

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : construction civiles et industrielles.*

## Thème

*Etude d'une Structure R+10 à usage d'habitation et commercial  
contreventée par voile*



Etudié par : M<sup>elle</sup> BOUAKIL ANIA  
M<sup>elle</sup> ABBOUD FAHIMA

Dirigé par : M<sup>r</sup> MANI.A

Année 2015/2016



# Remerciement

*Toute notre reconnaissance et remerciement à **Allah** ,le tout-puissant qui nous a donné la force ,le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr MANI**. En effet, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.*

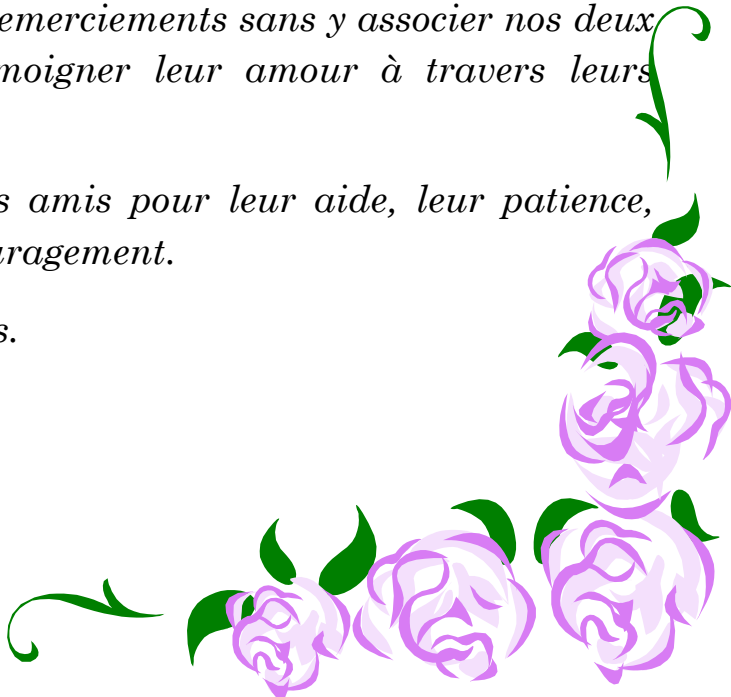
*Il est agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et au personnel de la bibliothèque du département **GENIE CIVIL** ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.*

*Nous ne pourrons terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leurs soutiens moraux.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Nous leur disons merci pour tous.*



The image features a bouquet of yellow lilies on the left side, set against a white lace background. The lilies are in various stages of bloom, with some fully open and others as buds. The lace has a repeating geometric pattern. The text is centered on the right side of the page.

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A la mémoire de ma mère.*

*A mon cher père.*

*A mon frère ABED REZAK.*

*A ma sœur TINHINANE.*

*Toute ma famille.*

*Pour mon binôme ANIA et sa famille.*

*A mes amis SILIA et DJIDJIGA.*

*Tous ceux qui m'ont aidé durant ce travail.*

*A tous ceux que j'aime et je respecte.*

*A tous les étudiants de la promotion Génie Civil 2015/2016.*

**FAHIMA.**

The image features a bouquet of yellow lilies on the left side, set against a white lace background. The word "Dédicaces" is written in a blue, stylized font at the top center.

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.*

*A celle pour la quelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère .*

*A mes chers frères : MOHAND, DJAMEL.*

*A ma chère sœur : HADJIRA.*

*A mon binôme FAHIMA et sa famille.*

*A tous mes amis (es).*

*A toute la promotion 2015-2016.*

*A tous ceux qui m'aiment.*

*ANIA.*

## REFERENCES DES FIGURES

<b>FigI-1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....</b>	<b>4</b>
<b>FigI-1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....</b>	<b>5</b>
<b>FigI-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier. ....</b>	<b>8</b>
<b>FigII-1: Coupe d'un plancher en corps creux. ....</b>	<b>10</b>
<b>Fig II-2: Coupe du voile en plan .....</b>	<b>12</b>
<b>Fig II-3: Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.....</b>	<b>14</b>
<b>Fig II-4 : Coupe verticale du plancher étage courant et RDC .....</b>	<b>15</b>
<b>Fig II-5: Coupe verticale d'un mur extérieur .....</b>	<b>15</b>
<b>Fig II-6: Coupe verticale de la dalle pleine .....</b>	<b>16</b>
<b>Fig II-7: Coupe verticale de l'acrotère. ....</b>	<b>17</b>
<b>Fig II-8 : Surface d'influence. ....</b>	<b>18</b>
<b>Fig II-9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....</b>	<b>19</b>
<b>Fig III-1-1 : Diagrammes des moments fléchissant.....</b>	<b>26</b>
<b>Fig III-1-2 : schéma statique de la travée secondaire.....</b>	<b>31</b>
<b>Fig III-1-3 : Diagrammes des efforts tranchants.....</b>	<b>32</b>
<b>Fig III-1-4 : schéma statique de la poutrelle. ....</b>	<b>36</b>
<b>Fig III-1-5: Diagramme des moments fléchissant. ....</b>	<b>38</b>
<b>Fig III-1-6: Diagramme des efforts tranchants. ....</b>	<b>38</b>
<b>Fig III-1-7 : Plan de ferrailage de plancher en corps creux .....</b>	<b>42</b>
<b>Fig III-2-1 : Coupe transversale de l'acrotère .....</b>	<b>43</b>
<b>Fig III-2-2 : Schéma statique et diagrammes des efforts.....</b>	<b>44</b>
<b>Fig III-2-3 Section rectangulaire soumise a la flexion composée .....</b>	<b>44</b>
<b>Fig III-2-4: Plan de Ferrailage de l'acrotère. ....</b>	<b>50</b>
<b>Fig III-3-1-Schéma statique du balcon. ....</b>	<b>52</b>
<b>Fig III-3-2: Plan de ferrailage des balcons.....</b>	<b>56</b>
<b>FigIII-4-1 : Les éléments d'un escalier. ....</b>	<b>57</b>
<b>Fig III-4-2 : schéma statique des escaliers .....</b>	<b>58</b>
<b>Fig III-4-3 : Diagramme des efforts à l'ELU .....</b>	<b>60</b>
<b>FigIII-4-4 : Diagramme des efforts et des moments à l'ELU .....</b>	<b>63</b>

<b>FigIII-4-5 : Diagramme des efforts à l'ELS.....</b>	<b>67</b>
<b>Fig III-4-6 : Diagramme des efforts et des moments à l'ELS.....</b>	<b>70</b>
<b>Fig III-5-1 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....</b>	<b>76</b>
<b>FigIII-5-2 : diagramme des moments à l'ELU.....</b>	<b>76</b>
<b>FigIII-5-3 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS .....</b>	<b>81</b>
<b>FigIII-5-4 : diagramme des moments à l'ELS .....</b>	<b>81</b>
<b>Fig III -5-5 : Plan de ferrailage de la poutre palière .....</b>	<b>83</b>
<b>Fig III-6-1 : Schéma de l'ascenseur. ....</b>	<b>84</b>
<b>FigIII-6-2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.....</b>	<b>85</b>
<b>Fig III-6-3 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine.....</b>	<b>94</b>
<b>Fig IV- 1- Icône d'ETABS .....</b>	<b>96</b>
<b>Fig IV- 2- fenêtre de dialogue.....</b>	<b>97</b>
<b>Fig IV- 3- choix des unités .....</b>	<b>97</b>
<b>Fig V-1 : Spectre de réponse de calcul.....</b>	<b>120</b>
<b>Fig V-2 : Vérification des déplacements selon Ex .....</b>	<b>129</b>
<b>Fig V- 3 : Vérification des déplacements selon Ey. ....</b>	<b>129</b>
<b>Fig V- 4 : Efforts repris par l'ensemble selon EX et EY .....</b>	<b>131</b>
<b>Fig V- 5 : Efforts repris par les voiles selon EX et EY.....</b>	<b>131</b>
<b>Fig V- 6 : Efforts repris par les portiques selon EX et EY. ....</b>	<b>132</b>
<b>Fig VI-1-1 : Cheema de Ferrailage des poutres doublement armée.....</b>	<b>136</b>
<b>FigVI-2-1 : Représentation de la zone nodale.....</b>	<b>158</b>
<b>Fig VI-3-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C) .....</b>	<b>160</b>
<b>Fig VI-3-2: Diagramme des contraintes d'une S.P.C.....</b>	<b>161</b>
<b>Fig VI-3-3: Diagramme des contraintes d'une S.E.T_.....</b>	<b>161</b>
<b>Fig VI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....</b>	<b>164</b>
<b>Fig VII-1 : Diagramme des contraintes.....</b>	<b>179</b>
<b>Fig VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....</b>	<b>181</b>
<b>Fig VII-3 : Entre axes du panneau le plus sollicité.....</b>	<b>183</b>
<b>Fig VII-4- Présentation des chargements simplifiés.....</b>	<b>188</b>
<b>Fig VI-5 : diagramme des moments fléchissant (KN.m) a ELU. ....</b>	<b>189</b>

<b>Fig VI-6: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELU.....</b>	<b>189</b>
<b>Fig VII-7: diagramme des moments fléchissant(KN.M) a ELU. ....</b>	<b>190</b>
<b>Fig VII-8: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELU.....</b>	<b>190</b>
<b>Fig VII-9: diagramme des moments fléchissant(KN.m) a ELS. ....</b>	<b>190</b>
<b>Fig VII-10: diagramme des efforts tranchants(KN) a ELS.....</b>	<b>191</b>
<b>Fig VII-10: diagramme des moments fléchissant(KN.m) a ELS .....</b>	<b>191</b>
<b>Fig VII- 11: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELS.....</b>	<b>191</b>

## REFERENCES DES TABLEAUX

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA .....	12
Tableau II- 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau II- 3: Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC.....	15
Tableau II- 4: Charges permanentes due aux murs extérieurs (en brique creuse).....	16
Tableau II- 6: Surcharges d'exploitation .....	17
Tableau II- 5: Charges permanentes du la dalle pleine.....	16.
Tableau II-7 : Coefficient de dégression de surcharge .....	20
Tableau II-8 : Dégression de surcharge .....	20
Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge .....	21
Tableau II-10 : Vérification des conditions exigées par (RPA99version2003) .....	22
Tableau III-1-1 : Les moments aux appuis réduit de( 1/3).....	30
Tableau III-1-2 : les moments fléchissant aux appuis et on travées .....	30
Tableau III-1-3 : Les efforts tranchants.....	31
Tableau III-1-4 : Les efforts tranchant a L'ELS.....	37
Tableau IV-1 : vérification des critères de qualité .....	106
Tableau V- 1 : les valeurs de pénalités selon x-x .....	121
Tableau V- 2 : les valeurs de pénalités selon y-y .....	121
Tableau V- 3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.....	123
Tableau V- 4 : périodes et participations massiques.....	124
Tableau V-5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal .....	127
Tableau V- 6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal	128
Tableau V- 7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	130
Tableau VI-1-1 : Ferrailage des poutres principales en travée.....	137
Tableau VI-1-2 : Ferrailages des poutres principales aux appuis .....	138
Tableau VI-1-3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.....	139
Tableau VI-1- 4 : Ferrailages des poutres secondaires aux appuis .....	140

<b>Tableau VI-1-5 : Les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres .....</b>	<b>145</b>
<b>Tableau VI-2-1 : ferrailage des poteaux à l'ELU .....</b>	<b>153</b>
<b>Tableau VI-2- 2 : vérification à l'ELS.....</b>	<b>154</b>
<b>Tableau VI-2-3 : Vérification de la contrainte de cisaillement .....</b>	<b>157</b>
<b>Tableau VI-3-1 : voiles longitudinal VL1 et VL2 .....</b>	<b>169</b>
<b>Tableau VI-3-2 : voiles transversal : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4 .....</b>	<b>170</b>
<b>Tableau VI-3-3 : voiles longitudinal VL3.....</b>	<b>171</b>
<b>Tableau VI-3-4: voiles transversal VT5 et VT6.....</b>	<b>172</b>
<b>Tableau VII-1 : Ferrailage de la dalle de radier .....</b>	<b>186</b>
<b>Tableau VII-2 : Vérifications a l'état limite de service .....</b>	<b>187</b>
<b>Tableau VII-3 : Les sollicitations dans la nervure .....</b>	<b>189</b>
<b>Tableau VII-4: Les efforts internes dans la nervure.....</b>	<b>192</b>
<b>Tableau VII-5 : ferrailage de la nervure.....</b>	<b>192</b>
<b>Tableau VII-6 : Vérification des contraintes à l'ELS .....</b>	<b>193</b>

# SOMMAIRE

*Introduction générale.*

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</i>	<i>1.</i>
<i>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments .....</i>	<i>10.</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments .....</i>	<i>25.</i>
<i>Chapitre IV : Modélisation de la structure .....</i>	<i>95.</i>
<i>Chapitre V : Vérification de RPA .....</i>	<i>119.</i>
<i>Chapitre VI : Ferrailages des éléments .....</i>	<i>134.</i>
<i>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>154.</i>

*Conclusion générale.*

*Référence des figures.*

*Référence des tableaux.*

*Bibliographie.*

# Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec service et commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 10 étages, en cours de réalisation à Tizi-Ouzou.

**1) Introduction :**

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance de ces différents éléments structuraux (Poutres ; poteaux ; voiles...), aux différentes sollicitations. La résistance de ces éléments est es fonction des caractéristiques des matériaux utilisés, et leurs dimensions.

Pour calculer les éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et connues (RPA 99 version 2003, BAEL91 mod99) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

**2) Présentation de bâtiment :**

-L'ouvrage est constitué d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial en R+10. Le bâtiment est implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (zonella).

**3) Dimension en élévation :**

- Hauteur total de bâtiment  $H=34,68$  m.
- Hauteur de RDC  $h_1=4,08$  m.
- Hauteur de l'étage  $h_2=3,06$  m.

**4) Les éléments de l'ouvrage :**

- **L'ossature** : le bâtiment a une ossature composée de poteaux et des 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 rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

**- Les planchers :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles et ils assurent deux fonctions importantes :

-Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure. (Participent à la stabilité de la l'ouvrage).

-Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

**-La maçonnerie :**

a) **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame de 5 cm.

b) **Les murs intérieurs** : seront de simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

**-Les escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, composés de paliers et de paillasse en béton armé, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment.

**- Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**- Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles coulés sur place.

**- Les revêtements:**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Les balcons sont réalisés en dalle-pleine.

**- les enduits :**

- Mortier de ciment pour les murs de façades, cage d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**- Acrotère :**

Élément en béton armé qui va greffer à la périphérie de la terrasse.

**- Terrasse :**

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible.

**5) Les caractéristiques mécaniques des matériaux :****A-Béton : Dosage et contraintes.**

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>.

Et résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$ .

**-LA Résistance de béton à la compression :**

Si  $j < 28$  jours.

Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

On a : 
$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad (\text{BAEL91 mod99/ Art A.2.1,11}).$$

Pour  $f_{c28} > 40$  MPa.

On a : 
$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad (\text{BAEL91 mod99 /Art A.2.1,11}).$$

Si  $j > 28$  jours.

$$f_{cj} = f_{c28}.$$

Avec :  $f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à j jours.

#### A-1 -La résistance caractéristique à la traction :

-La résistance caractéristique à la traction du béton est d'environ  $1/10^{\text{eme}}$  de sa résistance à la compression.

Pour  $f_{c28} \leq 40$  Mpa.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}. \quad (\text{BAEL91 mod99 /Art A.2.1,12}).$$

Avec :  $f_{tj}$  : la résistance à la traction à j jours.

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{MPa.}$$

#### A-2-Contrainte à la compression :

**a)Etat limite ultime(ELU) :** il correspond à la perte d'équilibre statique, et effet unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta_{xy} \gamma_b} \quad \text{en MPa} \quad (\text{BAEL91 mod99/Art A.2.1, 41}).$$

Avec:

$\theta$  : Coefficient dépendant de l'application des combinaisons d'action (durée de la charge).

On a :

$\theta=0,85$  quand  $t \leq 24$  h.

$\theta=0,90$  quand  $1h \leq t \leq 24$  h.

$\theta=1,00$  quand  $t > 24$  h.

Et  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel.

$\gamma_b=1,5$  en situation courante.

$\gamma_b=1,15$  en situation accidentelle.

à  $j=28$  jours en situation courante ( $\gamma_b=1.5$ ) et durable ( $\theta=1$ ).

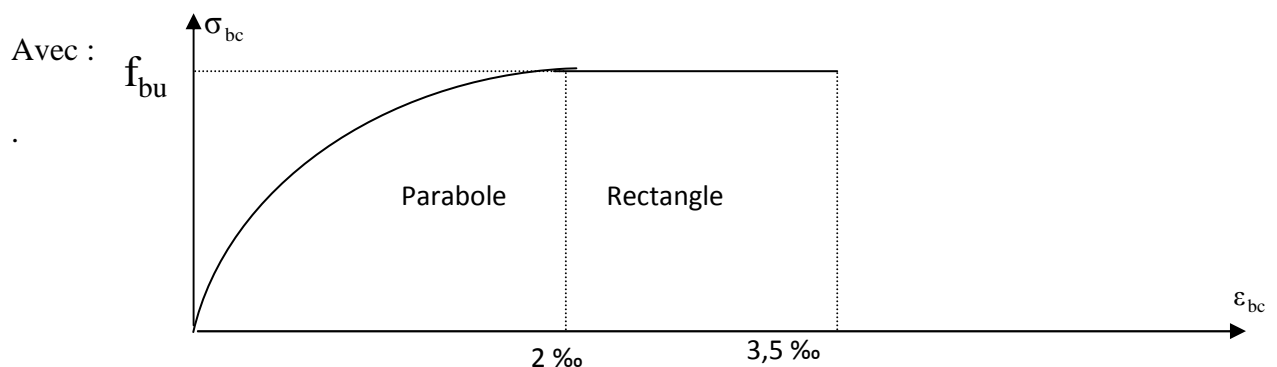
On a :  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \approx 14,2 \text{ MPa}$ .

**-Diagramme contrainte-déformation : (BAEL91 mod99/ Art A.4.3,41).**

-Le diagramme est composé :

-D'une partie pour  $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  (c'est l'état élastique)

-D'une partie  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  (c'est l'état plastique).



**FigI-1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU**

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

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprend les états limite de fissuration et de déformation.

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouvertures des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

**A-3-La contrainte limite de service à la compression :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}.$$

Avec :

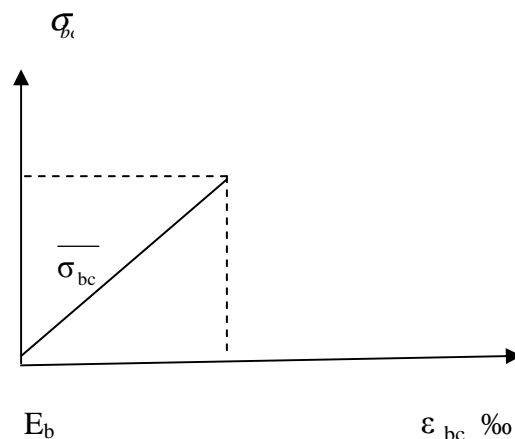
$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à l'ELS.

à  $j=28$  jours ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

**-Diagramme contrainte-déformation :**

Avec :  $\frac{E_s}{E_b}$  est appelé coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$



**FigII-2 :** Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

**A-4-Module de déformation :**

**a) -Déformation instantanée :**

On distingue 2 déformations instantanées :

a-Déformation longitudinale.

b-Déformation transversale.

**-Module de déformation longitudinale du béton :** on admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application < 24 h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91 mod99/Art A.2.1, 21}).$$

Pour: j= 28j  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$E_{i28} = 32164,2\text{MPa}.$$

**i:** instantanée.

**- Module de déformation transversale :** d'après la règle (BAEL91 mod 99 /Art A.2.1,3) le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec : E : Module de Young.

$\nu$  : coefficient de poisson.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$$

$\nu=0$  (ELU). Pour le calcul des sollicitations. (BAEL 91 mod99 /Art A.2.1,3).

$\nu=0,2$  (ELS). Pour le calcul des déformations.

**b)-Déformation différée :** C'est une déformation longitudinale à longue durée.

Le module de déformation longitudinale à longue durée est donné par :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91 mod99/Art A.2.1,22}).$$

Pour les charges de loge durée d'application à j=28 jours ;

$$E_{v28}=10818.865 \text{MPa}.$$

**B-Acier :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas.

Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

En général les aciers utilisés sont de type :

-Acier a haute adhérence HA : sont des aciers a haute résistance ; et se présente en 2 nuances :

FeE 400 →  $f_e = 400$  Mpa.

FeE 500 →  $f_e = 500$  Mpa.

-Les treillis soudés (Fe 520): sont composés de fils porteur de diamètre plus faible.

$f_e$  : limite élastique dans le temps.

### **B-1-Module de déformation longitudinale :**

Pour tout les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale est égal à :

$E_s = 2 \times 10^5$  Mpa. (BAEL91 mod99/Art A.2.2,1).

### **B-2-Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers pris égal à **0,3**.

### **B-3-Les contraintes limitent dans les aciers :**

#### **-A l'ELU:**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 mod99/ Art A.4.3,2}).$$

Avec:

$$\gamma_s: \text{Coefficient de sécurité.} \quad \gamma_s = \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

#### **-A l'ELS: (BAEL91 mod99 /Art A.4.3,2).**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures)

D'après les règles BAEL99, on distingue 3 cas de fissurations.

**a-Fissuration peu nuisible :** Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas

il n'a pas de vérification à effectuer sauf que :

$$\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL91 mod99 / Art A.4.5,32}).$$

**b- Fissuration préjudiciable:** Cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, risqué d'infiltration :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right] \quad (\text{BAEL91 mod99/ Art A.4.5,33}).$$

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

Avec :  $\eta \equiv$  Coefficient de fissuration.

$\eta=1,00$  Pour les aciers rond lisse (r.l).

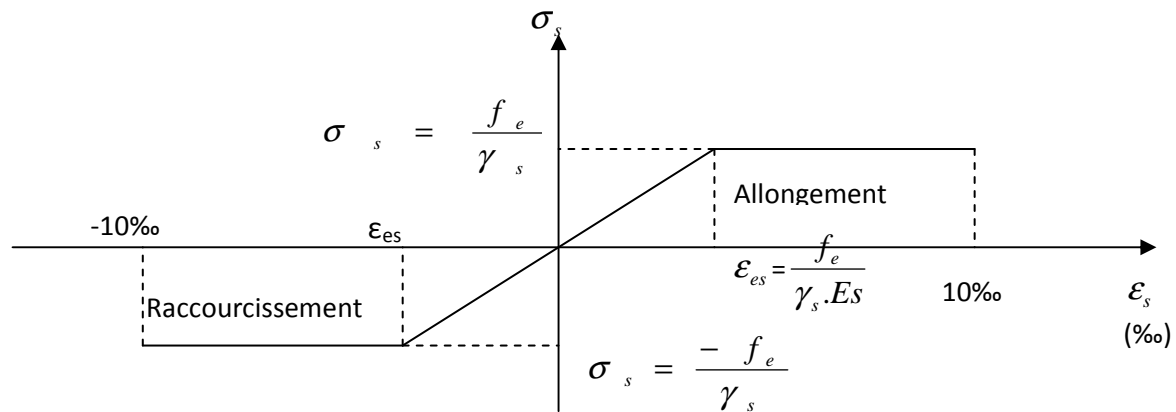
$\eta=1,30$  Pour les aciers hautes adhérences ( $\Phi < 6\text{mm}$ ).

$\eta=1,60$  Pour les aciers hautes adhérences (H.A) ( $\Phi > 6\text{mm}$ ).

**c-Fissuration très préjudiciable :** Cas des éléments qui doit assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \sigma = 0,8x \left( \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right] \right). \quad (\text{BAEL91 mod99 / Art A.4.5,33}).$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[ \frac{1}{2} f_e, \max(0, 4f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right].$$

**B-5- Diagramme contrainte-déformation de l'acier : (BAEL91 mod99/ Art A.2.2,2).****FigI-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.****B-5- Protection des aciers : (BAEL91 mod99/ Art A.7.2.4).**

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

- $c \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$  : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 2\text{cm}$  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.
- Dans notre structure on prend un enrobage :  $C = 2\text{ cm}$ .

## II-Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques, Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales (charges permanentes et des surcharges d'exploitation).
- Sollicitations horizontales (le séisme).

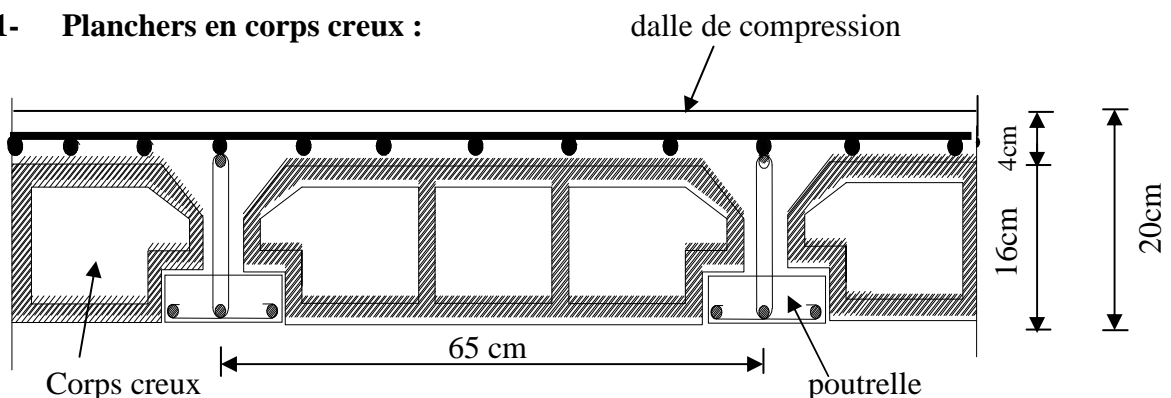
Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conformé aux règles

**BAEL91, CBA93, RPA 99Version2003.**

### 1) planchers :

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

#### 1-1- Planchers en corps creux :



**FigII-1: Coupe d'un plancher en corps creux.**

La hauteur  $h_t$  du plancher en corps creux est donnée par :  $h_p \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

$L_{\max}$  : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

Dans le présent projet :

$$L_{\max} = 435 - 25 = 410 \text{ cm}$$

Par suite :

$$h_p \geq \frac{410}{22,5} = 18,22 \text{ cm.}$$

#### Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en **Zone IIa** qui est de **(25x25) cm<sup>2</sup>**.

Ainsi, on opte pour un plancher de  $h_p = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de (16+4)

ie. : 16 cm pour les corps creux et 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

## II-2) Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou des murs refends auxquels elles transmettent les charges et surchargent qu'elles reçoivent des planchers.

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

Avec **h** : hauteur de la poutre.

**b** : largeur de la poutre.

**L** : portée maximum entre nus.

Par ailleurs( **RPA99/Version 2003 art 7.5.1**) exige des conditions telles que :

$$h \geq 30\text{cm.}$$

$$b \geq 20\text{cm.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.$$

### 2) Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

**-La hauteur des poutres principales est donnée par :**

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

Avec :  $L = 480 - 25 = 455\text{cm.}$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad 30,33\text{cm} \leq h \leq 45,5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

**-La largeur des poutres est déterminée par :**

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  La section des poutres principales est :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

**3) Poutres secondaires :** elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

**La hauteur des poutres secondaires est donnée par :**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \text{avec : } L = 435 - 25 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \quad \Rightarrow \quad 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm.}$$

**La largeur des poutres secondaires est donnée par :**

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

$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow$  Soit  $b = 30 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow$  La section des poutres secondaires est :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

Conditions	Poutre principales	Poutre secondaires	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	40cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,33	Vérifiée

**Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA :**

**Conclusion :**

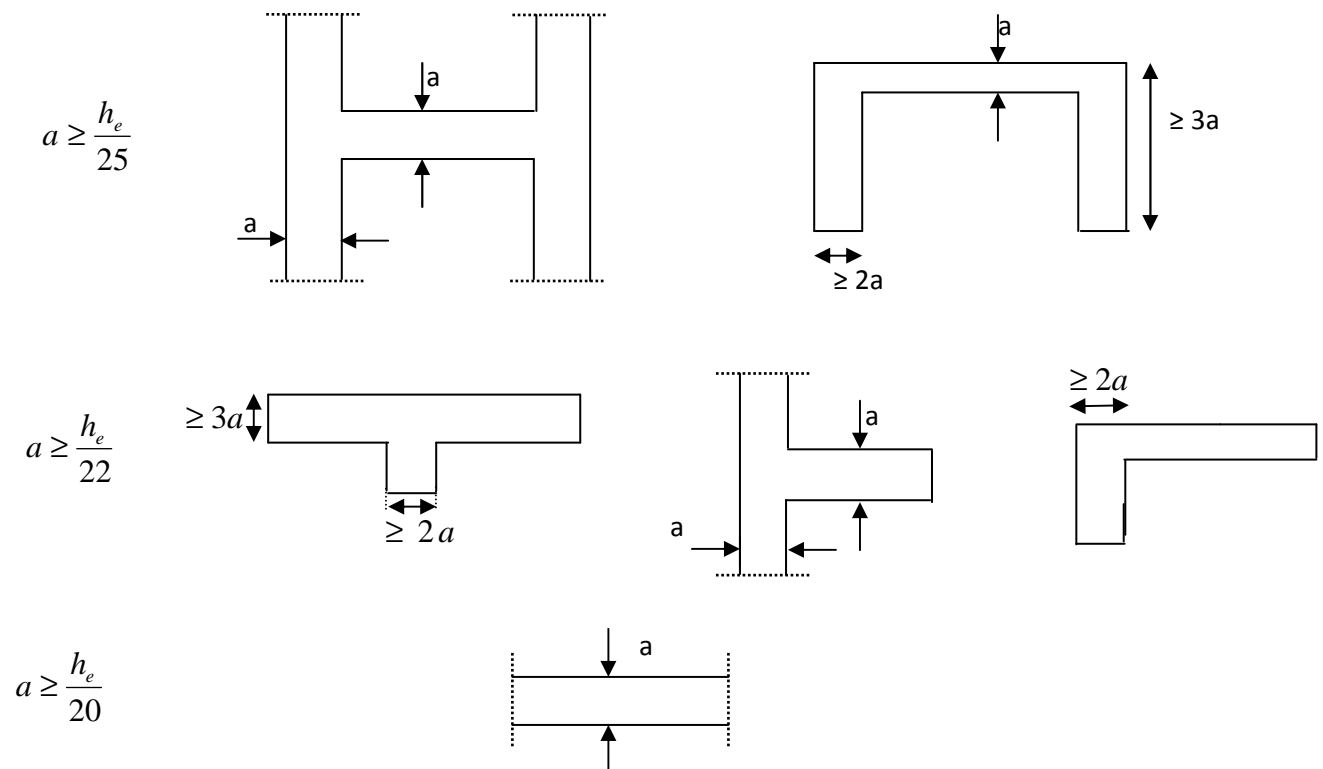
On adoptera des poutres dont les dimensions sont les suivantes :

- Poutres principales  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**4) Voiles :**

Les voiles doivent satisfaire aux conditions de RPA 99 version 2003.

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités. Epaisseur minimale de 15 cm.



**Fig II-2: Coupe du voile en plan**

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$A \geq \max ( h_e/25 , h_e/22, h_e/20 ) \Rightarrow a \geq h_e/20$$

$$h_e = h - e_p$$

$h_e$  : distance entre-étage.

$a$  : épaisseur du voile.

$h$  : hauteur d'étage.

$e_p$  : épaisseur de la dalle.

#### **-Rez de chaussée :**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 19,4 \text{ cm.}$$

#### **-Etage de courant :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 14,3 \text{ cm}$$

-On adopte pour tout les voiles  **$a=20\text{cm}$** .

Largeur minimale du voile :

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

$$4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm soit } l_{\min} \geq 80 \text{ cm.}$$

#### **5) Poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple.

On suppose que seul le béton reprend l'effort normal «  $N_s$  ».

- La combinaison des charges et surcharges à utiliser est :  $N_s = G+Q$ .

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :  $B \geq N_s/\sigma_{bc}$

Avec :  $N_s$  : effort normal repris par le poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

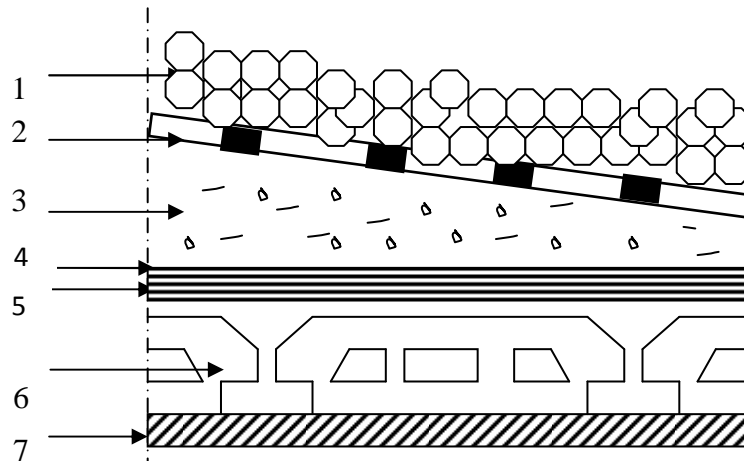
$B$  : la section du poteau.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

**Remarque :**

L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la décente des charges. Donc on détermine d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**6) Détermination des charges et surcharges :****- charge permanente (Le DTR):****a)- Plancher terrasse inaccessible :**

**Fig II-3: Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5,68</b>

**Tableau II- 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.**

b)- Plancher étage courant et RDC :

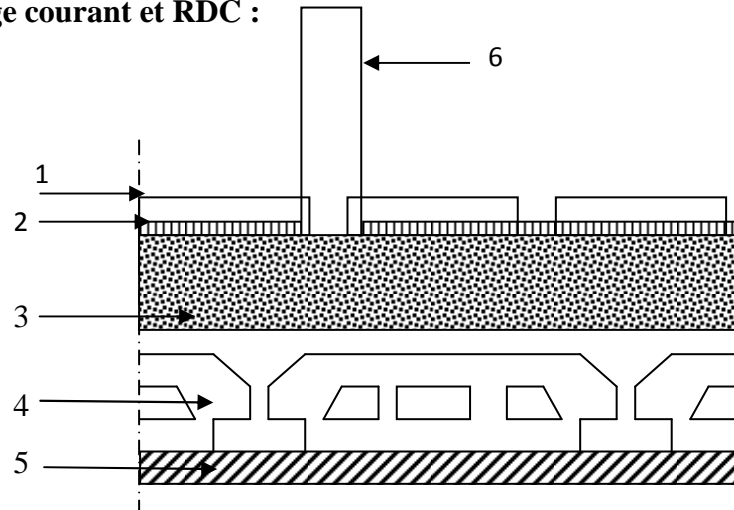


Fig II-4 : Coupe verticale du plancher étage courant et RDC.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	09	0,90
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5,24</b>

Tableau II- 3: Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC.

c)- Murs extérieures :

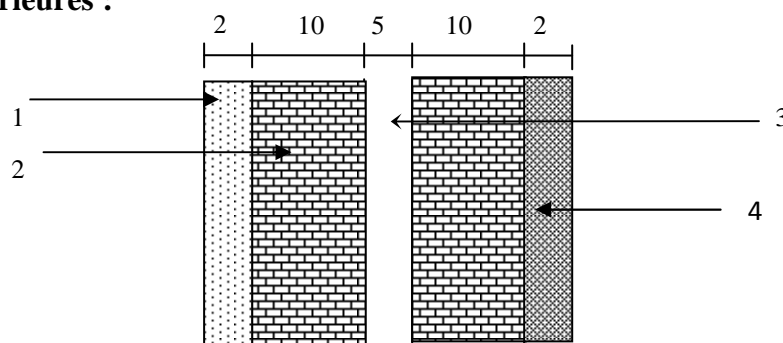


Fig II-5: Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
2	Briques creuses	0,10	09	1,80
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>2,40</b>

Tableau II- 4: Charges permanentes due aux murs extérieurs (en brique creuse).

d)- Dalle pleines

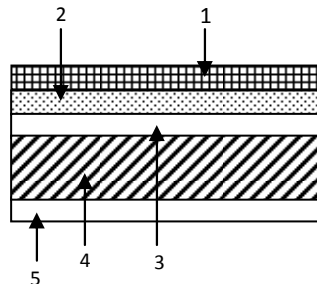
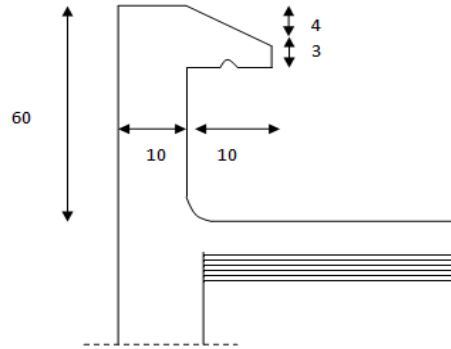


Fig II-6: Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en 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 pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier	0,02	20	0,40
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5,31</b>

Tableau II- 5: Charges permanentes du la dalle pleine.

e)-L'acrotère :



**Fig II-7: Coupe verticale de l'acrotère.**

On se base sur les dimensions de l'acrotère illustré dans le schéma, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = \rho \times A = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03) + (0,04 \times 0,1)/2] = 1,625 \text{ KN/ml}$$

**II-5-2- Surcharges d'exploitation :**

Eléments	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher RDC (commercial)	2,5
Plancher étage de service	2,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5
Acrotère	1

**Tableau II- 6: Surcharges d'exploitation :**

**7) Descente de charges :**

**a)- Surface d'influence :**

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est : F4

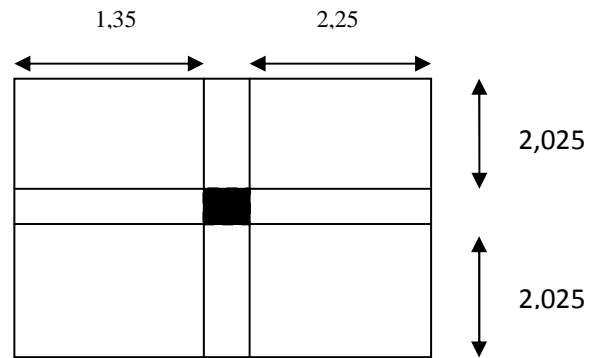


Fig II-8 : Surface d'influence.

- Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = 2 \times (1,35 \times 2,025) + 2 \times (2,25 \times 2,025) = 14,58 \text{ m}^2$$

a)- Calcul des Poids propre des éléments

-Poids propres des planchers :

- terrasse inaccessible :  $G_{pt} = G_t \times S$

$$G_{pt} = 5,68 \times 14,58 = 82,81 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant et RDC :  $G_{pc} = G_t \times S$

$$G_{pc} = 5,24 \times 14,58 = 76,39 \text{ KN.}$$

- Poutres :  $G_p = \rho \times b \times h \times L$

Poutres porteuses :

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,40 \times 3,6) \times 25 = 10,80 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :  $G_{ps}$

$$G_{ps} = (0,3 \times 0,4 \times 4,05) \times 25 = 12,15 \text{ KN.}$$

Le poids propre de la poutre est de :  $G_p = G_{pp} + G_{ps} = 22,95 \text{ KN.}$

-Poteaux:

-Etage courant :

$$G_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$$

-Rez de chaussé :

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

-Etage de service :

$$G_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

c)-surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_t = 1 \times 14,58 = 14,58 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant :**

$$Q_c = 1,5 \times 14,58 = 21,87 \text{ KN}$$

**Plancher étage à usage de service :**

$$Q_s = 2,5 \times 14,58 = 36,45 \text{ KN}$$

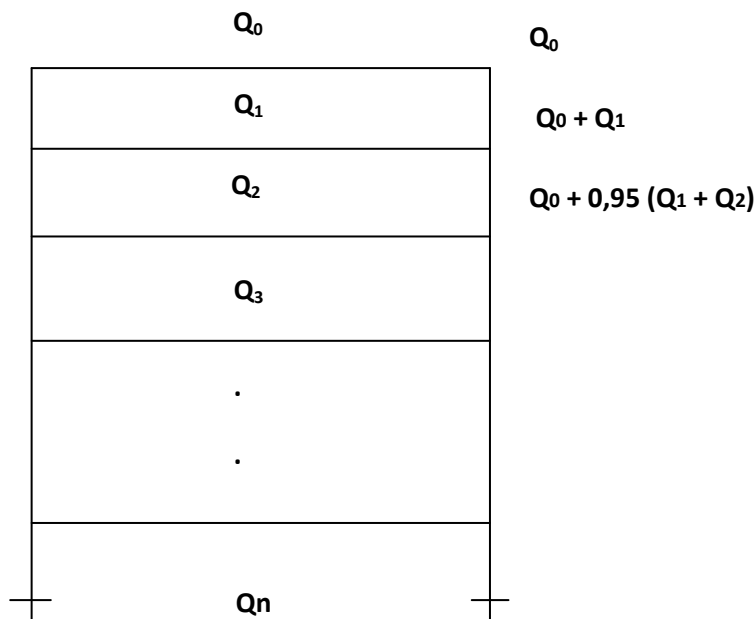
**Plancher de RDC :**

$$Q_{\text{RDC}} = 2,5 \times 14,58 = 36,45 \text{ KN}$$

**-Loi de dégression des surcharges :**

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

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$



**Fig II-9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.**

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coef	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65

Tableau II-7 : Coefficient de dégression de surcharge

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
11	$Q_0=14,58$	14,58
10	$Q_0+Q_1=14,58+21,87$	36,45
9	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=14,58+0,95(21,87 \times 2)$	56,13
8	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=14,58+0,90(21,87 \times 3)$	73,62
7	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=14,58+0,85(21,87 \times 4)$	88,93
6	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=14,58+0,80(21,87 \times 5)$	102,06
5	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=14,58+0,75(21,87 \times 6)$	113,00
4	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=14,58+0,714(21,87 \times 7)$	123,88
3	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=14,58+0,687(21,87 \times 8)$	134,77
2	$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=14,58+0,666(21,87 \times 8+36,45)$	155,37
1	$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_{10})=14,58+0,65(21,87 \times 8+2 \times 36,45)$	175,68

Tableau II-8 : Dégression de surcharge

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ KN	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_{cum}$		Section trouvée	Section adoptée
10	82,81	22,95	/	105,760	105,760	14,58	14,58	120,340	80,22	35x35
9	76,37	22,95	4,781	104,101	209,861	21,87	36,45	246,311	164,20	35x35
8	76,37	22,95	4,781	104,101	313,962	21,87	58,32	372,282	248,18	35x35
7	76,37	22,95	4,781	104,101	418,063	21,87	80,19	498,253	332,16	40x40
6	76,37	22,95	4,781	104,101	522,164	21,87	102,06	624,224	416,14	40x40
5	76,37	22,95	4,781	104,101	626,265	21,87	123,93	750,195	500,13	40x40
4	76,37	22,95	4,781	104,101	730,366	21,87	145,80	876,166	584,11	40x40
3	76,37	22,95	4,781	104,101	834,467	21,87	167,67	1002,137	668,09	45 x 45
2	76,37	22,95	4,781	104,101	938,568	21,87	189,54	1128,108	752,07	45 x 45
1	76,37	22,95	4,781	104,101	1042,669	36,45	225,99	1268,659	845,77	45 x 45
R D C	76,37	22,95	6,375	105,695	1148,364	36,45	262,44	1410,804	940,53	45 x 45

Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge.

**8) Vérification des conditions exigées par (RPA99version2003) :**

$$\min(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées et vérification	Observations
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Conditions vérifiées
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Conditions vérifiées
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Conditions vérifiées

**Tableau II-10 : Vérification des conditions exigées par (RPA99version2003) :**

**-Les vérifications au flambement :**

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux du à l'effort normal axial il faut que l'élanement  $\lambda$  satisfaisse la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^4}{12b^2}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}}$$

$i$  : Rayon de giration

$B$  : Section transversale du poteau ( $B=b^2$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ ).

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \sqrt{12} \frac{0,7l_0}{b} = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{b}.$$

$$\lambda = 2,42 \frac{l_0}{b}$$

**-Pour le 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étages :**

$$\text{Poteau (35x35)} \dots \dots \dots \lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,35} = 21,157 < 50.$$

**-Pour le 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages :**

$$\text{Poteau (40x40)} \dots \dots \dots \lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,40} = 18,513 < 50.$$

**-Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étages :**

$$\text{Poteau (45x45)} \dots \dots \dots \lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,45} = 16,456 < 50.$$

**-Pour le RDC:**

$$\text{Poteau (45 x 45)} \dots \lambda = 2,42 \frac{4,08}{0,45} = 21,941 < 50.$$

**-Conclusion :**

Tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de bâtiment tel que les planches, l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, et la salle machine.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 mod 99).

**III-1) Les planchers :****1) Calcul des planchers :****-Planchers en corps creux :**

Notre projet est constitué de planchers en corps creux (16+4) cm qui sont formés de :

**a-Nervures :** appelés «poutrelles» qui assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est généralement de 65 cm.

**b-Corps creux :** ils sont utilisés comme coffrage perdu, et comme isolation thermique et phonique.

**c-D'une dalle de compression en béton armé :** elle est armée d'un quadrillage d'armature qui a pour rôle de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Assurer la répartition entre poutrelles.
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

**A-Ferrailage de la dalle de compression : (BAEL91 mod99/ Art B.6.8, 423).**

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé de type **TLE520**, dans les mailles du quadrillage ne doivent pas dépasser les dimensions suivantes :

20 cm → pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles  $A_{\perp}$ .

33 cm → pour les armatures  $\parallel$  aux poutrelles  $A_{\parallel}$ .

**A-1-Calcul des armatures  $\perp$  aux poutrelles :**

$$\text{On a: } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

$$\text{Avec : } l=65 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_e=520 \text{ MPa.}$$

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

Soit  $A_{\perp} = 5HA5 = 0,98 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 20 cm.

**A-2-Calcul des armatures //aux poutrelles :**

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

Soit  $A_{//} = 4HA5 = 0,78 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement de 25 cm.

**B- Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur de la surface est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes avant et après le coulage de la dalle de compression.

**B-1-Avant coulage de la dalle de compression :**

Celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

**-Chargement : les charges et les surcharges.**

Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), on prévoit donc des supports (étais intermédiaires) pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

**B-2-Après coulage de la dalle de compression :**

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

Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles, ces dernières doivent reprendre leur poids propre, le poids de corps creux et celui de la dalle de compression.

**-Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L/ Art A.4.1.3)....[2]**

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure, est limitée par la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$-b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$-b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{435 - 30}{10} = 40,5 \text{ cm}$$

$$-b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{435}{2} = 145 \text{ cm}$$

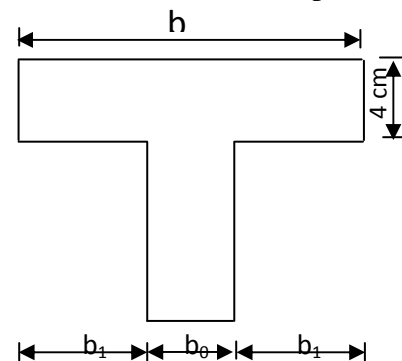


Fig III-1-1 :Les dimension de la poutrelle.

Avec  $l$  : distance entre axes des poutrelles ( $l = 65 \text{ cm}$ )

$l_1$  : portée de la travée ( $l_1 = 435 \text{ cm}$ )

$b$  : largeur de la table de compression à prendre en considération dans le calcul.

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

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

$x$  : distance de la section considérée à l'appui le plus proche ( $X = 435 \text{ cm}$ ).

On prend :  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$ , soit :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

### **-Chargement : les charges et les surcharges.**

Nous considérons pour les calculs, le plancher qui représente le cas le plus défavorable

(Le plus chargé) ; Dans notre cas c'est le plancher de RDC.

Avec : - Charge permanente  $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ ml}$ .

- Charge d'exploitation  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ KN/ ml}$ .

### **-Combinaisons de charges :**

**ELU**  $\Rightarrow q_u = 1,35 \times 3,406 + 1,5 \times 1,62 = 7,028 \text{ KN/ ml}$ .

### **-Choix de la méthode de calcul:**

#### **a-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

#### **Conditions d'application (BAEL91 mod99 /Art B .6.2, 210):**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/ m}^2$

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$Q = 1,62 < 3,406 \times 2 = 6,812 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées  
 $\Rightarrow$  condition vérifiée.

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

$$- \quad 0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25.$$

$$- \quad \frac{l_1}{l_2} = \frac{1,7}{4,35} = 0,62 < 0,8 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode de Caquot.

**-Principe de la méthode de Caquot :**

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

**-En travée :**  $M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 + \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$  Et  $\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$

Avec :

$\mu(x)$  : Moment fléchissant isostatique.

La position du moment maximum :

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

Avec :  $M_{i+1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe) sur les appuis  $i-1$  ;  $i$  ;  $i+1$ .

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

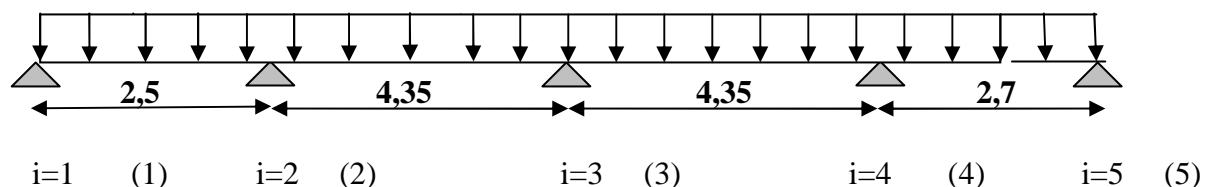
$l_{i+1}$  : La portée de la travée à droite de l'appui  $i$ .

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

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

-Dans notre cas nous avons les même charges à gauche et à droite de l'appui  $i$ .

$$\Rightarrow q_i = q_{i+1}$$

**1) - Calcul des moments:**

**Fig III-1-2 : schéma statique de la travée secondaire.**

**a)- Aux appuis :**

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

Pour l'appui  $i=1$  :

$$5M_1 + 2,5M_2 = -27,45 \dots \dots \dots (1).$$

Pour l'appui  $i=2$  :

$$2,5M_1 + 13,7M_2 + 4,35M_3 = -172,07 \dots \dots \dots (2).$$

Pour l'appui  $i=3$  :

$$4,35M_2 + 17,4M_3 + 4,35M_4 = -289,24 \dots \dots \dots (3).$$

Pour l'appui  $i=4$  :

$$4,35M_3 + 14,1M_4 + 2,7M_5 = -179,20 \dots \dots \dots (4).$$

Pour l'appui  $i=5$  :

$$2,7M_4 + 5,4M_5 = -34,58 \dots \dots \dots (5).$$

Résolution des équations :

$$(1) \quad \Rightarrow \quad M_1 = -0,5M_2 - 5,49 \dots \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad \Rightarrow \quad M_2 = -0,35M_3 - 12,72 \dots \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad \Rightarrow \quad M_3 = -0,27M_4 - 14,73 \dots \dots \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \quad \Rightarrow \quad M_4 = -0,20M_5 - 8,90 \dots \dots \dots (4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \quad \Rightarrow \quad M_5 = -2,17 \dots \dots \dots (5')$$

Après la résolution on trouve :

$$M_1 = -1,31 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -8,36 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -12,44 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -8,46 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -2,17 \text{KN.m}$$

On réduisant les moments aux appuis de  $1/3$  on aura :

$$M_1 = -1,31 - 1/3 (-1,31) = -0,87 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -8,36 - 1/3 (-8,36) = -5,57 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -12,44 - 1/3 (-12,44) = -8,29 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -8,46 - 1/3 (-8,46) = -5,64 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -2,17 - 1/3 (-2,17) = -1,44 \text{KN.m}$$

Appuis	$L_i$	$L_{i+1}$	$q_i$	Equations	$M_i$
1	0	2,5	7,028	$5M_1 + 2,5M_2 = -27,45$	-0,87
2	2,5	4,35	7,028	$2,5M_1 + 13,7M_2 + 4,35M_3 = -172,07$	-5,57
3	4,35	4,35	7,028	$4,35M_2 + 17,4M_3 + 4,35M_4 = -289,24$	-8,29
4	4,35	2,7	7,028	$4,35M_3 + 14,1M_4 + 2,7M_5 = -179,20$	-5,64
5	2,7	0	7,028	$2,7M_4 + 5,4M_5 = -34,58$	-1,44

Tableau III-1-1 : Les moments aux appuis réduit de( 1/3).

b)-En travée :

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

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2}x - \frac{q_x^2}{2}$$

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$M_t$ (KN.m)
1-2	2,5	7,028	-0,87	-5,57	0,98	2,52
2-3	4,35	7,028	-5,57	-8,29	2,08	9,72
3-4	4,35	7,028	-8,29	-5,64	2,26	6,93
4-5	2,7	7,028	-5,64	-1,44	1,57	3,03

Tableau III-1-2 : les moments fléchissant aux appuis et on travées.

2)- Calcul des efforts tranchants :

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

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$V(x) ; x=0$ (KN)	$V(x) ; x=L$ (KN)
1-2	2,5	7,028	-0,87	-5,57	6,90	-10,66
2-3	4,35	7,028	-5,57	-8,29	14,66	-15,91
3-4	4,35	7,028	-8,29	-5,64	15,90	-14,67
4-5	2,7	7,028	-5,64	-1,44	11,04	-7,93

Tableau III-1-3 : Les efforts tranchants.

c)-Diagrammes des efforts internes :

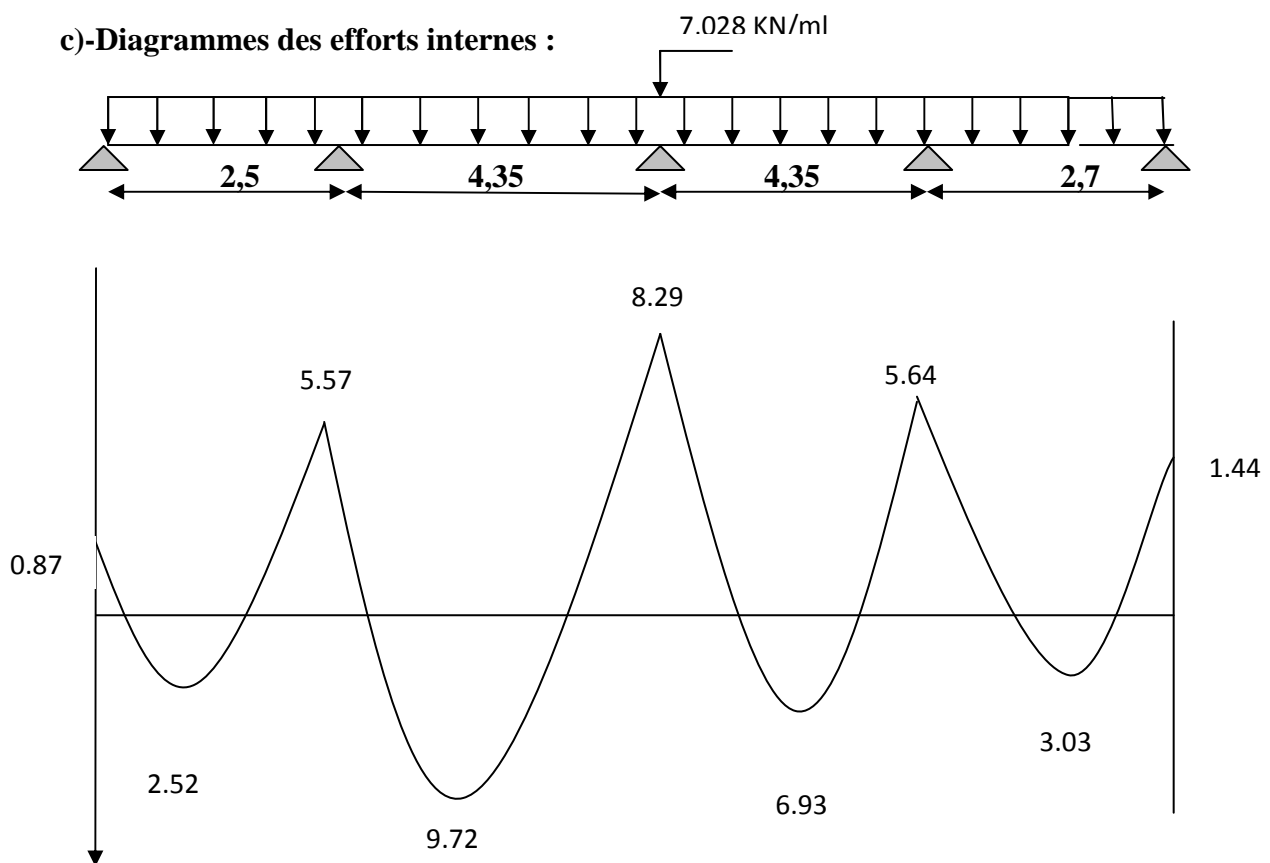
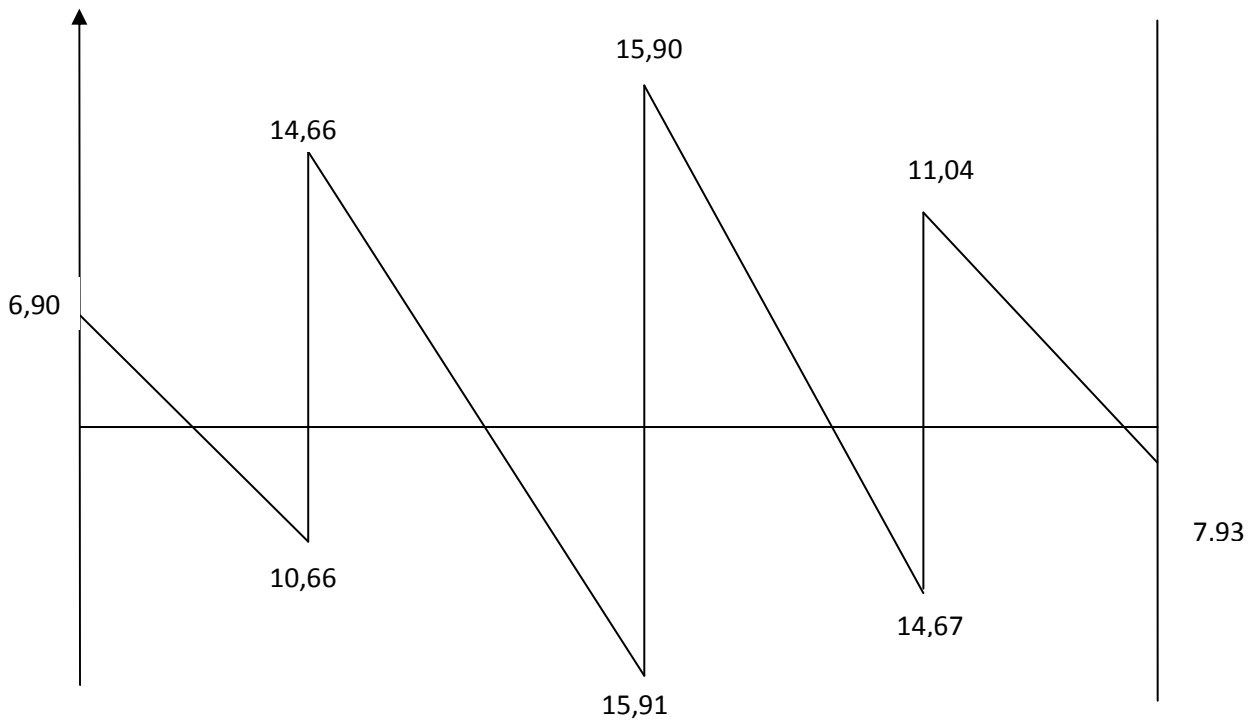


Fig III-1-2 : Diagrammes des moments fléchissant.



**Fig III-1-3 : Diagrammes des efforts tranchants**

**-Ferrailage a l'ELU :**

**1)-Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en Té avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$b=65 \text{ cm}$        $b_0=12 \text{ cm}$        $h=20 \text{ cm}$        $h_0=4 \text{ cm}$        $d=0,9h=18 \text{ cm}$ .

**a)-En travée:**

$M_{max}^t=9,72 \text{ KN.m}$

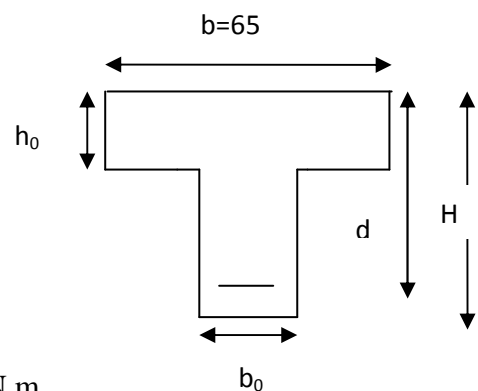
Le moment équilibré par la table de compression :

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

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$ .

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

**$M_0 = 59,072 \text{ KN .m}$**

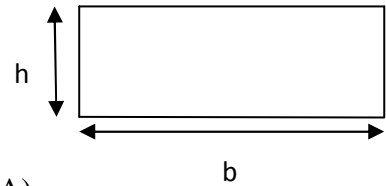


$M_0 = 59,072 > M_{\max}^t = 9,72 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc la section en Té est calculée comme une section rectangulaire de section (bxh)

Avec :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,72 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,032.$$



$\mu = 0,032 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984.$

$A_{sc}^t = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st}^t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,72 \times 10^5}{0,985 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st}^t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$

**b)-Aux appuis :**

$M_{\max}^a = 8,29 \text{ KN.m}.$

Comme la table de compression est entièrement tendue, donc elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )  $\text{cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,29 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,150.$$

$\mu = 0,150 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$\mu = 0,150 \Rightarrow \beta = 0,918$

$A_{sc}^a = 0.$

$$A_{st}^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,29 \times 10^5}{0,918 \times 18 \times 10^2 \times \frac{400}{1,15}} = 1,44 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st}^a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2.$

**Conclusion :**

En travée :  $A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2.$

Aux appuis :  $A_{st}^a = 1,57 \text{ cm}^2.$

**2)-Armatures transversales : (BAEL 91mod99/ Art A.7.2.28)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varnothing_t = \min (h/35 ; b_0/10 ; \varnothing_1^{\max}).$$

Avec  $\varnothing_1^{\max}$  : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\varnothing_1^{\max} = 10 \text{ mm} = 1,00 \text{ cm.}$$

$$\varnothing_t^{\max} = \min (20/35 ; 12/10 ; 1) = 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm.}$$

$$\text{Soit } \varnothing_t^{\max} = 8 \text{ mm.}$$

On adopte  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$ .

**3)-Espacement des armatures transversales (cadres) : (BAEL91/Art A.5.1,22) :**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :  $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4$$

On adopte un étrier de  $\varnothing = 8 \text{ mm}$  et d'espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$  entre les cadres.

**B-2-5-Vérification a l'ELU :****a)-Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/ Art 4.2,1).**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

**En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St}^t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{St}^a = 1,57 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

**b)-Vérification au cisaillement : (BAEL91 mod99 Art A.5.1,211).**

-Les fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right). \quad (\text{BAEL91 mod99 Art A.5.1, 211}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 15,90 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{15,90 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,736 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement} \Rightarrow \text{CV}$$

**c)-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (BAEL91mod99/ArtA6.1,3).**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \times \sum U_i}.$$

$$V_u = V_u^{\max} = 15,90 \text{ KN.}$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi.$$

n : Nombre e barres.

**-En travée :**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,90 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,868 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**-Aux appuis :**

$$\sum U_i = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,80 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,90 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,80} = 1,562 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**d)-Encrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1,23)**

**Longueur de scellement droit : (BAEL91 mod99 /Art .A.6.1.221/).**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**,  $l_s=40\text{cm}$ .

Le règlement de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4 $L_s$**  pour les aciers **H.A.**  $2\phi=2\text{cm}$

Donc :  $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

**e)-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**-Sur béton :**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN}$

On a :  $V_u^{\max} = 15,90 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$

**-Sur acier :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} - \frac{M_a}{0,9 d} \right)$ .

$A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} - \frac{M_a}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 15,90 \times 10^3 - \frac{8,29 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -101,40 \text{ mm}^2 = -1,014 \text{ cm}^2$

$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > -1,014 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

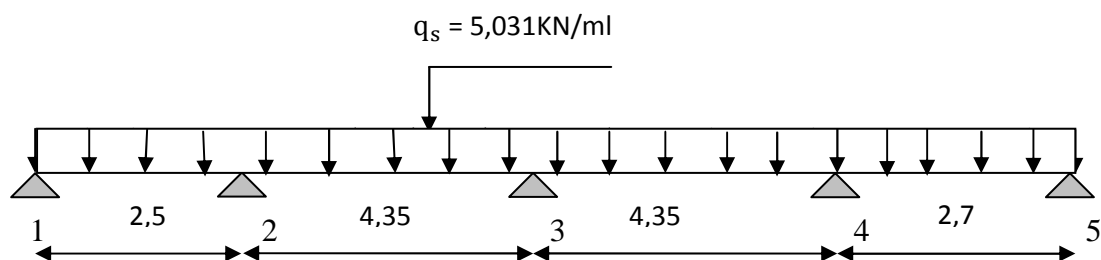
**B-2-6-Calcul à l'ELS :**

**a)-Combinaison de charge :**

$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (5,24 \times 2,5) \times 0,65 = 5,031 \text{ KN/ml}$ .

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ , ce qui est le cas pour les poutrelles.

$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,031}{7,028} = 0,71$ .



**Fig III-1-4 : Schéma statique de la poutrelle.**

**Calcul des moments fléchissant :****-Aux appuis :**

$$M_1 = -0,87 \times 0,71 = -0,62 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -5,57 \times 0,71 = -3,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -8,29 \times 0,71 = -5,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = -5,64 \times 0,71 = -4,00 \text{ KN.m.}$$

$$M_5 = -1,44 \times 0,71 = -1,02 \text{ KN.m.}$$

**-En travée:**

$$M_{t1} = 2,52 \times 0,71 = 1,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 9,72 \times 0,71 = 6,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 6,93 \times 0,71 = 4,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 3,03 \times 0,71 = 2,15 \text{ KN.m}$$

**-Calcul des efforts tranchants:**

Avec  $V_s = 0,715 V_u$ .

Travée	L(m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$q_u$ (KN/ml)	$V(x) ;$ $x=0$ (KN)	$V(x) ;$ $x=L$ (KN)
1-2	2,5	- 2,62	- 3,95	7,028	4,93	- 7,62
2-3	4,35	- 3,95	- 5,88	7,028	10,48	-11,36
3-4	4,35	- 5,88	- 4,00	7,028	11,36	-10,49
4-5	2,7	- 4,00	- 1,02	7,028	7,90	-5,67

**Tableau III-1-4 : Les efforts tranchant a L'ELS**

c)-Diagrammes des efforts internes

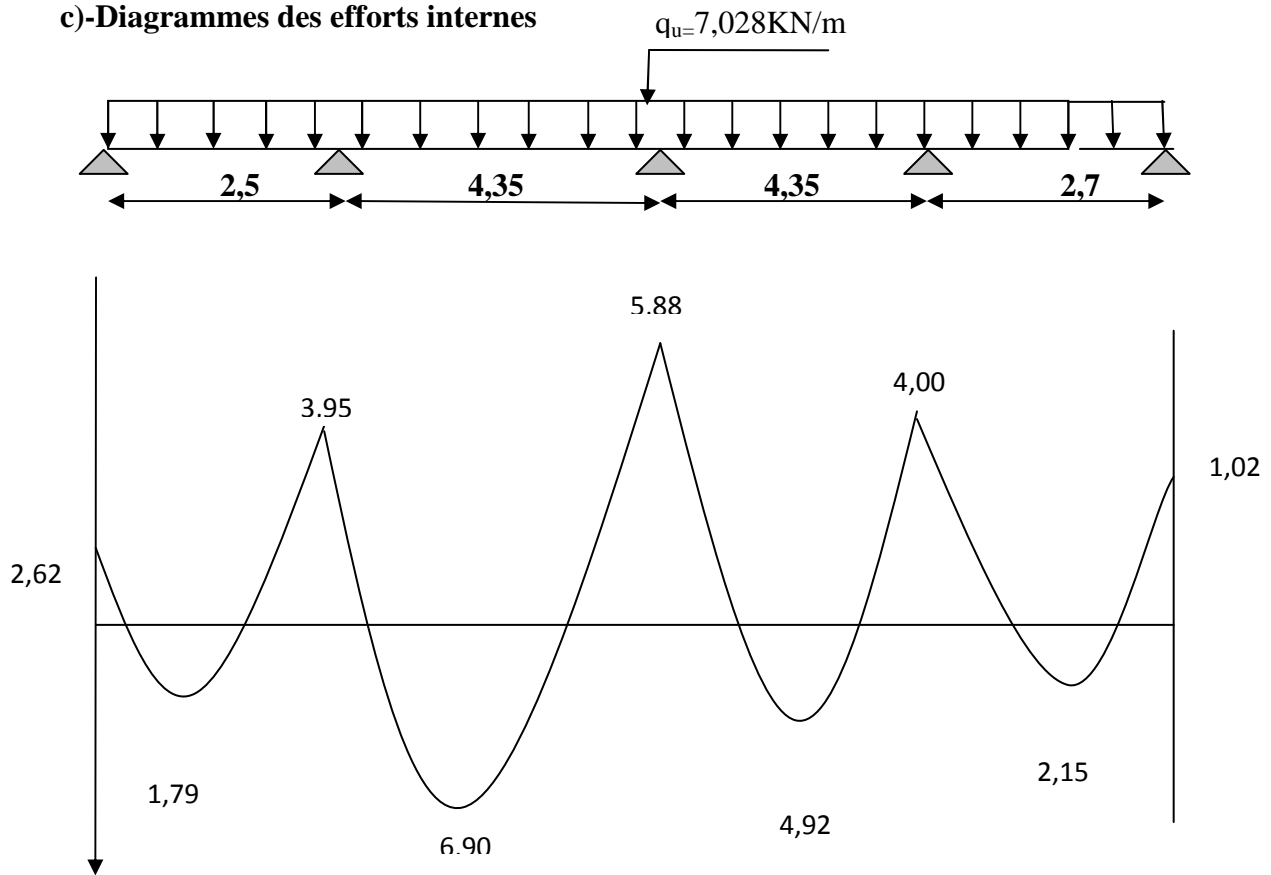


Fig III-1-5: Diagramme des moments fléchissant.

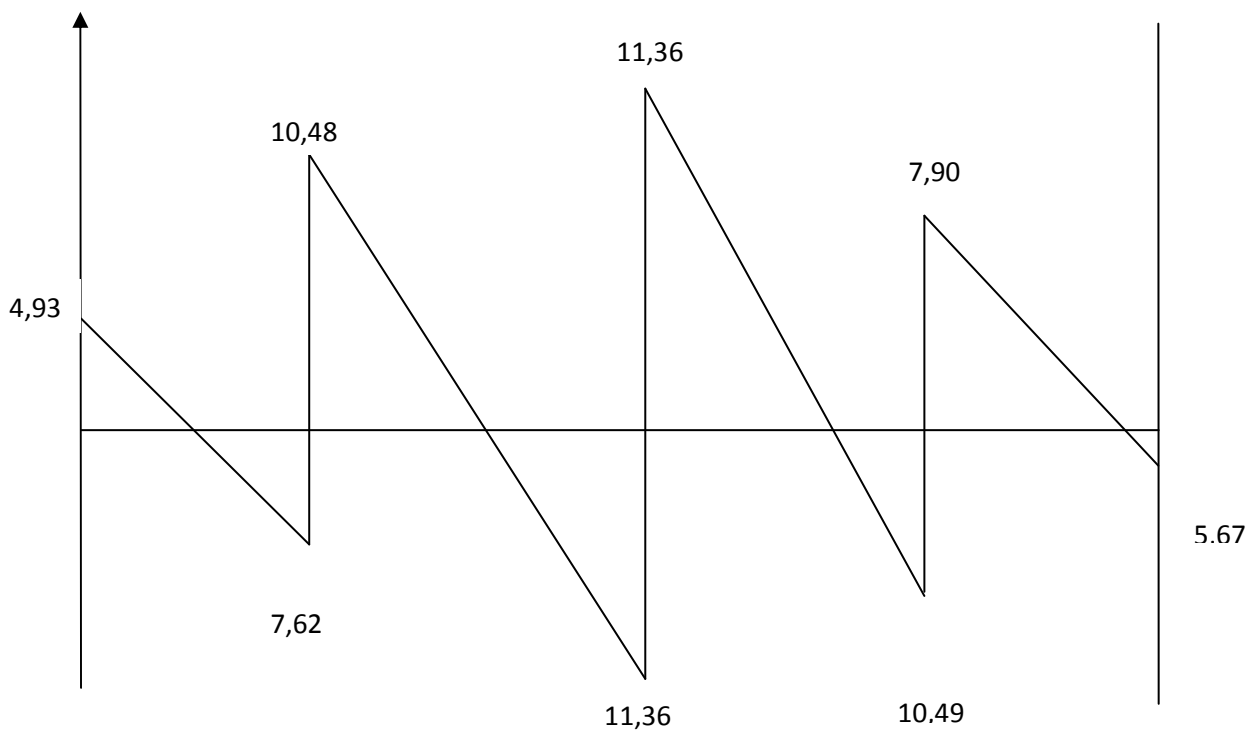


Fig III-1-6: Diagramme des efforts tranchants.

**Conclusion:**

$$M_{st}^{\max} = 6,90 \text{KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 5,88 \text{KN.m}$$

$$V_s^{\max} = 11,36 \text{KN.}$$

**-Vérification à l'ELS:****a)-Etat limite d'ouverture des fissures: (BAEL 91/Art A.4.5,3)**

Les fissurations dans les éléments situés dans les locaux couverts peu nuisibles, dans ce cas y

a pas de vérification à effectuer, sauf que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ .

**b)- Vérification des contraintes :****-Aux appuis :****Dans le béton**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

$$A_a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727.$$

$$\rho_1 = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \quad ; \quad K_1 = 25,32.$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,88 \times 10^3}{0,876 \times 1,57 \times 18} = 237,52 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{237,52}{25,32} = 9,38 \text{MPa} < 15 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**-Dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$

$\sigma_s = 237,52 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**-En travée :****-Dans le béton :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}.$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

$$A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57$$

$$\rho_1 = 1,57 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0,837 \quad ; \quad K_1 = 15,67.$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,90 \times 10^3}{0,837 \times 3,39 \times 18} = 135,09 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{135,09}{15,67} = 8,62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### -Dans les aciers :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 135,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### c)-Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$-\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : h : Hauteur de la section.

l : Portée libre de la poutrelle.

$A_{st}$  : Section des armatures tendues.

$M_{st}$  : Moment fléchissant max en travée.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{435} = 0,0460 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  L'une des conditions n'est pas vérifiée donc il faut vérifier la flèche.

#### -Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :  $f \leq \bar{f}$ .

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}$$

$$\text{On a : } L = 4,35 \text{ m} < 5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm.}$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec :  $\bar{f}$  : Flèche admissible.

$$E_v : \text{Module de déformation différé } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819 \text{MPa.}$$

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

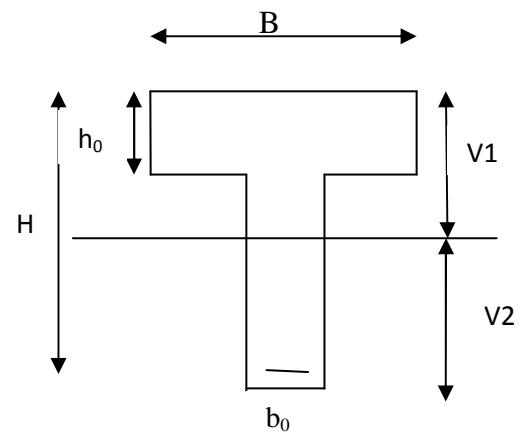
$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\mu+\lambda_v}$$

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ( $n=E_s/E_b=15$ ).

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{cm}^2$$



**Calcul de  $v_1$  et  $v_2$  :**

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{cm.}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{cm.}$$

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 21799,85 \text{cm}^4$$

**Calcul des coefficients:  $\lambda_v$ ;  $\mu$ ;  $I_{fv}$ :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,015} = 1,09$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0,64; 0 \} = 0,64$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,09 \times 0,64} = 14125,72 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche:

$$F = \frac{M_t^e \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{6,90 \times 4,35^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 14125,72 \times 10^{-8}} = 0,0085 \text{ m} = 8,5 \text{ mm.}$$

$$F = 8,5 \text{ mm} < \bar{f} = 8,7 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée.

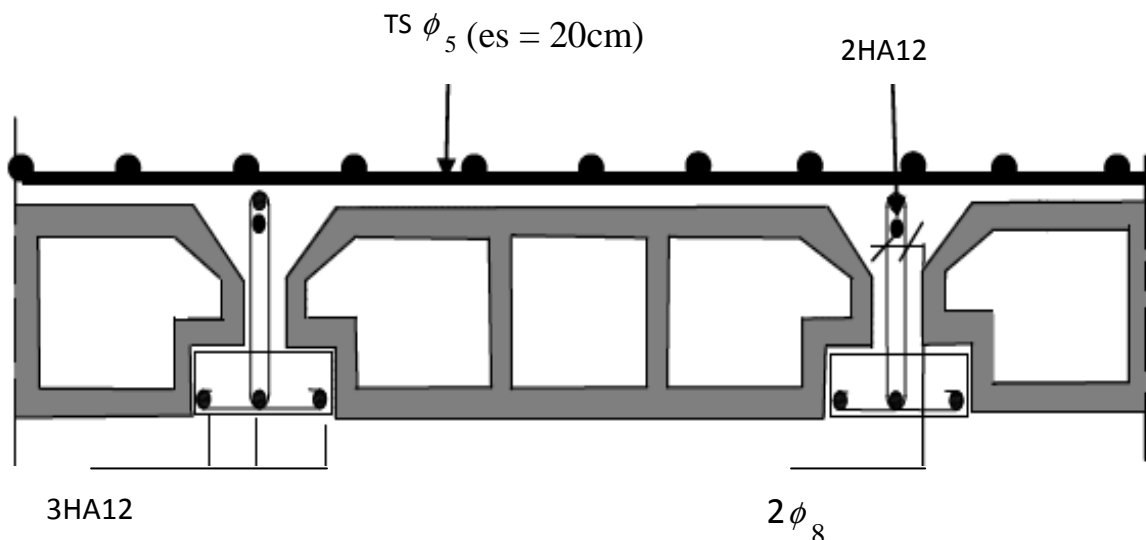
**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

Armatures en appuis : **2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**.

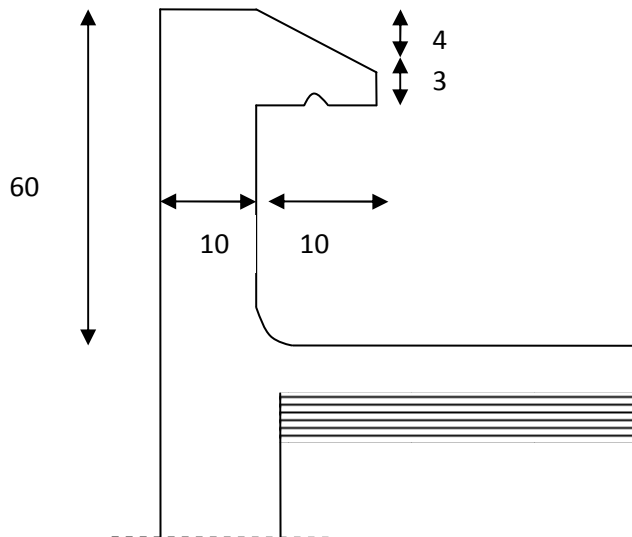
Armatures transversales : **2HA8 = 1 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm**.



**Fig III-1-7 : Plan de ferrailage de plancher en corps creux.**

**III-2) Calcul de l'acrotère :****1) Définition :**

L'acrotère est un élément de la structure en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse et assure la sécurité totale au niveau de ce dernier, elle est soumise à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) du à la main courante qui engendre un moment  $M$  dans la section d'encastrement.



**Fig III-2-1 : Coupe transversale de l'acrotère.**

**2)-Calcul des sollicitations pour un mètre de largeur.**

-Poids propre :

$$G = \rho \times A = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1) + (0,04 \times 0,1)/2] = 1,625 \text{KN/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation due à la poussée latérale :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

**Moment fléchissant max due a la surcharge Q :**

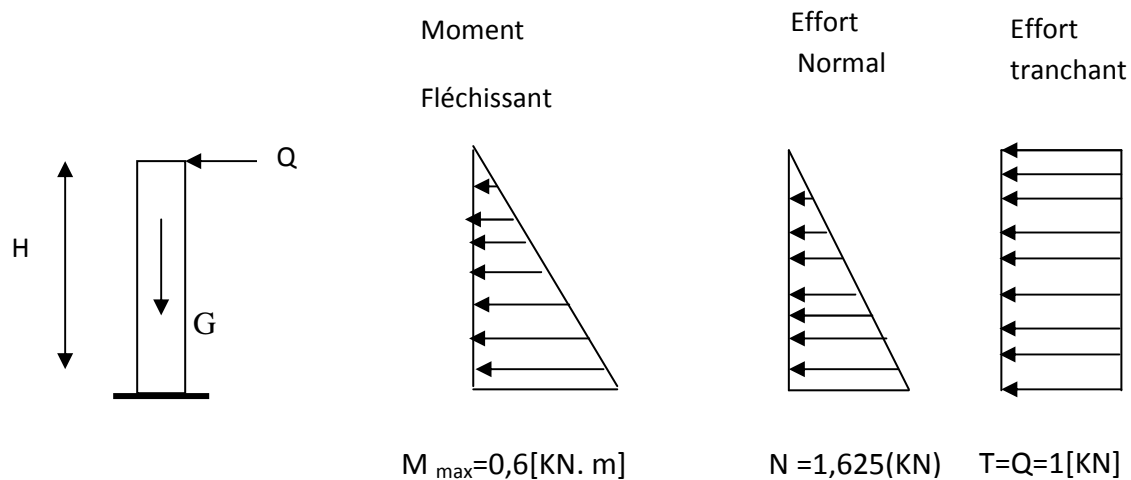
$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{KN.m.}$$

**Effort normal du au poids propre G :**

$$N_G = G \times 1 \text{ml} = 1,625 \text{KN.}$$

**Effort tranchant du à la surcharge Q :**

$$T_Q = Q \times 1 \text{ml} = 1 \text{KN.}$$

**-Schéma statique :****Fig III-2-2 : Schéma statique et diagrammes des efforts.****3)-Combinaison de charge à l'ELU :**

Effort normal de compression :  $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,625 = 2,193 \text{ KN}$ .

Moment de flexion :  $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

**4)-Combinaison de charge à l'ELS :**

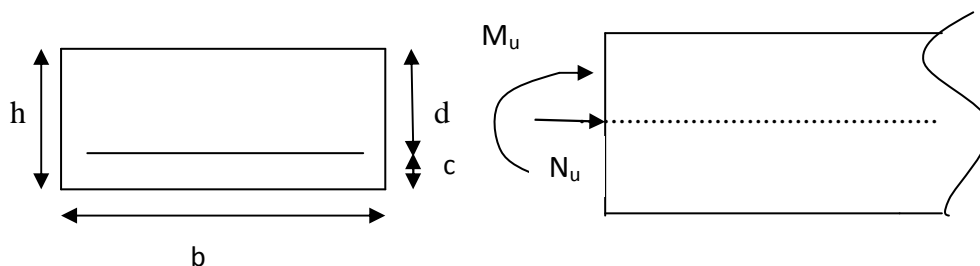
Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,625 \text{ KN}$ .

Moment de flexion :  $M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

**5)-Ferrailage :**

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$  soumise à un effort normal  $N_u$  et un moment de renversement  $M_u$ .

**Fig III-2-3 : Section rectangulaire soumise a la flexion composée.**

Avec :

$$d=8\text{cm}, \quad c=2\text{cm}, \quad b=100\text{cm}, \quad h=10\text{cm}, \quad F_e=400\text{MPa}, \quad \gamma_s=1,15, \quad \sigma_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}=348\text{MPa}$$

### a-Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{2,193} = 0,273\text{m} = 27,3\text{cm}.$$

$$a = \left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{0,10}{2}\right) - 0,02 = 0,03\text{m} = 3\text{cm}$$

Avec :

a : distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

c : enrobage.

d : distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$e_u > \left(\frac{h}{2}\right) - c \Rightarrow$  **Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures**  $\Rightarrow$  L'effort normal  $N_u$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ , puis elle se ramène à la flexion composée.

### b-Calcul en flexion simple :

#### Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f \quad e_f = e_u + \left(\frac{h}{2}\right) - c = (0,27 + 0,05 - 0,02) = 0,3\text{m}.$$

$$M_f = 2,193 \times 0,3 = 0,658\text{KN.m}.$$

#### Moment réduit:

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,658 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,072$$

$\mu_b = 0,072 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA).

$$\mu_b = 0,072 < \mu_0 \quad \Rightarrow \beta = 0,963$$

**Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,658 \times 10^3}{0,963 \times 8 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 \text{.}$$

**c- Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,24 - \frac{2,193}{34,8} = 0,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{str} = 0,17 \text{ cm}^2.$$

**6) Vérification à l'ELU:**

**a)-Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/ Art A.4.2.1 ) :**

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left( \frac{e_s - 0,455(d)}{e_s - 0,185(d)} \right) \quad \text{avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,625} = 0,370 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 8 \times 100 \times \frac{2,1}{400} \times \left( \frac{37,00 - 0,455(8)}{37,00 - 0,185(8)} \right) = 0,90 \text{ cm}^2.$$

$A_{str} = 0,17 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$  La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

$$\text{Donc : } A = A_{min} = 0,90 \text{ cm}^2.$$

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

Avec un espacement de 25cm.

$$S \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10; 33\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

$$25\text{cm} < 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{cv}$$

**-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

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

Avec un espacement de 25cm.

$$S \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 10; 45\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

$$25\text{cm} < 40\text{cm} \Rightarrow \text{cv}$$

**b)-Vérification au cisaillement :( BAEL91mod99/ Art A .5.1, 1 ).**

$$\text{On doit avoir : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa..}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

**c)-Vérification de l'adhérence des barres :( BAEL91 mod99 /Art A.6.1, 3).**

$$\text{Il faut vérifiée : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}.$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9dx \sum U_i}.$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.  $\sum U_i = n \pi \phi$ .

n : Nombre e barres.

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,04\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,04} = 0,21\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0,21 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow \text{La condition est vérifié.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**d)-Longueur de scellement droit : (BAEL91 mod99 /Art .A.6.1, 221).**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}.$$

$$\phi = 8\text{mm}.$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,16\text{cm}.$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**,  $l_s=40\text{cm}$ .

La longueur d'ancrage d'après l'article (**BAEL91 mod99 /Art A. 6.1.253**).

$$l_c=0,4l_s \Rightarrow l_c=0,4 \times 40=16\text{cm}.$$

Avec :  $l_s$  : longueur de scellement droit.

$l_c$  : longueur d'ancrage.

### 7) Calcul à l'ELS :

$M_s=0,60\text{KN.m}$ .

$N_s=1,625\text{KN}$ .

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,370\text{m} = 37,00\text{cm}.$$

#### a)-Vérification des contraintes:

**Dans l'acier :**

On doit vérifier:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ .

✓ La fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{BAEL91 mod99/ Art A.4.5.33}).$$

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \right] = 201,63\text{MPa}.$$

Avec :  $\eta=1,6 \Rightarrow \text{HA}$ .

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251. \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \quad ; \quad K_1 = 47,50.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,92 \times 8 \times 2,01} = 40,55\text{MPa} < \bar{\sigma} = 201,63\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**-Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{40,55}{47,5} = 0,85\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

**b)- Vérification au séisme (RPA99version 2003 /Art A6.2.3 ) :**

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p.$$

Avec :

A : Coefficient l'accélération de la zone (Tab4-1 RPA 99 mod 2003).

Pour la zone II<sub>a</sub>    **A=0,15.**

C<sub>p</sub> : Facture de force horizontale égale à 0,3.

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère    **W<sub>p</sub>=1,625 KN/ml.**

D'où     $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,625 = 0,30.$  < Q=1KN/ml    ⇒ Condition vérifiée.

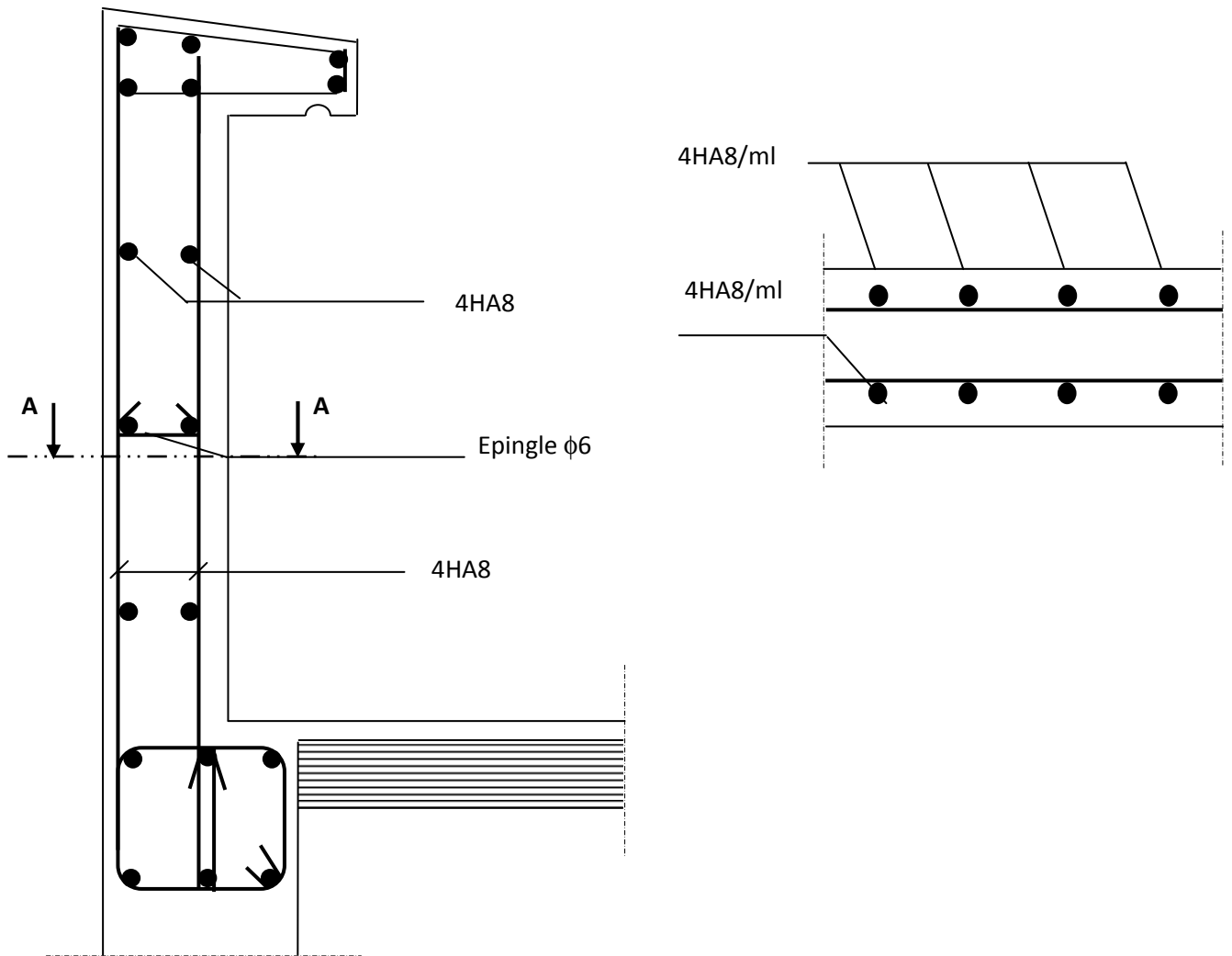
**Conclusion :**

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

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

Armatures principales : 4HA8, avec : e = 25cm.

Armatures de répartition : 4HA8, avec, e = 25cm



**Fig III-2-4: Plan de Ferrailage de l'acrotère.**

**III-3) Les balcons :**

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

**1-Dimensionnement :**

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \cdot$$

Avec : L : Largeur de balcon      **L= 1,10 m.**

$$e_p \geq \frac{1,10}{10} = 11 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } e_p = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

**2-Détermination des charges et surcharges :**

L'étude se fera pour une bande de 1m de largeur.

**a)-Charges permanentes :**

Revêtement en carrelage :  $e_p=2\text{cm}$        $\Rightarrow G=0,4 \text{ KN /ml.}$

Mortier de pose :  $e_p=2\text{cm}$        $\Rightarrow G=0,4 \text{ KN /ml.}$

Couche de sable : :  $e_p=2\text{cm}$        $\Rightarrow G=0,36 \text{ KN /ml.}$

Poids propre de la dalle :  $e_p=15\text{cm}$        $\Rightarrow G=25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN /ml.}$

Enduit en plâtre:  $e_p=2\text{cm}$        $\Rightarrow G=0,40 \text{ KN /ml.}$

$$\mathbf{G_1=5,31 \text{ KN/ml.}}$$

**b)-Charge concentrée (Garde corps) :**

Mure en brique creuse :  $e_p=10\text{cm}$        $\Rightarrow G = 0,9 \text{ KN /ml.}$

Enduit extérieur en ciment:  $e_p=2\text{cm}$        $\Rightarrow G = 0,36 \text{ KN /ml.}$

Enduit intérieur en ciment:  $e_p=2\text{cm}$        $\Rightarrow G = 0,36 \text{ KN /ml.}$

$$\mathbf{G_2=1,62 \text{ KN/ml.}}$$

c)-Surcharge d'exploitation :

$$Q=3,5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3,5\text{KN/ml.}$$

3) Calcul à l'ELU :

-3-1-Combinaison de charge :

Les balcons sont calculés en flexion simple.

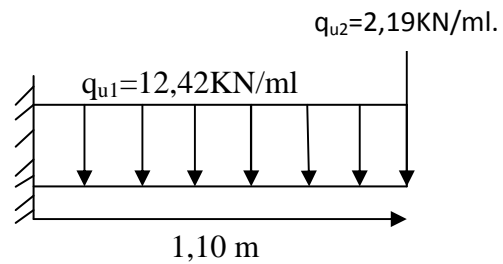


Fig III-3-1-Schéma statique du balcon.

-Pour la dalle :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,42 \text{KN/ml.}$$

-Pour le garde-corps:

$$q_{u2} = 1,35G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{KN/ml}$$

3-2-Calcul des moments fléchissant :

a)-Le moment provoqué par  $q_{u1}$  :

$$M_{u1} = \frac{q_{u1}L^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,1^2}{2} = 7,51 \text{KN.m.}$$

b)-Le moment provoqué par  $q_{u2}$ :

$$M_{u2} = q_{u2}L = 2,19 \times 1,1 = 2,40 \text{KN.m.}$$

4) Le ferrailage :

a)- Armatures principales :

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

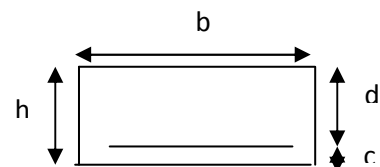
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :  $M_u = M_{u1} + M_{u2} = 9,91 \text{KN.m.}$

$$\mu = \frac{9,91 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,048 \quad \text{avec} \quad c = 2 \text{cm.} \quad \mu = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$\mu = 0,048 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{sc} = 0.$$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,91 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 2,38 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b)-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ m}.$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**5) Vérification à l'ELU :**

**a)-Vérification de la condition de non fragilité :( BAEL91 mod99/ Art A.4.2 ,1).**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2$ .  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b)-Vérification au cisaillement :( BAEL91 mod99/ Art A.5.1 ,1).**

On doit vérifier  $\tau_u = \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$V_u$  : effort tranchant.

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12,42 \times 1,10 + 2,19 = 15,85.$$

$$\tau_u = \frac{15,85 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,132 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c)-Vérification de l'adhérence : (BAEL91 mod99 /Art A.6.1 ,3).**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

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

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,85 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150,72} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

**d)-Longueur de scellement droit : (BAEL91 mod99/ Art A.6.1, 2219).**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 10 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400**,  $l_s = 40 \text{ cm.}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (BAEL91 mod99/ Art A.6.1.253).

$$l_c = 0,4 l_s \Rightarrow l_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec :  $l_s$  : longueur de scellement droit.

$l_c$  : longueur d'ancrage.

**e)-Vérification d'écartement des barres : (BAEL91 mod99/ Art A.8.2, 42).**

**Armatures principales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

**Armature de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

**6) Calcul à l'ELS :**

**6-1-Combinaison de charge :**

-Pour la dalle :  $q_{s1}=G_1+Q=5,31+3,50=8,8\text{KN/ml}$

-Pour le grade corps:  $q_{s2}=G_2=1,62\text{KN/ml}$ .

#### A-6-2- calcul des moments fléchissant :

$$M_s = \frac{q_{s1}L^2}{2} + q_{s2}xL = \frac{8,81 \times 1,10^2}{2} + 1,62 \times 1,10 = 7,11\text{KN.m}$$

#### A-6-3-Vérification des contraintes:

##### Dans l'acier:

On doit vérifier:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ .

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{BAEL91 mod99/ Art A.4.5.33}).$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right] = 201,63\text{MPa}.$$

Avec :  $\eta=1,6 \Rightarrow \text{HA}$ .

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,38$$

$$\rho_1=0,38 \Rightarrow \beta_1=0,904 \quad ; \quad K_1=37,08$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,11 \times 10^6}{0,904 \times 120 \times 452} = 145,00\text{MPa}.$$

$$\sigma_s=145,00\text{MPa} < \bar{\sigma} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\bar{\sigma}_{bc}=0,6f_c=0,6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{145,00}{37,08} = 3,91\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc}=3,91\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A-6-4- Vérification de la flèche :**

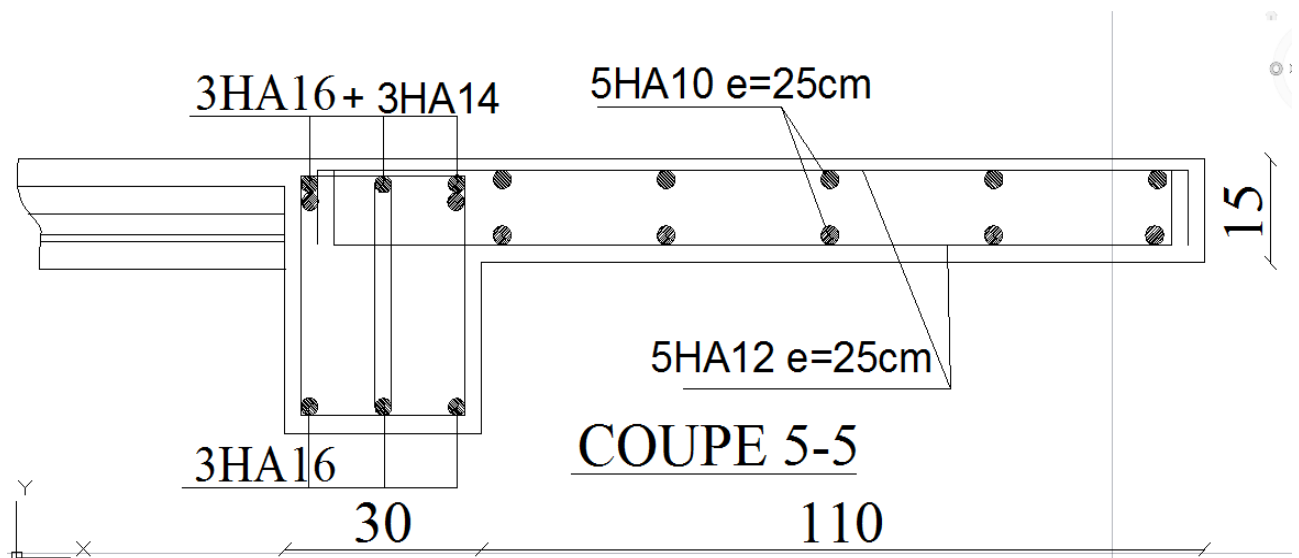
On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 > 0,062 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0,136 > \frac{7,11}{10 \times 7,11} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

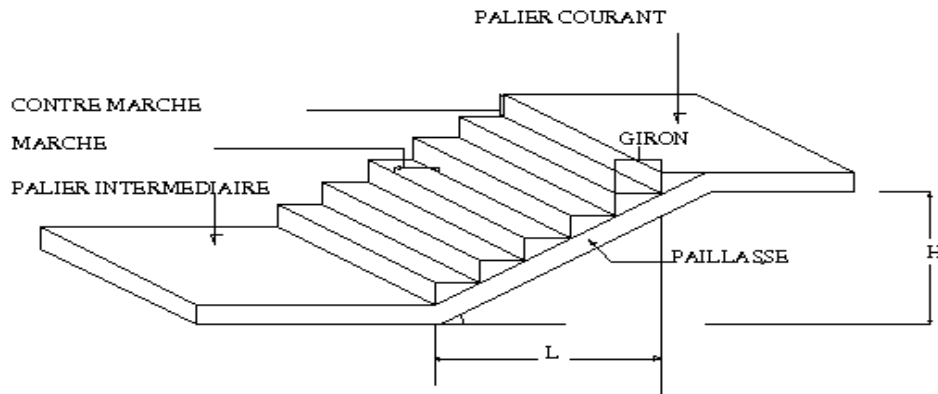
Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Fig III-3-2: Plan de ferrailage des balcons.**

**III-4) Calcul des escaliers :****1) Définition :**

Les escaliers relient les différents niveaux d'une construction, ils permettent de passer à pied d'un niveau à l'autre. L'escalier est calculé en flexion simple.



**FigIII-4-1 : Les éléments d'un escalier.**

**2) calcul d'escalier d'étage courant :****2-1-Pré dimensionnement :**

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier, le 1<sup>er</sup> à deux volées avec un palier intermédiaire en béton armé coulé sur place, le 2<sup>ème</sup> type à 4 volées.

Pour le calculs en prendre la volée la plus grande (plus défavorable) et on adopte le même ferrailage pour les autres.

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL qui permet de pré dimensionner notre escalier.

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

Avec :

$$h : \text{hauteur de la contre marche} : 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$g$  : longueur de la marche (giron)

On adopte :  $h = 17\text{cm}$ .

**Le nombre de contre marche «n» :**

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec :

n : nombre de contre marches

H : hauteur d'une volée

On a :

$$H = \frac{he}{2} = \frac{3,06 - 0,34}{2} = 1,36 \text{ m.}$$

$$n = \frac{136}{17} = 8 \text{ (contre marches).}$$

**Le nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 8 - 1 = 7.$$

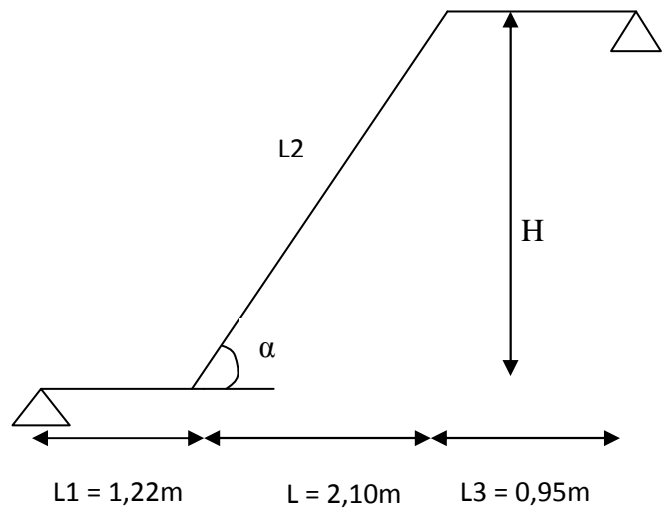
$$m = 7 \text{ marches.}$$

**Calcul du giron « g » :**

$$g = \frac{L_2}{m}$$

L : portée de la paillese projetée.

$$g = \frac{210}{7} = 30 \quad \mathbf{g=30cm.}$$



**Fig III-4-2 : schéma statique**

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} < 30 + 34 = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La relation est vérifiée.}$$

**2-3-Détermination de l'épaisseur de la paillese et du palier :**

L'épaisseur de la paillese et du palier est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$$L_0 = L_1 + L_2 + L_3$$

L2 : la portée réelle de la paillese.

L : longueur du palier.

$$L_2 = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$\alpha$  : l'inclinaison de la paillasse.

#### -Détermination de $\alpha$ :

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,647$$

$$\alpha = 32,92^\circ$$

$$L_2 = \frac{2,10}{\cos 32,92} = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_o = 1,22 + 2,50 + 0,95 = 4,67 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos est :

$$\frac{467}{30} \leq e_p \leq \frac{467}{20} \Rightarrow 15,56 \text{ cm} \leq e_p \leq 23,35 \text{ cm}$$

On opte:  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

#### 2-4- Charge et surcharge :

##### a)-Charge permanente :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur.

-Paillasse :

$$\text{Poids propre de la paillasse : } G = 0,2 \times 25 \times \frac{1}{\cos 32,92} \times 1 = 5,95 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids propre de la marche : } G = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,13 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids du revêtement : Lit de sable : } G = 0,36 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Mortier de pose : } G = 0,40 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Carrelage : } G = 0,44 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Enduit ciment : } G = 0,33 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{-Garde Corps : } G = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{ps} = 9,81 \text{ KN/ml}$$

-Palier :

$$\text{Poids du palier : } G = 0,2 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

Poids du revêtement :	Lit de sable :	$G = 0,36 \text{ KN/ml}$
	Mortier de pose :	$G = 0,40 \text{ KN/ml}$
	Carrelage :	$G = 0,44 \text{ KN/ml}$
	Enduit ciment :	$G = 0,33 \text{ KN/ml}$
		$G_{pl} = 6,53 \text{ KN/ml}$

### b)-Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est:  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

$$Q_{ps} = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{pl} = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

### 3-1-4- Combinaison de charge :

#### A l'ELU :

$$q_{u,ps} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,81 + 1,5 \times 2,5 = 17,00 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u,pl} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,53 + 1,5 \times 2,5 = 12,56 \text{ KN/ml.}$$

#### A l'ELS :

$$q_{s,ps} = G + Q = 9,81 + 2,5 = 12,31 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s,pl} = G + Q = 6,53 + 2,5 = 9,03 \text{ KN/ml.}$$

### 3) Calcul à l'ELU :

#### 1)-Calcul des efforts internes :

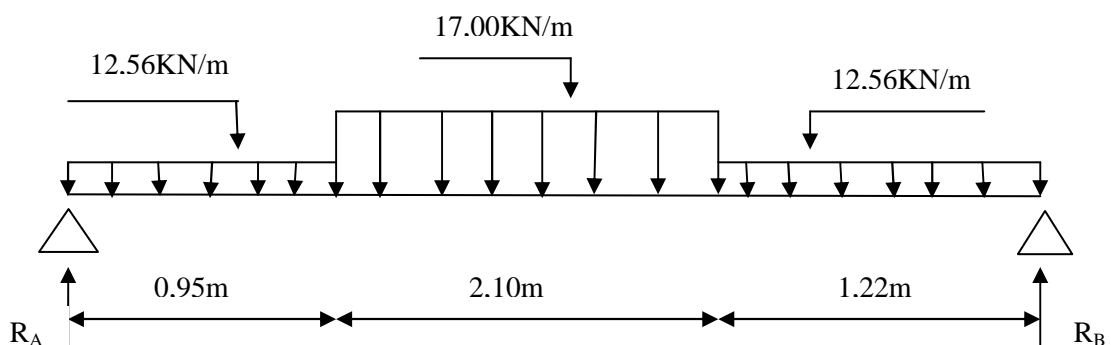


Fig III-4-3 : Diagramme des efforts à l'ELU

**a)-Détermination des réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (12,56 \times 0,95) - (17,00 \times 2,10) - (12,56 \times 1,22) = 0.$$

$$R_A + R_B = 62,95 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,27 R_B - 12,56 \times 1,22 \left( \frac{1,22}{2} + 3,05 \right) - 17,00 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 0,95 \right) - 12,56 \times 0,95 \left( \frac{0,95}{2} \right) = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 31,77 \text{ KN} \\ R_B = 31,18 \text{ KN} \end{cases}$$

**b)-Calcul des efforts tranchants :**

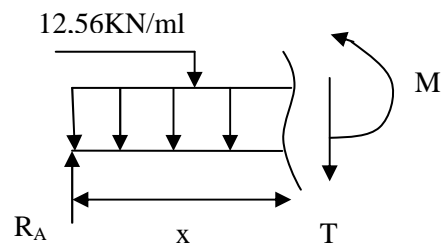
**Pour  $0 \leq x \leq 0,95 \text{ m}$**

$$T_y = R_A - 12,56(x).$$

$$T_y = 31,77 - 12,56(x)$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y = 31,77 \text{ KN.}$$

$$x = 0,95 \text{ m} \Rightarrow T_y = 19,84 \text{ KN.}$$

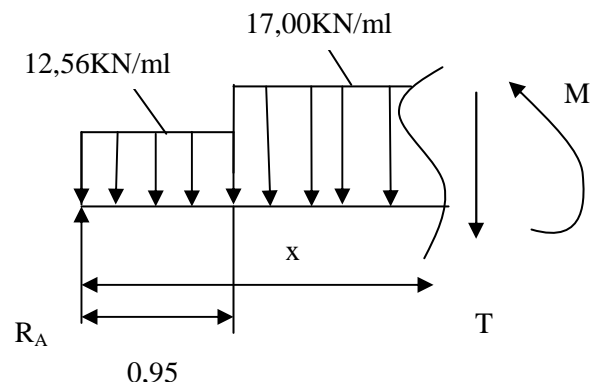


**Pour  $0,95 \text{ m} \leq x \leq 3,$**

$$T_y = R_A - 12,56 \times 0,95 - 17,00(x - 0,95)$$

$$T_y = 19,84 - 17,00(x - 0,95)$$

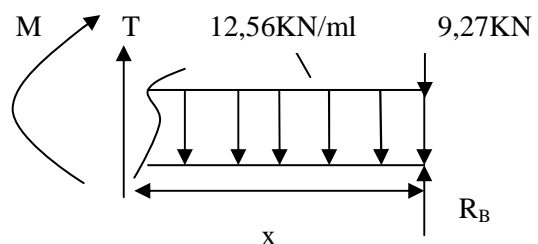
$$\begin{cases} x = 0,95 \text{ m} \Rightarrow T_y = 19,84 \text{ KN.} \\ x = 3,05 \text{ m} \Rightarrow T_y = -15,86 \text{ KN.} \end{cases}$$



**Pour  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,22 \text{ m.}$**

$$T_y = 12,56x - 31,18$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y = -31,18 \text{ KN.} \\ x = 1,22 \text{ m} \Rightarrow T_y = -15,86 \text{ KN.} \end{cases}$$



**c)-Calcul des moments fléchissant :**

**Pour  $0 \leq x \leq 0,95 \text{ m}$**

$$M_z = 31,77x - 12,56 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 0,95\text{m} & \Rightarrow M_z = 24,51\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,53\text{m}$$

Le moment  $M(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,53\text{m}$

$$\text{Donc : } M^{\max} = M(2,53) = 40,18\text{KN.m}$$

**Pour  $0,95\text{m} \leq x \leq 3,05\text{m}$**

$$M_z = 31,77x - 11,932(x - 0,475) - 17,00(x - 0,95) \frac{(x-0,95)}{2}.$$

$$\begin{cases} x = 0,95\text{m} & \Rightarrow M_z = 24,51\text{KN.m} \\ x = 3,05\text{m} & \Rightarrow M_z = 28,69\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,12\text{m}$$

Le moment  $M(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,$

$$\text{Donc : } M^{\max} = M(2,12) = 36,09\text{KN.m}$$

**Pour  $0\text{m} \leq x \leq 1,22\text{m}$**

$$M_z = -6,28x^2 + 31,18x.$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \Rightarrow M_z = 0\text{KN.m} \\ x = 1,22\text{m} & \Rightarrow M_z = 28,69\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,48\text{m}$$

Le moment  $M(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,48\text{m}$

$$\text{Donc : } M^{\max} = M(2,48) = 38,70\text{KN.m}$$

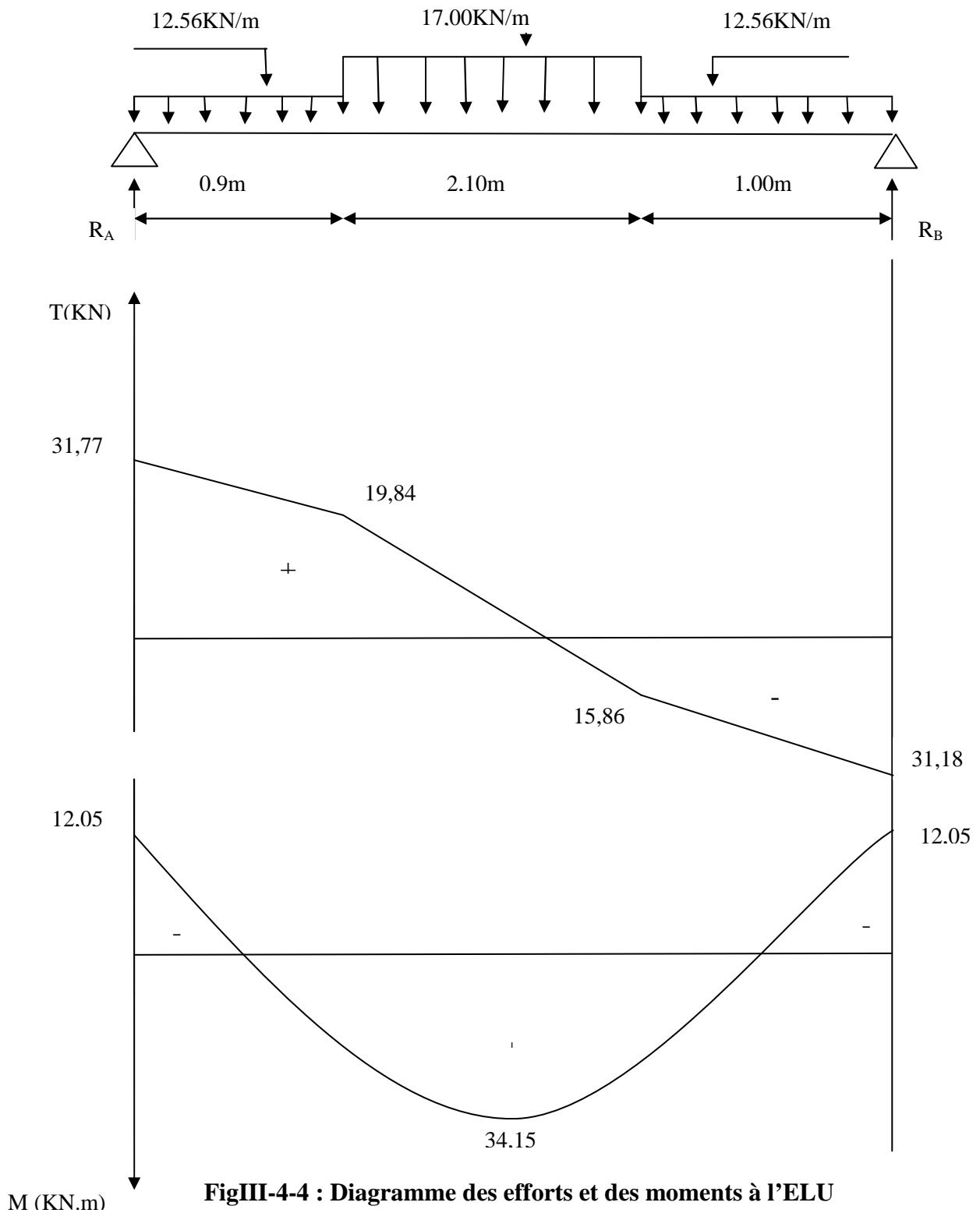
A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 40,18 = 34,15\text{KN.m.}$$

Aux appuis :  $M_a = -0,3 \times 40,18 = -12,05 \text{ KN.m}$ .

d)-Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :



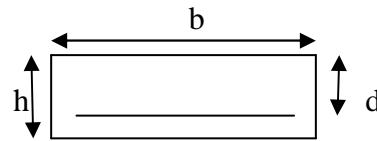
FigIII-4-4 : Diagramme des efforts et des moments à l'ELU

**3-1- Ferrailage à l'ELU :**

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

$$b=1\text{m}=100\text{cm}, h=20\text{cm}, c=2\text{cm}, d=18\text{cm}$$

**Aux appuis :**



**Armatures longitudinales :**

$$M_a = 12,05\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,05 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,05 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_l^a = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_l^a}{4} = \frac{3,14}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r^a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

**En travée :**

**Armature longitudinales :**

$$M_t = 34,15\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074.$$

$$\mu = 0,074 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_1^t = \frac{M_t}{\beta x d \sigma_{st}} = \frac{34,15 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 5,67 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_1^t = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartitions :**

$$A_R^t = \frac{A_1^t}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_R^t = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$ .

**3-2- Vérification a l'ELU :**

**a)-Condition de non fragilité :( BAEL91 mod99/ Art A4.21).**

$$A_{st} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 18 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

-En travée :  $A_1^t = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

-Aux appuis :  $A_1^a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b)-Espacement des barres : (BAEL91 mod 99/ Art A.8.2,42).**

-Armatures principales :

Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} < \min\{2h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $St = 20 \text{ cm} < \min\{2h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

-Armatures secondaires :

Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} < \min\{2h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $St = 20 \text{ cm} < \min\{2h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**c)-Contrainte de cisaillement : (BAEL91 mod 99 /Art A5.1,1).**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u.$$

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il est soumis à des fissurations peu préjudiciables (nuisibles).

$$\text{Donc : } \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{31,77 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,176\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**d)-Ancrage des armatures : (BAEL91 mod 99 /Art A6.1, 221).**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{su}} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm.}$$

$$l_c = 0,4 \times l_s = 16,90 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_c = 15\text{cm}$$

**e)-Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres :**

**(BAEL 91 mod 99/ Art A6.1,3).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,77 \times 10^3}{0,9 \times 18 \times 15,07 \times 10^2} = 1,30\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur les appuis (BAEL 91/ Art A.5.1.313)**

**Sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28} b_0,9d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1}{1,5} = 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

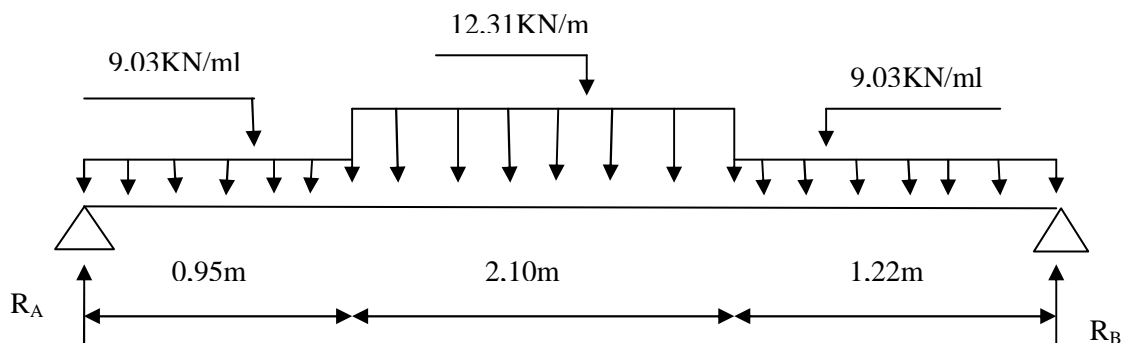
**-Sur les aciers : (BAEL 91/ Art A.5.1.321)**

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,5}{400} (31,77 \times 10^3 - \frac{12,05 \times 10^6}{0,9 \times 180}) = -159,80 \text{ mm}^2 < A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

#### 4) Calcul à l'ELS :

Calcul des efforts internes :



**FigIII-4-5 : Diagramme des efforts à l'ELS**

**a)-Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (9,03 \times 0,95) - (12,31 \times 2,1) - (9,03 \times 1,22) = 0$$

$$R_A + R_B = 45,44 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -9,03 \times 1,22 \left( \frac{1,22}{2} + 3,05 \right) - 12,31 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 0,95 \right) - 9,03 \times 0,95 \left( \frac{0,95}{2} \right) + R_B \times 4,27 = 0$$

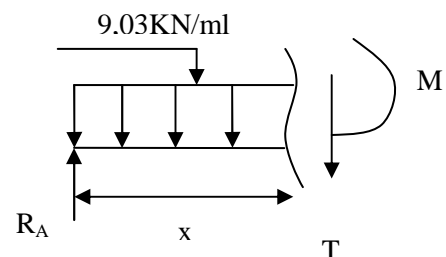
$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 22,94 \text{ KN.} \\ R_B = 22,50 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

**a)-Calcul des efforts tranchants :**

**Pour  $0 \leq x \leq 0,95\text{m}$**

$$T_y = R_A - 9,03(x).$$

$$T_y = 22,94 - 9,03(x).$$



$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_y = 22,94\text{KN.} \\ x = 0,9\text{m} & \Rightarrow T_y = 14,36\text{KN.} \end{cases}$$

**Pour  $0,95\text{m} \leq x \leq 3,05\text{m}$ .**

$$T_y = 22,94 - 9,03x_{0,95} - 12,31(x - 0,95)$$

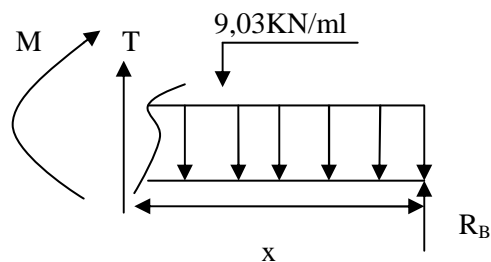
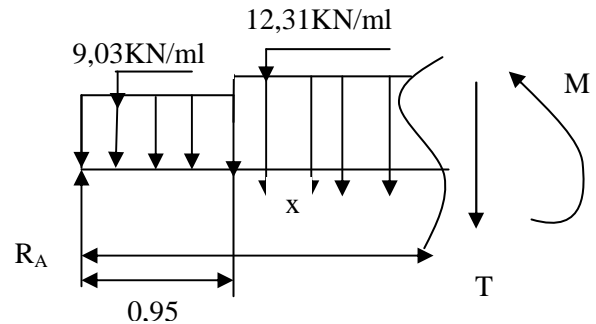
$$T_y = 14,36 - 12,31(x - 0,95)$$

$$\begin{cases} x = 0,9\text{m} & \Rightarrow T_y = 14,36\text{KN.} \\ x = 3,00\text{m} & \Rightarrow T_y = - 11,49\text{KN.} \end{cases}$$

**Pour  $0\text{m} \leq x \leq 1,22\text{ m}$ .**

$$T_y = 9,03(x) - 22,50$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \Rightarrow T_y = - 22,50\text{KN.} \\ x = 1,00\text{m} & \Rightarrow T_y = - 11,49\text{KN.} \end{cases}$$



**b)-Calcul des moments fléchissant :**

**Pour  $0 \leq x \leq 0,95\text{m}$**

$$M_z = 22,94(x) - 9,03 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 0,9\text{m} & \Rightarrow M_z = 17,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,54\text{m}$$

Le moment  $M(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,54\text{m}$

$$\text{Donc : } M^{\text{max}} = M(2,54) = 29,14\text{KN.m}$$

**Pour  $0,95\text{m} \leq x \leq 3,05\text{m}$**

$$M_z = 22,94(x) - (9,03 \times 0,95)(x - 0,475) - 12,31 \frac{(x-0,95)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0,95\text{m} & \Rightarrow M_z = 17,72 \text{ KN.m} \\ x = 3,05\text{m} & \Rightarrow M_z = 20,73\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,12\text{m}$$

Le moment  $M(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,12\text{m}$

$$\text{Donc : } M^{\max} = M(2,12) = 26,10\text{KN.m}$$

**Pour  $0 \leq x \leq 1,22\text{m}$**

$$M_z = 22,50(x) - 9,03 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,22\text{m} \Rightarrow M_z = 20,73\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,50\text{m}$$

Le moment  $M(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,50\text{m}$

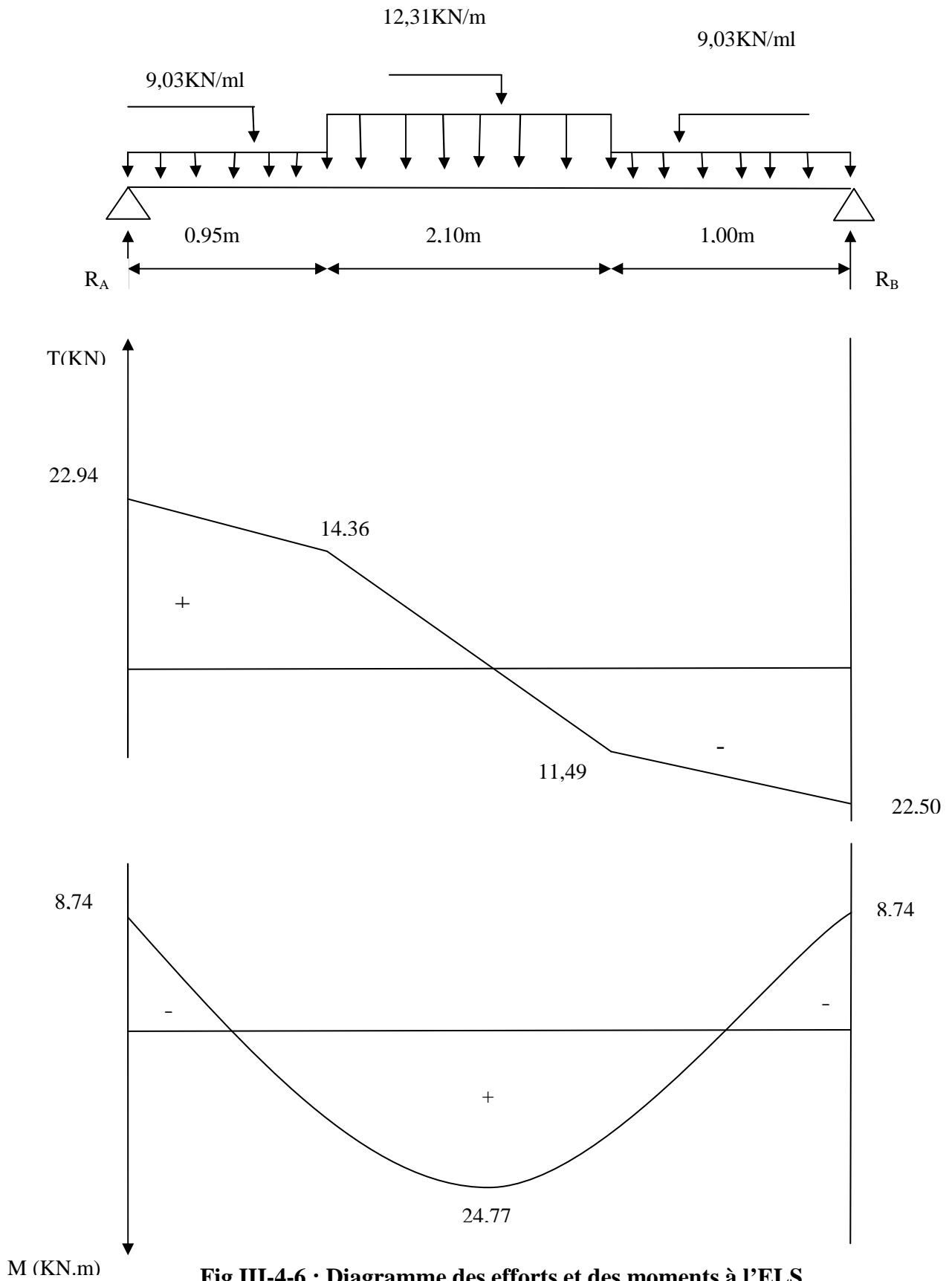
$$\text{Donc : } M^{\max} = M(2,50) = 28,03\text{KN.m}$$

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$\text{Donc : } \quad \text{En travée : } M_t = 0,85 \times 29,14 = 24,77\text{KN.m}$$

$$\quad \text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 29,14 = -8,74 \text{ KN.m.}$$

**d)-Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**



**Fig III-4-6 : Diagramme des efforts et des moments à l'ELS.**

**4-1- Vérification a l'ELS :****a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 8,74 \text{ KN/ml.}$$

**Dans l'acier :**

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta d A_l^a}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_l^a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174.$$

$$\rho_1 = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow K_1 = 58,53$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,74 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 165,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans le béton :**On vérifie que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$ 

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{165,92}{58,53} = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 2,83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :****Dans l'acier :**

$$M_s^t = 24,77 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta d A_1^a}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_1^t}{bd} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,43.$$

$$\rho_1 = 0,43 \Rightarrow \beta_1 = 0,899 \Rightarrow K_1 = 43,5$$

$$\sigma_{st} = \frac{24,77 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 7,70} = 198,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans le béton :**

On vérifie que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{198,80}{34,50} = 5,76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b)-Vérification de la flèche.**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t^{\max}}{10 M_0}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{427} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc on passe au calcul de la flèche.

$$\text{On doit vérifier que } f \leq f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4270}{500} = 8,54 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{L^4 q_s^{\max}}{E_v I_0} .$$

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

$$I_0 = \frac{100}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_1^t (v_2 - c)^2.$$

**Détermination de  $v_1$  et  $v_2$  :**

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$B_0 = bh + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 7,70 = 2115,50 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = \frac{100h^2}{2} + 15 A_t d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Alors : } v_1 = \frac{22079}{2115,50} = 10,43. \quad \mathbf{v_1 = 10,43 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{v_2 = 9,57 \text{ cm.}}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,43^3 + 9,57^3) + 15 \times 7,70 (9,57 - 2)^2 = 73655,18.$$

$$\text{D'ou : } f = \frac{5}{348} \times \frac{12,31(4270)^4}{10818,86 \times 73655,18 \times 10^4} = 7,38 \text{ mm.}$$

$$\mathbf{f = 7,38 \text{ mm} < f_{adm} = 8,54 \text{ mm.} \quad \Rightarrow \text{ La flèche est vérifiée.}}$$

**III-5) Poutre palière****Introduction :**

La poutre palière est encastrée à ces deux extrémités dans les poteaux. C'est une poutre de section rectangulaire.

**Remarque :** on calcule la poutre la plus sollicitée et on adopte les mêmes dimensions.

**1) Pré dimensionnement :****- Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

L : Longueur de la poutre entre nus d'appuis, **L=315cm.**

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \quad \Rightarrow \quad 21\text{cm} \leq h_t \leq 31,5\text{cm.}$$

On opte  **$h_t = 35\text{cm} > 30\text{cm}$  (RPA99/Version 2003)**

**- Largeur de la poutre :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm.}$$

On opte  **$b = 25\text{cm}$ .**

**-Vérification des conditions exigées par le RPA :**

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière est de dimension  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**A-2-Détermination des charges et surcharges d'exploitation :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,20 \text{ KN/ml.}$$

Réaction du palier à l'ELU :  $R_{au} = 31,77\text{KN}$ .

Réaction du palier à l'ELS :  $R_{as} = 22,94\text{KN}$ .

## 2) Calcul à l'ELU

### -Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + R_{au} = (1,35 \times 2,20) + 31,77 = 34,74\text{KN/ml}.$$

### -Les efforts internes :

#### a)- réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{34,74 \times 3,15}{2} = 54,71\text{KN}.$$

#### b)- efforts tranchants :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{34,74 \times 3,15}{2} = 54,71\text{KN}.$$

#### c)- moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{34,74 \times 3,15^2}{8} = 43,08\text{KN.m}.$$

En tenant compte des semi-encastres aux appuis on aura :

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0,3M_0 = -12,92\text{KN.m}$ .

**En travée :**  $M_u^t = 0,85 M_0 = 36,62\text{KN.m}$ .

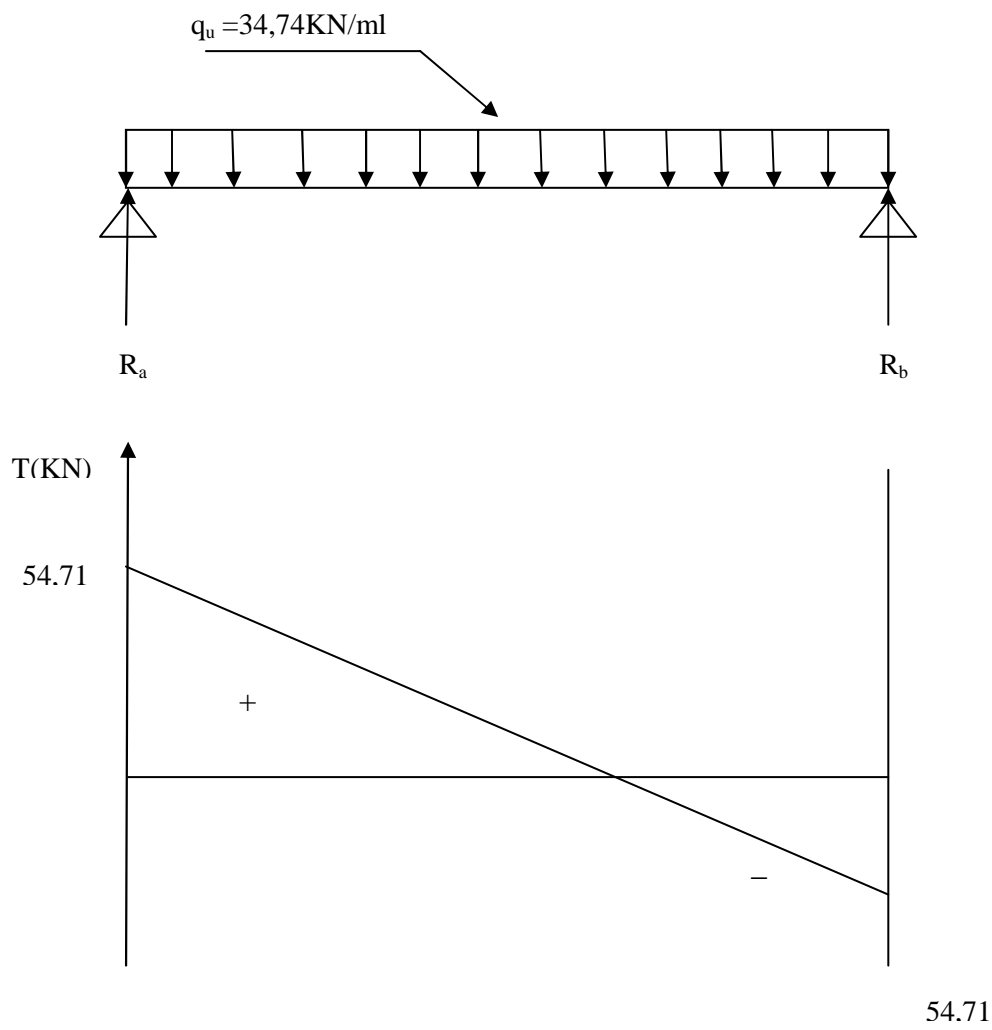
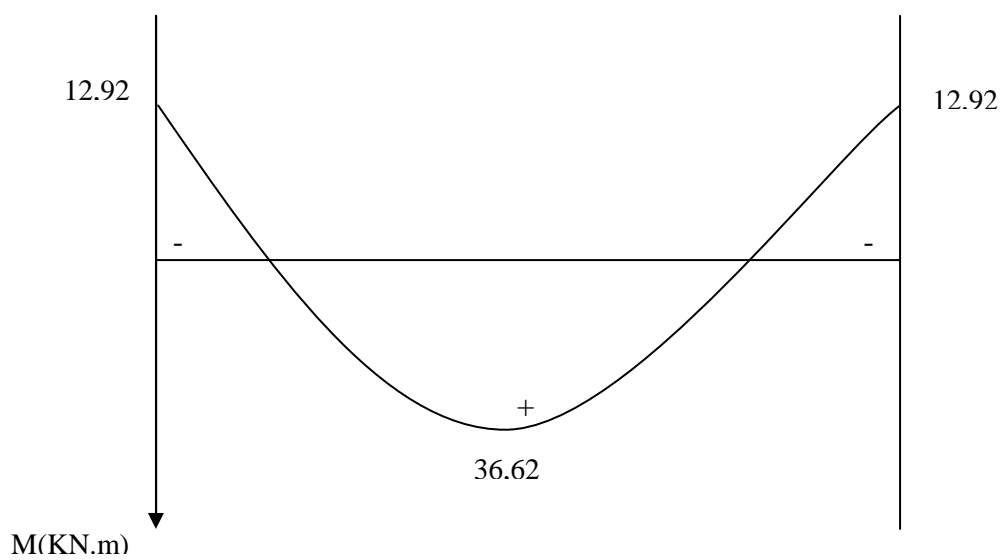


Fig III-5-1 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU .



FigIII-5-2 : diagramme des moments à l'ELU

**3) Ferrailage de la poutre :****En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{36,62 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$\mu = 0,094 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36,62 \times 10^3}{0,951 \times 33 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA14} = 4,62 \text{ cm}^2.$$

**Aux appuis :**

$$M = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{12,92 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,033.$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,983.$$

$$\mu = 0,033 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_c^a = 0$ ).

$$A_1^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,92 \times 10^3}{0,983 \times 33 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_1^a = 3\text{HA14} = 4,62 \text{ cm}^2.$$

Le RPA exige que

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc :

$$A_a + A_t > \frac{0,5}{100} bh.$$

$$4,62 + 4,62 = 9,24 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times 25 \times 35}{100} = 4,37 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$A_a + A_t < \frac{4}{100} bh \quad \Rightarrow 9,24 \text{ cm}^2 < 35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4) Vérification à l'ELU :

##### a)-Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL 91 mod99/ Art A.4.2 ,1).

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

##### En travée :

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Aux appuis :

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### b)-Vérification au cisaillement :(BAEL 91 mod99/ Art A.5.1 ,1).

On doit vérifier  $\tau_u = \overline{\tau_u}$

$$\text{Avec} \quad \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{54,71 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Il n'y a pas de risque de cisaillement.

##### c)-Vérification de l'adhérence : (BAEL 91 mod99/ Art A.6.1 ,3).

On doit vérifier que :  $\tau_{sre} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec} \quad \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{54,71 \times 10^3}{0,9 \times 33 \times 13,188 \times 10^2} = 1,39 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**d)-Ancrage des barres aux appuis: (BAEL 91 mod99/ Art A.6.1, 221).**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28}.$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm.}$$

$$l_s = 42,25 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (BAEL 91 mod99 /Art A.6.1.253)

$$l_c = 0,4l_s \Rightarrow l_c = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm.}$$

Avec :  $l_s$  : longueur de scellement droit.

$l_c$  : longueur d'ancrage.

**e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,25 = 495 \text{ KN.}$$

On a :  $T_u^{\max} = 53,78 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Sur l'acier :**

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{Y_s}{f_e} \left( T_u^{\max} - \frac{Ma}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 54,71 \times 10^3 - \frac{12,92 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) = 32,22 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,322 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d)-Les armatures transversales : (BAEL 91 mod99 /Art A.7.2 ,2).**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1,2; 1; 2,5\} = 1 \text{ mm.}$$

Soit  $\phi_1 = 8 \text{ mm.}$

$$A_{rt} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

On opte :  $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

**f)- Espacement des barres :**

**Aux appuis :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 8,75 \text{ cm} < \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = 29,70 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée:**

$$S_t = \frac{h}{2} = 17,50 \text{ cm} < \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = 29,70 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**5) Calcul à l'ELS :**

**-Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_{as} = 2,20 + 22,94 = 25,14 \text{ KN/ml}$$

**-Les efforts internes :**

**- réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{25,14 \times 3,15}{2} = 39,60 \text{ KN.}$$

**- efforts tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{25,14 \times 3,15}{2} = 39,60 \text{ KN.}$$

**- moment fléchissant :**

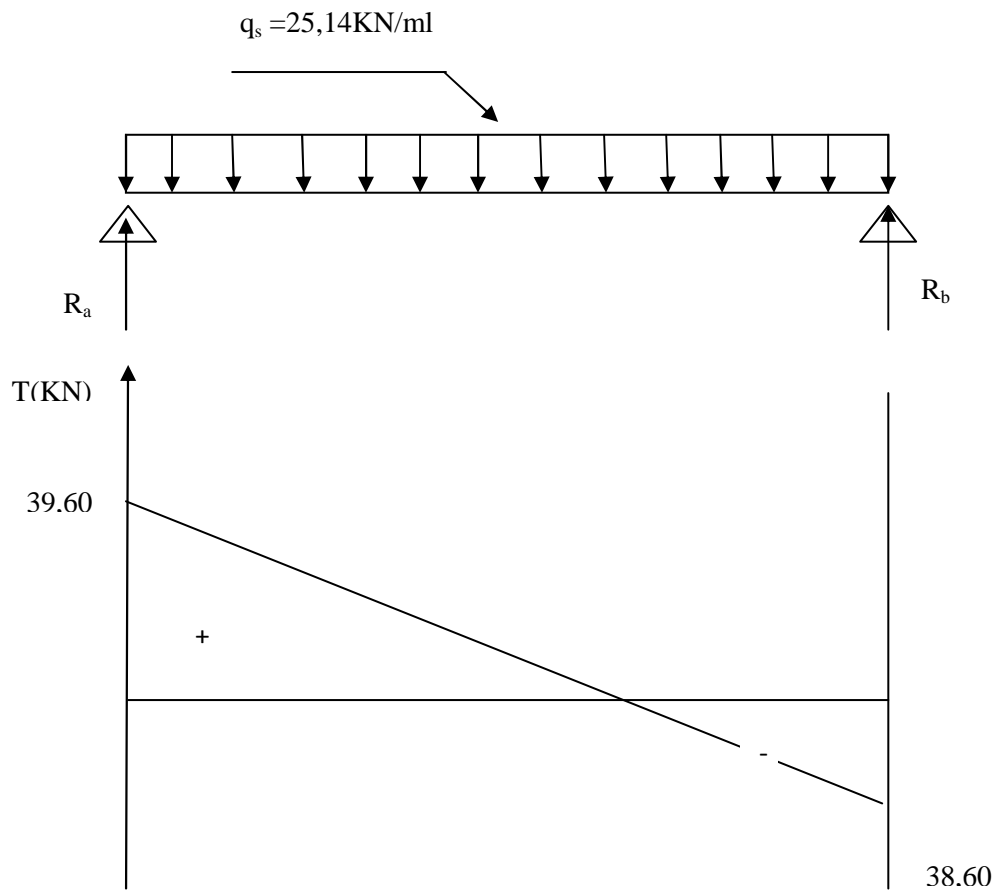
$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{39,60 \times 3,15^2}{8} = 49,11 \text{ KN.ml.}$$

En tenant compte des semi-encastres on aura :

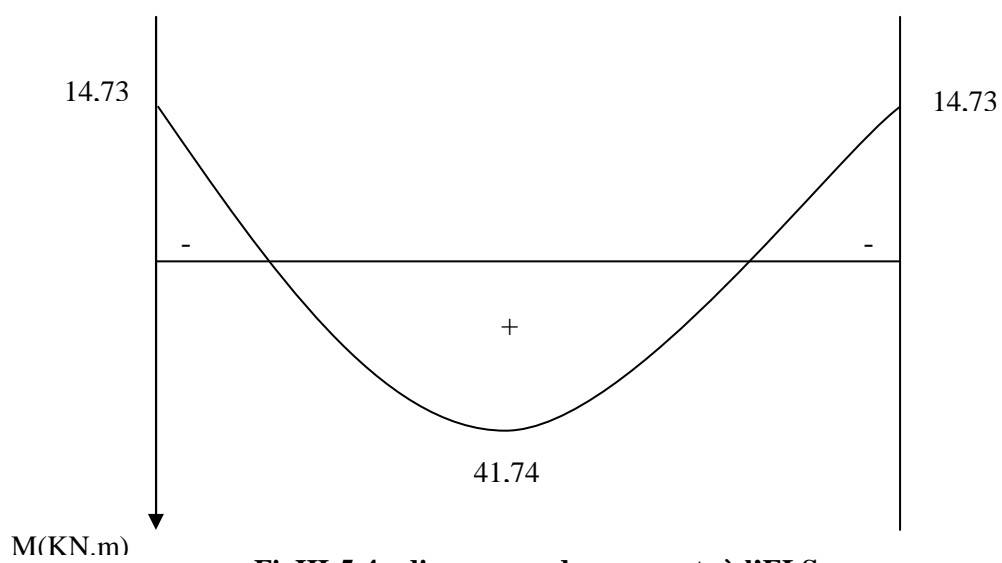
$$M_s^a = -0,3M_0 = -14,73 \text{ KN.m.}$$

$M_s^t = 0,85M_0 = 41,74\text{KN.m.}$

- Diagramme des efforts internes à l'ELS :



FigIII-5-3 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS



FigIII-5-4 : diagramme des moments à l'ELS

**6) Vérification à l'ELS****a)-Vérification des contraintes :****Aux appuis :**

$$M_s^a = 14,73 \text{ KN/ml.}$$

**-Dans l'acier :**

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta d A_l}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410$$

$$\rho_1 = 0,410 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 \Rightarrow K_1 = 35,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,73 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 146,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans le béton :**On vérifie que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$ 

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{146,14}{35,50} = 4,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :****Dans l'acier :**

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta d A_t}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,560$$

$$\rho_1 = 0,560 \Rightarrow \beta_1 = 0,888 \Rightarrow K_1 = 29,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{41,74 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 4,62} = 308,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Dans le béton :**

$$\text{On vérifier que : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{308,30}{23,46} = 13,14 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b)-Vérification de la flèche :**

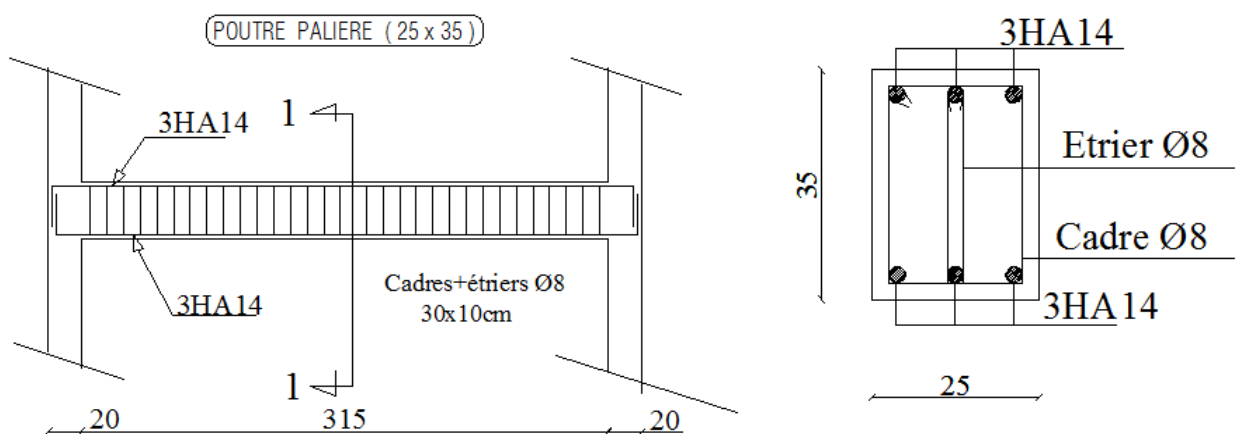
Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{315} = 0,111 > \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{\max}}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{315} = 0,111 > \frac{41,74}{10 \times 49,11} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,005 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.



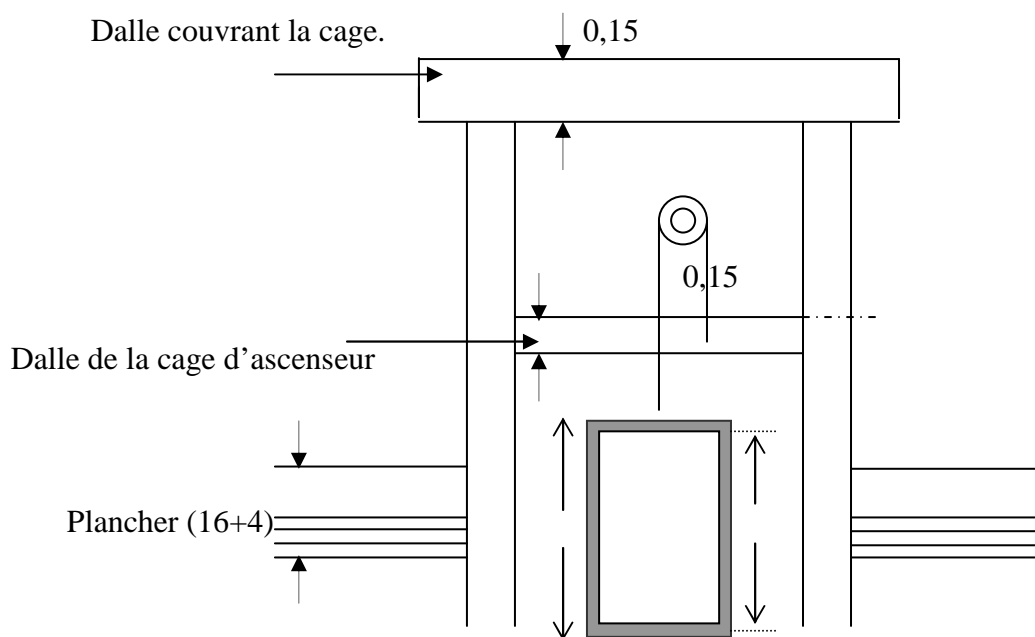
**Fig III-5-5 : Plan de ferrailage de la poutre palière.**

**III-6 - La dalle de la cage d'ascenseur :****1) Définition :**

L'ascenseur sert à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long de la glissière verticale dans une cage, c'est la cage d'ascenseur.

La surface de la cabine est :  $S=l_y \times l_x = 1,62 \times 1,60 = 2,6 \text{ m}^2$ .

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.



**Fig III-6-1 : Schéma de l'ascenseur.**

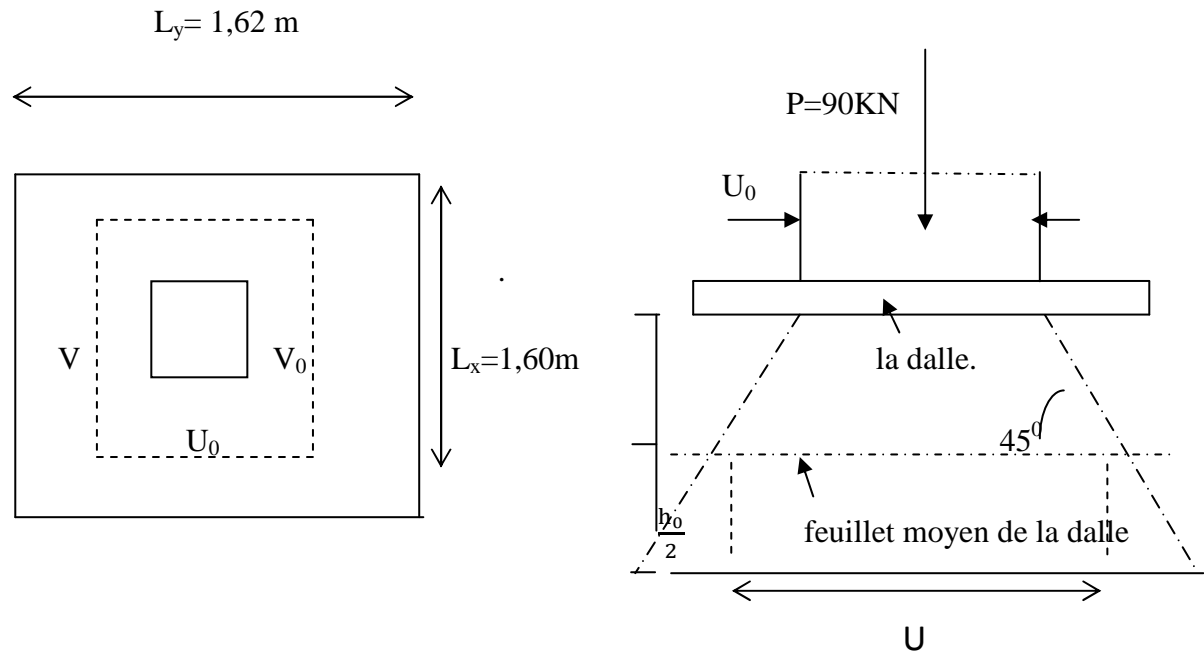
**2) Dimensionnement de la dalle de la cage :****-Épaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{162}{30} = 5,4 \text{ cm.}$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm

On opte :  $h_t = 15 \text{ cm}$

P : la charge totale centrée  $P=90 \text{ KN}$ .



**FigIII-6-2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.**

« U , V » coté du rectangle sur lequel s'applique la charge P compte tenu de la diffusion a  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton .Ils sont déterminés au feuillett moyen de la dalle .  
Pour un revêtement en béton :

$$U = u_0 + 2(h_c/2 + \xi e) \cdot 2 \text{ et}$$

$$V = v_0 + 2(h_t/2 + \xi e) \cdot 2$$

Avec  $h_t = 15$

$e$  : revêtement de la dalle ( $e = 5\text{cm}$ )

$\xi = 1$  pour le revêtement en béton.

$$u_0 = v_0 = 80\text{cm.}$$

$u_0, v_0$  la surface de contact

$$\text{D'où : } U = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right) \cdot 2 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right) \cdot 2 = 105\text{cm}$$

$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

**-Calcul des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

Pou l'étude de cette dalle en utilise les abaques de PIGEAUD pour une charge centrée au milieu du panneau :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec  $M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de  $\rho_x$  et du

rapport  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$ .

$\nu$ : coefficient de poisson.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,62} = 0,9.$$

$0.4 \leq \rho \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,6} = 0,65 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,62} = 0,64 \end{array} \right. \Rightarrow \text{après interpolation} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,0788. \\ M_2 = 0,0625. \end{array} \right.$$

**3) Calcul à l'ELU :**

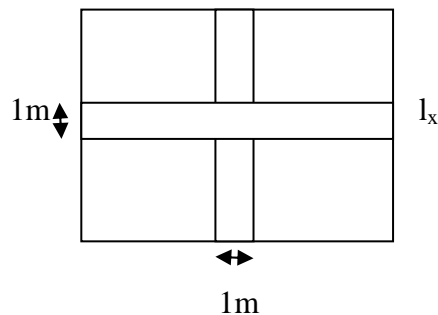
$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$P_u$  : charge totale à ELU.

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) ; \nu = 0$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0788 = 9,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0625 = 7,60 \text{ KN.m.}$$

**Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

(Pour une bande de largeur unitaire)

Les moments sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

D'après des abaques de PIGEAUD on tire les valeurs  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho = 0,9 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0458. \\ \mu_y = 0,778. \end{array} \right.$$

**-Poids propre de la dalle :**

$$G = (25 \times 0,15) \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml.}$$

Donc :

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6,5625 \times 1,6^2 = 0,77.$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,77 = 0,60 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,57 + 0,77 = 10,34 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,60 + 0,60 = 8,20 \text{ KN.m.}$$

A fin de tenir compte des semi-encastres de la dalle, au niveau des voiles, les moments en travées et aux appuis seront affectés par les coefficients 0,85 et 0,3 respectivement,

**En travée :**

$$\text{Dans le sens } xx : M^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,34 = 8,79 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Dans le sens } yy : M^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,20 = 6,97 \text{ KN.m.}$$

**Aux appuis :**

$$\text{Dans le sens } xx : M^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 10,34 = -3,10 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Dans le sens } yy : M^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 8,20 = -2,46 \text{ KN.m.}$$

**4- Ferrailage de la dalle :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

**Dans le sens xx :**

**-En travée :**

$$M_x^t = 8,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^t}{bdf_{bu}} = \frac{8,79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,002 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999. \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M^t}{\beta d \sigma_{st}} = 1,94 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 25 cm.

**-Au appuis :**

$$M_x^a = -3,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = \frac{3,10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994 \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M^a}{\beta d \sigma_{st}} = 0,68 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 25 cm.

**Dans le sens yy :**

**-En travée :**

$$M_y^t = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^t}{bdf_{bu}} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,98 \quad A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M^t}{\beta d \sigma_{st}} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm

**Au appuis :**

$$M_y^a = -2,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = \frac{2,46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M^a}{bdf_{bu}} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 25 cm.

**4) Vérification à l'ELU :**

**a-Condition de non fragilité : (BAEL 91 mod 99 /Art B7.4)**

$$A_{\min} \geq W_o bh \left( \frac{3-\rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec : } \rho_x = \frac{I_x}{I_y} = 0,98.$$

$W_o$  : pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$W_o = 0,8 \text{ ‰}$  pour HA.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \left( \frac{3-0,98}{2} \right) = 1,21 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 3,14 > A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b-Diamètre minimal des barres :( BAEL 91 mod 99/ Art A7.21)**

On doit vérifier que :  $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}.$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Espacement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumis à un chargement concentré doit être égale à :

-Armature A // lx :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

-Armature A // ly :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

### c-Vérification au poinçonnement : (BAEL 91 mod 99/ Art A5.2.42)

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :  $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$  et  $\gamma_b = 1,5$

$Q_u = P_x$  : charge totale à l'ELU.

$\mu_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge  $Q_u$ .

h: épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(\mu + \nu) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,15} \times 10^3 = 472,5 < Q_u = 121,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### d-Vérification au cisaillement : (BAEL 91 mod 99/ Art A5.1,1).

On doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \quad (\text{Sans risque de bétonnage sur toute l'épaisseur})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

### Calcul de $V_u$ :

On a  $u = v$

$$\text{Au milieu de } u \Rightarrow V_u = \frac{P}{2ly + lx}$$

$$\text{Au milieu de } v \Rightarrow V_u = \frac{P}{3ly}$$

Avec :  $P = q_u = 121,5 \text{ KN}$

$$\text{Au milieu de } u \Rightarrow Vu = \frac{121,5}{2 \times 1,62 + 1,60} = 25,10 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v \Rightarrow Vu = \frac{121,5}{3 \times 1,62} = 25 \text{ KN.}$$

$$Vu = 25,10 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{25,10 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 5) Vérification à l'ELS : $v = 0,2$

$$P_s = P = 90 \text{ KN/ml}$$

#### Calcul des moments dus au système de levage :

$$M_{x1} = P_s(M_1 + v M_2) = 90(0,0788 + 0,2 \times 0,0625) = 8,22 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = P_s(M_2 + v M_1) = 90(0,0625 + 0,2 \times 0,0788) = 7,04 \text{ KN.m.}$$

#### -Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0459. \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q.$$

$$\text{Avec : } G = (25 \times 0,15) \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 4,75 \times 0,0459 \times 1,6^2 = 0,56 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,970 \times 0,56 = 0,54 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,22 + 0,56 = 8,78 \text{KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,04 + 0,54 = 7,58 \text{KN.m.}$$

En tenant compte de semi-encastrement de la dalle, les moments en travée et aux appuis seront :

**-En travée :**

**Dans le sens xx :**  $M_t = 0,85 \times M_x = 7,46 \text{KN.m.}$

**Dans le sens yy :**  $M_t = 0,85 \times M_y = 6,44 \text{KN.m.}$

**-Aux appuis :**

**Dans le sens xx :**  $M_a = -0,3 \times M_x = -2,63 \text{KN.m.}$

**Dans le sens yy :**  $M_a = -0,3 \times M_y = -2,27 \text{KN.m.}$

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

La fissuration est peu préjudiciables (nuisible), donc pas de vérification à faire.

**Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

**Dans le sens xx :**

**-En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241.$$

$$\rho_1 = 0,24 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48,29 \\ \beta_1 = 0,921 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{7,46 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 198,43 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{198,43}{48,29} = 4,11 \text{MPa.} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**-Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155.$$

$$\rho_1 = 0,155 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 61,92. \\ \beta_1 = 0,935. \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta d Aa} = \frac{2,63 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 107,65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{107,65}{61,92} = 1,74 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Dans le sens yy :**

**-En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241.$$

$$\rho_1 = 0,35 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48,29 \\ \beta_1 = 0,921 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta d At} = \frac{6,44 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 3,14} = 173,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173,75}{48,29} = 3,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**-Aux appuis :**

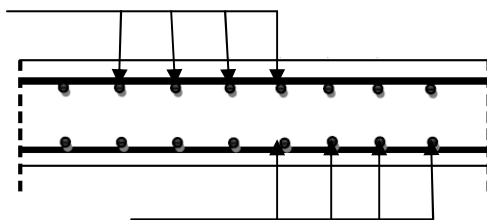
$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155.$$

$$\rho_1 = 0,155 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 61,92 \\ \beta_1 = 0,935 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta d A_a} = \frac{2,27 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 92,91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{92,91}{61,92} = 1,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

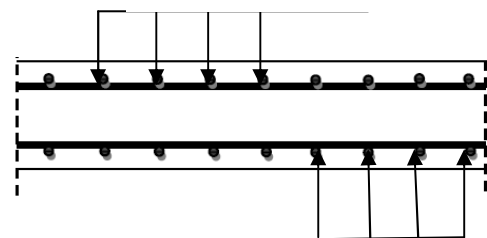
4HA8 /ml ( $e_s=25\text{cm}$ ).



4HA10/ml ( $e_s=25\text{cm}$ )

Sens x-x.

4HA8/ml ( $e_s=25\text{ cm}$ )



4HA10/ml ( $e_s=25\text{ cm}$ )

Sens y-y.

**Fig III-6-3 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine.**

**1) Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

**2) Choix de la méthode de calcul :(RPA99mod2003/ Art 4.1.1)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**a) la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en plan donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone II :** • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 34,68m).

**(RPA 99mod2003 /art 4.1.2).**

**b) La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

**(RPA 99mod2003/ Art 4.1.3).**

**c) Conclusion:**

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

**-Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :**

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **(RPA99 version 2003/Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le

maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### 3) Description du logiciel ETABS:( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

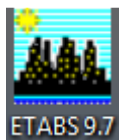
L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures 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.

#### - Etape de la modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version **9.7**.

#### - Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. IV.1**)



**Fig IV- 1- Icône d'ETABS**

-La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

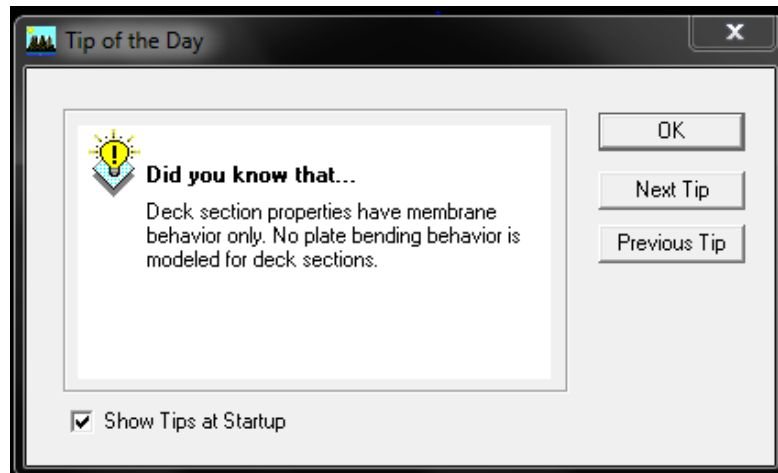


Fig IV- 2- fenêtre de dialogue

### 1) Première étape :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :

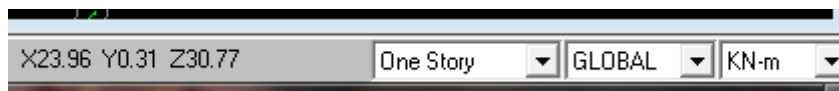
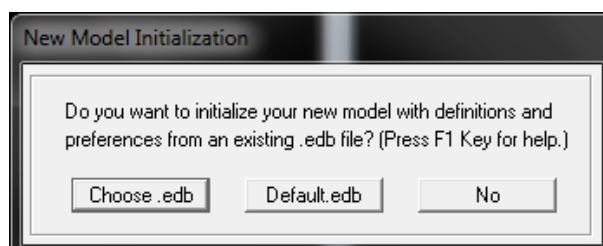


Fig IV- 3- choix de l'unité

-Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



-On clique sur **Default.edb**

**Building Plan Grid System and Story Data Definition**

**Grid Dimensions (Plan)**

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

Custom Grid Spacing

**Story Dimensions**

Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

Custom Story Data

**Units**

**Add Structural Objects**

-Cette option permet d'introduire :

Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).

Le nombre des lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).

Le nombre des étages (**Number of Stories**).

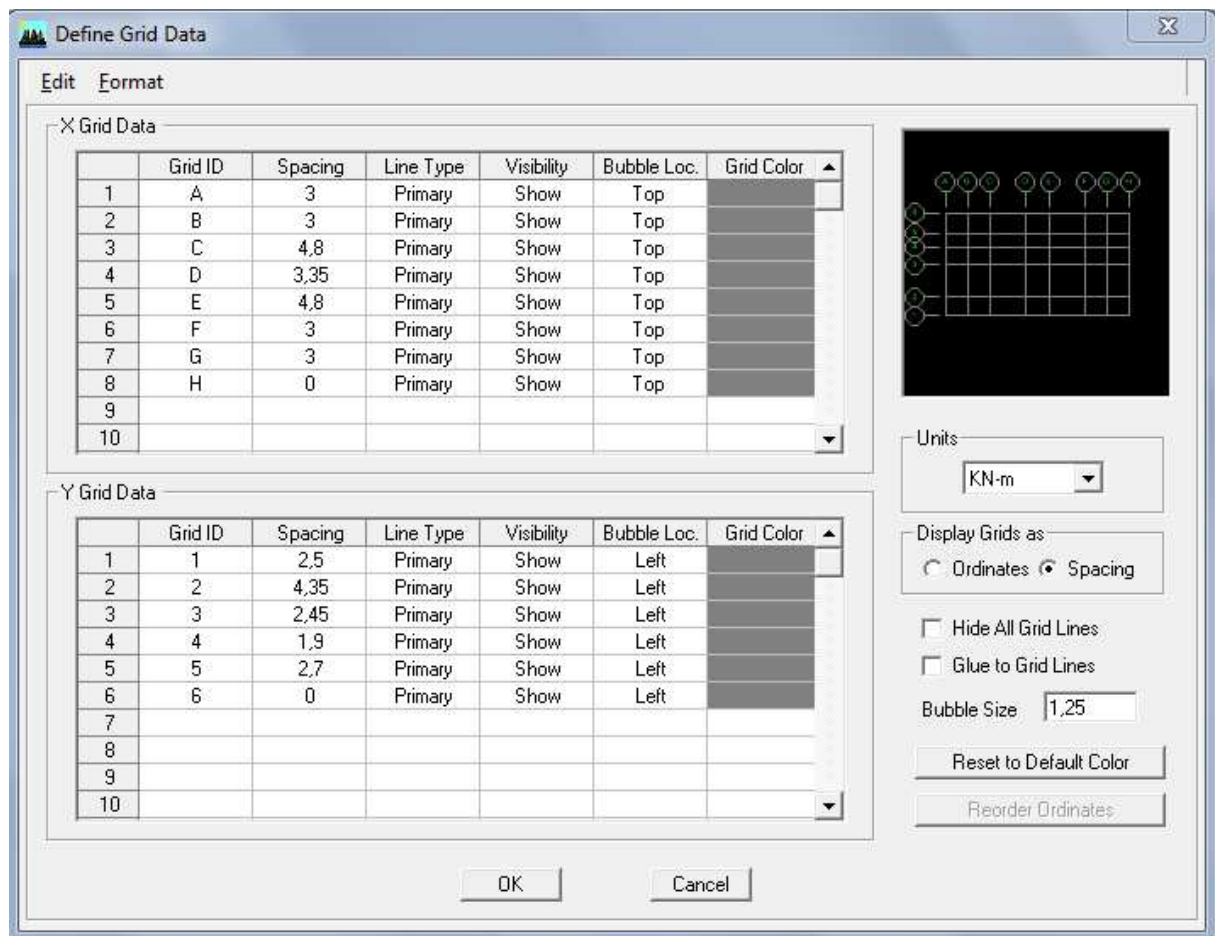
La hauteur de l'étage courant (**Typical Story Height**).

La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**).

**-Modification de la géométrie de la base**

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées et les niveaux



- pour modifier la hauteur d'étages. On clique sur le bouton droit de la souris, **Edit Story data**, écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « **Height** » et spécifier le nom de l'étage dans la case « **Label** ».

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY12	3,06	37,74	Yes		No	0,
12	STORY11	3,06	34,68	No	STORY12	No	0,
11	STORY10	3,06	31,62	No	STORY12	No	0,
10	STORY9	3,06	28,56	No	STORY12	No	0,
9	STORY8	3,06	25,5	No	STORY12	No	0,
8	STORY7	3,06	22,44	No	STORY12	No	0,
7	STORY6	3,06	19,38	No	STORY12	No	0,
6	STORY5	3,06	16,32	No	STORY12	No	0,
5	STORY4	3,06	13,26	No	STORY12	No	0,
4	STORY3	3,06	10,2	No	STORY12	No	0,
3	STORY2	3,06	7,14	No	STORY12	No	0,
2	STORY1	4,08	4,08	No	STORY12	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

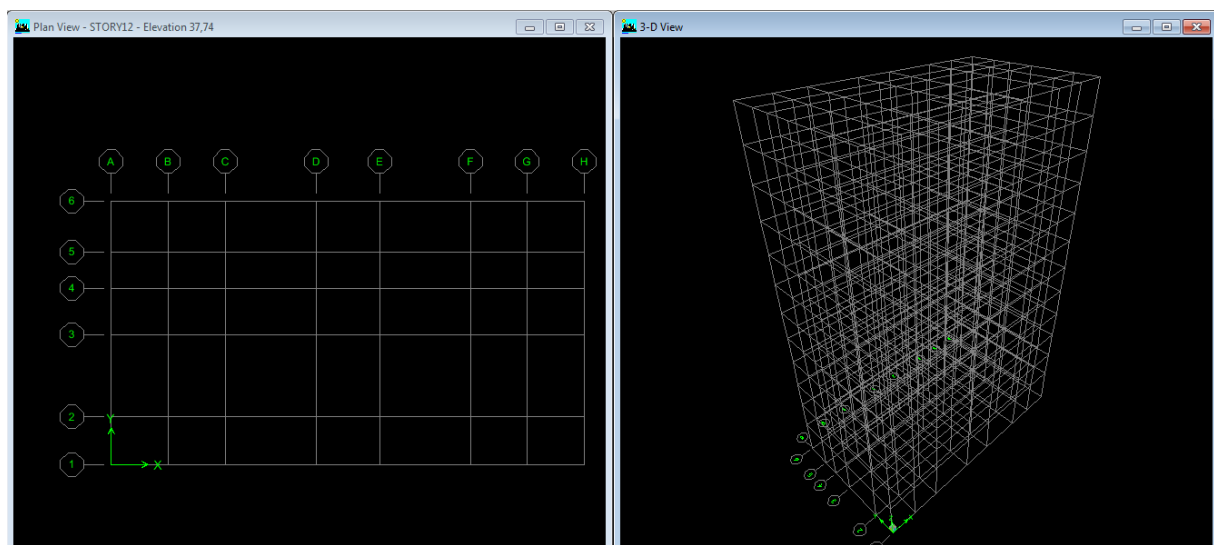
Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

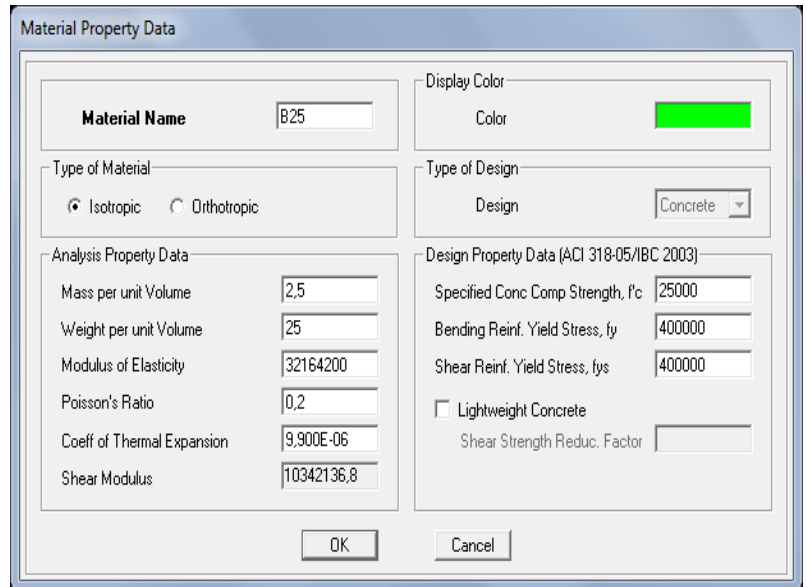
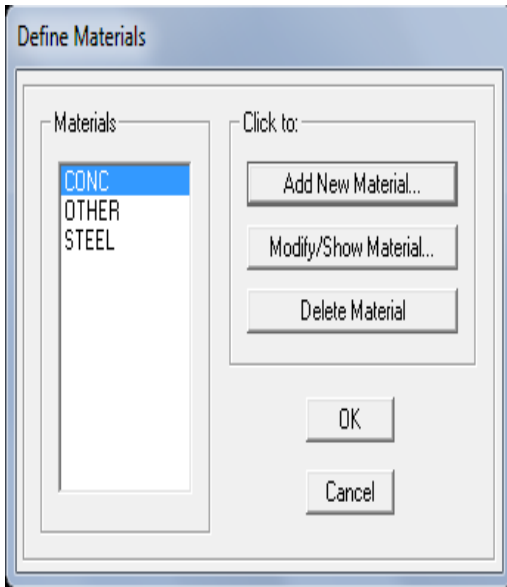
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.



## 2) Deuxième étape :

-Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties**  on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.



## 3) Troisième étapes :

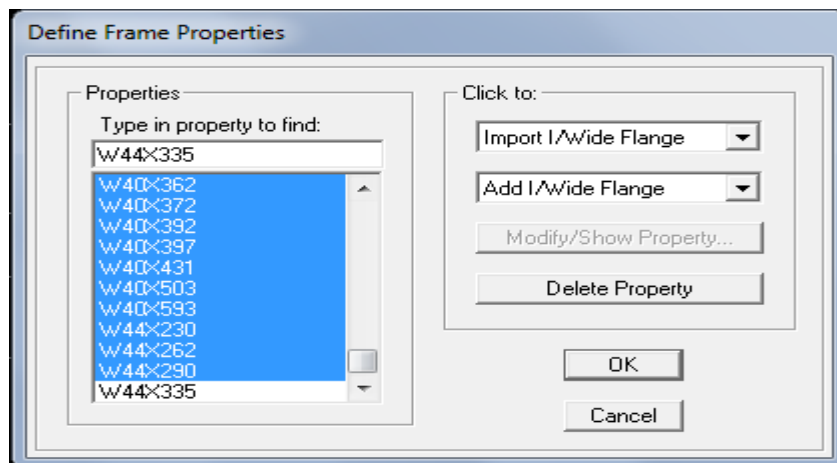
Propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle pleine, plancher, voile...)

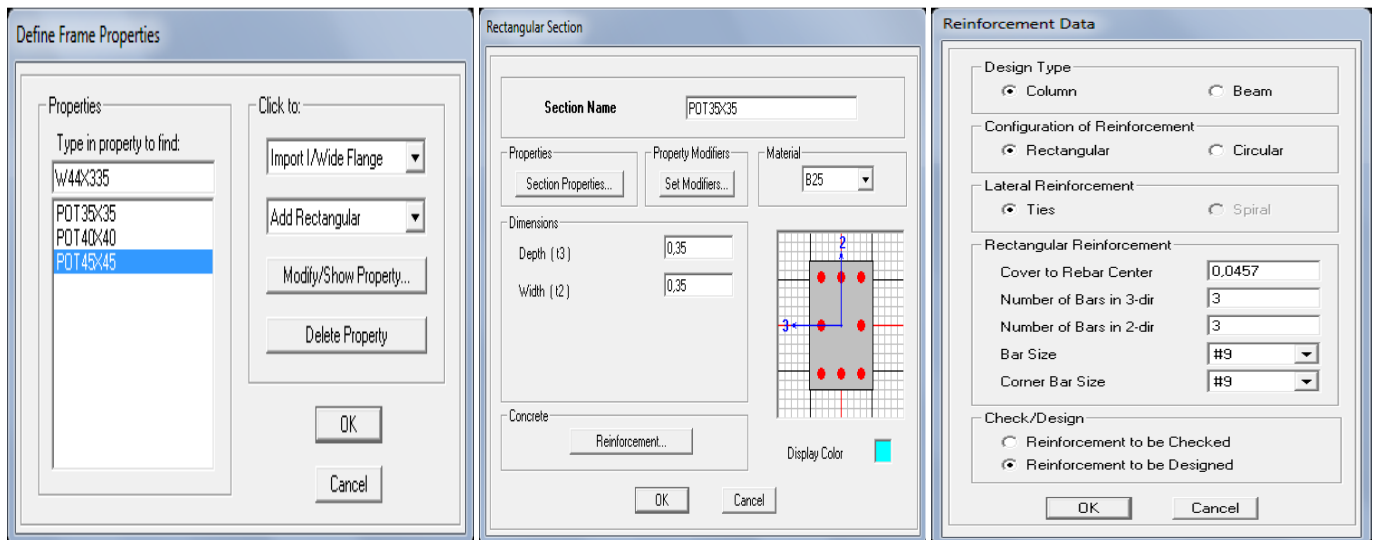
**1 : poteaux et poutre : Define/ Frame Sections.** 

Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property**.

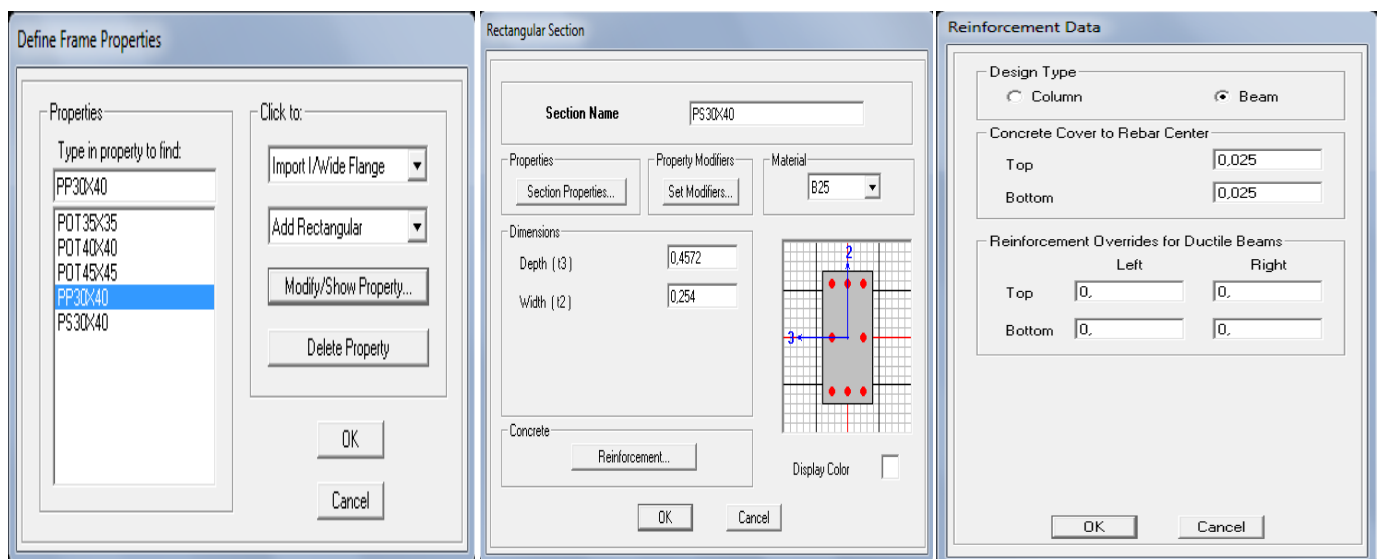
Icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).



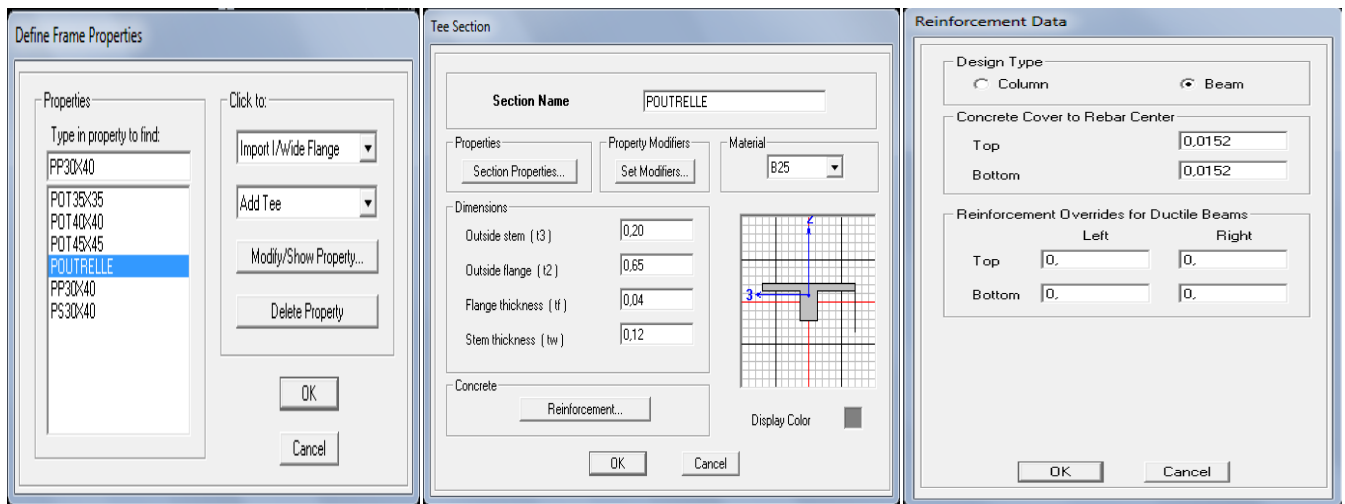
**Les poteaux :** On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre rienforcement s’ouvre on coche **Column**.



**-Les poutres :** On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre rienforcement s’ouvre on coche **Beam**.



**-Les poutrelles :** On clique sur l’icône **click to** après on clique sur **Add Tee**

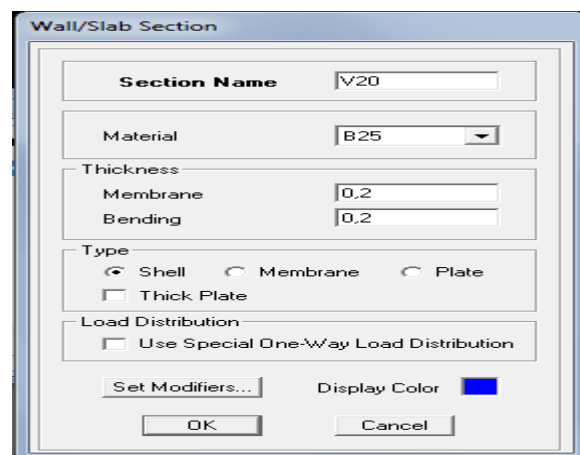
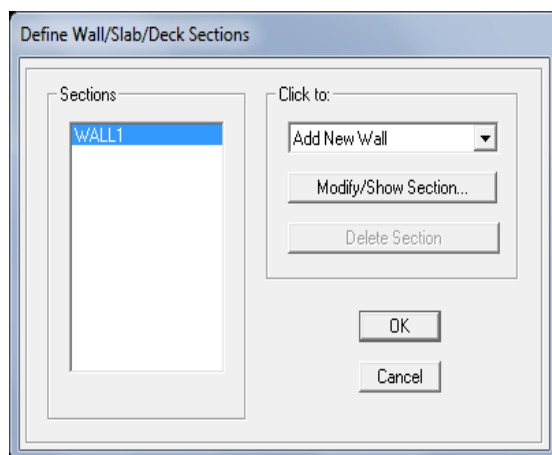


**2 : dalle pleine, voile : Avec : Wall (voile) ; Slab (dalle plein)**

**a) Voiles**

**Define /Wall/Slab/Deck section** .

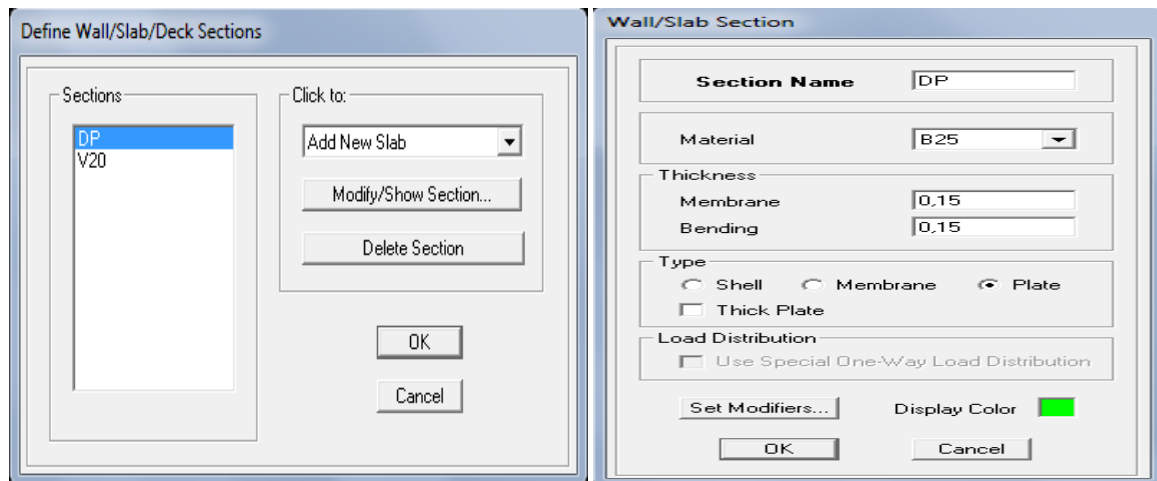
On clique sur **Add New Wall**



**b) Dalles pleines :**

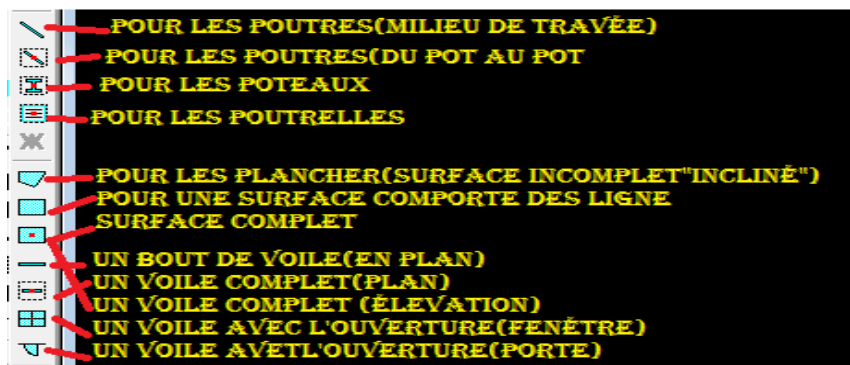
**Define /Wall/Slab/Deck section** .

On clique sur **Add New Slab**



### c) Dessins des éléments définis:

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :



### 4) Quatrième étape : charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### -Charges statiques :

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**,

pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases.** 

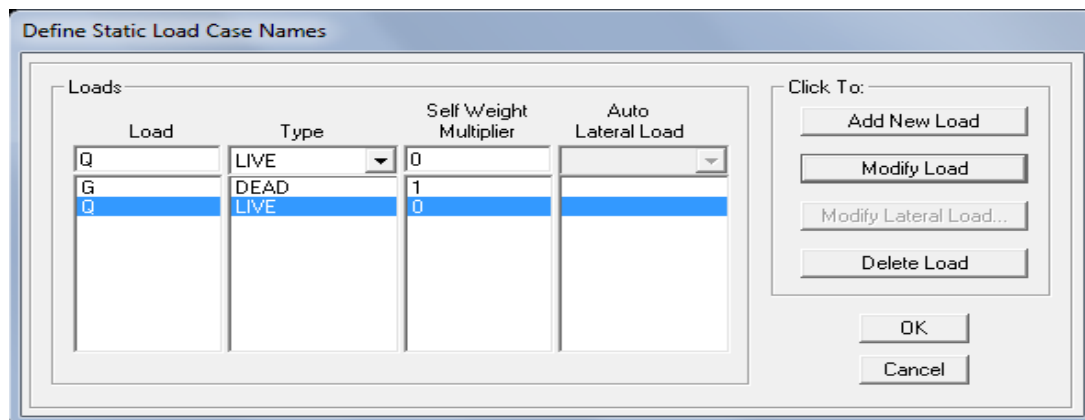
On introduit:

**DEAD (G: permanente)**

**Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): 1 /Modify load Load**

**LIVE (Q: exploitation)**

**Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): 0 /Modify load Load /ok.**



### -Affectation des charges

L'affectation des charges se fait par trois méthodes, soit on charge les plancher ou bien les poutrelles ou bien le portique (poutres et poteaux)

### -Charger les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par  $m^2$  selon les axes locaux ou globaux.


Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleine, et pour se faire :

On sélectionne les dalles :

**Assing** → **Shell/ Area Loads** → **Uniform.**

### Charger les poutrelles et les poutres secondaires:

Pour affectation des charges : je sélectionne les poutres secondaires et les poutrelles et on

clique sur l'icône  ou bien **Assing** → **Frame Line/load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

**5) Cinquième étape : Définition de la charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

**-Données à introduire dans le logiciel :**

**Zone : IIa** (Zone a sismicité moyenne)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)

**Coefficient de comportement : R=4** (Portiques contreventés par des voiles).

**Site : S3** (Site meuble)

**Le pourcentage de l'amortissement :  $\xi= 10(\%)$**

**Facteur de qualité (Q):** Le facteur de qualité de la structure.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

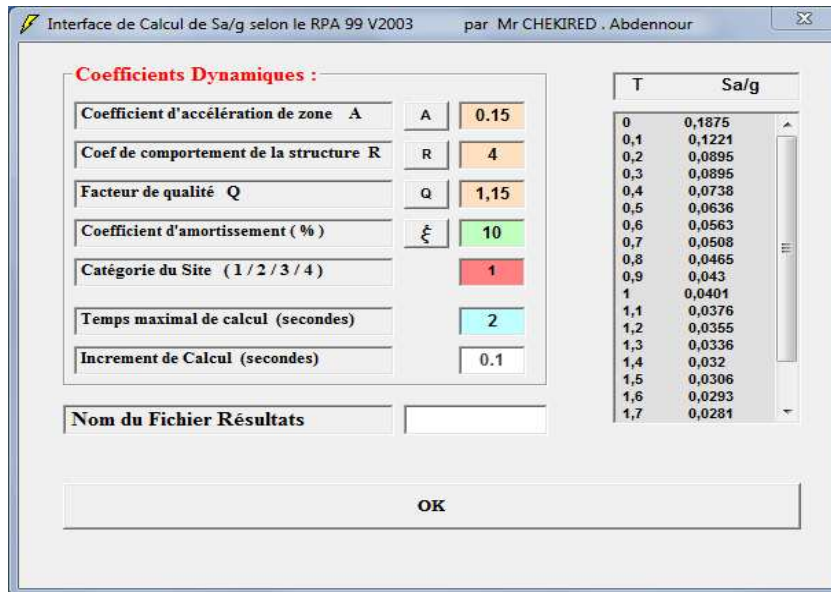
**$P_q$**  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Critère q	$P_q$	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	/	0,05
2. Redondance en plan.	/	0,05
3. Régularité en plan.	/	0,05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

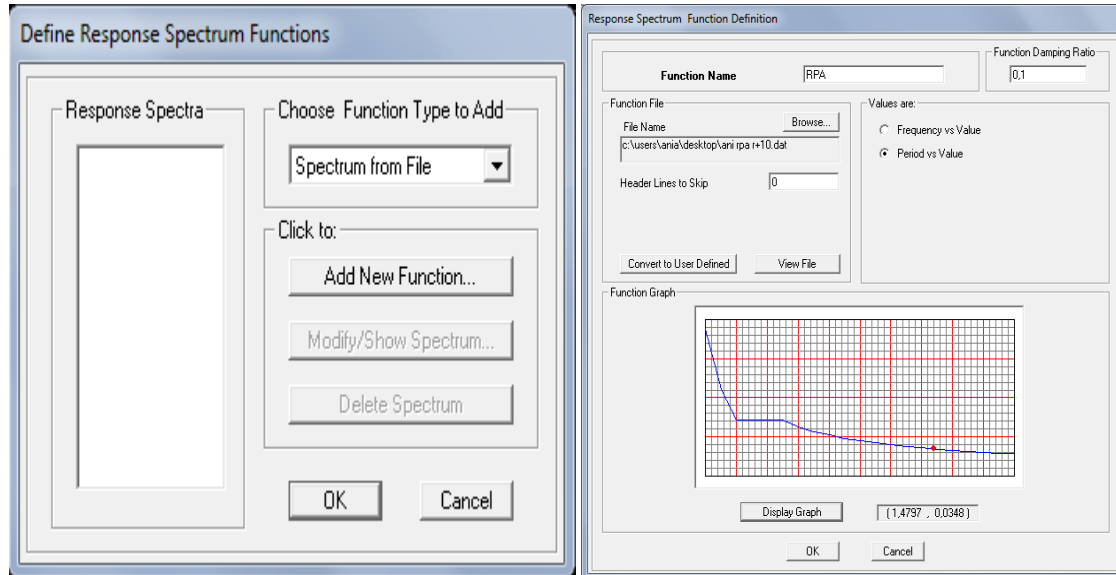
**Tableau IV-1 : vérification des critères de qualité.**

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$Q_x=Q_y=1,15$

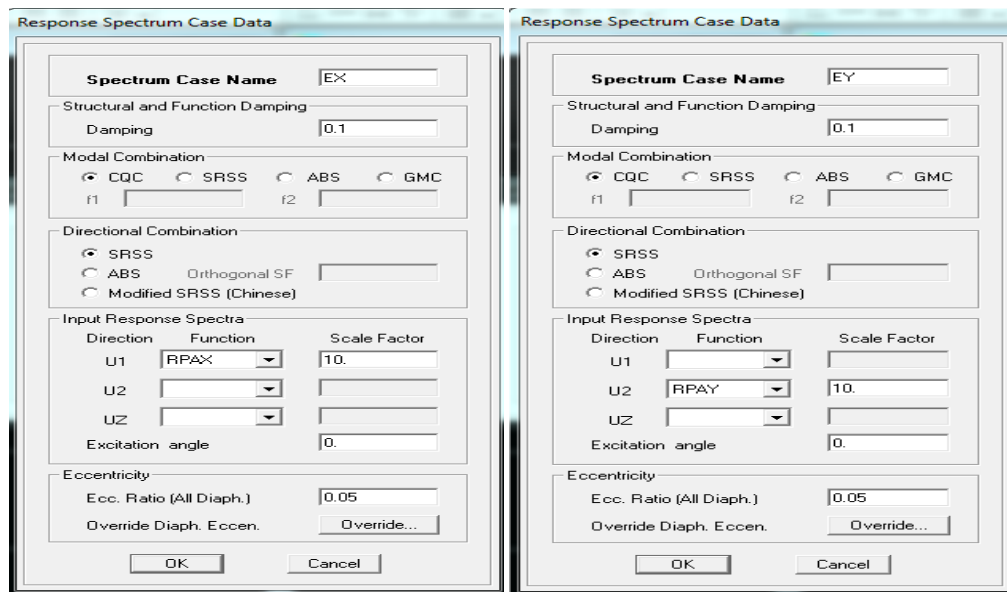


Défine → Response Spctrum → Functions choose fonction type to add Spcrtum fromfile → à Function damping ratio la valeur 0,1.




-Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

**Define Responses spectrum cases** ou bien **Add New Spectrum**



### 6) Sixième étape: Introduire des combinaisons d'actions :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

On clique sur **Define** → **load combination** ou bien on clique sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1,35 G+1,5Q) :

Choisir G dans la case **Name** et introduire 1,35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Choisir Q dans la case **Name** et introduire 1,5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Valider avec OK. Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1,35G + 1,5Q.

ELS : G + Q.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G + Q ± E.

08GE : 0,8 G ± E.

### 7) Septième étape : Définir l'action sismique :

La masse sismique est une masse vibrante qui excite pas le séisme, elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique.

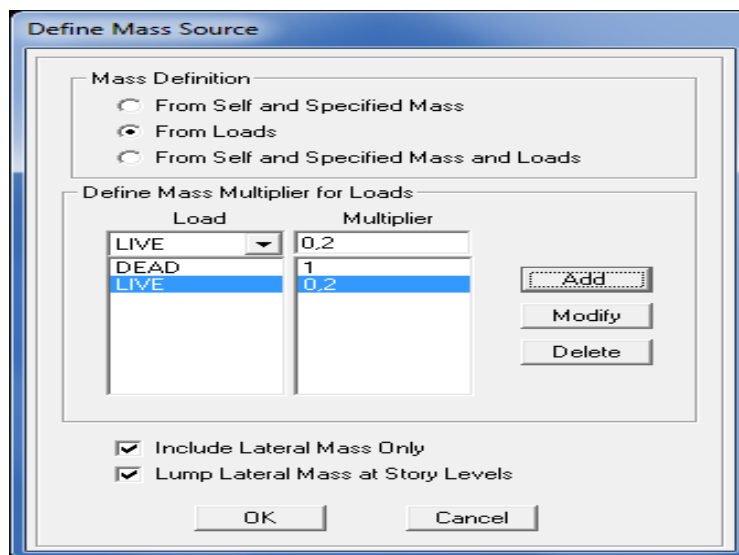
Dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}.$$

$\beta$ : Coefficient de pondération, après le RPA  $\rightarrow \beta=0,2$

L'instruction à suivre :

Define / masse source ou bien on clique sur cette icône



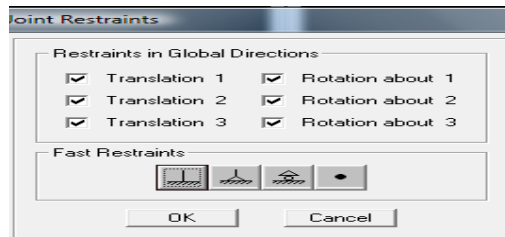
### 9) Huitième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

#### -Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur:

**Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).**



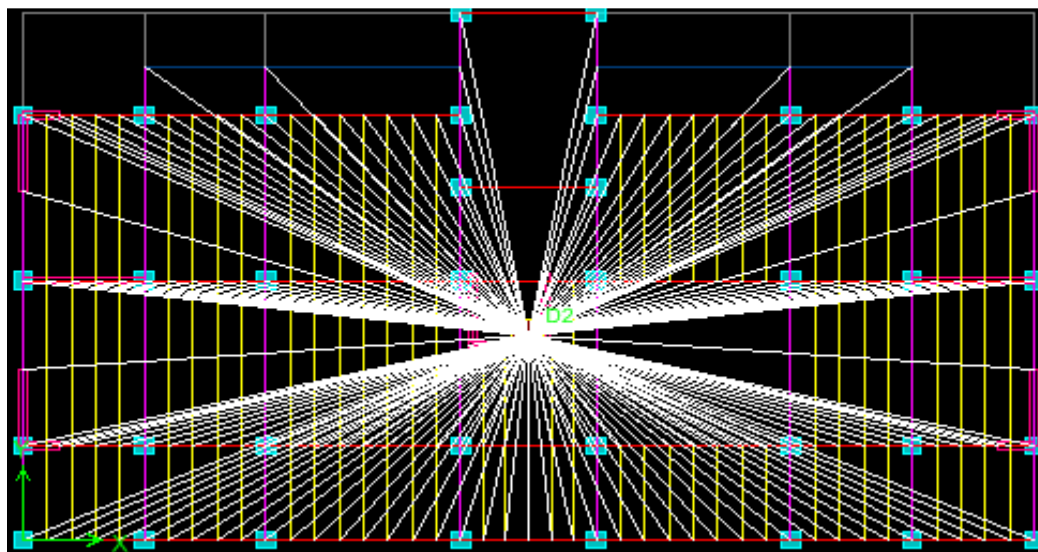
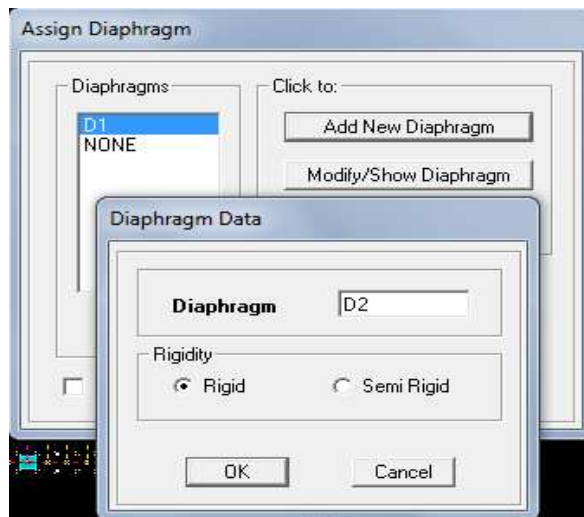
### -Diaphragme :

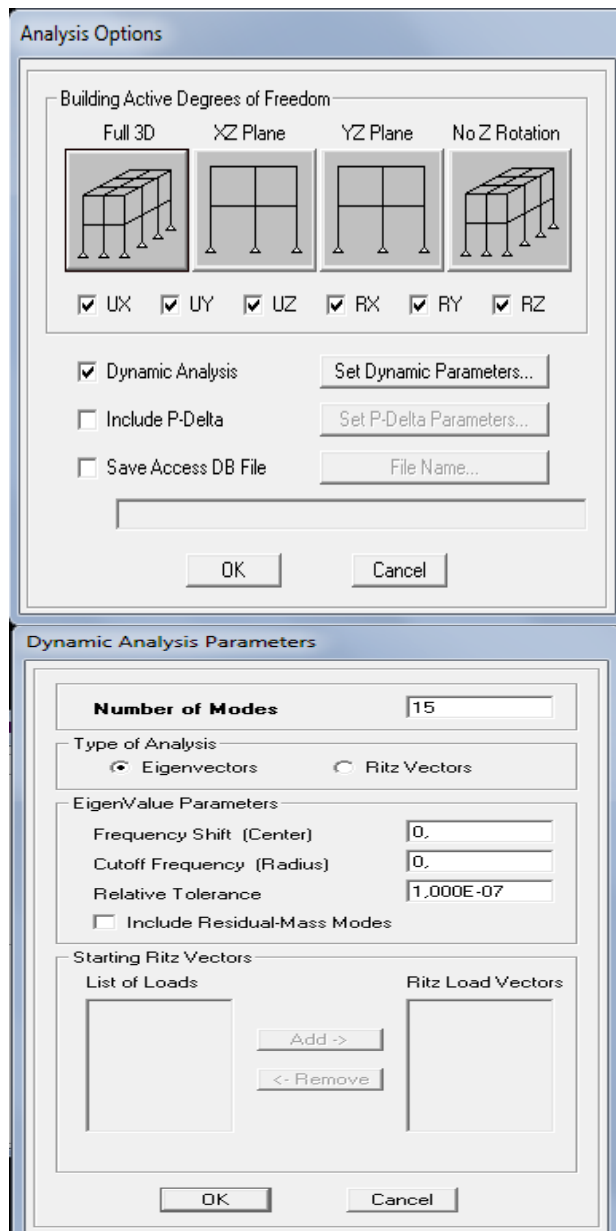
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1**

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ; ..... ; D12**.





### - 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** ou directement **F5** sur le clavier.

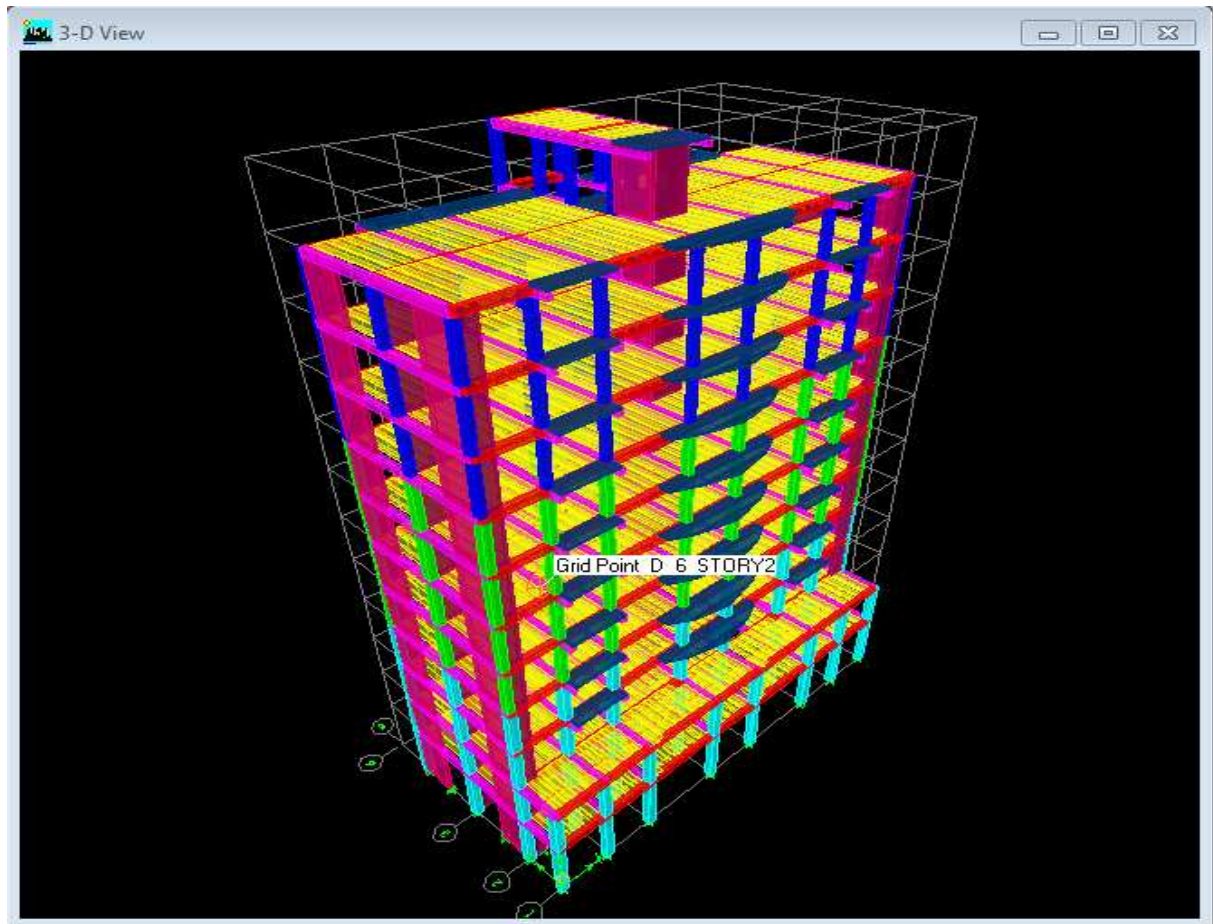


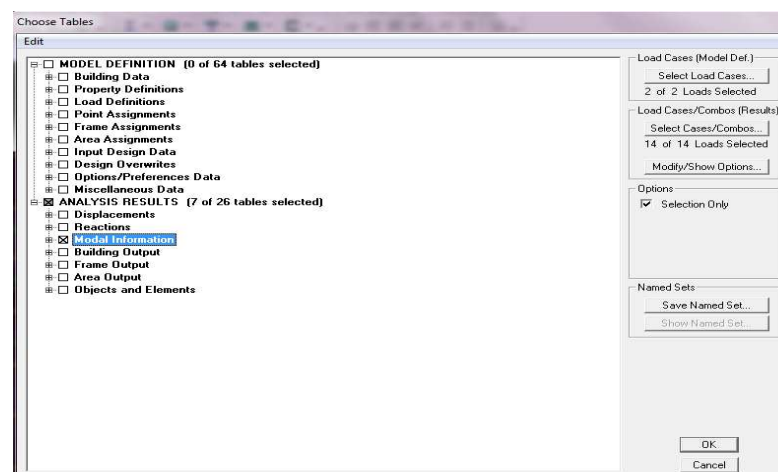
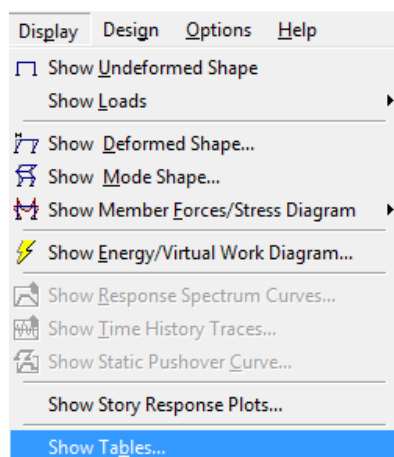
Fig IV-7 : vu en trois dimensions de la structure.

## 9) Neuvième étape :

### A) Visualisation des résultats :

#### 1) Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal information** » OK .



Choisir dans la case située en haut et à droite du tableau modal **participating mass ratios**.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,967667	69,3384	0,0063	0,0000	69,3384	0,0063	0,0000	0,0092
	2	0,841373	0,0069	70,3122	0,0000	69,3453	70,3186	0,0000	99,2155
	3	0,655073	0,0323	0,0003	0,0000	69,3776	70,3188	0,0000	0,0005
	4	0,274277	16,1179	0,0011	0,0000	85,4955	70,3199	0,0000	0,0001
	5	0,248918	0,0011	15,4143	0,0000	85,4966	85,7342	0,0000	0,3296
	6	0,190653	0,0880	0,0006	0,0000	85,5846	85,7348	0,0000	0,0000
	7	0,132069	5,9823	0,0034	0,0000	91,5669	85,7382	0,0000	0,0002
	8	0,120674	0,0138	6,5746	0,0000	91,5807	92,3127	0,0000	0,3469
	9	0,106313	1,6188	0,0316	0,0000	93,1995	92,3443	0,0000	0,0011
	10	0,089261	0,0072	0,0005	0,0000	93,2067	92,3448	0,0000	0,0000
	11	0,074470	2,9656	0,2439	0,0000	96,1723	92,5887	0,0000	0,0035
	12	0,072351	0,2485	3,0125	0,0000	96,4208	95,6012	0,0000	0,0442

**Tableau IV-2 : Période et participation massique.**

A partir de ce tableau on peut déduire les valeurs de la période qui sont représentées.

Les résultats trouvés sont représentés sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

## 2) L'excentricité :

Pour déduire ce dernier ont fait **Display / show tables**, puis il y a un tableau qui s'affiche et on coche les cases suivantes :

**Analyse results / Bulding output / OK.**

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY1	D1	318,9232	318,9232	12,319	5,914	318,9232	318,9232	12,319
	STORY2	D2	308,4754	308,4754	12,462	5,981	308,4754	308,4754	12,462
	STORY3	D3	260,0189	260,0189	12,460	7,126	260,0189	260,0189	12,460
	STORY4	D4	247,5678	247,5678	12,459	7,048	247,5678	247,5678	12,459
	STORY5	D5	243,5993	243,5993	12,459	7,039	243,5993	243,5993	12,459
	STORY6	D6	243,5993	243,5993	12,459	7,039	243,5993	243,5993	12,459
	STORY7	D7	243,5993	243,5993	12,459	7,039	243,5993	243,5993	12,459
	STORY8	D8	239,5039	239,5039	12,458	7,030	239,5039	239,5039	12,458
	STORY9	D9	236,0815	236,0815	12,458	7,022	236,0815	236,0815	12,458
	STORY10	D10	236,0815	236,0815	12,458	7,022	236,0815	236,0815	12,458
	STORY11	D11	222,0481	222,0481	12,457	7,046	222,0481	222,0481	12,457
	STORY12	D12	40,9208	40,9208	12,421	9,024	40,9208	40,9208	12,421

**Fig IV-4:centre masse et rigidité.**

Une fois ce tableau est affiché on fait **Edit Copy entire table** pour le copier à l'Excel

Les résultats trouvés sont représenté sous forme d'un tableau (voir chapitre VI).

### 3) Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **display/ show tables** on coche **Modal information/ Response Spectrum Base Reaction** ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** » **OK.OK.**

Une fois le tableau est afficher on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier à l'exel où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec EX** et **F1** qui est l'effort dans le sens transversal et les deux valeurs maximales des deux intersections de la ligne du mode **All** avec les deux colonnes **Spec Ey** et **F2** qui est l'effort dans le sens longitudinal.

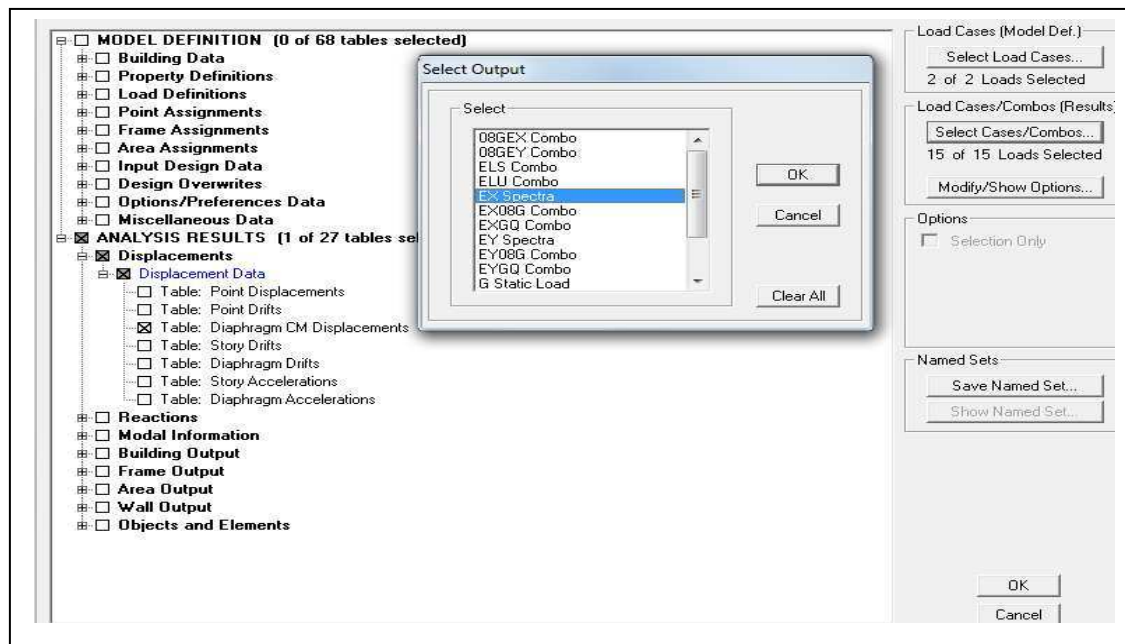
### 4) justification vis-à-vis de l'effet P-P :

Pour déterminer ces déplacements (pour le sens **x-x**) avec **ETABS** on doit suivre le Cheminement suivant : **Display / show tables**

Il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivantes :

**Analysis results / displacements / displacement data /**

**Table: diaphragm CM displacement / com Ex OK OK.**



Ensuite il y a un tableau des résultats qui s'affiche qui est le suivant :

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY12	D12	EX	0,0164	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
STORY11	D11	EX	0,0150	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
STORY10	D10	EX	0,0137	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
STORY9	D9	EX	0,0123	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
STORY8	D8	EX	0,0108	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
STORY7	D7	EX	0,0093	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
STORY6	D6	EX	0,0076	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
STORY5	D5	EX	0,0060	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
STORY4	D4	EX	0,0044	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
STORY3	D3	EX	0,0030	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
STORY2	D2	EX	0,0016	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
STORY1	D1	EX	0,0006	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY12	D12	EY	0,0007	0,0152	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
	STORY11	D11	EY	0,0002	0,0143	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
	STORY10	D10	EY	0,0002	0,0132	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
	STORY9	D9	EY	0,0002	0,0121	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
	STORY8	D8	EY	0,0002	0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
	STORY7	D7	EY	0,0001	0,0094	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	STORY6	D6	EY	0,0001	0,0078	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	STORY5	D5	EY	0,0001	0,0063	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	STORY4	D4	EY	0,0001	0,0046	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	STORY3	D3	EY	0,0001	0,0031	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	STORY2	D2	EY	0,0000	0,0018	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	STORY1	D1	EY	0,0000	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Une fois le tableau est affiché on fait toujours la même procédure : **Edit copy entire table** pour le copier sur EXCEL où on va extraire les résultats qui sont donnés par les deux valeurs des deux colonnes **UX** qui signifie le déplacement dans le sens transversal et **UY** qui signifie le déplacement dans le sens longitudinal.

Les mêmes étapes pour le sens y-y (mais en sélectionne cette fois si la comb Ey). Ou bien en sélectionne les deux comb **Ex** et **Ey** à la fois.

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

#### 4) Etude du contreventement :

##### La disposition des voiles

##### Vu en plan :

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS.

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

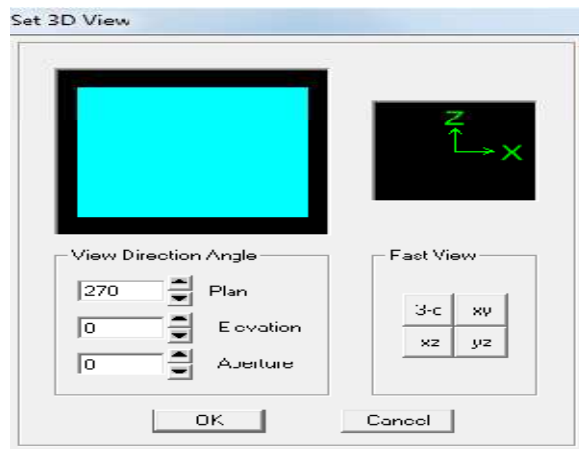
##### 1<sup>ère</sup> étape :

**Display** —→ **show déformation shop**

Un foie que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **EX** ou **EY** dans la case **load** puis **OK**.

2<sup>ème</sup> étape :

View → Set 3D view

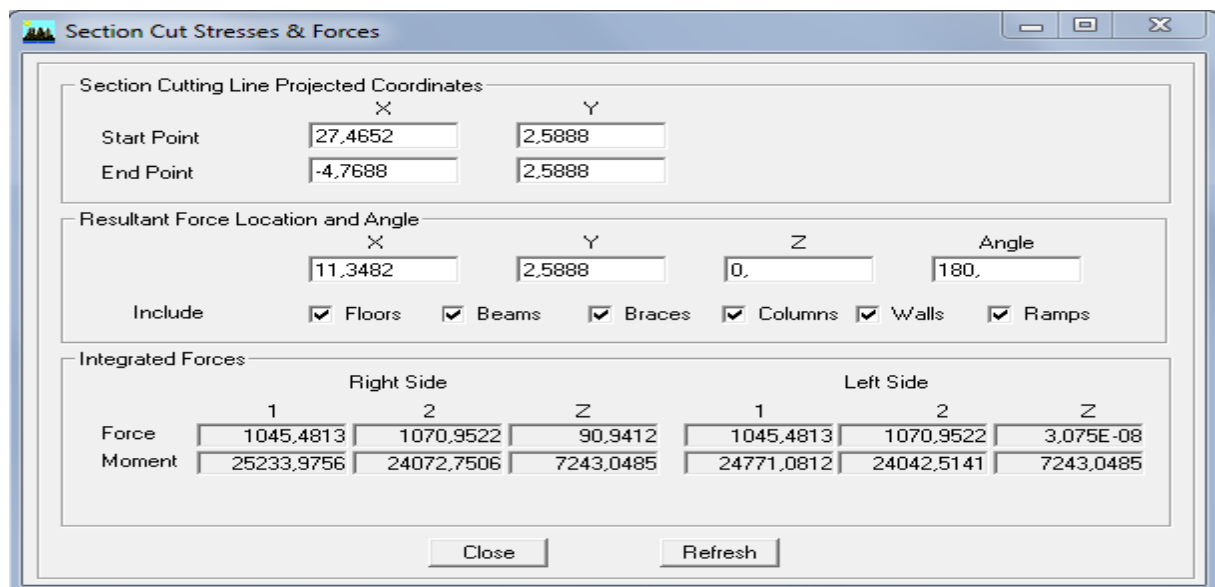


Une fois la fenêtre est affiché on va cocher la case de **XZ** puis on donne la valeur **0** dans la case **Aperture** après **OK**.

3<sup>ème</sup> étape :

Draw → Draw Section Cut

Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche qui est la suivants :



Une fois que cette fenêtre est affichée on fait les instructions suivantes :

- Donnée la valeur **0** dans la case de **start point** pour l'axe Y.
- Donnée la valeur **0** dans la case de **End point** pour l'axe Y.
- Décocher toutes les cases sauf celle **columns** et **walls** pour déduire le

chargement global repris par les voiles et les portiques.

Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **Left Side**

- l'axe **1** Effort horizontale suivant (**XX**).

- l'axe **2** Effort horizontale suivant (**YY**).

Une fois la valeur est relevée on décoche aussi la case **column** et on relève les valeurs de l'efforts repris par les voiles uniquement.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

#### **6) Efforts internes dans les éléments structuraux :**

##### **a) 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.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

##### **b) 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 combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

##### **c) 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.

Les combinaisons : **G+Q+E ; 0,8G+E ; ELU ; ELS**

Les résultats trouvés sont représenté sous forme des tableaux (voire chapitre VI).

**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 appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Pour cela, **RPA** prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à mesurer un degré de protection acceptable.

**2) Exposé de la méthode dynamique modale spectrale :**

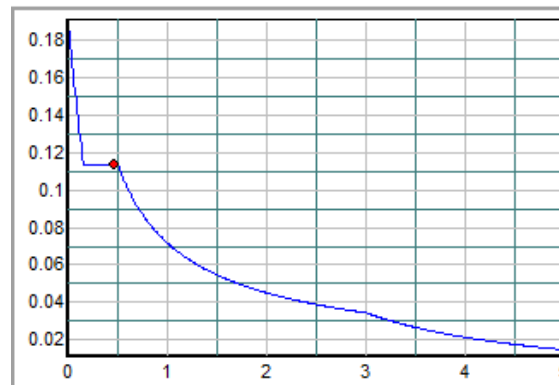
La méthode dynamique modale spectrale a pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**a) - Spectre de réponse de calcul (RPA99version2003/ Art 4.3.3.)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA99vers2003/Art 4.3.3)}$$

$$\frac{S_a}{g}$$



**Fig V-1 : 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. Formule (4-4)

✓  **$P_q$**  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

**A = 0,15** [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA99version 2003/Tableau 4.1)].

**R = 4** [Portique contreventés par des voiles (RPA99version 2003/Art 4.3.3. Tableau 4.3)].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7.$$

**$T_1 = 0,15$  sec ;  $T_2 = 0,50$  sec.** [site S3 (RPA99version 2003/Art 4.3.3. Tableau 4.7)].

**b) - Calcul du facteur de qualité Q :**

**-Tableau donnant les valeurs des pénalités  $P_q$  :**( RPA99version2003/Art 4.2.3. Tableau 4.4)

**Sens transversal :**

Critère $q$	Pénalité $P_q$
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

**Tableau V- 1 : les valeurs de pénalités selon x-x**

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,15$$

**-Sens longitudinal :**

Critère $q$	Pénalité $P_q$
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

**Tableau V- 2 : les valeurs de pénalités selon y-y**

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,15$$

**c) - Nombre de modes à considérer :**

-Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec (RPA99Version2003/Art 4.3.4)}$$

$N$  : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;  $T_K$  la période du mode  $K$ .

Dans notre cas  $N=11$  niveaux  $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 9,95)$

Donc :  $K = 15$  modes,  $T_K = 0,0746 \leq 0,20 \text{ sec}$ .

#### d) - l'excentricité :

D'après le **RPA 99/Art 4.2.7**, pour toutes les structures comportant des planchers à diaphragmes rigides dans leurs plans, on suppose qu'à chaque niveau, et dans chaque direction, la résultante des force horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans ( $e_x, e_y$ ) :

$$\begin{cases} e_x < 5 \% L_x \\ e_y < 5 \% L_y \end{cases}$$

#### -Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que :  $e_x = 0,05 \times 25,35 = 1,267\text{m}$

$$e_y = 0,05 \times 14,30 = 0,715\text{m}$$

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle		Vérification
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	ex	ey	
RDC	12,319	5,914	12,387	6,512	0,069	0,598	1,267	0,7115	cv
étage 1	12,462	5,981	12,409	6,531	0,053	0,550			cv
étage 2	12,460	7,126	12,419	6,614	0,041	0,512			cv
étage 3	12,459	7,048	12,425	6,702	0,034	0,346			cv
étage 4	12,459	7,039	12,430	6,773	0,029	0,266			cv
étage 5	12,459	7,039	12,435	6,833	0,024	0,206			cv
étage 6	12,459	7,039	12,438	6,883	0,021	0,156			cv
étage 7	12,458	7,030	12,441	6,926	0,017	0,104			cv
étage 8	12,458	7,022	12,443	6,963	0,015	0,059			cv
étage 9	12,458	7,022	12,445	6,995	0,013	0,027			cv
étage 10	12,457	7,046	12,445	7,019	0,013	0,027			cv
étage 11	12,421	9,024	12,243	8,977	0,178	0,047			cv

**Tableau V- 3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

**e) - La période :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le RPA99 (tableau 4.6 ).

Avec :

$$h_N = 37,74\text{m} \quad \text{et} \quad C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (37,74)^{3/4} = 0,76\text{s.}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. (RPA 2003/Art 4.2.4)

$$T = 1,3 \times 0,76 = 0,988 \text{ sec} > T_{ETABS} = 0,966 \text{ sec} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**f) - Participation massique et le nombre de modes à considérer : RPA99/Art 4.3.4.**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, et le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Nous avons 9 modes à considérer.

Mode	Period	SumUX %	SumUY %
1	0,967667	69,3384	0,0063
2	0,841373	69,3453	70,3186
3	0,655073	69,3776	70,3188
4	0,274277	85,4955	70,3199
5	0,248918	85,4966	85,7342
6	0,190653	85,5846	85,7348
7	0,132069	91,5669	85,7382
8	0,120674	91,5807	92,3127
9	0,106313	93,1995	92,3443
10	0,089261	93,2067	92,3448
11	0,074470	96,1723	92,5887
12	0,072351	96,4208	95,6012

**Tableau V- 4 : périodes et participations massiques**

**g) - Vérification de la résultante des forces sismiques :(RPA 99version2003/Art 4.3.6)**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ' $V_t$ ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA99version 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 :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} W$$

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA99version 2003/Art 4.2.3. **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 :

$-\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Selon RPA Art 4.3.3  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

Quand :  $\xi = 10\%$ , on a :  $\eta = 0,76$  Cv.

**T** : donnée par la formule empirique.(RPA2003/Art 4.2.4)

$T_{\text{empirique}} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4}\right\} = 0,67 \text{ s}$  ; avec  $h_N = 37,74 \text{ m}$ ,  $D_x = 25,35 \text{ m}$ ,  $C_T = 0,05$

$T_{\text{empirique}} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4}\right\} = 0,76 \text{ s}$  ; avec  $h_N = 37,74 \text{ m}$ ,  $D_y = 14,30 \text{ m}$ ,  $C_T = 0,05$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s .$$

D'où :

$$D1 = 2.5\eta(T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} = 1,56$$

$$D2 = 2.5\eta(T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} = 1,43$$

**-R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA99version 2003/Tableau 4.3**)

**R=4**

**-Q** : facteur de qualité (**RPA99version2003/Art 4.2.3**) :

**Q<sub>x</sub> = 1,15** et **Q<sub>y</sub> = 1,15**

**-W** : poids total de la structure, donné par **ETABS** :

$$W_{i=} W_{Gi} + \beta W_{Qi} \implies W = 18665,427KN$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,56 \times 1,15}{4} \times 18665,427 = 1255,71 KN$$

$$0,8V_x = 1004,56KN$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,43 \times 1,15}{4} \times 18665,427 = 1151,07 KN$$

$$0,8V_y = 920,85KN$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 1251,74 \text{ KN.} \\ V_y = 1364,78 \text{ KN.} \end{cases}$$

**V<sub>x dyn</sub> = 1251,74** > 80% **V<sub>x</sub> = 1004,56 KN**.....**Condition vérifiée.**

**V<sub>y dyn</sub> = 1364,78** > 80% **V<sub>y</sub> = 920,85 KN**.....**Condition vérifiée.**

**h) - Vérification des déplacements :**

**le déplacement relatif (RPA 99version2003/Art 4.43)**

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99/Version 2003/Art 5.10**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

**-Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

- **Sens longitudinal : X**

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (m)	1% h(m)	Conditions
12	0,0211	0,0844	0,0068	0,0306	Vérifiée
11	0,0194	0,0776	0,0068	0,0306	Vérifiée
10	0,0177	0,0708	0,0072	0,0306	Vérifiée
9	0,0159	0,0636	0,0076	0,0306	Vérifiée
8	0,0140	0,0560	0,0080	0,0306	Vérifiée
7	0,0120	0,0480	0,0084	0,0306	Vérifiée
6	0,0099	0,0396	0,0084	0,0306	Vérifiée
5	0,0078	0,0312	0,0080	0,0306	Vérifiée
4	0,0058	0,0232	0,0076	0,0306	Vérifiée
3	0,0039	0,0156	0,0068	0,0306	Vérifiée
2	0,0022	0,0088	0,0056	0,0306	Vérifiée
1	0,0008	0,0032	0,0032	0,0408	Vérifiée

**Tableau V-5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.**

- Sens transversal : Y

Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (m)	1% h(m)	Conditions
12	0,0171	0,0684	0,0048	0,0306	Vérifiée
11	0,0159	0,0636	0,0048	0,0306	Vérifiée
10	0,0147	0,0588	0,0056	0,0306	Vérifiée
9	0,0133	0,0532	0,0060	0,0306	Vérifiée
8	0,0118	0,0472	0,0064	0,0306	Vérifiée
7	0,0102	0,0408	0,0068	0,0306	Vérifiée
6	0,0085	0,0340	0,0072	0,0306	Vérifiée
5	0,0067	0,0268	0,0068	0,0306	Vérifiée
4	0,0050	0,0200	0,0068	0,0306	Vérifiée
3	0,0033	0,0132	0,0056	0,0306	Vérifiée
2	0,0019	0,0076	0,0048	0,0306	Vérifiée
1	0,0007	0,0028	0,0028	0,0408	Vérifiée

**Tableau V- 6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.**

Le déplacement maximum :  $\bar{f} = \frac{h}{500} = \frac{34,74}{500} = 0,070\text{m}$

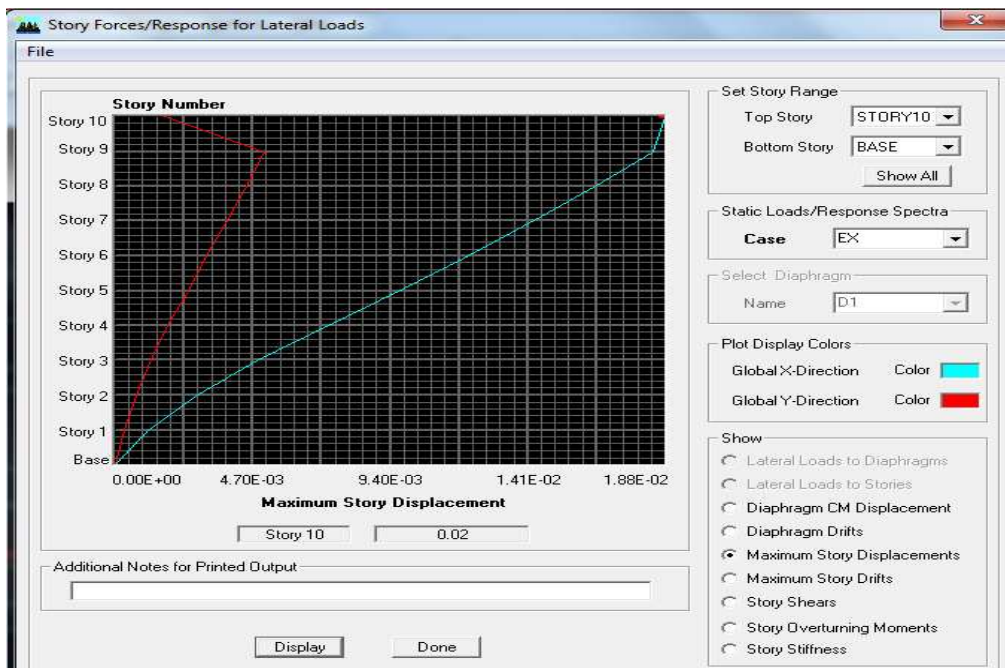


Fig V-2 : Vérification des déplacements selon Ex

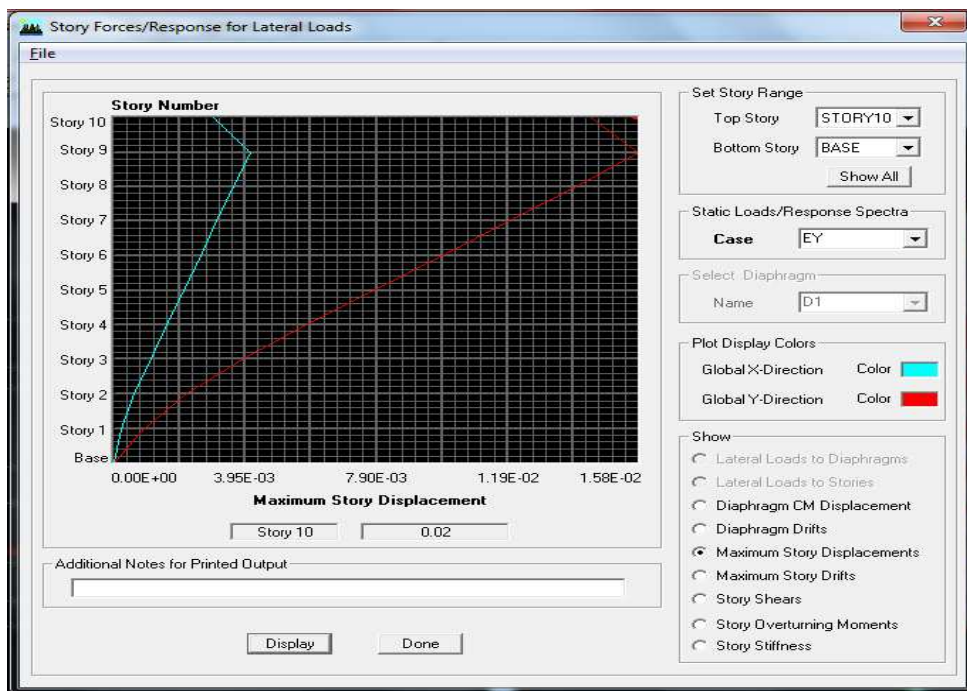


Fig V- 3 : Vérification des déplacements selon Ey.

On a bien :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{x \max} &= 0,02\text{m} < \bar{f} = 0,070 \\ \delta_{y \max} &= 0,02\text{m} < \bar{f} = 0,070 \end{aligned} \right\} \text{Le déplacement Max est vérifiée}$$

#### IV-4) justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :RPA 99/Art 5.9.

Les effets du 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{h_k \times V_k} \leq 0,1 \quad P_k : \text{ poids total de la structure.}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage considéré.

$H_k$  : hauteur de l'étage k.

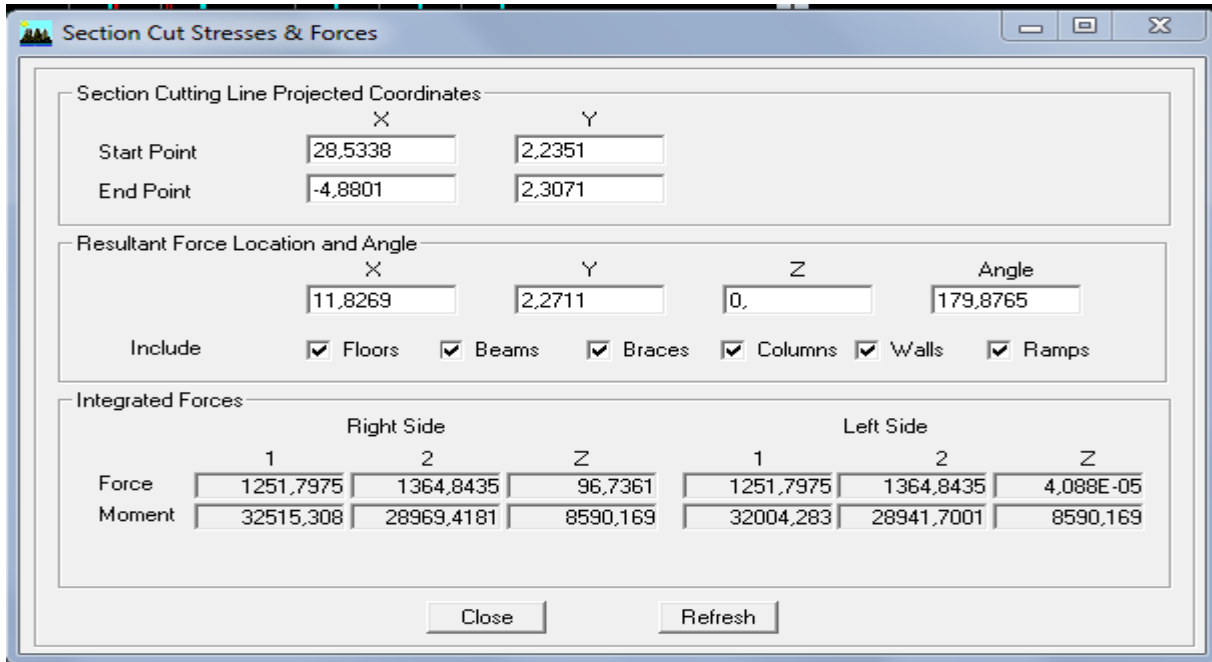
Niveaux	P(KN)	$h_k$ (m)	Sens x-x				Sens y-y			
			$\Delta k$ (m)	$V_{kx}$	$\theta_x$	Obs	$\Delta k$ (m)	$V_{ky}$	$\theta_y$	Obs
12	332,866	3,06	0,0068	63,2	0,011	vérifiée	0,0048	65,67	0,008	Vérifiée
11	1507,536	3,06	0,0068	287,22	0,011	vérifiée	0,0048	302,00	0,007	Vérifiée
10	1507,536	3,06	0,0072	463,25	0,007	vérifiée	0,0056	492,83	0,005	vérifiée
9	1507,536	3,06	0,0076	603,94	0,006	vérifiée	0,0060	652,79	0,004	vérifiée
8	1581,261	3,06	0,0080	727,97	0,005	vérifiée	0,0064	794,62	0,004	vérifiée
7	1581,261	3,06	0,0084	835,66	0,005	vérifiée	0,0068	918,66	0,004	vérifiée
6	1581,261	3,06	0,0084	929,62	0,004	vérifiée	0,0072	1026,98	0,003	vérifiée
5	1581,261	3,06	0,0080	1014,19	0,004	vérifiée	0,0068	1120,78	0,003	vérifiée
4	1665,696	3,06	0,0076	1186,54	0,003	vérifiée	0,0068	1198,05	0,003	vérifiée
3	1665,696	3,06	0,0068	1148,84	0,003	vérifiée	0,0056	1263,79	0,002	vérifiée
2	1944,911	3,06	0,0056	1211,63	0,002	vérifiée	0,0048	1327,79	0,002	vérifiée
1	2208,598	4,08	0,0032	1251,74	0,001	vérifiée	0,0028	1364,78	0,001	vérifiée

**Tableau V- 7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$**

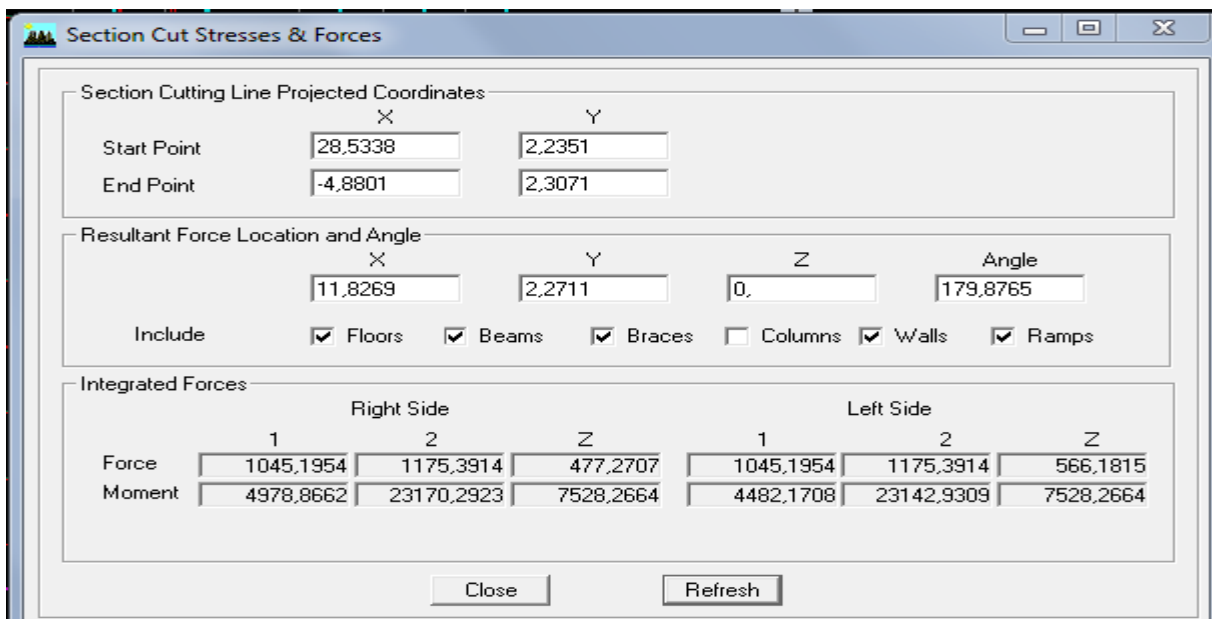
On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à **0,1**. Donc l'effet du second ordre peut être négligé.

**IV-5) calcul du pourcentage de participation des voiles :**

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :



**Fig V- 4 : Efforts repris par l'ensemble selon EX et EY**



**Fig V- 5 : Efforts repris par les voiles selon EX et EY.**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	28,5338	2,2351
End Point	-4,8801	2,3071

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,8269	2,2711	0,	179,8765

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	212,1691	190,5626	566,1815	212,1691	190,5626	566,1815
Moment	27567,1468	6370,3007	1064,6829	27567,1468	6370,3007	1064,6829

Close Refresh

**Fig V- 6 : Efforts repris par les portiques selon EX et EY.**

**-Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **1251,74 KN.**

Efforts repris par les portiques : **212,16 KN.**

Efforts repris par les voiles : **1045,19 KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **16,51%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **83,49%**

**-Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **1364,78 KN.**

Efforts repris par les portiques : **190,56KN.**

Efforts repris par les voiles : **1175,39KN.**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **13,96 %**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **86,12 %**

**Conclusion :**

On constate que :

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 **80%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4<sub>b</sub>** : portique contreventé par des voiles.

**VI-1) Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

**La combinaison fondamentale :**

ELU :  $1,35G + 1,5Q$ .

**Les combinaisons accidentelles :**

$$\text{RPA 2003} \Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E. \\ 0,8G \pm E. \end{cases}$$

**1) Recommandations du RPA 99 version 2003/Art 7.5.2 :****a)-Armatures longitudinal (RPA 99 version 2003/Art 7.5.2.1) :**

-Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{cm}^2$ .

-Le pourcentage maximum des armatures longitudinales est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

**En zone courante :**

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{cm}^2$ .

**En zone de recouvrement :**

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{cm}^2$ .

La longueur de recouvrement est de **40 $\emptyset$**  en zone II<sub>a</sub>.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres par nœud.

**b)-Armatures transversales :(RPA 99 version 2003/Art 7.5.2.2) :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b.$$

-L'espace maximum entre les armatures transversales est donné par :

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30\text{cm} \right).$$

$$\text{En zone courante : } S_t < \frac{h}{2}.$$

$\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales, et dans le cas des sections en travée avec armature comprimé c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

**2) Exposé de la méthode de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\text{-Calcul du moment réduit } \mu : \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_{b0}} = 14,2 \text{MPa.}$$

Si  $\mu \leq \mu_b = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

i.e. : la section ne contiendra que les aciers tendus.

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} , & \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.} \\ A_{sc} = 0. \end{cases}$$

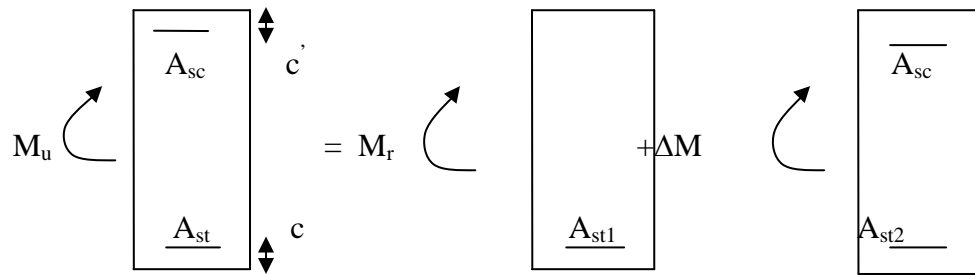
-Si  $\mu > \mu_b = 0,392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA).

i.e. : la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$A_{sc} \neq 0.$$

On doit calculer :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$ .

$$\Delta M = M_u - M_r.$$



**Fig VI-1-1 : Cheema de Ferrailage des poutres doublement armée.**

$A_{sc}$  : La section d'acier supérieure comprimé

$A_{st}$  : La section d'acier inférieure tendue.

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Donc : } A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_r \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

### 3) Calcul d'armatures longitudinales :

#### -Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le calcul des sections et le choix des armatures des poutres principales et secondaires, sont résumés dans les tableaux suivants :

**A) Ferrailage des poutres principales à l'ELU en travée :**

Zone	Niv	$M^{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
III	10	63,301	0,102	SSA	0,946	5,07	3HA16+3HA14	10,65
	9	65,771	0,106	SSA	0,944	5,29	3HA16+3HA14	10,65
	8	62,648	0,102	SSA	0,946	5,02	3HA16+3HA14	10,65
II	7	71,497	0,116	SSA	0,938	5,78	3HA16+3HA14	10,65
	6	77,86	0,126	SSA	0,932	6,34	3HA16+3HA14	10,65
	5	74,455	0,122	SSA	0,935	6,04	3HA16+3HA14	10,65
	4	68,718	0,112	SSA	0,940	5,54	3HA16+3HA14	10,65
I	3	65,693	0,106	SSA	0,944	5,28	3HA16+3HA14	10,65
	2	60,202	0,098	SSA	0,948	4,81	3HA16+3HA14	10,65
	1	58,241	0,094	SSA	0,951	4,65	3HA16+3HA14	10,65
	RDC	58,073	0,094	SSA	0,951	4,63	3HA16+3HA14	10,65

**Tableau VI-1-1 : Ferrailage des poutres principales en travée.**

**-Ferrailage des poutres principales aux appuis (G + Q + E) :**

Zone	Niv	Mmax (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
III	10	115,59	0,188	SSA	0,895	9,81	3HA16+3HA20	15,45
	9	129,398	0,210	SSA	0,881	11,17	3HA16+3HA20	15,45
	8	129,247	0,210	SSA	0,881	11,16	3HA16+3HA20	15,45
II	7	130,271	0,211	SSA	0,879	11,26	3HA16+3HA20	15,45
	6	132,299	0,215	SSA	0,877	11,47	3HA16+3HA20	15,45
	5	129,145	0,210	SSA	0,881	11,15	3HA16+3HA20	15,45
	4	123,044	0,200	SSA	0,887	10,54	3HA16+3HA20	15,45
I	3	112,641	0,183	SSA	0,898	9,53	3HA16+3HA20	15,45
	2	102,458	0,166	SSA	0,909	8,56	3HA16+3HA20	15,45
	1	86,769	0,141	SSA	0,923	7,13	3HA16+3HA20	15,45
	RDC	75,846	0,124	SSA	0,934	6,16	3HA16+3HA20	15,45

**Tableau VI-1-2 : Ferrailages des poutres principales aux appuis.**

**B) Ferrailage des poutres secondaires à en travée (G+Q+E) :**

Zone	Niv	$M^{\max}$ (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
III	10	35,122	0,057	SSA	0,971	2,74	3HA16	6,03
	9	36,09	0,058	SSA	0,970	2,82	3HA16	6,03
	8	37,928	0,061	SSA	0,968	2,97	3HA16	6,03
II	7	43,723	0,071	SSA	0,963	3,44	3HA16	6,03
	6	48,942	0,080	SSA	0,958	3,87	3HA16	6,03
	5	49,686	0,080	SSA	0,958	3,93	3HA16	6,03
	4	48,977	0,080	SSA	0,958	3,87	3HA16	6,03
I	3	51,478	0,084	SSA	0,956	4,08	3HA16	6,03
	2	49,599	0,080	SSA	0,958	3,92	3HA16	6,03
	1	64,534	0,104	SSA	0,945	5,18	3HA16	6,03
	RDC	47,83	0,078	SSA	0,959	3,78	3HA16	6,03

**Tableau VI-1-3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.**

**-Ferrailage des poutres secondaires aux appuis (G+Q+E) :**

Zone	Niv	M <sup>max</sup> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
III	10	37,923	0,061	SSA	0,968	2,97	3HA16+2HA14	9,11
	9	40,848	0,066	SSA	0,966	3,20	3HA16+2HA14	9,11
	8	42,271	0,068	SSA	0,965	3,32	3HA16+2HA14	9,11
II	7	43,589	0,070	SSA	0,964	3,43	3HA16+2HA14	9,11
	6	45,184	0,073	SSA	0,963	3,56	3HA16+2HA14	9,11
	5	45,637	0,074	SSA	0,962	3,60	3HA16+2HA14	9,11
	4	46,752	0,076	SSA	0,960	3,69	3HA16+2HA14	9,11
I	3	46,323	0,075	SSA	0,962	3,64	3HA16+2HA14	9,11
	2	45,162	0,073	SSA	0,963	3,56	3HA16+2HA14	9,11
	1	53,613	0,087	SSA	0,955	4,26	3HA16+2HA14	9,11
	RDC	45,779	0,074	SSA	0,962	3,61	3HA16+2HA14	9,11

**Tableau VI-1- 4 : Ferrailages des poutres secondaires aux appuis.****4) Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003/Art 7.5.2 par rapport aux sections minimales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres et de 0,5% en toute section.

**a)- Pour les poutres principales :**

$$A_{\min} = 6,00\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{tot}}^t = 3\text{HA}16+3\text{HA}14 = 10,56\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,00\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 3\text{HA}16+3\text{HA}20 = 15,45\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,00\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b)- Pour les poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 6,00\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{tot}}^t = 3\text{HA}16 = 6,03\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{tot}}^a = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 9,11\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les exigences de l'RPA est vérifiée.

**Remarque :**

On adoptera pour le ferrailage des poutres aux voisinages des voiles le même que celui des poutres secondaires.

**5) Vérification à l'ELU :****a)-Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que  $A_{\text{adopté}} > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**-Poutres principale :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38\text{cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1,38\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Poutre secondaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38\text{cm}^2.$$

$$A_s > A_{\min} = 1,38\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b)-Vérification aux cisaillements :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$ .

Dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable (nuisible) la contrainte  $\bar{\tau}_u$  égal à :

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} ; V_u^{\max} : \text{Effort tranchant maximal à l'ELU.}$$

$$\text{-Poutres principales (30x40) : } \tau_{u1} = \frac{119,62 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,05 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\text{-Poutres secondaires (30x40) : } \tau_{u2} = \frac{37,18 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

### c-Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis :

On doit vérifier que :  $V_u \leq \overline{V}_u$ .

$$\overline{V}_u = 0,4b \times 0,9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{-Poutres principales: } \overline{V}_u = 0,4 \times 30 \times 0,9 \times 38 \times \frac{2,5}{1,5} = 684 \text{ KN} > V_u = 119,62 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\text{-Poutres secondaires: } \overline{V}_u = 0,4 \times 30 \times 0,9 \times 38 \times \frac{2,5}{1,5} = 684 \text{ KN} > V_u = 37,18 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV.}$$

### d-Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

$$\text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n\pi.$$

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

#### -Poutres principales :

$$\sum U_i = (3 \times 3,14 \times 1,6) + (3 \times 3,14 \times 2,0) = 33,91 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{119,62 \times 10^3}{0,9 \times 38 \times 33,91 \times 10^2} = 1,03 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### -Poutres secondaires :

$$\sum U_i = (3 \times 3,14 \times 1,6) + (2 \times 3,14 \times 1,4) = 23,86 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,18 \times 10^3}{0,9 \times 38 \times 23,86 \times 10^2} = 0,45 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e-Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \quad \text{avec } \overline{\tau_{su}} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour les HA20} \Rightarrow l_s = \frac{2,0 \times 400}{4 \times 2,84} = 70,42 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA16} \Rightarrow l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14} \Rightarrow l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 modifiées 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet, la longueur de la partie ancrée hors crochet est :  $L_c = 0,4 l_s$  pour les aciers à HA.

$$\text{Pour les HA20} \Rightarrow L_c = 0,4 \times 70,42 = 28,16 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA16} \Rightarrow L_c = 0,4 \times 56,34 = 22,53 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14} \Rightarrow L_c = 0,4 \times 49,30 = 19,72 \text{ cm.}$$

**6) Calcul des armatures transversales :****a)-Diamètre des armatures :**

Selon le BAEL 91 modifiée 99, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\text{les conditions suivantes : } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right).$$

Avec :  $\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures transversales.

$$\text{- Poutres principales : } \phi_t \leq \min (11,43 ; 20 ; 30) = 11,43 \text{ mm.}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \phi_t \leq \min (11,43 ; 14 ; 30) = 11,43 \text{ mm.}$$

On adopte pour les poutres principales et secondaires le même diamètre pour les armatures transversales :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

**b)-Espacement des armatures :**

L'espacement des armatures transversales est de :

**-En zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$ .

-Poutres principales  $\Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 2,0\right) = 10\text{cm}$ .

Soit  $S_t = 10\text{cm}$ .

-Poutres secondaires  $\Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) = 10\text{cm}$ .

Soit  $S_t = 10\text{cm}$ .

**-En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales  $\Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$ .

Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

-Poutres secondaires  $\Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$ .

Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

**-Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2h$ .

$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm} \Rightarrow$  Pour les poutres principales.

$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm} \Rightarrow$  Pour les poutres secondaires.

**c)-Armatures transversales minimales :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t^{\min} = 0,003bS_t$ .

-Poutres principales :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$ .

-Poutres secondaires :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$ .

**7) Vérification à l'ELS :**

**a)-Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu préjudiciable, alors cette vérification n'est nécessaire.

### b)-Etat limite de compression du béton (BAEL91/ Art. A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

#### -Sens longitudinale :

Tableau résume les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres principales en travée :

	Elément considéré	M <sub>s</sub> KN.m	A <sub>adop</sub> cm <sup>2</sup>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
<b>Travée</b>	Poutre principale	46,16	10,65	0,934	0,864	21,76	132,01	6,06	15	CV
	Poutre secondaire	18,682	6,03	0,528	0,891	30,87	91,50	2,96	15	CV
<b>appuis</b>	Poutre principale	80,399	15,45	1,355	0,844	17,05	162,25	9,51	15	CV
	Poutre secondaire	24,675	9,11	0,702	0,878	25,98	81,18	3,55	15	CV

**Tableau VI-1-5 : Les vérifications de l'état limite ultime de compression du béton des poutres.**

**c)-ELS vis-à-vis des déformations :****-Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que  $f_{adm} \leq f$ .

**-Sens longitudinal :**

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ mm.}$$

La valeur de la flèche trouvée par l'ETABS :

$$f = 0,02 \text{ mm.}$$

$f < f_{adm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

**-Sens transversal :**

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ mm.}$$

La valeur de la flèche trouvée par l'ETABS :

$$f = 0,02 \text{ mm.}$$

$f < f_{adm} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

**Conclusion :**

Les sections calculées à l'ELU sont vérifiées, donc on peut garder ces sections d'armatures pour le ferrailage des poutres principales et secondaires.

**VI-2) Ferraillage des poteaux****Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées suivantes :

- a-  $1,35 G + 1,5 Q$  ELU
- b-  $G + Q$  ELS
- c-  $0,8 G \pm E$  RPA 2003
- d-  $G + Q \pm E$  RPA 2003

et des effets des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

**1) Recommandation du( RPA 99 version 2003/Art 7.4.2 ):**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$ (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

**-Les armatures longitudinales : (RPA 99version2003/Art 7.4.2.1)**

**-Le pourcentage minimal sera de 0,8%(zone II<sub>a</sub>) :**

-Poteaux (45×45)  $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$

-Poteaux (40×40)  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

-Poteaux (35×35)  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$

**-Le pourcentage maximal en zone courante sera :**

-Poteaux (45×45)  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

-Poteaux (40×40)  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

-Poteaux (35×35)  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

**-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :**

-Poteaux (45×45)  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$

-Poteaux (40×40)  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

-Poteaux (35×35)  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

**-Les armatures transversales (RPA 99version2003/Art 7.4.2.2) :**

-Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'elancement géométrique de poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement du poteau.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$\phi_l^{\min}$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales des poteaux

La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en% donnée comme suit

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs minimale du poteau} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_{\min}$ .

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\phi_{\text{cheminées}} > 12\text{mm}$ , pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des

Poteaux

## 2) Calcul du ferraillage :

### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

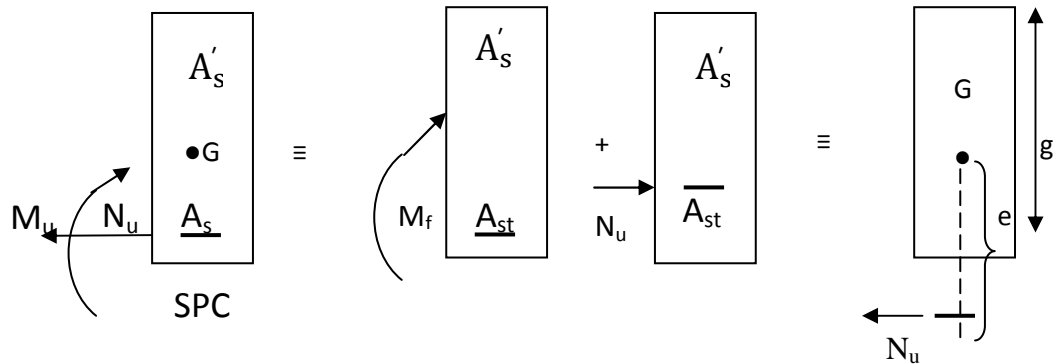
$$(d - C)N_U - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh^2f_{bc} \longrightarrow \text{Section rectangulaire.}$$

Avec :

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

**-Déterminations des armatures :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - C + e \right) = M_U + N_u \left( \frac{h}{2} - C \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si  $\mu < \mu_1 = 0,392$  section simplement armée (SSA) et ( $A' = 0$ )

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réel

$$A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \begin{cases} (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \\ (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \end{cases}$$

Si  $\mu > \mu_1 = 0,392$  section doublement armée (SDA) et ( $A' \neq 0$ ). on calcul :

$$M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

Avec :

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

$$(0,337 \times h - 0,81c')bh^2f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c')b h f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_s = \frac{N - 100 \times \psi \times bh \times f_{bc}}{100 \times \sigma_s} \quad , \quad A'_s = 0$$

Avec

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

$$\text{Si: } N_u \times (d - c') - M_f \geq (0,5h - c')bhf_{bc}$$

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_U}{N_U}$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera.

$$A = \frac{N_U - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**N.B :** SOCOTEC est un logiciel de calcul des sections d'armatures pour des sections rectangulaire, et les contraintes dans le béton et les aciers.

Zone	Poteau	Sollicitation	Direc	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	(h/2)-c	OBC	As (cm <sup>2</sup> )	Ai (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	Aadp (cm <sup>2</sup> )
45x45	C3	Nmax	x.x	1841,22	0,915	0,0005	0,2	SEC	0	0	16,2	<b>4HA20+4HA16</b>	20,61
		ELU	y.y		10,196	0,005		SEC	0	0			
	A1	Nmin	x.x	42,88	5,7	0,132		SEC	0	0			
		0,8G±E	y.y		1,914	0,044		SEC	0	0			
	C2	Mmax	x.x	1080,42	59,964	0,055		SEC	0	0			
E3	G+Q±E	y.y	634,32	86,838	0,136	SEC	0	0					
40x40	F3	Nmax	x.x	1043,62	0,255	0,0002	0,18	SEC	0	0	12,8	<b>4HA16+4HA14</b>	14,19
		ELU	y.y		35,239	0,033		SEC	0	0			
	D6	Nmin	x.x	69,06	8,075	0,116		SEC	0	0			
		0,8G±E	y.y		1,905	0,027		SEC	0	0			
	E5	Ncor	x.x	312,47	48,209	0,154		SEC	0	0			
E3	G+Q±E	y.y	292,59	84,409	0,288	SPC	0	3,05					
35x35	F3	Nmax	x.x	428,9	0,673	0,001	0,155	SEC	0	0	9,8	<b>4HA14+4HA12</b>	10,68
		ELU	y.y		37,798	0,088		SEC	0	0			
	D3	Nmin	x.x	46,2	0,635	0,013		SEC	0	0			
		0,8G±E	y.y		7,029	0,152		SEC	0	0			
	E5	Ncor	x.x	127,65	29,484	0,230		SPC	0	0,85			
F3	G+Q±E	y.y	98,81	70,438	0,712	SPC	0	5,37					

Tableau VI-2-1 : ferraillage des poteaux à l'ELU.

**VII.6) Vérification des contraintes à ELS : Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de SOCOTEC:**

Zone	Poteaux		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$e_s$ (m)	Nature	$\sigma_b^{sup}$ (MPa)	$\sigma_b^{inf}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s^{sup}$ (MPa)	$\sigma_s^{inf}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Obs.
45x45	C3	x-x	$N_{max}=1335,93$	$M_{cor}=0,673$	0,0005	SEC	5,08	5,03	15	76,2	75,5	400	vérifiée
	A1		$N_{min}=33,42$	$M_{cor}=10,209$	0,305	SPC	0,55	0		7,61	-6,21		vérifiée
	C1		$N_{cor}=84,26$	$M_{max}=28,237$	0,335	SPC	1,5	0		20,6	-18,5		vérifiée
	C3	y-y	$N_{max}=1335,93$	$M_{cor}=7,316$	0,005	SEC	5,33	4,78	15	79,6	72,1	400	vérifiée
	A1		$N_{min}=33,42$	$M_{cor}=6,961$	0,208	SPC	0,41	0		5,68	-2,69		vérifiée
	E3		$N_{cor}=542,51$	$M_{max}=44,50$	0,082	SEC	3,72	0,39		53,5	8,04		vérifiée
40x40	F3	x-x	$N_{max}=759,49$	$M_{cor}=0,181$	0,0002	SEC	3,76	3,74	15	56,4	56,1	400	Vérifiée
	D6		$N_{min}=179,81$	$M_{cor}=8,036$	0,044	SEC	1,35	0,43		19,5	7,14		Vérifiée
	F2		$N_{cor}=365,89$	$M_{max}=18,54$	0,050	SEC	2,86	0,75		41,3	12,8		Vérifiée
	F3	y-y	$N_{max}=759,49$	$M_{cor}=25,521$	0,033	SEC	5,2	2,3	15	75,9	36,6	400	Vérifiée
	D6		$N_{min}=179,81$	$M_{cor}=0,683$	0,003	SEC	0,93	0,85		13,8	12,8		Vérifiée
	E3		$N_{cor}=267,21$	$M_{max}=50,624$	0,189	SPC	4,48	0		61,9	-33,6		Vérifiée
35x35	F3	x-x	$N_{max}=312,65$	$M_{cor}=0,494$	0,001	SEC	2,07	1,98	15	30,9	29,8	400	Vérifiée
	D3		$N_{min}=41,83$	$M_{cor}=0,555$	0,013	SEC	0,32	0,22		4,7	3,42		Vérifiée
	F2		$N_{cor}=92,44$	$M_{max}=17,917$	0,193	SPC	2,35	0		31,7	-22,6		Vérifiée
	F3	y-y	$N_{max}=312,65$	$M_{cor}=27,405$	0,087	SPC	4,41	0	15	62,1	-1,75	400	Vérifiée
	D2		$N_{min}=41,83$	$M_{cor}=12,5$	0,298	SPC	1,54	0		20,3	-22,9		Vérifiée
	E3		$N_{cor}=66,06$	$M_{max}=41,67$	0,630	SPC	4,74	0		60,6	-103,3		Vérifiée

**Tableau VI-2- 2 : vérification à l'ELS**

**-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.

**-Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{20}{3} = 6,66 \quad ; \quad \phi_1 = 6,66\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section  $A_t=2,01\text{cm}^2=4\text{HA}8$

- **Espacement des armatures :**

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2 ; 15) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

**-En zone de courante :**

$$S_t \leq \min(15\phi_1^{\min}) = (15 \times 1,2) = 18\text{cm} \quad ; \quad S_t = 15\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

-Pour les HA12  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

-Pour les HA14  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

-Pour les HA16  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$

-Pour les HA20  $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 2,0 = 80\text{cm}$

**-Vérification de la quantité des armatures :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad ; \quad l_f = 0,7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec :  $h=4,08\text{m}$ .

$$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,856}{0,45} = 6,35$$

**Avec :**

**b:** Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

**-En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003bS_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003bS_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,025 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{On prend } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

**La longueur de scellement droit (BAEL 91 /Art A6.1.23)**

$$f_e = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}}$$

**Avec :**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 15$  pour les aciers à haute adhérence.

$\Phi$  : Diamètre maximale des armatures.

- **Pour les HA20 :**  $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0,6 (1,5)^2 \times 2,1} = 70,54 \text{ cm}$     On prend :  $L_s = 75 \text{ cm}$

- **Pour les HA16 :**  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 0,6 (1,5)^2 \times 2,1} = 56,43 \text{ cm}$     On prend :  $L_s = 60 \text{ cm}$

- **Pour les HA14 :**  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 0,6 (1,5)^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm}$     On prend :  $L_s = 50 \text{ cm}$

- **Pour les HA12 :**  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 (1,5)^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm}$     On prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$

### 3) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

#### -Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

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

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\text{RPA 99/Art 7.4.3.2})$$

Niv	Sens- X Vu (KN)	Sens-Y Vu (KN)	$\lambda_g$	$\rho_d$	Sens X $\tau_{bu}$ MPa	Sens X $\tau_{bu}$ MPa	$\bar{\tau}_{bu}$	OBS
Du RDC au 3 <sup>ème</sup> étage	51,97	39,97	4,760	0,04	0,25	0,20	1,000	Vérifiée
Du 4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	52,55	29,53	5,355	0,075	0,32	0,18	1,875	Vérifiée
Du 8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	43,86	19,01	6,120	0,075	0,35	0,15	1,875	Vérifiée

**Tableau VI-2-3 : Vérification de la contrainte de cisaillement.**

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

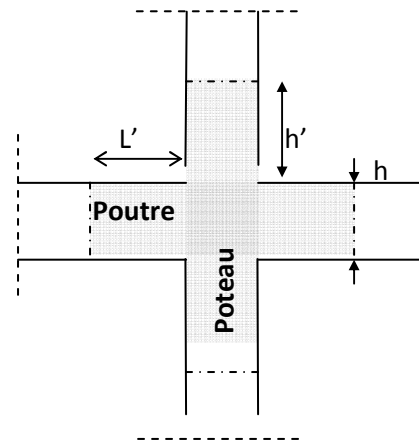
$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{408 - 45}{6} = 60,5\text{cm}; 45, 45, 60\right).$$

On prend notre  $h' = 70\text{ cm}$



**FigVI-2-1 : Représentation de la zone nodale.**

### VI-3) Ferraillage des voiles

#### 1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables.

Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

#### 2) Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : du 1<sup>er</sup> jusqu'au 4<sup>ème</sup> niveau.
- Zone II : du 5<sup>ème</sup> jusqu'au 7<sup>ème</sup> niveau.
- Zone III : du 8<sup>ème</sup> niveau jusqu'au 10<sup>ème</sup> niveau.

#### 3) Ferraillage des voiles (dans notre structure on a que des refends pleins) :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de

largeur (d).

### VI-3-3)-Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B** = **L** × **e**.

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V=V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{RPA 99 / Art.7.7.4}).$$

Avec : **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée, avec  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

**L<sub>t</sub>** = **L** - **L<sub>c</sub>** avec **L<sub>t</sub>** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET). 0

-Section entièrement comprimée :

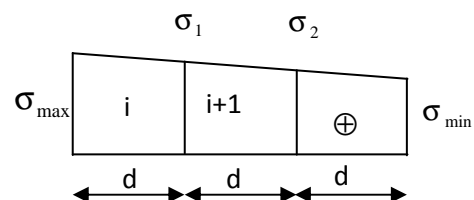


Fig VI-3-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

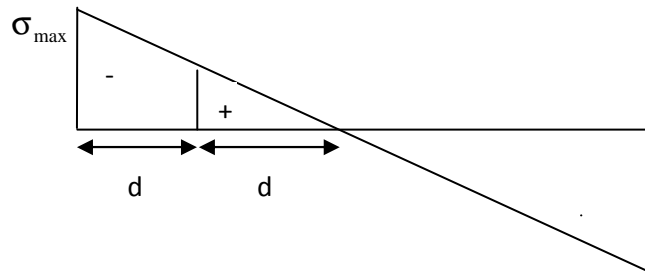
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec  $e$  : épaisseur du voile.

**-Section partiellement comprimée :**

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

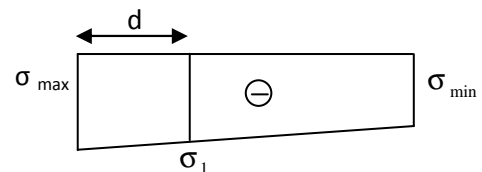
$$N_i : \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



**Fig VI-3-2: Diagramme des contraintes d'une S.P.C**

**-Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



**FigVI-3-3: Diagramme des contraintes d'une S.E.T**

**a)-Armatures verticales :**

**-Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :  $B$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

**-Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec  $\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

**-Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**b)-Armatures minimales :****-Compression simple (BAEL91 /Art. A.8.1, 2) :**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

**-Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

**c)-Exigences de (RPA 99 révisé 2003/Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile **0,15 %**.

-En zone courantes **0,10 %**.

**c-1)- Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

-D'après le **BEAL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

-D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0,15 \% \times B$

- 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.

**c-2)-Armatures transversales :(RPA 2003/article 7.7.4.3)**

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 **(RPA 2003 article 7.7.4.3.)**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

**c-3)-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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{RPA99version2003/Article 7.7.4.3})$$

$$T = 1,4 V_u$$

$V_u$  : 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.

**c-4)-Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq$  **4HA10.**

**c-5)-Espacement :**

D'après **(RPA 99 modifier 2003/article 7.7.4.3)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm**

**(RPA 99/Art 7.7.4.1).**

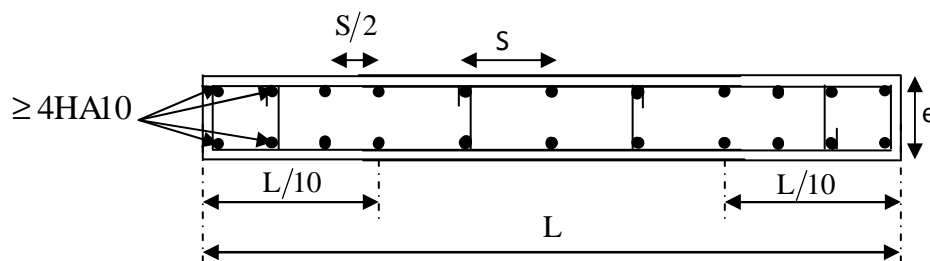
**c-6)-Longueur de recouvrement :**

Elles 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.

**- Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.



**Fig VI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

**4) Vérifications****-Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

**B :** Section du béton.

**A :** Section d'armatures adoptée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :****-D'après le RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calcul.}$$

**D'ou:**  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

**d** : Hauteur utile (**d = 0,9 × h**).

**h** : Hauteur totale de la section brute.

**-D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**5) Exemple de calcul**

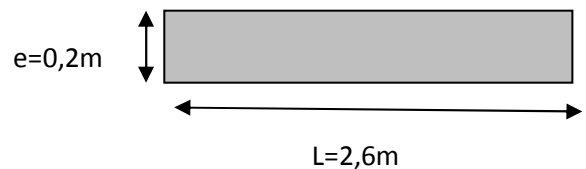
Soit à calculer le ferraillage du voile VL2 de la zone II:

$$L = 2,60 \text{m} \quad , \quad e = 0,20 \text{m}$$

$$\sigma_{\max} = 4130,00 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2590,00 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée (SPC)



**Longueur de la zone comprimée :  $L_c$** 

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = 1,60m$$

**Longueur de la zone tendue :  $L_t$** 

$$L = 2,60m$$

$$L_t = L - L_c = 1,00m$$

**Calcul de la longueur : (d)**

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,06m$$

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{1,00}{2} = 0,50m$$

Soit un tronçon  $d = 0,50m$ .

**Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{2590 \times (1 - 0,5)}{1} = 1295,00 \text{KN/m}^2$$

**Détermination des efforts normaux :**

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 194,65 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e = 64,885 \text{KN}$$

**Espacement**

$$\text{Zone courante (d1) } St \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'extrémité (d2) } D = St/2 = 10 \text{ cm} \implies St = 10 \text{ cm}$$

**Calcul des armatures :****Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 4,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 1,62 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left( 0,2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (2,00 \text{ cm}^2, 5,25 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

**Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 358,7}{40}$$

$$A_{vj} = 13,80 \text{ cm}^2$$

**Armatures verticales totales**

$$A_{vi} = A + \frac{A_{vj}}{4}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 4,87 + \frac{13,80}{4} = 8,32 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,62 + \frac{13,80}{4} = 5,07 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A_1 = 8,32 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$\text{On opte pour : } 2 \times 8 \text{ HA}10 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 5,07 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$\text{On opte pour : } 2 \times 4 \text{ HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

**Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91:  $A_H = \frac{A_v}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$

D'après le (RPA99 /version 2003) :  $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 3,00 \text{ cm}^2$

$A_H = 3,14 \text{ cm}^2$

Soit 8HA8 = 4,02 cm<sup>2</sup>/nappe

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**Vérification des contraintes**

BAEL 91 :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{358,7 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2600} = 1,40 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

RPA 2003 :  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 358,7 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2600} = 1,07 \text{ MPa}$

**Vérification à l'ELS**

$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{108,47 \times 10^3}{200 \times 2600 + 15 \times 18,84} = 0,20 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0,20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

**Résumé de calcul**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,55	2,60	2,65	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,51	0,52	0,53	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	11130,00	4130,00	2140,00	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8360,00	-2590,00	-1720,00	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	487,6	358,7	259,4	
	L <sub>t</sub> (m)	1,09	1,00	1,18	
	L <sub>c</sub> (m)	1,46	1,60	1,47	
	d1 (m)	0,547	0,501	0,59	
	d2 (m)	0,547	0,501	0,59	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4180,00	1295,65	860,00	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	685,81	194,65	152,33
		N <sub>2</sub>	228,602	64,885	50,776
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	17,15	4,87	3,18
		A <sub>v2</sub>	5,72	1,62	1,27
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		18,77	13,81	9,99
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	21,84	8,32	6,30
		A2=A <sub>v2</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	10,41	5,07	3,77
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe		5,74	5,26	6,20
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	24,62	12,56	12,56
		Bonde 2	12,3	6,28	6,28
	Choix des barres	Bonde1	2x8HA14	2x8HA10	2x8HA10
		Bonde 2	2x4HA14	2x4HA10	2x4HA10
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	
	Bonde 2	22	22	22	
A. Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/nappe		3,28	3,00	3,54
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	3,14	3,14
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA10	8HA8	8HA8
	Espacement =20 cm		A=6,28cm <sup>2</sup>	A=4,02cm <sup>2</sup>	A=4,02cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 épingles de HA8/ml		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,06	0,76	0,54
		$\tau_b$ (MPa)	1,48	1,07	0,76
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	162,22	108,47	49,83
		$\sigma_b$ (MPa)	0,31	0,20	0,09

Tableau VI-3-1 : voiles longitudinal VL1 et VL2.

Zones		ZoneI	ZoneII	ZoneIII	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,275	2,30	2,325	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,445	0,46	0,465	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	8160,00	2300,00	860,00	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7420,00	-2140,00	-840,00	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	293,9	194,00	112,3	
	L <sub>t</sub> (m)	1,08	1,11	1,15	
	L <sub>c</sub> (m)	1,19	1,19	1,18	
	d1 (m)	0,542	0,554	0,574	
	d2 (m)	0,542	0,554	0,574	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3710,00	1070,00	420,	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	602,95	177,92	72,38
		N <sub>2</sub>	200,984	59,308	24,125
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15,07	4,45	1,81
		A <sub>v2</sub>	5,02	1,48	0,60
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	11,32	7,47	4,32	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4)	17,90	6,32	2,89
		A2=A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4)	7,85	3,35	1,68
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe		5,70	5,82	6,03
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	21,54	10,98	10,98
		Bonde 2	9,04	6,28	6,28
	Choix des barres/nappe	Bonde1	2x7HA14	2x7HA10	2x7HA10
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA10	2x4HA10
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	
	Bonde 2	20	20	20	
A. Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/nappe		3,24	3,33	3,45
	A <sub>H</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5,385	2,745	2,745
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA10	8HA8	8HA8
	Espacement =20cm		A=6,28cm <sup>2</sup>	A=4,01cm <sup>2</sup>	A=4,01cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epingles HA8/ml		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,71	0,47	0,26
		$\tau_b$ (MPa)	1,00	0,65	0,37
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	101,15	69,8	31,74
		$\sigma_b$ (MPa)	0,21	0,14	0,06

Tableau VI-3-2 : voiles transversal : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4

Zones		ZoneI	ZoneII	ZoneIII	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,00	2,00	2,00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,40	0,40	0,40	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5960,00	1340,00	900,00	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4120,00	-290,00	-780,00	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	134,2	27,80	36,80	
	L <sub>t</sub> (m)	0,82	0,36	0,93	
	L <sub>c</sub> (m)	1,18	1,64	1,07	
	d1 (m)	0,41	0,178	0,464	
	d2 (m)	0,41	145,00	0,464	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2060,00	7,74	390,00	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	252,60	2,580	54,32
		N <sub>2</sub>	84,198	0,19	18,107
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	6,31	0,06	1,36
		A <sub>v2</sub>	2,10	1,07	0,45
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,17	0,46	1,42	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +(A <sub>vj</sub> /4)	7,61	0,06	1,71
		A2=A <sub>v2</sub> +(A <sub>vj</sub> /4)	3,40	0,33	0,81
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe		4,30	1,87	4,88
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	13,42	13,42	13,42
		Bonde 2	6,28	6,28	6,28
	Choix des barres/nappe	Bonde1	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
		Bonde 2	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	
	Bonde 2	18	18	18	
A. Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/nappe		2,46	1,08	2,79
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,36	3,36	3,36
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA8	8HA8	8HA8
	Espacement=20cm		A=4,02cm <sup>2</sup>	A=4,02cm <sup>2</sup>	A=4,02cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epingles HA8/ml		
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,37	0,07	0,10
		$\tau_b$ (MPa)	0,51	0,11	0,14
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	78,1	505,2	24,28
		$\sigma_b$ (MPa)	0,18	1,17	0,06

Tableau VI-3-3 : voiles longitudinal VL3

Zones		ZoneI	ZoneII	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,00	2,00	2,00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m)	0,40	0,40	0,40	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5640,00	1940,00	880,00	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3650,00	-390,00	-530,00	
	Nature de la section		SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	126,9	75,20	37,70	
	L <sub>t</sub> (m)	0,79	0,33	0,75	
	L <sub>c</sub> (m)	1,21	1,67	1,25	
	d1 (m)	0,393	0,167	0,376	
	d2 (m)	0,393	0,167	0,376	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1825,00	195,00	265,00	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	215,11	9,79	29,88
		N <sub>2</sub>	71,703	3,264	9,961
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	5,38	0,24	0,75
		A <sub>v2</sub>	1,79	0,08	0,25
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,89	2,90	1,45
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	6,60	0,97	1,11
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	3,01	0,81	0,61
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,12	1,76	3,95
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	9,42	9,42	9,42
		Bonde 2	6,28	6,28	6,28
	Choix des barres/ nappe	Bonde1	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
		Bonde 2	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	10	10	
	Bonde 2	18	18	18	
A. Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/nappe		2,37	1,00	2,25
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,36	2,36	2,36
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA8	8HA8	8HA8
	ep =20cm		A=3,14cm <sup>2</sup>	A=3,14cm <sup>2</sup>	A=3,14cm <sup>2</sup>
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 epingles de HA8/ml		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,35	0,21	0,10
		$\tau_b$ (MPa)	0,40	0,30	0,14
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	120,47	86,19	44,19
		$\sigma_b$ (MPa)	0,28	0,20	0,10

Tableau VI-3-4: voiles transversal VT5 et VT6

## VII) Ferrailage de l'infrastructure

**I) Les fondations** : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

### 1) Les principaux rôles de la fondation :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas se **tasser**, et la structure ne doit pas se **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

**Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

**Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

**Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

### 2) Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### 3) Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.
- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.

**-Remarque:**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture crée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bât}} = 321,345 \text{ m}^2$ .

**Conclusion :**

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

**II) Etude du radier général :**

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence du sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

Rigide en son plan horizontal ;

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;

Facilité de coffrage ;

Rapidité d'exécution ;

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**1) Pré dimensionnement du radier :****-Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\text{min}} = 25\text{cm}$ ).

Condition forfaitaire.

**-La nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm} \quad \text{soit } h_n = 80\text{cm}$$

**-La base de la nervure**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n, 0,4 \times 80 = 32\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56\text{cm} \quad \text{on prend } b_n = 45\text{cm}$$

**-Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$L_{\max} = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \quad \Rightarrow \quad 9,6\text{cm} \leq h_t \leq 12,00 \text{ cm.}$$

On prend une hauteur de la dalle flottante égale à :  **$h_{df} = 10 \text{ cm.}$**

**-Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de } 25\text{cm}).$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**$h_n = 80\text{cm}$**  ..... Hauteur de la nervure.

**$h_d = 30\text{cm}$**  ..... Hauteur de la dalle.

**$b_n = 45\text{cm}$**  ..... Largeur de la nervure.

**2) Détermination des efforts:****-Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente :  $G = 28171,97\text{KN.}$

Charge d'exploitation :  $Q = 4550,58\text{KN.}$

**-Combinaison d'actions :****-A l'ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 44858,03\text{KN.}$$

**-A l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 32722,55 \text{KN.}$$

**3) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{44858,03}{2 \times 250} = 89,71 \text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{32722,55}{250} = 130,90 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 130,90 \text{m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 321,345 \text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 130,90 \text{m}^2$$

**Remarque :**

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (25,35 + 11,60) \times 2 \times 0,5 + (2,70 \times 2) \times 0,5 = 39,65 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = 321,345 + 39,65 = 361,00 \text{ m}^2$$

**4) Calcul des sollicitations à la base du radier :**

Charge permanente :  $G = 28171,97 \text{KN}$

**-Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

**-Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 361,00 \times 0,30 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 2707,5 \text{KN}$$

**-Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= [(0,45 \times (0,8 - 0,3) \times (26,35 \times 4 + 4,75) + (0,45 \times (0,8 - 0,3) \times (12,60 \times 6 + 15,30 \times 2))] \times 25 = 1460 \text{KN}$$

**-Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b = 361,00 \times 0,1 \times 25 = 902,50 \text{KN.}$$

**-Poids de TVO :**

$$S_{\text{nerv}} = [0,45 \times (26,35 \times 4 + 4,75) + (0,45 \times (12,60 \times 6 + 15,30 \times 2))] = 97,26 \text{KN}$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho = (361,00 - 97,26) \times (0,8 - 0,1) \times 17 = 3138,50 \text{KN}$$

**-Charge permanente apportée sur le radier GT :**

$$GT = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$G_t = 28171,97 + 8208,5 = 36380,47 \text{KN.}$$

**-Charge d'exploitation apportée sur le radier QT :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bâtiment}} = 4550,58 \text{Kn}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{radier}} = 2,5 \times 361,00 = 902,5 \text{KN}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_{\text{total}} = 5453,08 \text{Kn}$$

**5) Combinaison d'actions:****Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q_{\text{tot}} = 57293,16 \text{KN.}$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 41833,55 \text{KN.}$$

**6) Vérifications :****-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{cm}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{57293,16 \times 1}{361,00} \times \frac{4,8}{2} = 380,90 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{380,90 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,41 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,41 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### - Vérification de la stabilité du radier :

#### - Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,675 \text{m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6,03 \text{m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

#### - Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 5274,20 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 19238,74 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

$I_{xx}, I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

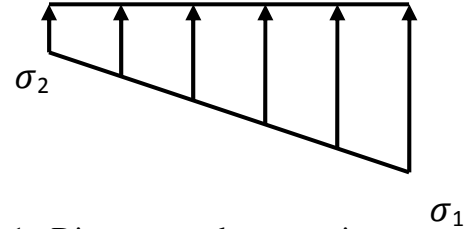


Figure VII-1 : Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

**-Sens longitudinal :**

A partir de l'ETABS on tire  $M_{0x}$  et  $T_{0x}$

**A ELU :**

$$M_{0x} = 32003,22 \text{KN.m} ; T_{0x} = 1251,74 \text{KN}$$

$$M_x = 32003,22 + (1251,74 \times 0,90) = 33129,78 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{57293,16}{361,00} + \frac{33129,78}{19238,74} \times 13,175 = 181,39 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{57293,16}{361,00} - \frac{33129,78}{19238,74} \times 13,175 = 136,01 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 181,39 + 13601}{4} = 170,04 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 170,04 \text{KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 250 = 500 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{41833,55}{361,00} + \frac{33129,78}{19238,74} \times 13,175 = 138,57 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{41833,55}{361,00} - \frac{33129,78}{19238,74} \times 13,175 = 93,19 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 137,70 + 94,05}{4} = 127,22 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 127,22 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Sens transversal :**

A partir de l'ETABS on tire  $M_{0y}$  et  $T_{0y}$

**A ELU :**

$$M_{0y} = 28940,83 \text{KN.m} ; \quad T_{0y} = 1364,78 \text{KN}$$

$$M_y = 28940,83 + 1364,78 \times 0,90 = 30169,13 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{57293,16}{361,00} + \frac{30169,13}{5274,20} \times 6,64 = 196,68 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{57293,16}{361,00} - \frac{30169,13}{5274,20} \times 6,64 = 120,72 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 196,68 + 120,72}{4} = 177,69 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 177,69 \text{KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 250 = 500 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{41833,55}{361,00} + \frac{30169,13}{5274,20} \times 6,64 = 153,86 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{41833,55}{361,00} - \frac{30169,13}{5274,20} \times 6,64 = 77,90 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 153,86 + 77,90}{4} = 134,87 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m = 134,87 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**-Vérification au poinçonnement : (BAEL 91/ Art A.5.2, 42)**

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

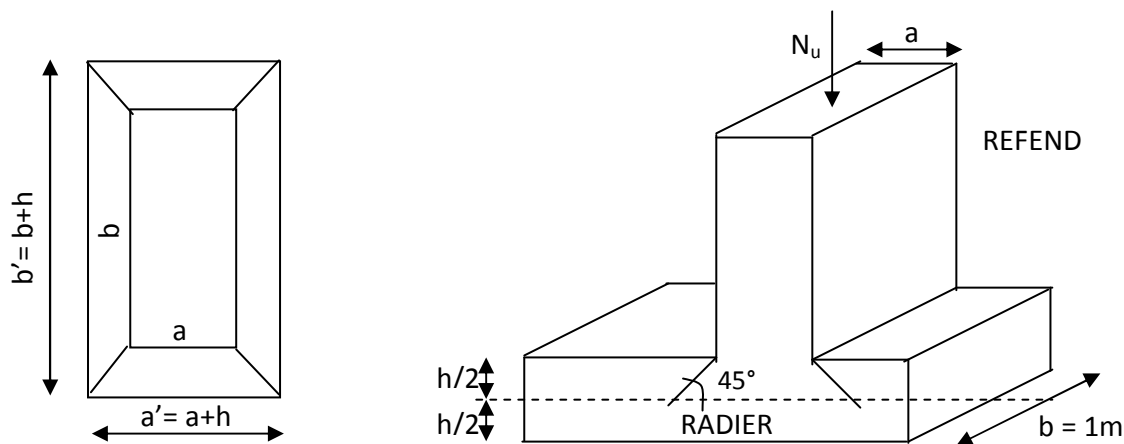
Avec :  $N_u$  : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$h$  : Hauteur de la nervure ;

$a$  : Épaisseur du voile ou du poteau ;

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)



**Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**-Calcul du Périmètre utile  $\mu_c$  :**

**Les Poteaux:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 0,90)) = 5,4 \text{ m}$$

**Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 0,90)) = 6 \text{ m}$$

**Vérification pour les poteaux :**

Avec :  $N_u = 1841,22 \text{ KN}$

$$N_u = 1841,22 \text{ KN} < \frac{(0,045 \times 5,4 \times 0,9 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 3645,00 \text{ KN}$$

**Vérification pour les voiles :**

Avec :  $N_u = 2180,24 \text{ KN}$

$$N_u = 2180,24 \text{ KN} < \frac{(0,045 \times 6 \times 0,9 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 4050 \text{ KN}$$

**7) Ferrailage du radier:**

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91 mod 99.

**-Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

$\rho_x < 0,4 \Rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité:

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$  ( $l_x < l_y$ )

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,35}{4,8} = 0,90$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

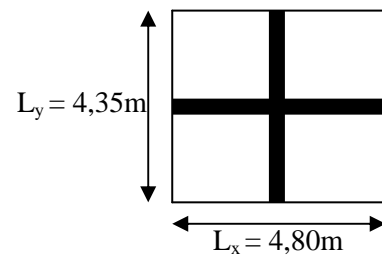


Figure VII-3 : Entre axes du panneau le plus sollicité

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	$\rho = L_x / L_y$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
1	4,35	4,80	0,90	0,0458	0,778	0,0529	0,846

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 179,35KN/m^2$$

**La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 136,52KN/m^2$$

**A l'ELU :**  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (177,69 - \frac{8208,50}{361,00}) \times 1ml = 154,95KN/ml$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(134,87 - \frac{8208,50}{361,00}\right) \times 1 \text{ ml} = 112,13 \text{ KN/ml.}$$

**-Calcul des armatures à l'ELU :**

**Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0458 \times 154,95 \times 4,35^2 = 134,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0,778 \times 134,28 = 104,47 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0,3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0,85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0,5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 134,28 \Rightarrow M_{ax} = 67,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0,5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 104,47 \Rightarrow M_{ay} = 52,23 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 134,28 \Rightarrow M_{tx} = 114,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 104,47 \Rightarrow M_{ty} = 88,79 \text{ KN.m}$$

**- Ferrailage suivant X-X :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67,14 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{67,14 \times 10^2}{0,967 \times 27 \times 34,8} = 7,38 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{114,13 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,110 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{114,13 \times 10^2}{0,995 \times 27 \times 34,8} = 12,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 = 15,70 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm

**Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA f}_e \text{ E 400}$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0,0008}{2} \times \left(3 - \frac{3,5}{4}\right) = 2,55 \text{ cm}^2$$

**-Ferrailage suivant y-y :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52,23 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{52,23 \times 10^2}{0,974 \times 27 \times 34,8} = 5,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 16cm.

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88,79 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{88,79 \times 10^2}{0,955 \times 27 \times 34,8} = 9,89 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 16cm.

**Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA } f_e \text{ E 400}$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0,0008}{2} \times \left(3 - \frac{4,35}{4,80}\right) = 2,51 \text{ cm}^2$$

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	<b>5HA14</b>	<b>6HA12</b>
En travée	<b>5HA20</b>	<b>6HA16</b>

**Tableau VII-1 : Ferrailage de la dalle de radier :**

**8) Vérification à l'état limite ultime :**

**-Condition de non fragilité (BEAL 91/Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

**-Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens (x-x) :**

$$S_t = 20 \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 = 90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

**Sens (y-y):**

$$S_t = 16 \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 = 120\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

**II-5) Vérifications a l'état limite de service :**

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } M_{0x} = 0,0529 \times 112,13 \times 4,35^2 = 112,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,846 \times 112,24 = 94,95 \text{ KNm}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 112,24 \Rightarrow M_{ax} = 56,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 96,95 \Rightarrow M_{ay} = 48,47 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 112,24 \Rightarrow M_{tx} = 95,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 96,95 \Rightarrow M_{ty} = 82,40 \text{ KN.m}$$

X-X	Ms	b(cm)	d (cm)	A	$\rho_1$	K1	$\beta_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Travée	95,40	100	27	15,70	0,580	29,25	0,887	253,72	8,70	15	cv
Appuis	56,12	100	27	7,70	0,285	44,52	0,916	294,69	6,61	15	cv
Y-Y	Ms	b(cm)	d (cm)	A	$\rho_1$	K1	$\beta_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Travée	82,40	100	27	12,06	0,446	34,02	0,898	281,79	8,28	15	cv
Appuis	48,47	100	27	6,78	0,250	47,50	0,920	287,80	6,05	15	cc

**Tableau VII-2 : Vérifications a l'état limite de service .****III) Ferrailage du débord :**

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des nervures et de la dalle au niveau des appuis vu que la portée est minime).

**IV) Etude de la nervure de radier :**

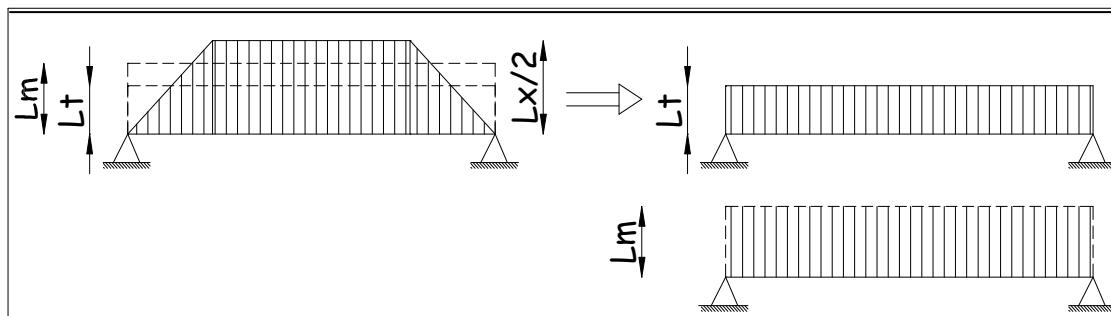
La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

**Cas de chargement trapézoïdal**

**Fig VII-4- Présentation des chargements simplifiés.**

**-Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

**-Moment fléchissant**

$$L_m = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

**-Cas de chargement triangulaire**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

**-Effort tranchant**

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

**-Moment fléchissant**

$$(2) \Rightarrow Lm = 0,333 \times L_x$$

### VI-1-Détermination des efforts :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

	Sens longitudinal	Sens transversal
<b>Q<sub>u</sub> (KN)</b>	407,51	404,41
<b>T<sub>u</sub> (KN)</b>	367,23	328,49
<b>Q<sub>s</sub> (KN)</b>	294,90	292,65
<b>T<sub>s</sub> (KN)</b>	265,74	237,71

Tableau VII-3 : Les sollicitations dans la nervure.

Sens longitudinal :

ELU:

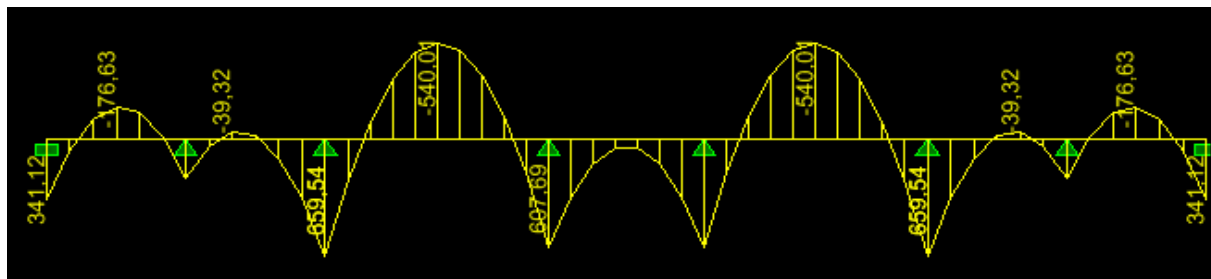


Figure VI-5 : diagramme des moments fléchissant (KN.m) a ELU.

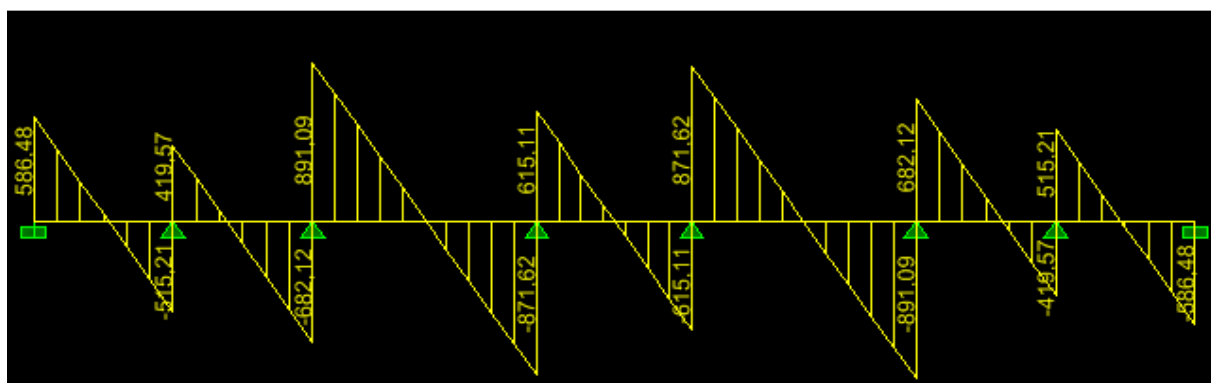


Figure VI-6: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELU.

Sens transversal

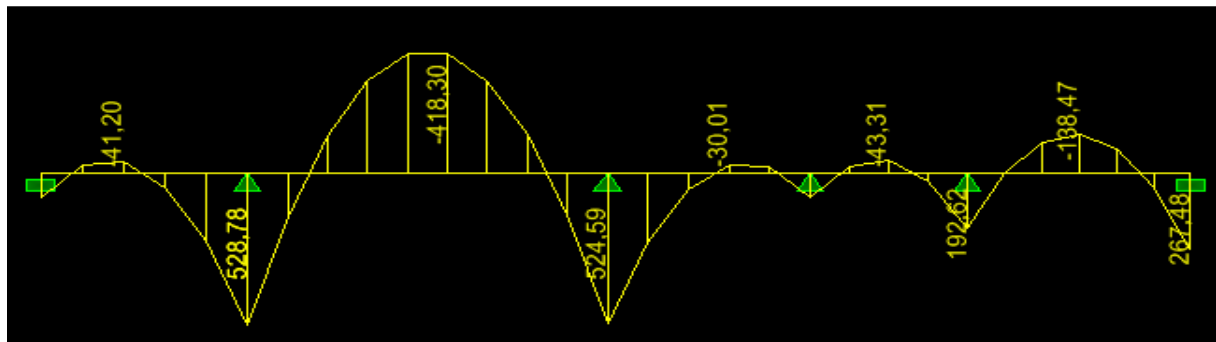


Figure VII-7: diagramme des moments fléchissant(KN.M) a ELU.

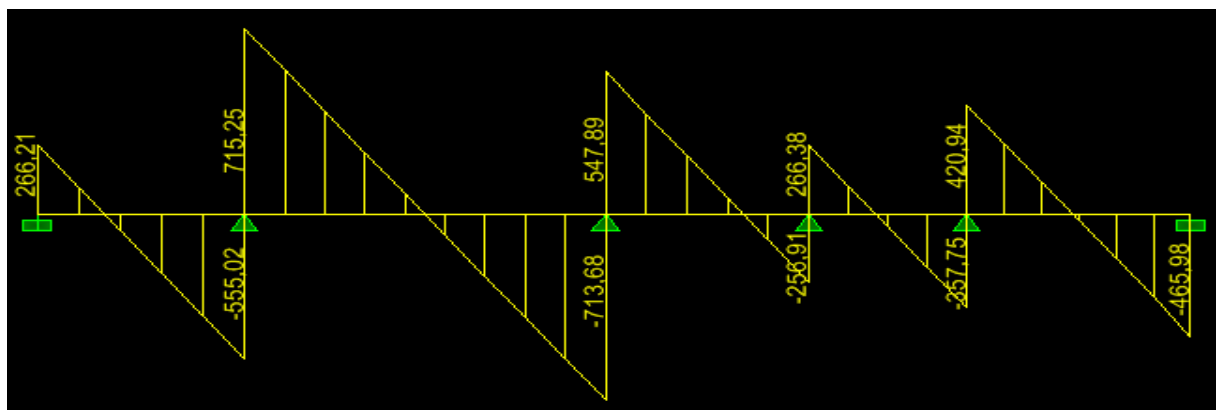


Figure VII-8: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELU.

ELS :

Sens longitudinal

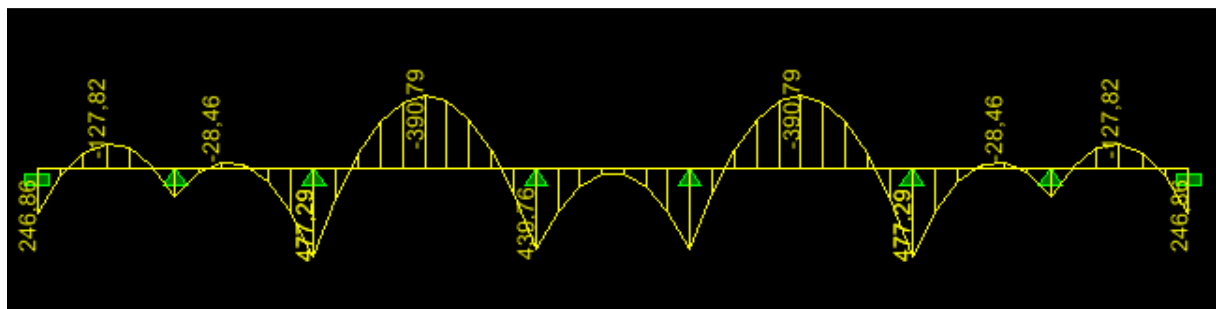


Figure VII-9: diagramme des moments fléchissant(KN.m) a ELS.

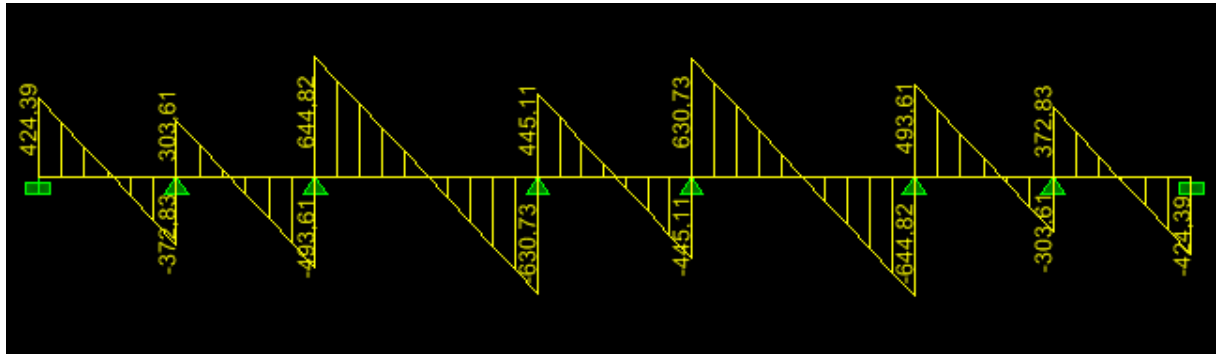


Figure VII-10: diagramme des efforts tranchants(KN) a ELS.

Sens transversal :

ELS :

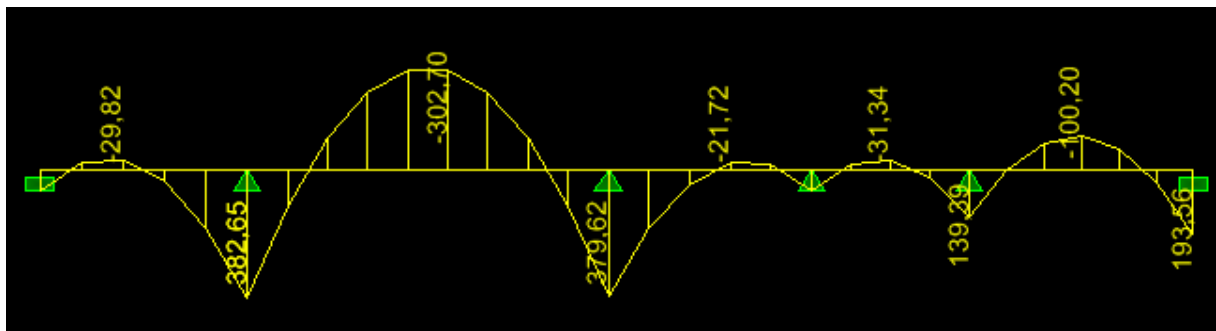


Figure VII-10: diagramme des moments fléchissant(KN.m) a ELS

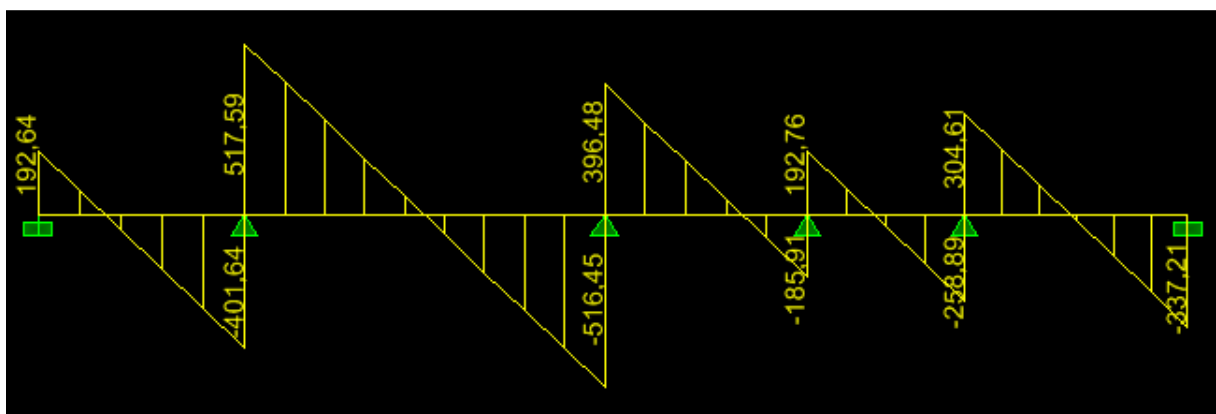


Figure VII- 11: diagramme des efforts tranchants (KN) a ELS.

**1) Ferrailage :**

Pour le ferrailage on prend les moments maximaux aux appuis et en travées. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Efforts internes	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_{au}$ (KN.m)	659,54	528,78
$M_{tu}$ (KN.m)	540,01	418,30
$M_{as}$ (KN.m)	477,29	382,65
$M_{ts}$ (KN.m)	390,79	302,70
$T_{umax}$ (KN)	891,08	715,25

**Tableau VII-4: Les efforts internes dans la nervure.**

b=45cm; d=75 cm; h=80cm ; c= 5cm

X-X	Mu(KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\beta$	Ast (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	659,54	45	75	0,184	0,898	28,14	8HA20+2HA16=29,15
<b>Travée</b>	540,01	45	75	0,150	0,918	22,53	8HA20=25,13
Y-Y	Mu(KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\beta$	Ast (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	528,78	45	75	0,148	0,919	22,04	8HA20=25,13
<b>Travée</b>	418,30	45	75	0,116	0,938	17,08	4HA20+4HA16=20,61

**Tableau VII-5 : ferrailage de la nervure.****2) Vérification à l'ELU :****-Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 4,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$  .....condition vérifiée.

**-Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min(20;19,20) = 19,20 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}.$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

**-Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2.$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 604,97\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{604,97 \times 10^3}{450 \times 780} = 1,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,72\text{MPa} < \bar{\tau}_u 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**3) Vérification à l'ELS :**

<b>X-X</b>	<b>Ms (KN.m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ρ1</b>	<b>K1</b>	<b>β1</b>	<b>σ<sub>s</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>condi tion</b>
<b>Travée</b>	390,79	45	75	25,13	0,335	40,56	0,910	227,84	5,61	15	cv
<b>Appuis</b>	477,29	45	75	29,15	0,388	37,08	0,904	241,49	6,51	15	cv
<b>Y-Y</b>	<b>Ms</b>	<b>B (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>A</b>	<b>ρ1</b>	<b>K1</b>	<b>β1</b>	<b>σ<sub>s</sub></b>	<b>σ<sub>bc</sub></b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b>	<b>condi tion</b>
<b>Travée</b>	302,70	45	75	20,61	0,274	45,24	0,917	213,55	4,72	15	cv
<b>Appuis</b>	382,65	45	75	25,13	0,335	40,56	0,910	223,10	5,50	15	cv

**Tableau VII-6 : Vérification des contraintes à l'ELS :**

**4) Armatures de peau (BAEL91/Art A-8-3)**

Ces armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteurs. Leur section est au moins égale à  $3\text{cm}^2$  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 nervure est de  $0,45\text{cm}$ . La quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 0,45 = 1,35\text{cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit **2HA12** Avec une épingle **T8**.

## Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

# BIBLIOGRAPHIE

## Rèlements :

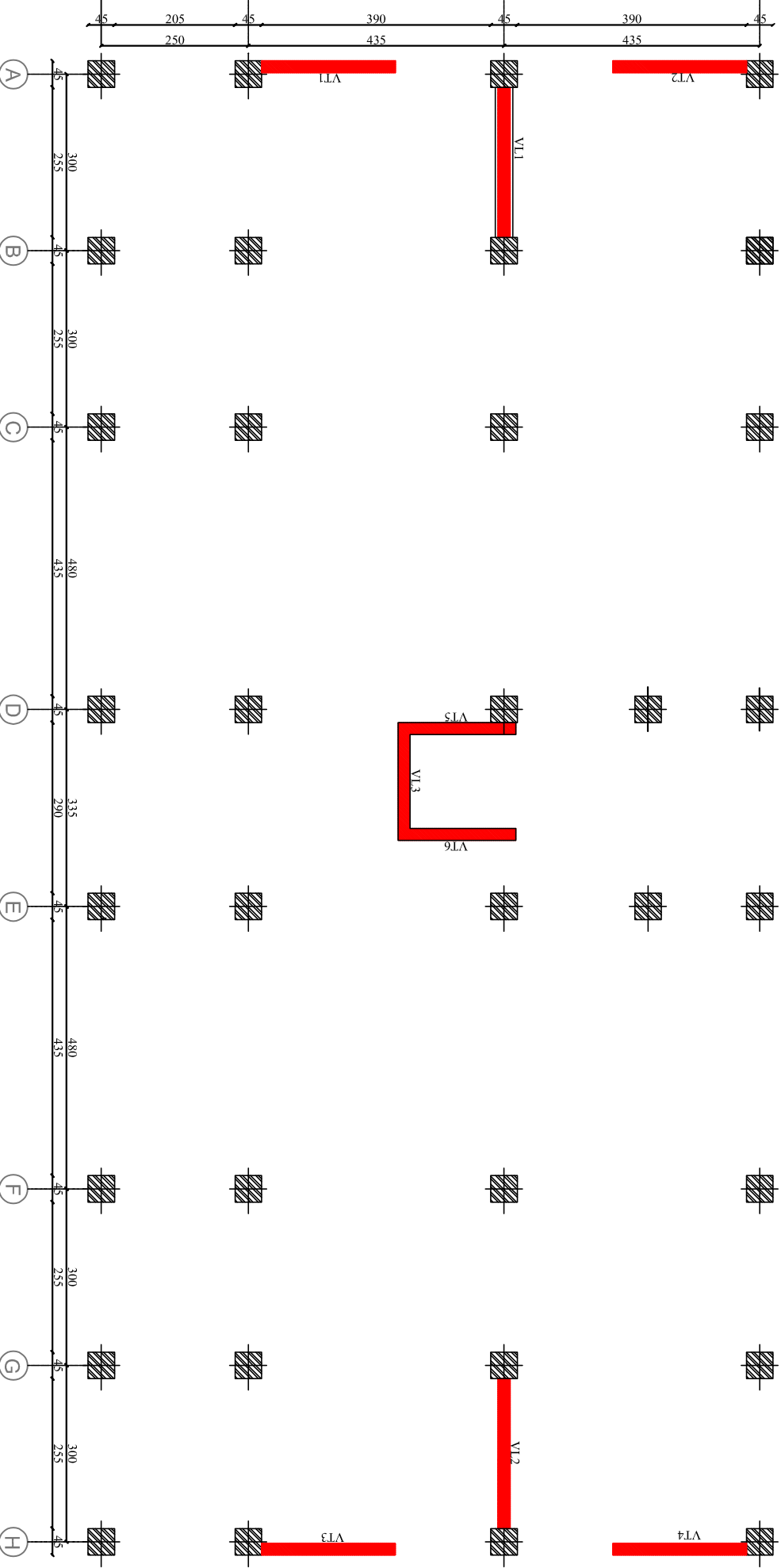
- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

## Ouvrage :

- Calcul des ouvrages en béton armé- M.BELAZOUGUI.
- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard-Barres/édition Dunod.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

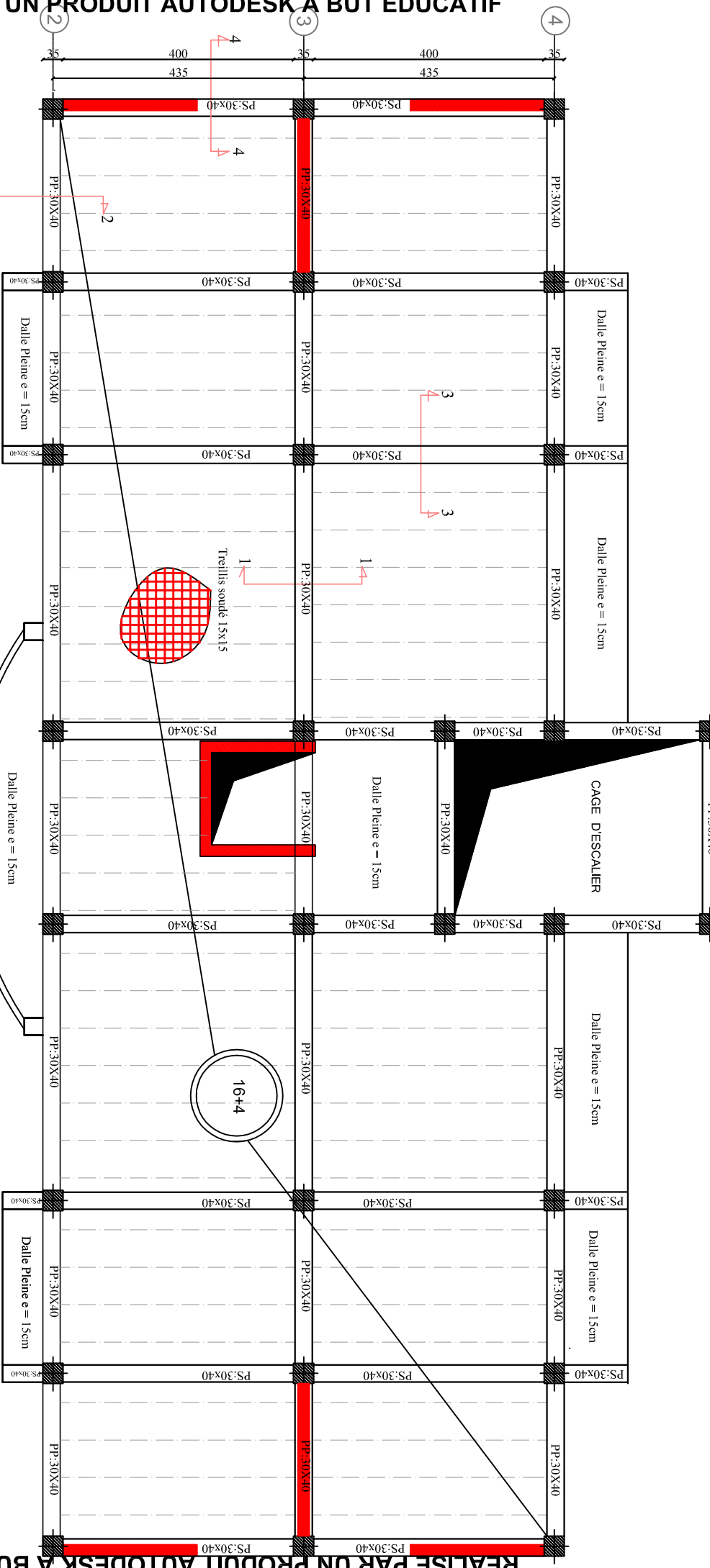
## Logiciels :

- Logiciel de modélisation et d'analyse des structures ETABS V9.7.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Auto CAD 2004, 2007 et 2010.
- EXCEL 2007.
- WORD.

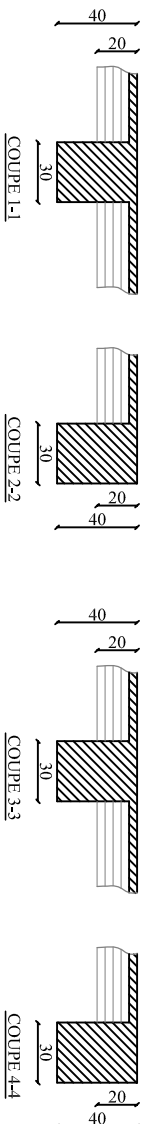


# Disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
Plan de disposition des voiles			
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:	1/50
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABBOUD FAHIMA	Promotion:	
Dirigé par:	Mr. MANI		2015-2016

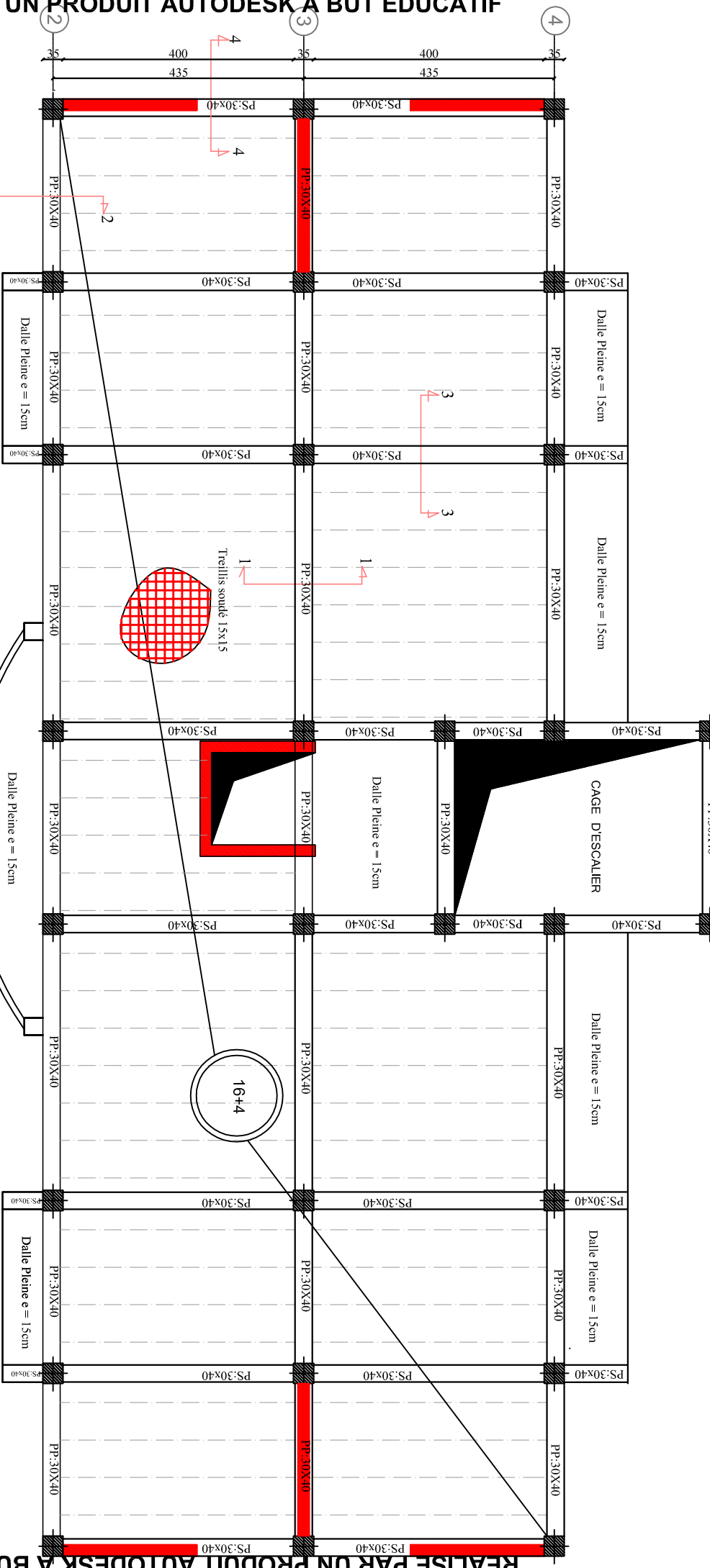


PLAN DE COFFRAGE DETACHE COURANT

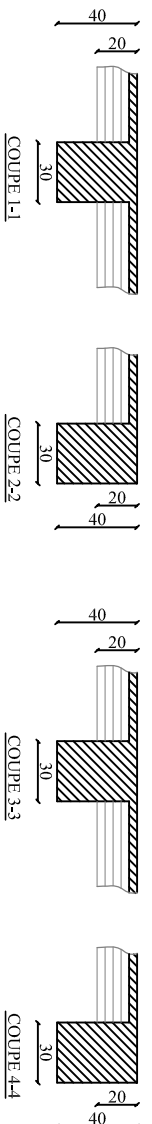


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Plan de coffrage détaché courant	
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABOUD FAHIMA
Dirigé par:	Mr. MANI
Echelle: 1/50	
Promotion: 2015-2016	

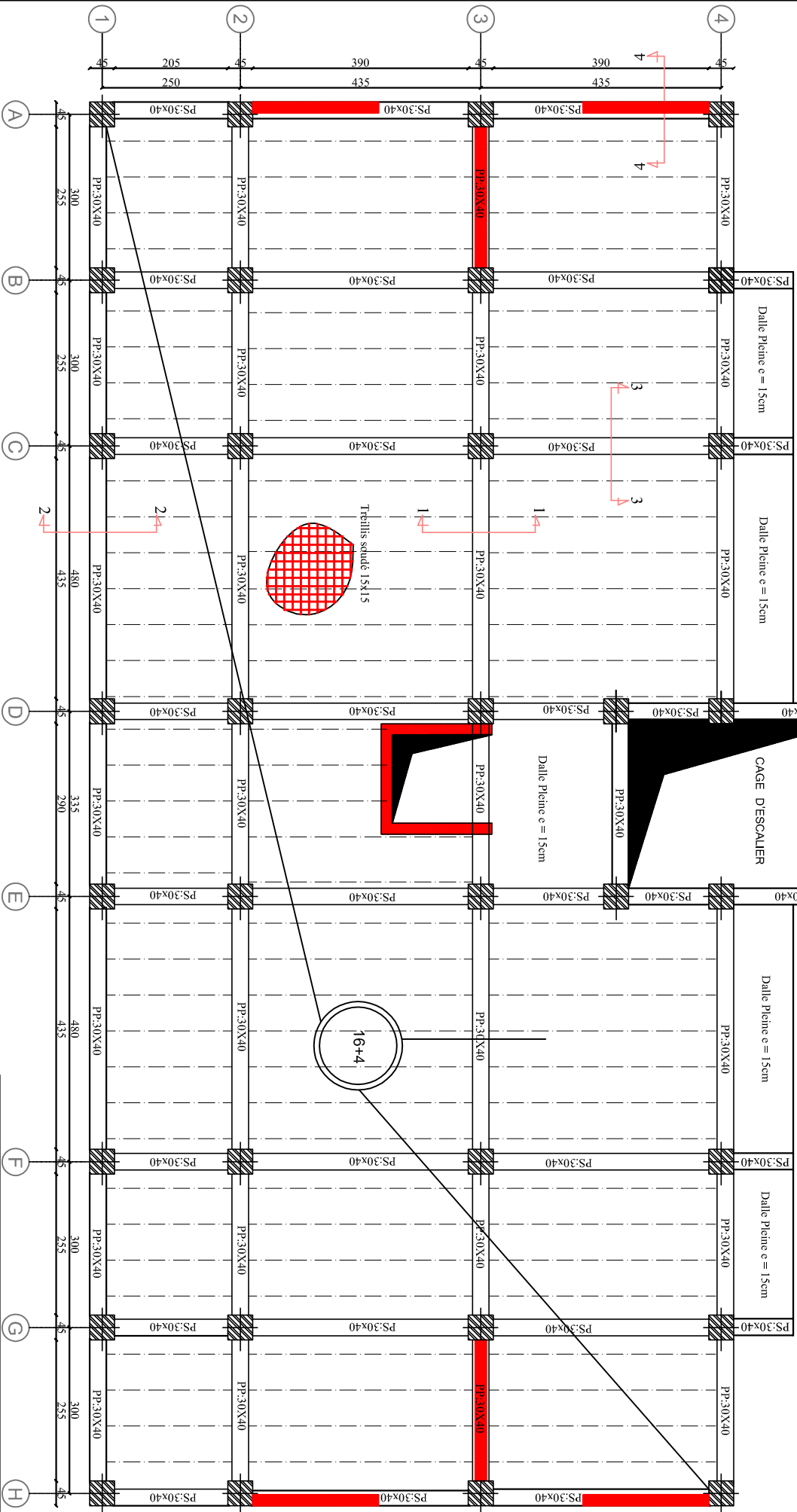




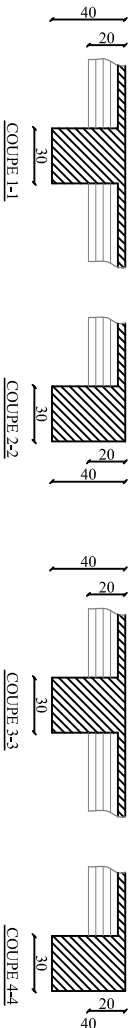
# PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Plan de coffrage du plancher terrasse	
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABOUD FAHIMA
Dirigé par:	Mr. MANI
Echelle: 1/50	
Promotion: 2015-2016	



PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER RDC

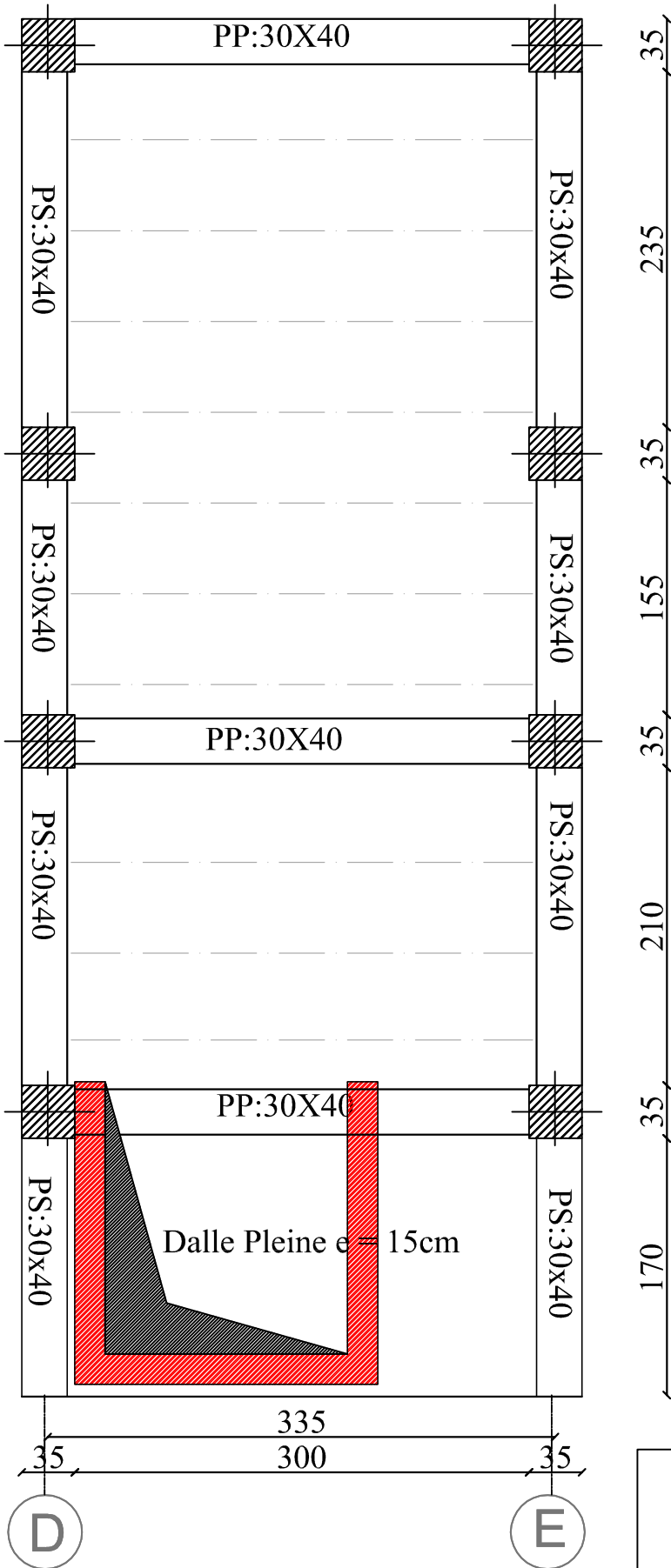


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Plan de coffrage du plancher RDC	
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABBOUD FAHIMA
Préparé par:	Mr. MANI
Echelle: 1/50	
Promotion: 2015-2016	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF  
**PLAN DE COFFRAGE DE NIV: +37.74**

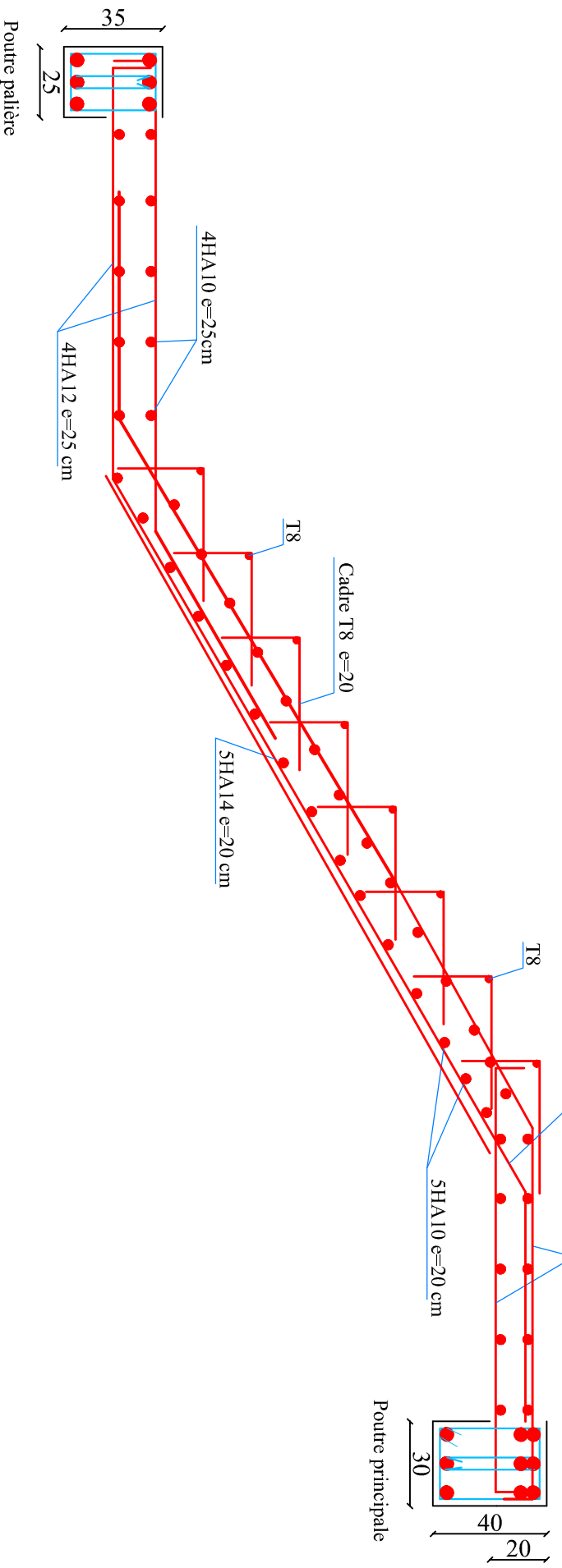
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Plan de coffrage de NIV 37.74		
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:1/50
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABOUD FAHIMA	Promotion:
Dirigé par:	Mr. MANI	2015-2016

# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

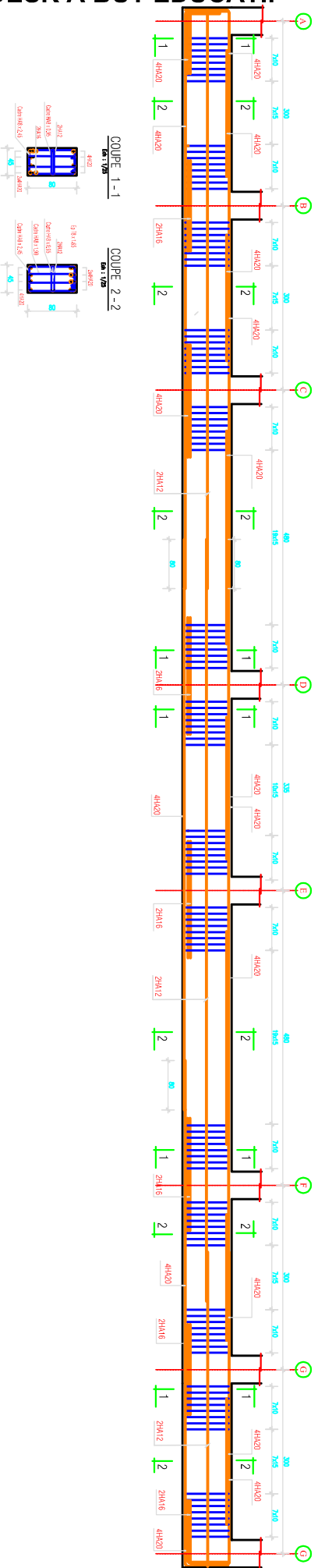


PROJET	
CLIENT	
DATE	
REVISION	
DESIGNER	
CHECKER	
APPROVED	

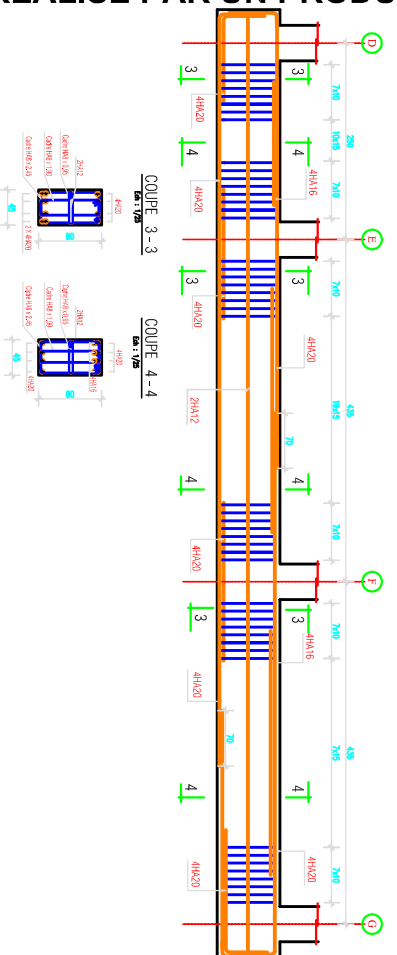
# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# NERVURES X-X



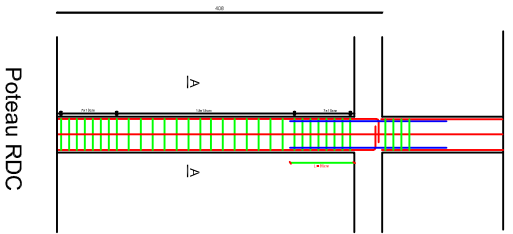
# NERVURES Y-Y



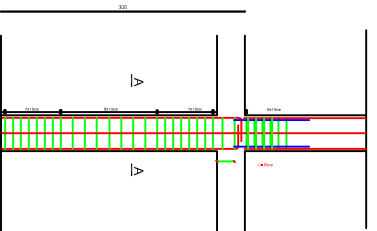
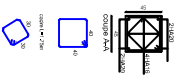
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de ferrailage des nervures

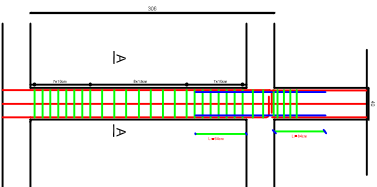
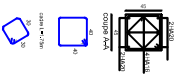
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle: 1/50
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABBOUD FAHIMA	Promotion:
Dirigé par:	Mr. MANI	2015-2016



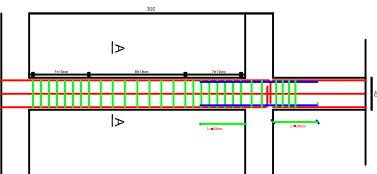
Poteau RDC



Poteaux etage 1-2-3-



Poteaux etage 4-5-6-7



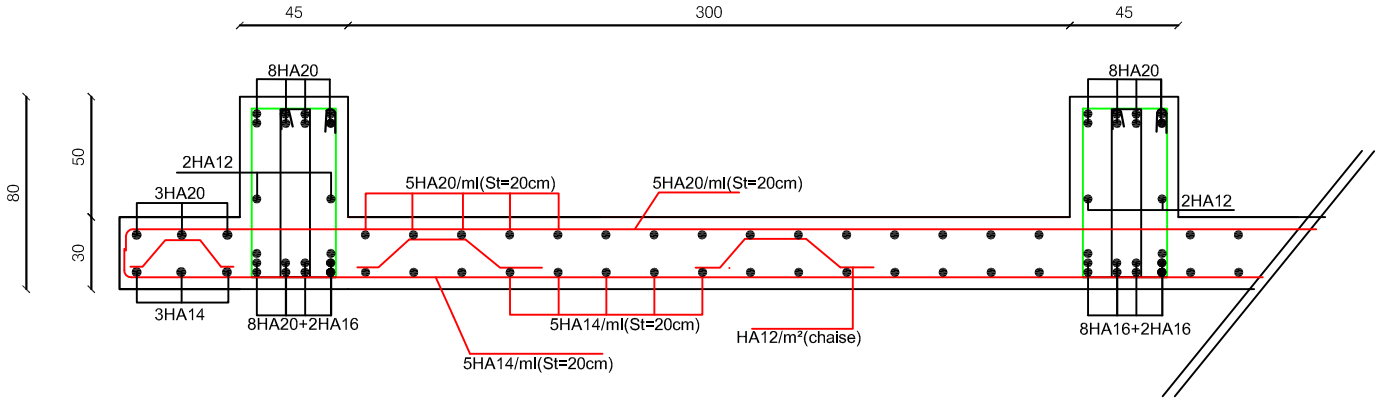
Poteaux etage 8-9-10



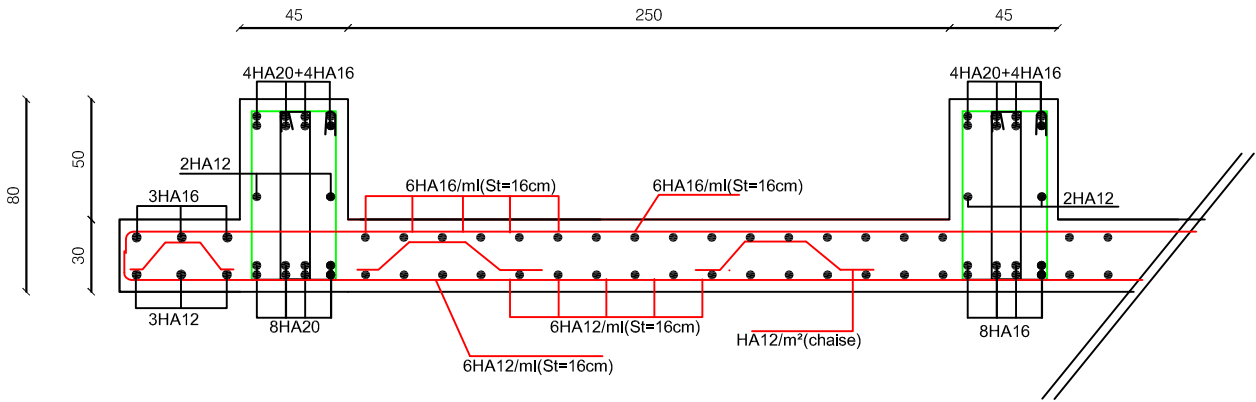
PROJET		REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF	
DATE	01/01/2024	PROJETANT	REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REVISION	01	DATE	01/01/2024
PROJETANT	REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF	DATE	01/01/2024
PROJETANT	REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF	DATE	01/01/2024



## Ferraillage du radier général dans le sens X-X



## Ferraillage du radier général dans le sens Y-Y



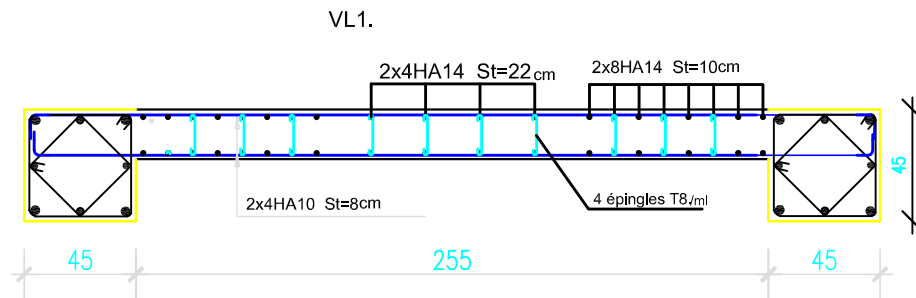
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de ferraillage du radier générale

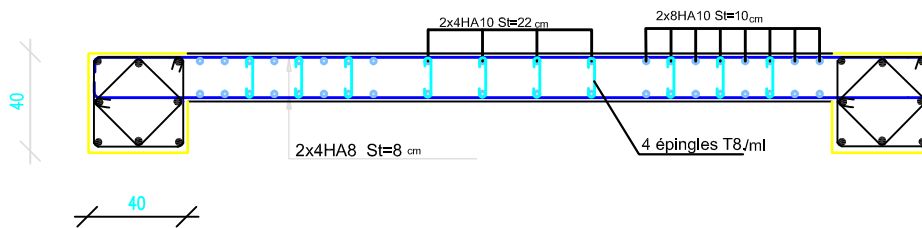
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:1/50
Dessiné par:	Melle. BOUAKIL ANIA Melle. ABOUD FAHIMA	Promotion: 2015-2016
Dirigé par:	Mr. MANI	

# Ferrailage des voiles VL1, VL2

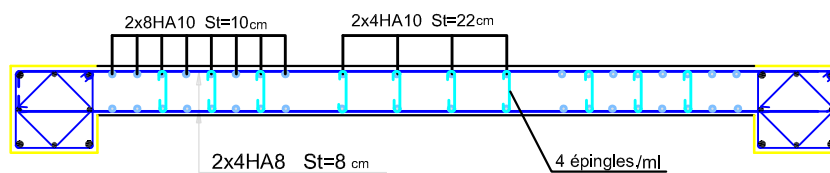
## ZONE I



## ZONE II.

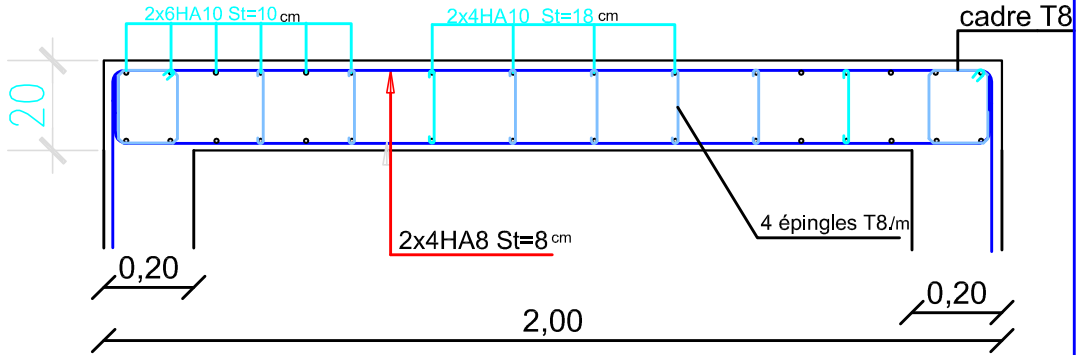


## ZONE III.

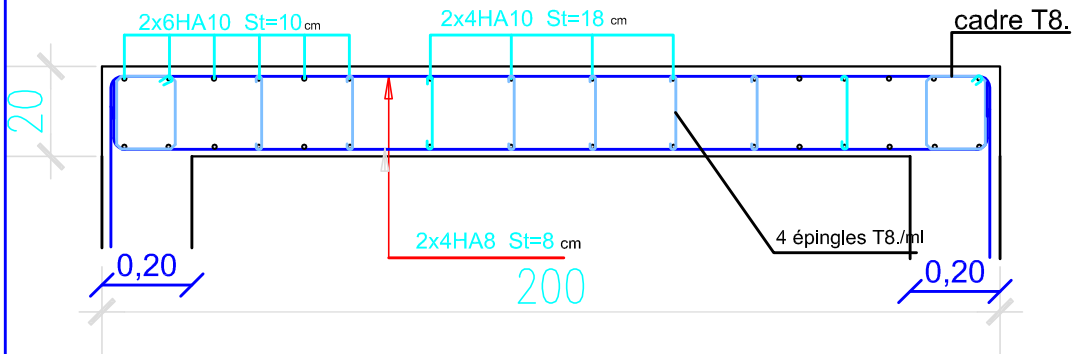


# Ferrailage de voile VL3

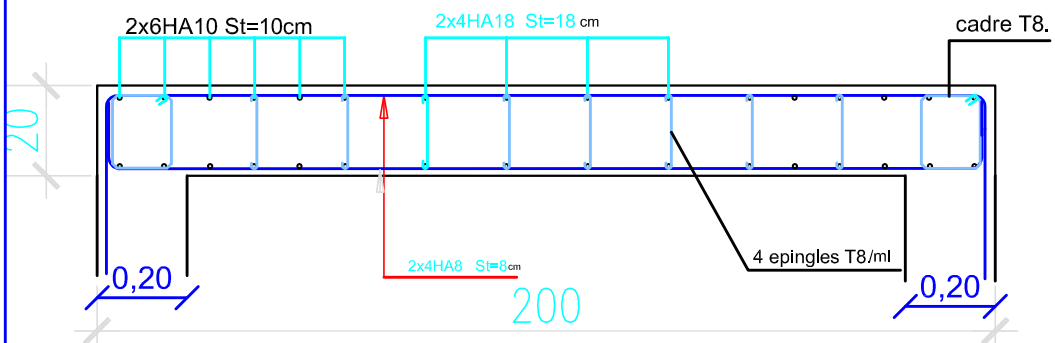
## ZONE I.



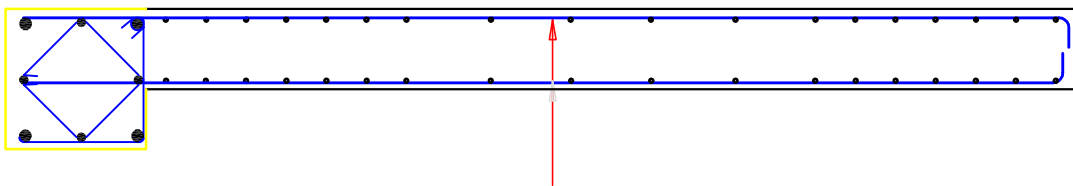
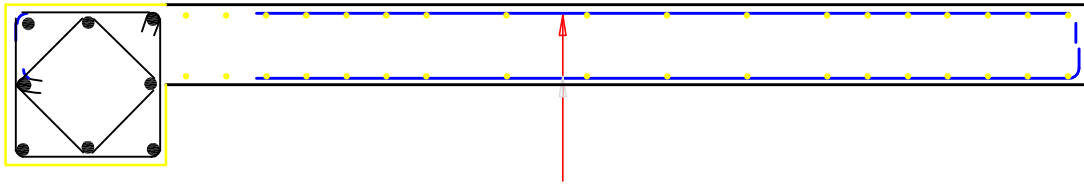
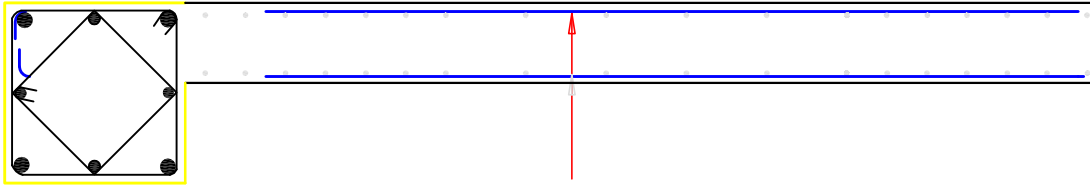
## ZONE II.



## ZONE III.

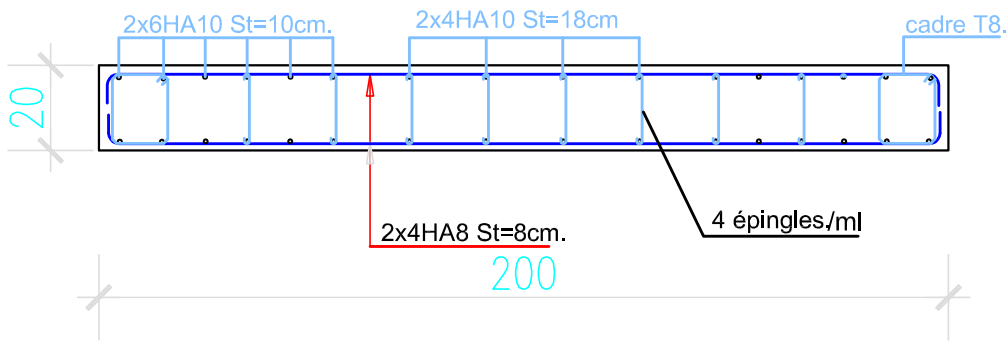


Ferraillage des voiles VT1,VT2,VT3,VT4.

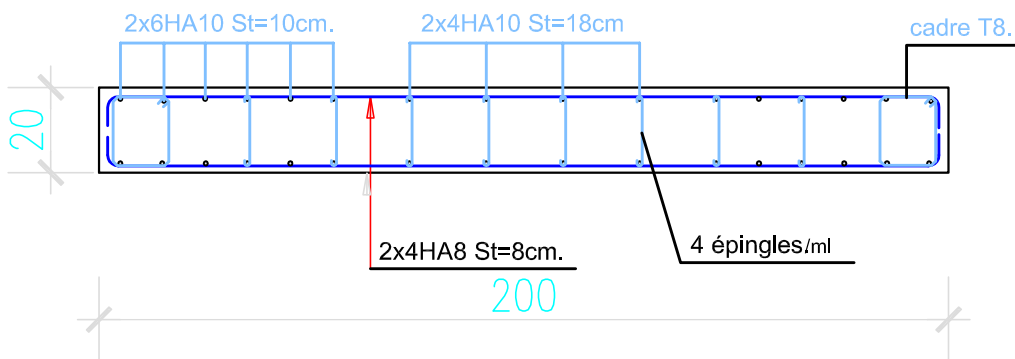


# Ferrailage des voiles VT5,VT6.

## ZONE I.



## ZONE II.



## ZONE III.

