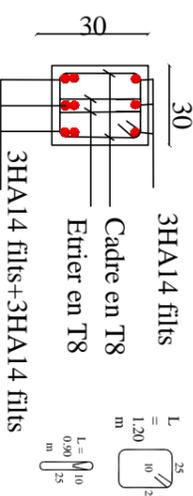
Coupe A-A



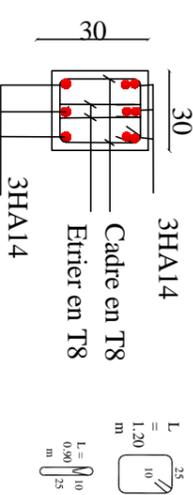
Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Mr OULEFKI Toufik  
Mr MOULOUDJ Redouane  
Melle OULD AMER Sadia

TITRE

FERRAILLAGE DES POUTRES  
SECONDAIRES

DIRIGE PAR:

Mr LOUZAI

ECHELLE : 1/100 - 1/50

PROMOTION 2013-2014