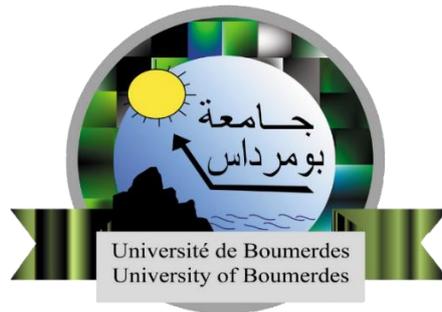


*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
*Université M'hamed Bougara Boumerdes*  
*Faculté de Technologie*  
*Département de Génie Civil*



# **Mémoire Fin D'étude**

**En Vue de l'obtention du Diplôme Master 2 en Génie Civil**

**Option : Structure et Construction**

## **Thème**

*Etude d'un bâtiment en R+8+2 sous sol à usage multiple  
(habitation et commercial) contreventé par des voiles en  
béton armé*

**Réaliser par :**

- ❖ Mr.MORSI ABDELHAKIM
- ❖ Mr.OUADOU MOHAMED

**Encadré par :**

Mr.BELARBI

*Promotion 2020/2021*

## REMERCIEMENT

*Nous remercions dieu de nos avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.*

*Nous tenons à remercier nos encadreur **Mr BELARBI**, pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.*

*Nos vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nos avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.*

*Nos gratitude et nos chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.*

*En fin, nous remercions tous ceux et celles qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.*

*Merci aussi à l'ingénieur **Mr ALALOU** le chef département technique et groupe de **GCB-BOUDOUAOU** pour son soutien et son aide.*

## Dédicace

*Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.*

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père.*

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non âmes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère.*

*A mes chères sœurs qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

*A mon petit frère qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.*

*A mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.*

*A tous les cousins, les voisins et les amis et proches que j'ai connu jusqu'à maintenant.*

*Merci pour leurs amours et leurs encouragements.*

*Sans oublier mon binôme MORSI Abdelhakim pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet*

OUADOU Mohamed

## Dédicace

*Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.*

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père.*

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non âmes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère.*

*A mes chers grands frères qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

*A mon petit frère qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.*

*A mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.*

*A tous les cousins, les voisins et les amis et proches que j'ai connu jusqu'à maintenant.*

*Merci pour leurs amours et leurs encouragements.*

*Sans oublier mon binôme OUADOU Mohamed pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet*

MORSI Abdelhakim

## Résumé

*Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un R+8 avec deux sous-sols, implanté à la commune de Birkhadem dans la wilaya d'Alger.*

*Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :*

*La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.*

*La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).*

*L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel Autodesk Robot structural analysis professionnel 2020 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).*

*En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.*

*Mots-clés : Bâtiment, Béton armé, Autodesk Robot structural analysis pro, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99*

## Liste des symboles

$G$  : Action permanent.

$Q$  : Action d'exploitation.

$E$  : Action accidentelle.

$V_0$  : Effort tranchants à la base.

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

$T$  : Effort tranchants.

$V$  : Force sismique total.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment aux appuis.

$M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

$I$  : Moment d'inertie.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible de béton.

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\tau}_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression de béton.

$\sigma_{st}$  : Contrainte de traction de l'acier.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte de sol.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression de béton à j jours d'âge.

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction de béton à j jours d'âge.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression de béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction de béton à 28 jours d'âge.

$f_r$  : Résistance à la rupture.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

$\epsilon_{er}$  : Allongement à la rupture.

**RL** : Rond lisse.

**HA** : Haute adhérence.

**TS** : Treillis soudé

$f_{bu}$  : la valeur de calcul de la résistance en compression du béton a l'ELU

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $A_s$  : Aire d'une section d'acier.  
 $A_t$  : Section d'armatures transversales.  
 $S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $B$  : Aire d'une section de béton.  
 $B_r$  : Section réduite.  
 $L$  : Longueur ou portée.  
 $L_r$  : La longueur de recouvrement  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $L_s$  : Longueur de scellement.  
 $L_x$  : La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.  
 $L_y$  : La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.  
 $f$  : La flèche.  
 $\bar{f}$  : La flèche admissible.  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier.  
 $i_x; i_y$  : Rayon de giration.  
 $\eta$  : Coefficient d'équivalence acier-béton.  
 $a$  : Dimension transversale  
 $b$  : Dimension longitudinale.  
 $b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section.  
 $d$  : Hauteur utile.  
 $\alpha$  : Angle en général, coefficient.  
 $\beta$  : Coefficient de pondération.  
 $\gamma$  : Coefficient.  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\xi$  : Déformation relative.  
 $\psi_s$  : Coefficient de scellement des barres.  
 $\phi$  : Diamètre des armatures.  
 $\rho$  : Rapport entre deux dimensions ( $l_x/l_y$ ).  
 $\theta$  : Angle de frottement.  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $e$  : Epaisseur, Indice de vide.  
 $d$  : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures

inférieures.

$d'$  : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

$C_p$  : Facteur de force horizontal.

$C_t$  : Coefficient de période.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique.

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure.

$Q$  : Facteur de qualité.

$W$  : Poids total de la structure.

$z$  : Bras de levier.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$K$  : Coefficient de raideur de sol.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

**E.L.S** : Etat limite de service.

**E.L.U** : Etat limite ultime.

**BAEL.91** : Béton armé aux états limites.

**C B A** : Calcul des structures en béton armé.

**R P A** : Règlement parasismique algérienne.

**CV** : Condition vérifié.

**CNV** : Condition non vérifié.

**PP** : Poutre principale.

**PS** : Poutre secondaire.

**SET** : Section entièrement tendu.

**SPC** : Section partiellement comprimée.

**SEC** : Section entièrement comprimée

# Liste des figures

## Chapitre 1

Figure I.1 : diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELU.....	6
Figure I.2 : diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS.....	6
Figure I.3 : diagramme contrainte déformation de l'acier en traction.....	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul.....	8

## Chapitre 2

Figure II-1: Coupe verticale du plancher a corps creux.....	12
Figure II-2: Les caractéristiques géométriques des nervures.....	12
Figure II-3 : Schéma de la dalle salle machine.....	12
Figure II-4 : Schéma de la dalle pleine ascenseurs.....	13
Figure II-5 : Escalier à deux volées.....	15
Figure II-6 : coupe de voile en élévation.....	18
Figure II-7 : coupe de voile en plan.....	19
Figure II-8 : Schéma de l'acrotère.....	23
Figure II-9 : schéma du poteau central le plus sollicité.....	25
Figure II-9 : schéma du poteau de la rive le plus sollicité.....	29

## Chapitre 3

Figure III.1 : Schéma statique et diagrammes des efforts.....	35
Figure III.2 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	37
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	41
Figure III.4 : Schéma Statique à l'ELU.....	42
Figure III.5 : Schéma Statique à l'ELS.....	43
Figure III.6 : diagramme de calcul à l'ELU.....	43

<b>Figure III.7 : diagramme de calcul à l'ELS.....</b>	<b>44</b>
<b>Figure III.8 : Section d'acier .....</b>	<b>45</b>
<b>Figure III.9 : schéma de ferrailage d'escalier de deux sous-sol.....</b>	<b>48</b>
<b>Figure III.10 : schéma statique de calcul à l'ELU.....</b>	<b>49</b>
<b>Figure III.11: schéma statique de calcul à l'ELS.....</b>	<b>49</b>
<b>Figure III.12: Diagramme de calcul à l'ELU.....</b>	<b>50</b>
<b>Figure III.13: Diagramme de calcul à l'ELS.....</b>	<b>51</b>
<b>Figure III.14 : Section d'escalier.....</b>	<b>52</b>
<b>Figure III.15 : Schéma de ferrailage d'escalier des étages courants.....</b>	<b>55</b>
<b>Figure III.16 : schéma de ferrailage (treillis soudé TLE 520).....</b>	<b>57</b>
<b>Figure III.17 : schéma statique de poutrelle.....</b>	<b>57</b>
<b>Figure III.18 : schéma statique de calcul à l'ELU.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure III.19 : schéma statique de calcul à l'ELS.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure III.20 diagramme des moments d'une poutre continue.....</b>	<b>61</b>
<b>Figure III.21 : les diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant.....</b>	<b>64</b>
<b>Figure III.22 : les diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant.....</b>	<b>69</b>
<b>Figure III.23 : ferrailage de poutrelle en travée.....</b>	<b>73</b>
<b>Figure III.24 : ferrailage de poutrelle en appuis.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure III.25 : Dalle travaille dans une seule direction.....</b>	<b>75</b>
<b>Figure III.26 : dalle travaille dans les deux directions.....</b>	<b>76</b>
<b>Figure III.27 : schéma statique du balcon à l'ELU et l'ELS.....</b>	<b>82</b>
<b>Figure III.28 : schéma statique de ferrailage de balcon.....</b>	<b>85</b>
<b>Figure III.29 Schéma de la salle machine.....</b>	<b>87</b>
<b>Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la dalle machine.....</b>	<b>90</b>

## Chapitre 4

Figure IV.1 : Vue en 3D de la Structure.....	92
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	93
Figure IV.3 : 1 <sup>er</sup> mode translation suivant l'axe X (En plan).....	96
Figure IV.4 : 1 <sup>er</sup> mode translation suivant l'axe X (En élévation).....	97
Figure IV.5 : 2 <sup>ième</sup> mode translation suivant l'axe Y (En plan).....	97
Figure IV.6 : 2 <sup>ième</sup> mode translation suivant l'axe Y (En élévation).....	98
Figure IV.7 : 3 <sup>ième</sup> mode rotation autour de l'axe Z (En plan ).....	98
Figure IV.8 : 3 <sup>ième</sup> mode rotation autour de l'axe Z (En élévation).....	99
Figure IV.9 : Spectre de réponse.....	105

## Chapitre 5

Figure V.1 : schéma de ferrailage de poteau 65×65 cm <sup>2</sup> .....	127
Figure V.2 : schéma de ferrailage de poteau 55×55 cm <sup>2</sup> .....	127
Figure V.3 : schéma de ferrailage de poteau 45×45 cm <sup>2</sup> .....	128
Figure V.4 : schéma de ferrailage de poteau 35×35 cm <sup>2</sup> .....	128
Figure V.5 : schéma de ferrailage de poutre principale 35×45 cm <sup>2</sup> en Appuis .....	137
Figure V.6 : schéma de ferrailage de poutre secondaire 30×45 cm <sup>2</sup> en travée.....	137
Figure V.7: schéma de ferrailage de poutre secondaire 30×45 cm <sup>2</sup> en appuis sans voile....	138
Figure V.8: schéma de ferrailage de poutre secondaire 30×45 cm <sup>2</sup> en appuis avec voile...	138
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales.....	140
Figure V.10 : Schéma de ferrailage du linteau (exemple de calcul ).....	158

## Chapitre 6

Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges.....	160
Figure VI.2 : La coupe verticale de radier avec le remblayage et la plateforme.....	165
Figure VI.3 : La coupe horizontale de radier avec le remblayage.....	166
Figure VI.3 : diagramme des contraintes.....	169
Figure VI.4 : Position de centre de la gravité de radier.....	169

<b>Figure VI.5 : les charges des nervures.....</b>	<b>177</b>
<b>Figure VI.6 : dimensions des nervures.....</b>	<b>178</b>
<b>Figure VI.7 : schéma statique de débord.....</b>	<b>183</b>
<b>Figure VI.8 : schéma statique de voile périphérique.....</b>	<b>185</b>
<b>Figure VI.9 : Diagramme des contraintes.....</b>	<b>187</b>
<b>Figure VI.10 Schéma de ferrailage de radier en travée et aux appuis.....</b>	<b>191</b>
<b>Figure VI.11 : Schéma de ferrailage de voile périphérique.....</b>	<b>191</b>

.

# Liste des tableaux

## Chapitre 1

Tableau II : Caractéristiques des aciers utilisés.....	7
--	---

## Chapitre 2

Tableau II .1 : la charge permanente $G_t$ du plancher terrasse.....	20
Tableau II .2 : la charge permanente $G_t$ du plancher étages courants et RDC.....	20
Tableau II .3 : la charge permanente $G_t$ du plancher service parking.....	21
Tableau II .4 : la charge permanente $G_t$ du Balcon.....	21
Tableau II .5 : la charge permanente $G_t$ du palier.....	21
Tableau II .6 : la charge permanente $G_t$ du paillasse.....	22
Tableau II .7 : Surcharge d'exploitation $Q$ selon DTR B.C 2.2.....	23
Tableau II .8 : Dégression des charges d'exploitation.....	25
Tableau II.9 : la charge permanente de terrasse.....	25
Tableau II.10 : la charge permanente d'étage courant et RDC.....	26
Tableau II.11 : la charge permanente de sous-sol.....	26
Tableau II.12 : section des poteaux centraux aux différent niveaux.....	27
Tableau II.13 : Vérification des sections des poteaux selon RPA.....	28
Tableau II-14 : vérification de flambement.....	28
Tableau II-15 : section des poteaux de rive aux différent niveaux.....	30
Tableau II-16 : la charge permanente de terrasse.....	30
Tableau II-17 : la charge permanente d'étage courant et RDC.....	31
Tableau II-18 : la charge permanente de sous-sol.....	31
Tableau II-19 : section des poteaux de rive de différents niveaux.....	32
Tableau II-20 : Vérification des poteaux de rive selon RPA.....	32
Tableau II-21 : vérification de flambement.....	33

## Chapitre 3

Tableau III.1 : Calcul des moments en travées et en appuis.....	44
Tableau III.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	48

Tableau III.3 : charge et surcharge sur l'escalier.....	48
Tableau III.4 : calcul des charges à l'ELU et à l'ELS.....	49
Tableau III.5 : calcul des moment en appuis et en travée.....	51
Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	55
Tableau III.7 : combinaison de charge.....	59
Tableau III.8 : les moments et les efforts tranchants dans les différentes Travées.....	63
Tableau III.9 : les moments et les efforts tranchants dans les différentes Travées.....	69
Tableau III.10 : vérification des contraintes de compression dans le béton.....	50
Tableau III.11 : sollicitations maximales.....	78
Tableau III-12: Calcul des sollicitations.....	86
Tableau III-13 : Ferrailage à l'ELU.....	87
Tableau III-19- Vérification des contraintes à l'ELS.....	88

## Chapitre 4

Tableau IV.1 : Valeurs des trois premier modes.....	93
Tableau IV.2 : Caractéristiques géométrique et massique.....	95
Tableau IV.3 : Périodes, Modes et facteur de participation massique.....	96
Tableau IV.4 : Valeurs des pénalité $P_q$ .....	104
Tableau IV.5 : Répartition des charges verticale entre portique et voiles ( $G+0.2Q$ ).....	104
Tableau IV.6 : Répartition des charges horizontale entre portique et voiles ( $E_x$ ).....	104
Tableau IV.7 : Répartition des charges horizontale entre portique et voiles ( $E_y$ ).....	104
Tableau IV.8 : l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal.....	106
Tableau IV.9 : l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversale.....	106
Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	107
Tableau IV.11 : Déplacement inter – étage dans le sens X – X.....	108
Tableau IV.12 : Déplacement inter – étage dans le sens Y – Y.....	109
Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ au sens X (combinaison $E_x$ ).....	109
Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ au sens Y (combinaison $E_y$ ).....	110
Tableau IV.14 : Ditribution de la force sismique selon la hauteur.....	111

<b>Tableau IV.15 : Vérification de rapport <math>M_s / M_r</math>.....</b>	<b>111</b>
<b>Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit.....</b>	<b>112</b>

## **Chapitre 5**

<b>Tableau V.1 : Situation durable et accidentelle.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau V.2 : Les sollicitations obtenues par logiciel ROBOT 2020.....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau V.3 : Ferrailage maximale et minimale.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau V.4 Ferrailage longitudinal.....</b>	<b>119</b>
<b>Tableau V.5 : Armature transversale (Zone courante).....</b>	<b>124</b>
<b>Tableau V.6 : Armature transversale (Zone nodale).....</b>	<b>124</b>
<b>Tableau V.7 : Résumé de Ferrailage transversal.....</b>	<b>124</b>
<b>Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement.....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau V.9 : Vérification des contraintes.....</b>	<b>126</b>
<b>Tableau V.10 Ferrailage longitudinal des Poutres principales.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau V.11 Ferrailage longitudinal des poutres principales avec voiles.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau V.12 Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau V.13 Ferrailage longitudinal des poutres secondaires avec voiles.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau V.15 : Vérification du cisaillement du béton.....</b>	<b>135</b>
<b>Tableau V.16 : Vérification de contrainte poutres principale.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau V.17 : vérification de contrainte poutres secondaire.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau V.18 Vérification de la flèche.....</b>	<b>136</b>
<b>Tableau V.19 : Ferrailage et vérification des contraintes du Voile <math>V_{x1}</math>.....</b>	<b>148</b>
<b>Tableau V.20 : Ferrailage et vérification des contraintes du Voile <math>V_{x2}</math>.....</b>	<b>150</b>
<b>Tableau V.21 : Ferrailage et vérification des contraintes du Voile <math>V_{y1}</math>.....</b>	<b>151</b>
<b>Tableau V.22: Ferrailage et vérification des contraintes du Voile <math>V_{y2}</math>.....</b>	<b>153</b>
<b>Tableau V.23: Ferrailage et vérification des contraintes du Voile Ascenseur.....</b>	<b>154</b>
<b>Tableau V.24: ferrailage du voile linteau.....</b>	<b>158</b>

# Chapitre 5

<b>Tableau VI.1 : Vérification des contraintes.....</b>	<b>170</b>
<b>Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement.....</b>	<b>171</b>
<b>Tableau VI.3 : les efforts à l'ELU.....</b>	<b>174</b>
<b>Tableau VI.4 : les efforts à l'ELS.....</b>	<b>174</b>
<b>Tableau VI.5 : Ferrailage à l'ELU.....</b>	<b>175</b>
<b>Tableau VI.6 : Ferrailage à l'ELS.....</b>	<b>175</b>
<b>Tableau VI.7 : vérification des contraintes à l'ELS sens x-x.....</b>	<b>176</b>
<b>Tableau VI.8 : vérification des contraintes à l'ELS sens y-y.....</b>	<b>176</b>
<b>Tableau VI.9 : valeur des moments.....</b>	<b>179</b>
<b>Tableau VI.10 : ferrailage des nervures longitudinales à L'ELU.....</b>	<b>180</b>
<b>Tableau VI.11 : ferrailage des nervures longitudinales à L'ELS.....</b>	<b>180</b>
<b>Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X).....</b>	<b>181</b>
<b>Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X).....</b>	<b>182</b>
<b>Tableau VI.14 : calcul de ferrailage de débord à l'ELU.....</b>	<b>183</b>
<b>Tableau VI.15 : calcul de ferrailage de débord à l'ELS.....</b>	<b>184</b>
<b>Tableau VI.16 : ferrailage de voile périphérique.....</b>	<b>188</b>
<b>Tableau VI.17 : vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X).....</b>	<b>190</b>
<b>Tableau VI.18 : vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y).....</b>	<b>190</b>

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I-1 :Présentation de l'ouvrage .....	1
I-2 : Présentation de l'ouvrage : .....	1
I.2.1 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage : .....	1
I.2.2 : Eléments constituant l'ouvrage : .....	1
I.3 : les règlements utilisés : .....	3
I.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux: .....	3
I.4.1 béton:.....	3
I.4.2 Résistance à la compression : .....	3
I.4.3 Résistance à la traction : .....	4
I.4.4 Déformation du béton : .....	4
I.4.4.1 Module d'élasticité longitudinale: .....	4
I.4.4.2 Module d'élasticité transversale: .....	5
I.4.4.3 Contraintes limites : .....	5
I.4.4.4 Diagramme Contrainte déformation : .....	5
I.4.2 L'acier: .....	6
I.4.2.1 Définition : .....	6
I.4.2.2 Diagramme contrainte déformation:.....	7
I.4.2.3 Diagramme contrainte déformation de calcul: .....	7
I.4.2.4 Protection des armatures : (Art A.7.2.4 BAEL 91) .....	8
I.5 Hypothèses de calcul : C.B.A 93 [A.4.3.2] : .....	9
I.5.1 ELU : .....	9
I.5.2 ELS : .....	9
I.6 Le système de coffrage : .....	9
I.7 Les combinaisons de calcul : .....	9
I.8 Les logiciels utilisés : .....	10
I.9 Conclusion : .....	10

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :	11
II.2 Pré- dimensionnement des éléments secondaires :	11
II.2.1 Pré-dimensionnement des planchers :	11
II.2.2 Les nervures :	12
II.2.4 Pré-dimensionnement des balcons :	14
II.2.5 Pré-dimensionnement des escaliers :	14
II.2.6 Pré-dimensionnement des poutres.....	17
II.2.7 pré-dimensionnement des voiles :	18
II.3 Descente des charges .....	20
II.3.1 Introduction :	20
II.3.2 Les charges permanentes G :	20
II.3.3 charge permanente de l'acrotère :	22
II.3.4 Surcharge d'exploitation Q (DTR B.C 2.2) .....	23
II.3.5 Dégression des charges :	23
II.3.6 Pré dimensionnement des Poteaux :	24
II.3.6.1 Etapes de pré dimensionnement :	24
II.3.6.2 Poteau de centre :	24
II.3.6.2.1 Calcul des charges permanentes :	25
II.3.6.2.2 Vérification :	27
II.3.6.2.2.1 Vérification à la compression simple :	27
II.3.6.2.2.2 Vérification vis-à-vis du RPA2003 :	27
II.3.6.2.2.3 Condition de flambement.....	28
III.3.6.3 Poteau de rive.....	29
II.3.6.3.1 calcul des charges permanentes :	30
II.3.6.2.2 Vérification .....	32
II.3.6.2.2.1 Vérification à la compression simple :	32
II.3.6.2.2.2 Vérification vis-à-vis du RPA 99/V2003 :	32
II.3.6.3.2.3 Vérification de flambement :	33
II.4 : Conclusion :	34

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :	35
III.2 Etude de l'acrotère :	35
III.2.1 Schéma statique et diagrammes des efforts :	35
III.2.2 Evaluation des charges :	36
III.2.3 Les combinaison des charges :	36
III.2.3.1 à l'ELU :	36
III.2.3.2 à l'ELS :	36
III.2.4 Ferrailage :	37
III.2.4.1 Calcul de l'excentricité :	37
III.2.4.2 Moment fictif :	37
III.2.4.3 Calcul de la section d'acier en flexion simple :	37
III.2.4.4 les armatures fictifs :	38
III.2.4.5 Calcul de section d'acier en flexion composé :	38
III.2.4.6 Vérification de non fragilité :	38
III.2.4.7 Armature de répartition :	38
III.2.5 Vérifications: III.2.5.1 Vérifications à L'ELU :	39
III.2.5.2 Vérifications à L'ELS :	39
III.2.5.2.1 La contrainte dans le béton :	39
III.2.5.2.2 La contrainte dans l'acier :	40
III.2.5.3 Vérification des espacements des barres :	41
III.2.5.4 Shéma de ferrailage de l'acrotère	41
III.3 Etude des escaliers :	42
III.3.1 Introduction :	42
III.3.2 L'escaliers de deux sous-sol :	42
III.3.2.1 Détermination des sollicitations de calcul :	42
III.3.2.2 Combinaison des charges :	42
III.3.2.3 schéma statique de calcul :	42
III.3.2.3 Calcul des moments et des efforts tranchant :	43
III.3.2.3.1 à l'ELU :	43
III.3.2.3.2 à l'ELS :	44

III.3.2.4	Calcul de ferrailage à l'ELU :	45
III.3.2.4.1	Armature longitudinale :	45
III.3.2.4.2	Armature de répartition :	46
III.3.2.5	Vérification à l'ELU :	46
III.3.2.6	Vérification à l'ELS :	47
III.3.2.6	Schéma de ferrailage :	48
III.3.3	L'escaliers des étages courants :	48
III.3.3.1	Détermination des sollicitations de calcul :	48
III.3.3.2	Combinaisons des charges :	48
III.3.3.3	Schéma statique de calcul :	49
III.3.3.4	calcul de moment et de l'effort tranchant :	49
III.3.3.5	Calcul de ferrailage à l'ELU :	52
III.3.3.5.1	Armature longitudinale :	52
III.3.3.5.2	Armature de répartition :	53
III.3.3.6	Vérification à l'ELU :	53
III.3.3.8	Schémas de ferrailage d'escalier :	55
III.4	Etude des planchers:	55
III.4.1	Introduction :	55
III.4.2	Ferrailage de la dalle de compression :	56
III.4.2.1	Armatures perpendiculaires aux poutrelles :	56
III.4.2.2	Armatures parallèles aux poutrelles :	56
III.4.2.3	Conclusion :	56
III.4.2.4	Schéma de ferrailage :	57
III.4.3	Etude de la poutrelle :	57
III.4.3.1	Schéma statique :	59
III.4.3.2	Méthode de calcul :	59
III.4.3.3	Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :	64
III.4.3.4	Vérification à l'ELU :	66
III.4.3.4.1	Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL91 A4.2) :	66
III.4.3.4.2	Vérification de la contrainte d'adhérence:	67

III.4.3.4.3 Vérification des efforts tranchants :(BAEL91.ArtA5.1.2) .....	67
III.4.3.5 Vérifications à l'ELS : .....	67
III.4.3.5.1 Vérification de la résistance du béton à la compression : .....	70
III.4.3.5.2 Vérification des contraintes dans l'acier: .....	70
III.4.3.5.3 Vérification de la flèche : .....	71
III.4.3.6 Schéma de ferrailage : .....	73
III.4.3.6.1 En travée : .....	73
III.4.3.6.1 En appuis : .....	73
III.4 Plancher dalle pleine : .....	74
III.4.1 Introduction : .....	74
III.4.2 Hypothèse de calcul : .....	74
III.4.2.1 Dalle travaille dans un seul sens : .....	74
III.4.2.2 Dalle travaille dans les deux sens : .....	75
III.4.3 Les charges : .....	76
III.4.4 Calcul du ferrailage de la dalle pleine: .....	78
III.5 Etude des balcons : .....	80
III.5.1 Introduction : .....	80
III.5.2 Hypothèse de calcul : .....	80
III.5.3 Les charges : .....	81
III.5.4 Calcul des moments et des efforts tranchant : .....	81
III.5.5 Ferrailage : .....	82
III.5.6 Vérifications: .....	83
III.5.6.1-Vérifications à L'ELU : .....	83
III.5.6.2 Vérifications à L'ELS : .....	84
III.5.6.3 Vérifications des espacements des barres : .....	84
III.5.6.4 schéma de ferrailage : .....	84
III.6 Etude de la salle machine : .....	85
III.6.1 Introduction : .....	85
III.6.2 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur : .....	85
III.6.3 Combinaison de charges : .....	85
III.6.4 Calcul des moments : .....	85

III.6.5 Calcul des armatures : .....	87
III.6.6 Vérifications : .....	88

## Chapitre IV : Etude dynamiques et sismique

IV.1 Introduction.....	90
IV.2 Etude dynamique.....	90
IV.2.1 Objectif : .....	90
IV.2.2 Présentation du logiciel de calcul : .....	90
IV.2.3 Modélisation de la structure : .....	91
IV.2.5 Présentation de la vue en 3D : .....	92
IV.2.6 Choix de la disposition des voiles : .....	92
IV.2.7 Caractéristiques géométriques : .....	93
IV.2.7.1 Centre de masse : .....	93
IV.2.7.2 Centre de rigidité : .....	94
IV.2.7.3 Calcul de l'excentricité : .....	94
IV.2.8 Mode de vibration et taux de participation des masses : .....	95
IV.2.8.1 le nombre de mode à considérer : .....	95
IV.2.8.2 les schémas de trois premiers modes de vibration : .....	96
IV.3 Etude sismique : .....	99
IV.3.1 Présentation des différentes méthodes de calcul : .....	99
IV.3.2 Méthode statique équivalente : .....	99
IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale : .....	100
IV.3.4 Classification de l'ouvrage : .....	100
IV.3.5 Choix de la méthode de calcul : .....	101
IV.3.6 Méthode d'analyse modale spectrale : .....	101
IV.3.6.1 le principe : .....	101
IV.3.6.2 Domaine d'application : .....	101
IV.3.6.3 Définition du spectre de réponse de calcul : .....	101
IV.3.6.4 Classification de site : .....	102
IV.3.7 Détermination des paramètre du spectre de réponse : .....	102
IV.3.7.1 Coefficient d'accélération du zone (A) : .....	102

IV.3.7.2	Facteur d'amplification dynamique moyen D : .....	102
IV.3.7.3	Les périodes caractéristiques $T_1$ ; $T_2$ :.....	102
IV.3.7.4	Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :.....	102
IV.3.7.5	Période fondamentale (T) : .....	102
IV.3.7.6	Facteur de qualité Q :.....	103
IV.3.7.7	Coefficient de comportement global de la structure R :.....	104
IV.3.7.8	pourcentage de répartition des charges :.....	104
IV.3.7.9	Conclusion : .....	104
IV.3.8	Calcul de l'effort tranchant modal à la base : .....	105
IV.3.8.1	Dans le sens longitudinale : .....	105
IV.3.8.2	Dans le sens transversale: .....	106
IV.3.9	Vérification des exigences de RPA99/version2003 : .....	106
IV.3.9.1	Vérification de la résultante des forces sismique de calcul :.....	106
IV.3.9.2	Vérification de la période : .....	107
IV.3.9.3	Vérification des déplacement latéraux inter étage : .....	107
IV.3.9.4	Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : .....	108
IV.3.9.5	Vérification de non renversement : .....	110
IV.3.9.6	Vérification de l'effort normal réduit : .....	111
IV.3.10	Conclusion : .....	112

## Chapitre V: Ferrailages des éléments structuraux

V.1.	Introduction : .....	113
V.2	Les actions :.....	113
V.3	Les sollicitations :.....	113
V.4	Ferrailage des poteaux :.....	113
V.2.1	Combinaisons des charges : .....	114
V.2.2	Calcul des armatures longitudinales : .....	115
V.2.2.1	Recommandation de BAEL 91 : .....	115
V.2.2.2	Recommandation de RPA 99V 2003 :.....	116
V.2.2.3	Exemple de calcul : .....	116
V.2.3	Calcul des armatures transversal :.....	119

V.2.3.1	Espacement des cadres :.....	119
V.2.3.2	Quantité d'armature minimale :.....	120
V.2.3.3	Exemple de calcul :.....	120
V.2.4	Vérifications diverses :.....	123
V.2.4.1	Vérification du poteau à l'effort tranchant : .....	123
V.2.4.2	Vérification au flambement : .....	124
V.2.4.3	Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	125
V.2.4.4	Vérification de la contrainte de compression : .....	126
V.2.4.3	Ferraillage : .....	128
V.3	Ferraillage des poutres : .....	129
V.3.1	Prescriptions données par RPA99/version 2003 :.....	129
V.3.1.1	Armatures longitudinales :.....	129
V.3.1.2	Armatures transversales :.....	130
V.3.2	Exemple d'application : .....	130
V.3.2.1	Ferraillage longitudinal :.....	132
V.3.2.2	Calcul des armatures transversales : .....	132
V.3.2.2.1	Selon le BAEL91 :.....	132
V.3.2.2.2	Selon le RPA99/version 2003 :.....	133
V.3.4	Vérification : .....	133
V.3.4.1	Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :.....	133
V.3.4.2	Influence de l'effort tranchant aux appuis : .....	134
V.2.4.3	influence sur les armateurs :.....	134
V.2.4.4	Calcul de longueur de scellement droit des barres : .....	135
V.2.5	Vérification : .....	135
V.2.5.1	Vérification du cisaillement du béton :.....	135
V.3.5.2	Vérification de contrainte de compression dans le béton :.....	135
V.3.5.3	Vérification de la flèche :.....	136
V.3.6	Le ferraillage : .....	137
V.4	Etude des voiles :.....	138
V.4.1	Introduction : .....	138
V.4.2	Conception : .....	139

V.4.3 Rôle des voiles : .....	139
V.4.4 Recommandation du RPA : .....	139
V.4.4.1 Armatures verticales : .....	139
V.4.4.2 Les armatures horizontales : .....	140
V.4.4.3 Armatures de potelet : .....	140
V.4.4.4 Armatures de coutures : .....	140
V.4.4.5 Règles communes entre les armatures horizontales et verticale : (Art 7-7 4-3 RPA99V2003) : .....	140
V.4.5 Ferrailage des voiles : .....	141
V.4.5.1 Exposé de la méthode de calcul : .....	141
V.4.5.2 Calcul des armatures : .....	142
V.4.5.3 Vérification : .....	144
V.4.5.3.1 Vérification à ELS : .....	144
V.4.5.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement: .....	144
V.4.5.4 Exemple de calcul : .....	144
V.5 Etude des linteaux : .....	154
V.5.1 Introduction : .....	154
V.5.2 Méthode de calcul : .....	154
V.5.3 Exemple de calcul : .....	156

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 introduction : .....	160
VI.2 Etude géotechnique de sol : .....	160
VI.3 Radier nervure : .....	161
VI.3.1 Pré-dimensionnement de radier : .....	161
VI.3.1.1 L'épaisseur de radier : .....	161
VI.3.1.1.1 Condition de forfaitaire : .....	161
VI.3.1.1.2 Condition de rigidité : .....	162
VI.3.1.1.3 Condition de non poinçonnement : .....	162
VI.3.1.1.4 Condition de non cisaillement : .....	163
VI.3.1.1.5 Condition de coffrage : .....	164

VI.3.2 Calcul de débordement (D) :.....	165
VI.3.3 Détermination des charges et des surcharges : .....	165
VI.3.4 La surface minimal de radier : .....	166
VI.4 vérification : .....	167
VI.4.1 vérification de la pression hydrostatique :.....	167
VI.4.2 condition de résistance au cisaillement : .....	167
VI.4.3 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier : .....	168
VI.4.4 Caractéristiques géométriques du radier :.....	169
VI.4.4.1 Centre de masse du radier :.....	169
VI.4.4.2 Calcul moment d'inertie du radier :.....	170
VI.4.4.3 Calcul de l'excentricité :.....	170
VI.4.5 vérification de la stabilité :.....	171
VI.4.6 Vérification a la stabilité au renversement : .....	172
VI.5 Ferrailage de radier : .....	172
VI.5.1 Méthode de calcul :.....	172
VI.5.2 Evaluation des charges et surcharges : .....	173
VI.5.3 Calcul de ferrailage :.....	174
IV.5.4 Calcul des armateurs :.....	174
VI.5.5 Vérification : .....	175
VI.5.5.1 Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42).....	175
VI.5.5.2 Vérification des contraintes a l'ELS :.....	176
VI.6 Ferrailage de la nervure: .....	177
VI.6.1 Evaluation des charges :.....	177
VI.6.2 dimensionnement des nervures :.....	177
VI.6.3 Détermination des efforts : .....	178
VI.6.3.1 Calcul des armateurs :.....	179
VI.6.3.2 Vérification : .....	180
VI.6.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant :.....	180
VI.6.3.2.2 Vérification des contraintes :.....	181
VI.6.3.2.3 Armatures transversales : .....	182
VI.7 Ferrailage de débord : .....	183

VI.7.1 Condition de non fragilité :.....	184
VI.7.2 Armatures de répartition :.....	184
VI.7.3 Espacements :.....	184
VI.7.4 Vérification de l'effort tranchant :.....	184
VI.8 voile périphérique : .....	185
VI.8.1 introduction :.....	185
VI.8.2 dimensionnement :.....	185
VI.8.3 détermination des sollicitations : .....	185
VI.8.4 Ferrailage de voile périphérique :.....	187
VI.8.4.1 Détermination des moments .....	187
VI.8.4.2 Identification des panneaux :.....	188
VI.8.4.3 Ferrailage :.....	188
VI.8.4.4 Recommandations du RPA 99 :.....	188
VI.8.5 Vérification :.....	189
VI.8.5.1 Vérification a l'ELS :.....	189
VI.8.5.2 Vérification des contraintes :.....	189
VI.8.6 : Conclusion : .....	190
VI.9 : Schéma de ferrailage :.....	191

# **Introduction Générale**

## *Introduction générale*

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte de la sécurité et de l'économie.

La conception parasismique des bâtiments s'appuie sur les différentes normes et règlements qui préconisent divers systèmes de contreventement assurant une bonne dissipation de l'énergie sismique. Le choix d'un système de contreventement dépend de type de l'ouvrage et la nature des matériaux.

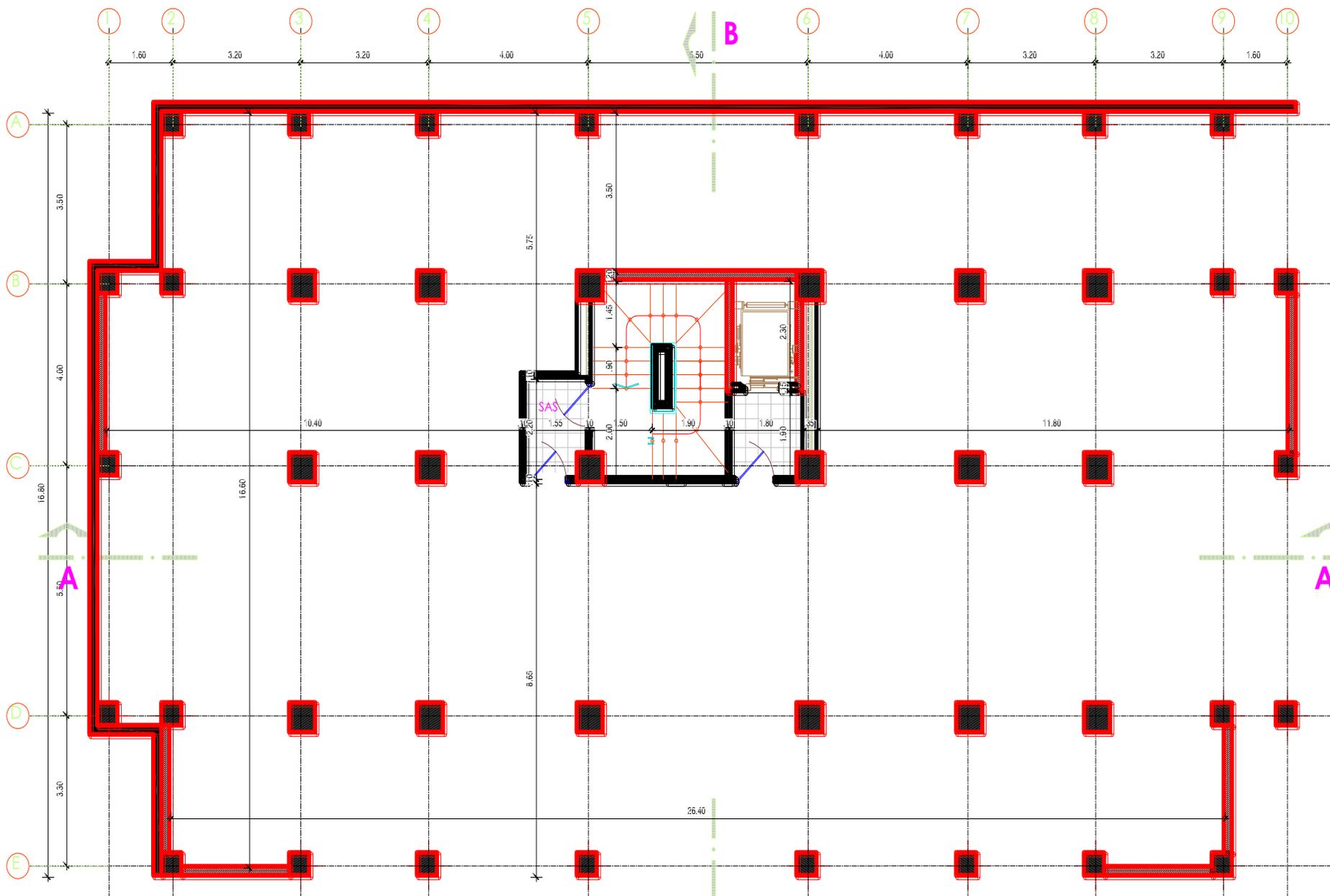
Dans la présente étude, nous nous intéressons à étudié et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé par voiles porteurs.

Cette étude nous permettra d'apprendre à lire les plans d'architectures dans le but de créer le modèle de calcul et d'utiliser les différentes méthodes adéquates pour évaluer des efforts internes.

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

L'étude des bâtiments se base généralement sur les règlements pour la stabilité et la sécurité, parmi ces règlements le règlement parasismique algérien RPA 99 / V2003 qui comporte le spectre de réponse qui est utilisé pour l'analyse modale spectrale.

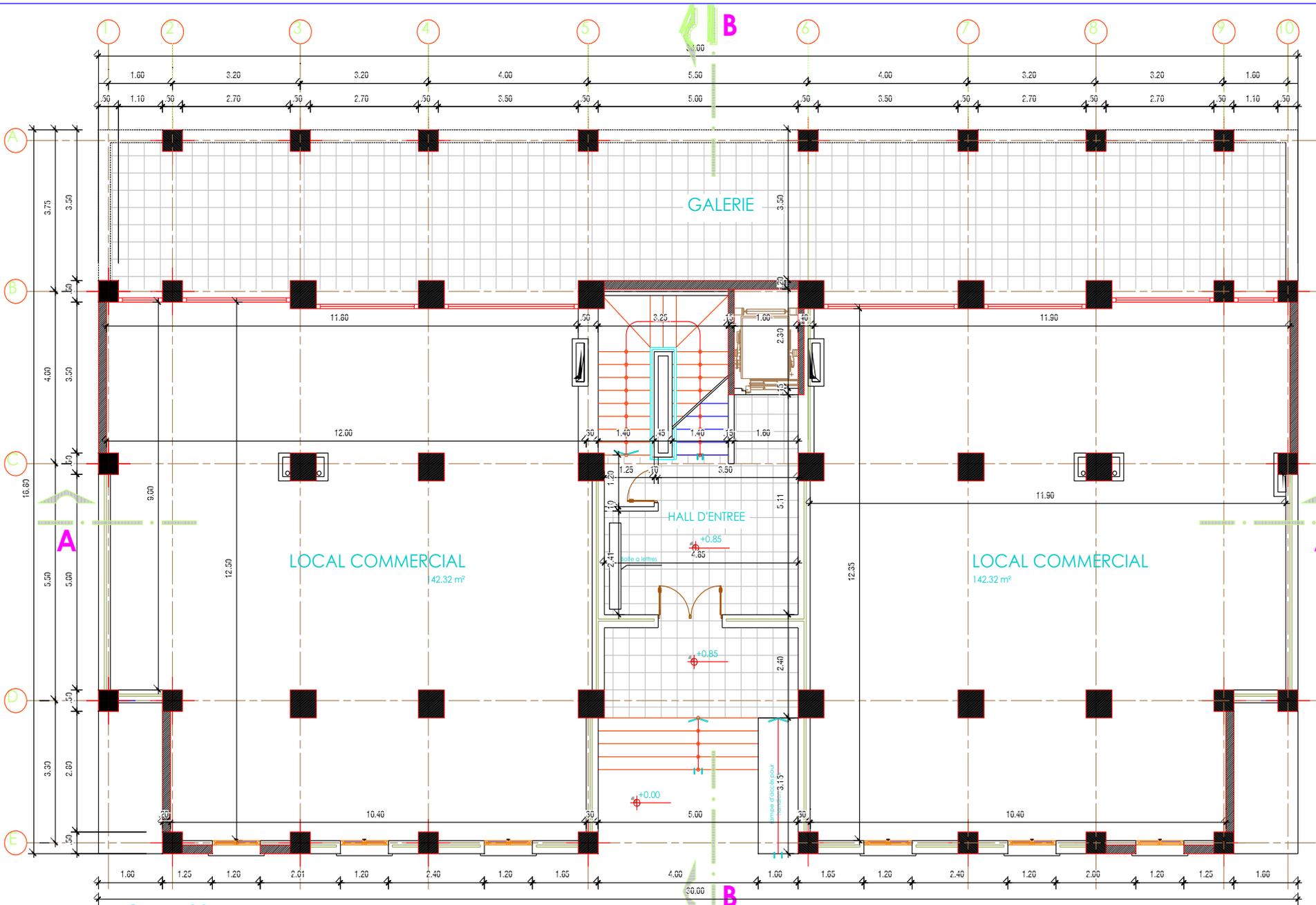
Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment. On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiments, Ensuite on fait un pré-dimensionnement des éléments non structuraux suivie par une descente des charges, Puis on enchaine avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel ROBOT structural analysis 2020, Après on fera l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.



PLAN DE SOUS SOL 1&2

CHELLE: 1/50

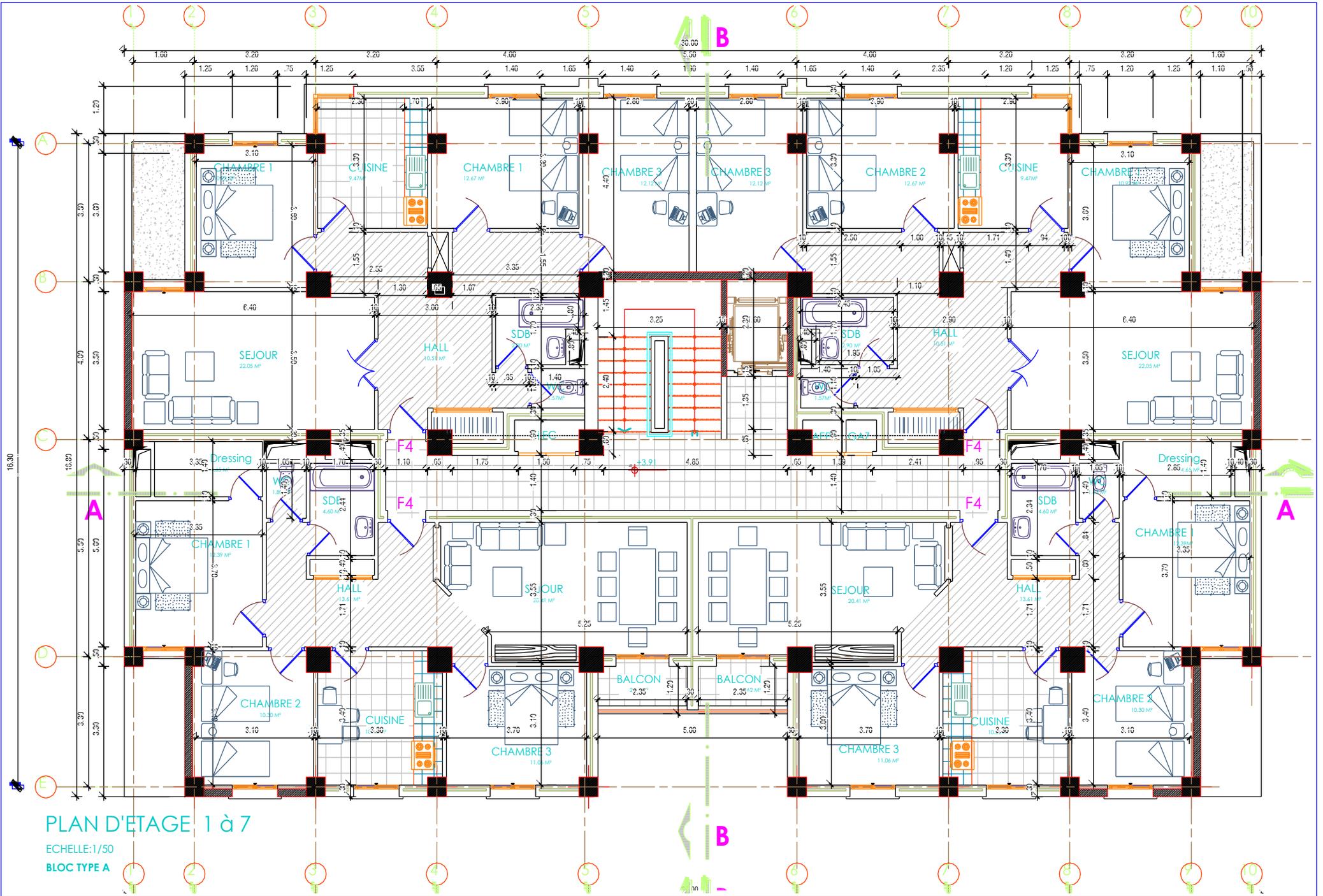
BLOC TYPE A



PLAN DE REZ DE CHAUSSEE

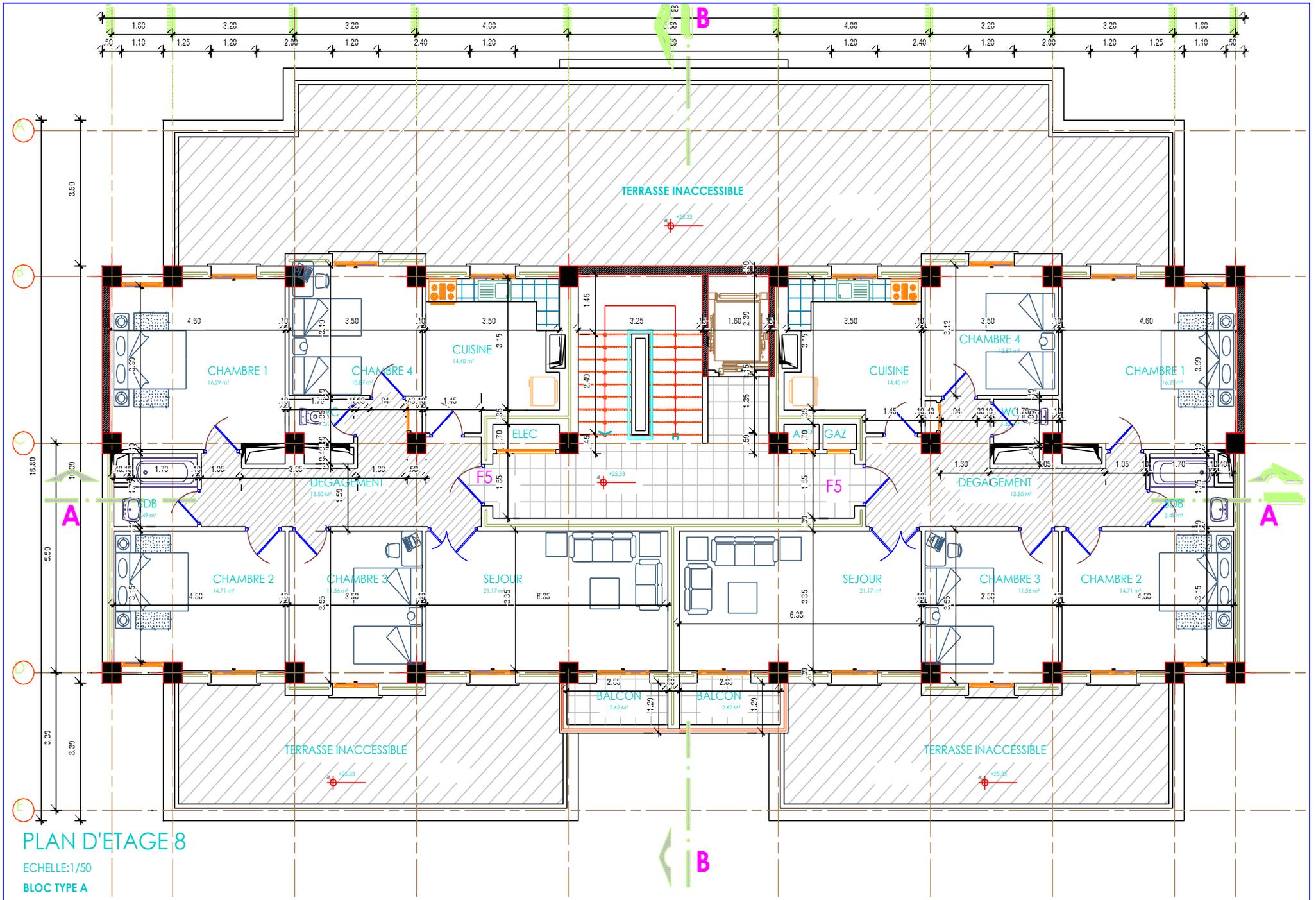
ECHELLE: 1/50

BLOC TYPE A



**PLAN D'ETAGE 1 à 7**

ECHELLE: 1/50  
BLOC TYPE A





FACADE NORD

ECHELLE:1/50

BLOC TYPE A



FACADE SUD

ECHELLE:1/50

BLOC TYPE A

# Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et  
caractéristiques des matériaux

## **I-1 :Présentation de l'ouvrage**

Le projet fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude consiste à l'étude génie civil d'un bâtiment **En R+8+2 Entre sol** à usage multiple (habitation et commerce).

Les deux entre sol destinées au service parking ; RDC pour le commerce et les étages courants pour des logements de type F3 – F4 – et F5.

L'ouvrage à étudier faisant partie d'un projet de 254 LOGTS.

Le bâtiment est implanté au niveau de la commune de BIRKHADEM Wilaya d'Alger classé d'après les règles parasismiques algérienne RPA99 / V 2003 En zone de fort sismicité (Zone III), ayant une grande importance de groupe d'usage 2, recevant de public et peut accueil plus de 300 personne et sa hauteur totale inférieur à 48 m.

## **I-2 : Présentation de l'ouvrage :**

### **I.2.1 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :**

Les dimensions du bâtiment sont :

#### **\* En plan :**

- Longueur totale du bâtiment .....30 m
- Largueur totale du bâtiment .....16.8 m

#### **\* En élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment .....38.17 m
- Hauteur des deux sous-sol .....3.06 m
- Hauteur de RDC .....3.91 m
- Hauteur d'étages courants.....3.06 m
- Hauteur de l'acrotère .....0.6 m

#### **\* Données du site :**

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon RPA99/Version 2003.

- Le site est un site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2.25 \text{ bar}$
- Ancrage : 3.00 m

### **I.2.2 : Eléments constituant l'ouvrage :**

#### **1) Ossature :**

D'après le règlement parasismique algérien RPA99/V2003, le système de contreventement de la structure, est un système mixte assuré par des voiles et des portiques.

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

## 2) Planchers:

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de compression) ce type de planchers a été choisi en raison aussi des portées qui ne sont pas importantes.

Ce type de planchers présente :

- ✓ Une facilité de réalisation.
- ✓ Une réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ✓ Une économie du coût de coffrage.

## 3) Maçonnerie:

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuses de 15 cm et 10 cm à double cloison séparées par une lame d'air de 5cm et un enduit extérieur en ciment de 2 cm d'épaisseur, pour une isolation thermique.

La séparation à l'intérieur d'un appartement est réalisée en une seule paroi en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

## 4) Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

## 5) Balcons :

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire.

#### **6) Cage d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

#### **7) L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- ✓ La transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ La limitation des tassements différentiels.

#### **8) Revêtement:**

- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- ✓ Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et escaliers.

### **I.3 : les règlements utilisés :**

- ✓ Règlement parasismiques algériennes RPA99/ Version 2003.
- ✓ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91.
- ✓ DTR BC.2.2 : charges permanentes et charge d'exploitations.
- ✓ CBA 93 : Concepts et Calcul des structures en béton armé

### **I.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux:**

#### **I.4.1 béton:**

Le béton est un composite qui résulte du mélange intime de ciment, d'eau, d'agréats et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

Le béton obtenu aura une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

#### **I.4.2 Résistance à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours  $f_{c28}$ .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à

L'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour  $j \leq 28$  jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour l'étude de ce projet, la résistance à la compression a 28 jours est prise :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

### **I.4.3 Résistance à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{A.2.1.12 /BAEL91})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

### **I.4.4 Déformation du béton :**

#### **I.4.4.1 Module d'élasticité longitudinale:**

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

##### **a) Module d'élasticité instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de ( $j$ ) jours note  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art 2.3.3.2 BAEL 91})$$

$$\text{Dans notre cas : } E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa.}$$

##### **b) Module d'élasticité différée:**

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art 2.3.3.2 BAEL 91})$$

$$\text{Dans notre cas : } E_{vi} = 11000 \text{ Mpa}$$

### **I.4.4.2 Module d'élasticité transversale:**

$$G = E/2 \times (1 + \nu) \text{ en Mpa.}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ si le béton supposé fissuré à ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{cases} \quad (\text{Art A2.1.3 BAEL 91})$$

### **I.4.4.3 Contraintes limites :**

#### **01. Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ Mpa} \quad (\text{Art 2.3.3.3 BAEL 91})$$

Sachant que :  $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ en situation durable S.D} \\ 1.15 \text{ en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ , on obtient :  $\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa en S.D} \\ f_{bu} = 21.74 \text{ Mpa en S.A} \end{cases}$

#### **02. Contrainte limite de cisaillement : (Art 7.4.3.1 BAEL 91)**

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa Situation courante} \\ 4.35 \text{ Mpa Situation accidentelle} \end{cases}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2.5 \text{ Mpa Situation courante} \\ 3.26 \text{ Mpa Situation accidentelle} \end{cases}$$

#### **03. Contraintes de service à la compression: (BAEL91)**

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

### **I.4.4.4 Diagramme Contrainte déformation :**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

✓ **L'état limite ultime :**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou  $\varepsilon_{bc} = 2^{0/100}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à parabole à son sommet.

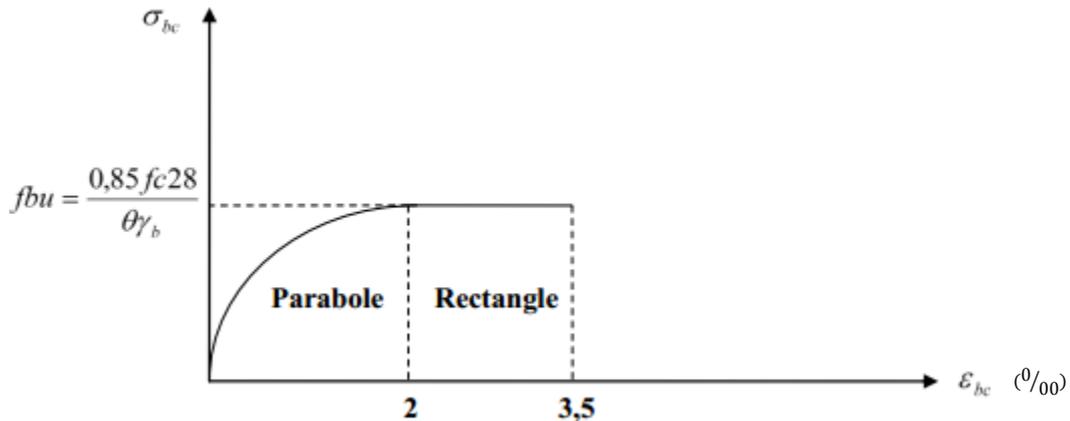


Figure I.1 : diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELU.

✓ **L'état limite de service :**

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

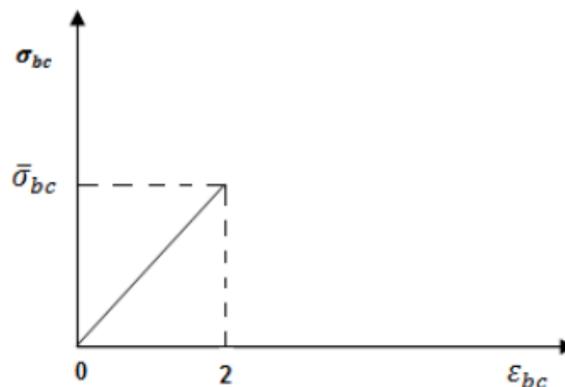


Figure I.2 : diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS.

**I.4.2 L'acier:**

**I.4.2.1 Définition :**

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface ; on trouve les ronds lisses, les aciers à haute adhérence HA, et treillis soudé. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235, pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500. On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type des acier	Nomination	Symbol	Limite d'élasticité Fe (Mpa)	Résistance à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en Barre	Rond lisse FeE 235	RL	235	410 – 490	1	1
	Haute adhérence FeE 400	HA	400	480	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé (TS) TL 520 ( $\phi < 6$ )	TS	520	550	1.3	1

Tableau I1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

#### I.4.2.2 Diagramme contrainte déformation:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

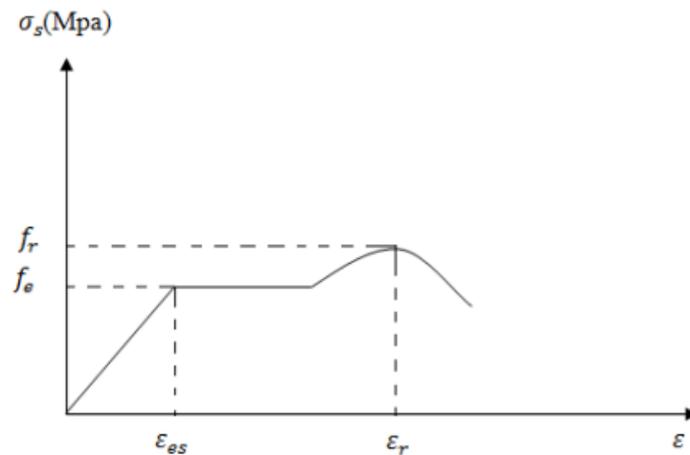


Figure I.3 : diagramme contrainte déformation de l'acier en traction.

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit:

$f_r$  : Résistance à la rupture.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

$\epsilon_{er}$  : Allongement à la rupture.

#### I.4.2.3 Diagramme contrainte déformation de calcul:

✓ **État limite ultime :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

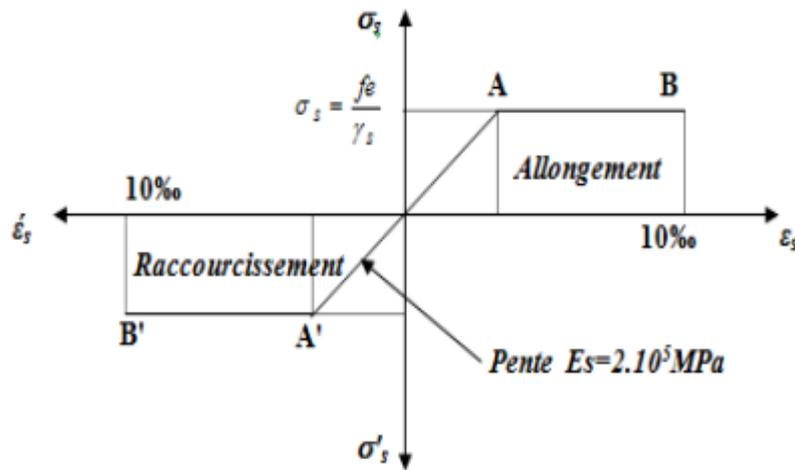


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul.

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E_s$  : défini par la pente de la droite passant par l'origine

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

Sachant que :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ Mpa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{ Mpa} & \text{en S.A} \end{cases}$

#### ✓ État limite de service :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

**A. Fissuration peu préjudiciable :** Pas de limitation  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

**B. Fissuration préjudiciable :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}) = 202 \text{ Mpa}$

**C. Fissuration très préjudiciable :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min(1/2 f_e ; 90\sqrt{nf_{tj}}) = 164.97 \text{ Mpa}$

$\eta$  : Coefficient de fissuration = 1.6 pour les armatures à Haute adhérence (HA).

#### I.4.2.4 Protection des armatures : (Art A.7.2.4 BAEL 91)

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

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

### **I.5 Hypothèses de calcul : C.B.A 93 [A.4.3.2] :**

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- ✓ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.

#### **I.5.1 ELU :**

Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ , pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

#### **I.5.2 ELS :**

- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- ✓ L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- ✓ Le coefficient d'équivalence  $\eta = \frac{E_s}{E_b}$  est fixé forfaitairement  $\eta = 15$

### **I.6 Le système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### **I.7 Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons de calcul sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représente une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons à considérer :

- ✓ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

**G+Q±E**

**0.8G±E**

- ✓ **Combinaison du BAEL 91:**

**ELU : 1.35G+1.5Q**

**ELS : G+Q**

### **I.8 Les logiciels utilisés :**

- ROBOT Structurel Analysis Professionnel 2020 pour la modélisation.
- Expert 2010 : pour le calcul et la vérification de ferrailage
- AUTOCAD 2018 : pour les dessins des plans génie civil
- Dia portable : pour les dessins des schémas statiques.

### **I.9 Conclusion :**

Nous devons appliquer des règles de calcul et connaître précisément les propriétés des matériaux utilisés dans la construction pour assurer un bâtiment stable et sûr et réduire les dommages lors de catastrophes telles que les séismes.

# Chapitre II

## pré-dimensionnement des éléments structuraux

## **II.1 Introduction :**

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/V2003 ; CBA 93 ; BAEL 91.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification et aussi on prend en considération l'économie afin d'éviter les surplus d'aciers et du béton.

## **II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires :**

### **II.2.1 Pré-dimensionnement des planchers :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression, leur pré-dimensionnement se fait selon les conditions suivantes :

#### **➤ Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm.

#### **➤ Condition de résistance au feu :**

$e \geq 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu

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

$e \geq \min (L_{x \max} ; L_{y \max}) / 22.5$

$L_{x \max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens OX

$L_{y \max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens OY

On a:  $L_{x \max} = 550 \text{ cm}$ ;  $L_{y \max} = 550 \text{ cm}$

Donc :  $h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24.44 \text{ cm}$

Il suffit de choisir  $h_t = 21 \text{ cm}$  un plancher de (16+5) cm dont :

- 16 cm : Corps Creux
- 05 cm : Dalle de Compression

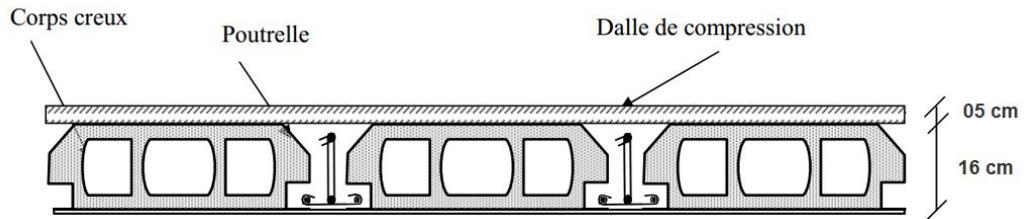


Figure II-1: Coupe verticale du plancher à corps creux

### II.2.2 Les nervures :

Les nervures ou les poutrelles sont des sections en T dont les caractéristiques sont :

- $b = 60 \text{ cm}$
- $h = 21 \text{ cm}$
- $h_0 = h - 16 = 21 - 16 = 5 \text{ cm}$

donc :  $0.3 h \leq b_0 \leq 0.8 h$

$$0.3 \times 21 \leq b_0 \leq 0.8 \times 21 \Rightarrow 6.3 \leq b_0 \leq 16.8 \Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

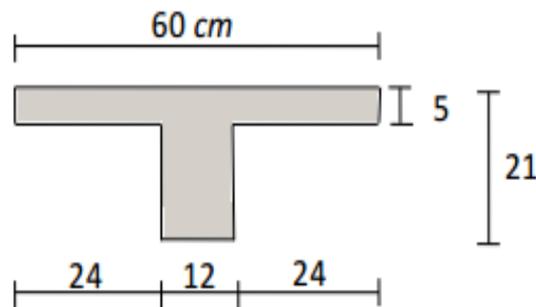


Figure II-2: Les caractéristiques géométriques des nervures.

### II.2.3 Planchers en dalle pleine :

#### A. Dalle Salle machine :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine

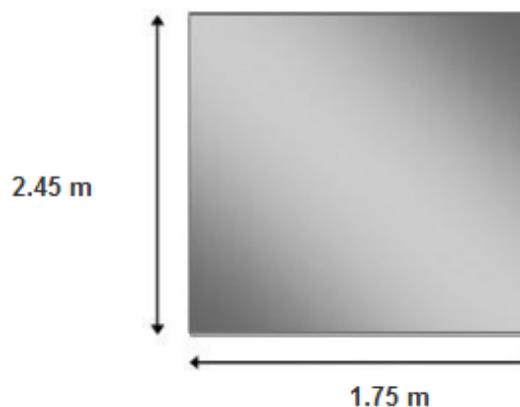


Figure II-3 : Schéma de la dalle salle machine.

➤ **Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm .

➤ **Condition de résistance au feu :**

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heurs de coupe-feu

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 17.5\text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu

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

La dalle salle machine reposant sur quatre appuis ; les dimensions de dalle salle machine sont :

$$L_x = 175\text{ cm} ; L_y = 245\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{245}{50} \leq e \leq \frac{245}{40} \Rightarrow 4.9\text{ cm} \leq e \leq 6.13\text{ cm}$$

Mais ; L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle salle machine est :  $e \geq 25\text{ cm}$

Donc l'épaisseur à retenir est  $e = 25\text{ cm}$

**B. Dalle pleine ascenseur :**

La dalle pleine ascenseur est de dimension suivant :

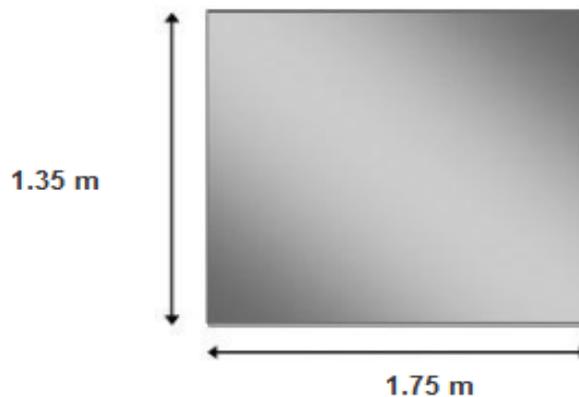


Figure II-4 : Schéma de la dalle pleine ascenseurs.

➤ **Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm.

➤ **Condition de résistance au feu :**

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heurs de coupe-feu

$e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 17.5$  cm pour quatre heures de coupe-feu

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

$$\frac{L}{50} \leq e_p \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{175}{50} \leq e_p \leq \frac{175}{40} \Rightarrow 3.5 \leq e_p \leq 4.4 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur à retenir est de :  $e_p = 20 \text{ cm}$

### II.2.4 Pré-dimensionnement des balcons :

Dans notre projet on a deux type de balcons de dimension différentes.

#### **Balcons de type 1**

Largeur = 120 cm

Longueur = 550 cm

$$e_b \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

#### **Balcons de type 2**

Largeur = 160 cm

Longueur = 350 cm

$$e_b \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

L'épaisseur à retenir pour les types de balcons est de  $e_b = 20 \text{ cm}$

### II.2.5 Pré-dimensionnement des escaliers :

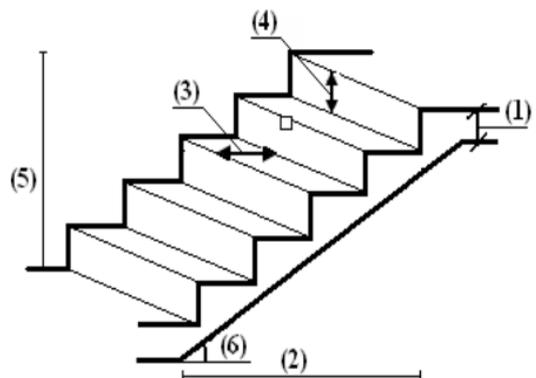
L'escalier est un ouvrage permettant de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

Dans cette structure les escaliers de RDC et les étages courants comporte deux volets et une paliers intermédiaire et les entre sol comporte trois volets et deux palier de repos.

Le choix de ce type d'escalier à été retenu pour les avantages suivant :

- Rapidité d'exécution
- Utilisation immédiate de l'escalier

- (1) : épaisseur de palier de repos
- (2) : projection horizontale de la paillasse
- (3) : largeur de la marche
- (4) : hauteur de contre marche
- (5) : hauteur de la volée
- (6) : inclinaison de la paillasse



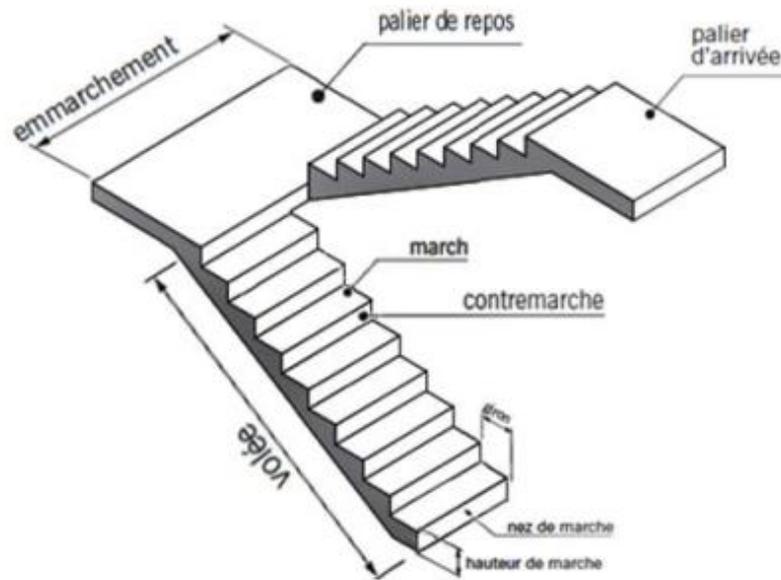


Figure II-5 : Escalier à deux volées.

**\* Détermination de g et h :**

**Condition de BLONDEL :**  $59 \text{ cm} \leq 2 h + g \leq 66 \text{ cm}$

h : hauteur de la contre marche  $16.5 \leq h \leq 17.5$

g : giron de la marche avec  $25 \leq g \leq 32$

On prend:

h = 17 cm.

g = 30 cm.

$59 \text{ cm} \leq 2 h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

**\* Détermination de nombre de contre marche**

**Pour les deux sous-sol :**

Le nombre de marche pour les deux petits paillasses

H : hauteur de palier par rapport au 1<sup>er</sup> Niv ; H = 68 cm

h : hauteur de la marche h = 17 cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4 \text{ contre marche} ; (n-1) = \text{nombre de marche, donc 3 marche}$$

Le nombre de marche pour les deux autres paillasses de sous-sol

On a : H = 85 cm ; h = 17 cm donc :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5 \text{ contre marche} ; (n-1) = 4 \text{ marche.}$$

**Pour le RDC et les étages courants :**

H : la hauteur d'étage  $H = 306 \text{ cm}$

h : la hauteur de marche  $h = 17 \text{ cm}$

n : nombre de marche  $n = \left(\frac{H}{h}\right) = 9 \text{ contre marche ; et } (n - 1) = 8 \text{ marche}$

**\* Inclinaison de la pailleasse**

**Pour les deux sous-sol :**

$\tan \alpha = H'/L$  avec  $H' = n \cdot h = 4 \times 17 = 68 \text{ cm}$

$L = (n - 1) \cdot g \Rightarrow L = (4 - 1) \times 30 = 90 \text{ cm}$

$\tan \alpha = H'/L = 68/90 = 0.76 \Rightarrow \alpha = 37^\circ$

**Pour le RDC et les étages courants :**

$\tan \alpha = H'/L$  avec  $H' = n \cdot h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$

$L = (n - 1) \cdot g \Rightarrow L = (9 - 1) \times 30 = 240 \text{ cm}$

$\tan \alpha = H'/L = 153/240 = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

**\* Epaisseur et la portée de pailleasse**

**Pour les deux sous-sol :**

La portée :  $L' = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{68}{\sin 37^\circ} = 113 \text{ cm}$

L'épaisseur :  $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{113}{30} \leq e \leq \frac{113}{20} \Rightarrow 3.76 \leq e \leq 5.65$

On prend alors :  $e = 15 \text{ cm}$

**Pour le RDC et les étages courants :**

La portée :  $L' = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 32.52^\circ} = 285 \text{ cm}$

L'épaisseur :  $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25$

On prend alors :  $e = 15 \text{ cm}$

## II.2.6 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers, les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifier par la suite selon RPA99 / Version 2003.

### ➤ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposant

### ➤ Les poutres secondaires :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

### ➤ Le pré-dimensionnement :

D'après les règles de BAEL 91 on a :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L : la distance entre les axes des poteaux et on choisit le plus grand porté

h : la hauteur de la poutre

### **Pour les poutres principales : $L_{\max} = 550 \text{ cm}$**

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.67 \leq h \leq 55 \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

Donc on a : poutre principale de section  $(35 \times 45) \text{ cm}^2$

### **Vérification selon RPA 99 / V2003 :**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{45}{35} = 1.29 < 4 \end{cases} \Rightarrow C.V$$

### **Pour les poutres secondaires : $L_{\max} = 550 \text{ cm}$**

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.67 \leq h \leq 55 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

Donc on a : poutre principale de section  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

### **Vérification selon RPA 99 / V2003 :**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{40}{35} = 1.143 < 4 \end{cases} \Rightarrow C.V$$

### II.2.7 pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'article 7.7.1 du RPA99/V2003.

Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations.

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.06 \text{ m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

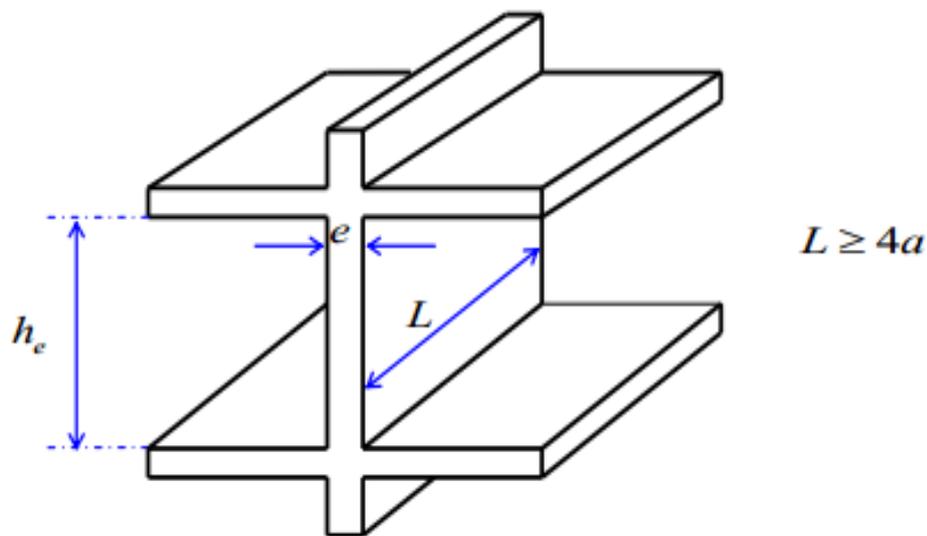


Figure II-6 : coupe de voile en élévation.

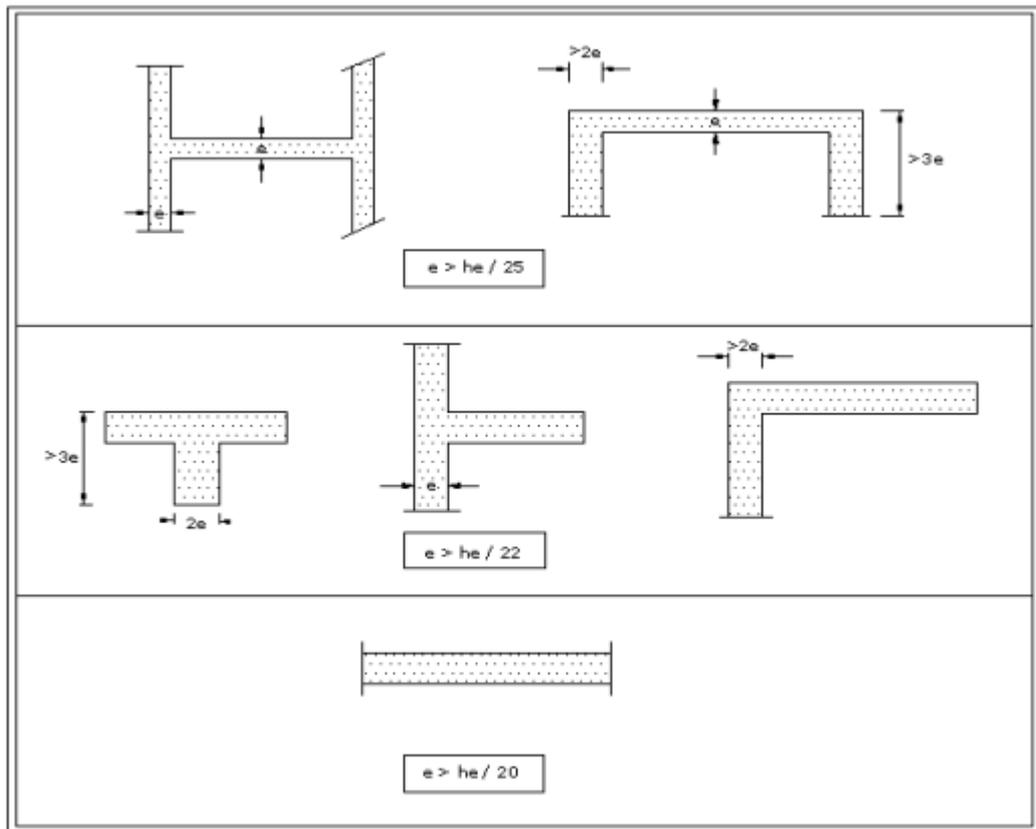


Figure II-7 : coupe de voile en plan .

Selon l'article (7.7.1) du RPA 99 / V2003 l'épaisseur est définie par :

$$e \geq \max(e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20})$$

Avec :

- $e$  : épaisseur du voile
- $h_e$  : hauteur de l'étage courant  $h_e = 306 \text{ cm}$  .
- $L$  : la longueur de porté  $L = 350 \text{ cm}$  .
- $e_{\min}$  : l'article 7.7.1 du RPA99 exige une épaisseur minimale de **15 cm** .

Alors :

$$e \geq \max(15; \frac{306}{25}; \frac{306}{22}; \frac{306}{20})$$

$$e \geq \max(15; 12.24; 13.90; 15.3) \Rightarrow e \geq 15.3 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour tous les voiles :  $e = 20 \text{ cm}$  .

$$L \geq 4.e$$

$$350 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

## II.3 Descente des charges

### II.3.1 Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient à chaque plancher et jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanente (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

### II.3.2 Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre construire le bâtiment.

#### **1) Plancher terrasse inaccessible :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravions	0.05	16	$0.05 \times 16 = 0.80$
Etanchéité multicouche	0.02	6	$0.02 \times 6 = 0.12$
Forme de pente	0.1	22	$0.1 \times 22 = 2.20$
Isolation thermique	0.04	4	$0.04 \times 4 = 0.16$
Dalle en Corps creux	0.16	14.25	$0.16 \times 14.25 = 2.28$
Dalle de compression	0.05	14.25	$0.05 \times 14.25 = 0.713$
Enduit de plâtre	0.02	9	$0.02 \times 9 = 0.18$

Tableau II .1 : la charge permanente G<sub>t</sub> du plancher terrasse.

**Donc :  $G_t = 6.45 \text{ KN/m}^2$ .**

#### **2) Plancher des étages courants et RDC :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison en brique	0.1	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
Carrelage	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.40$
Lit de sable	0.02	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Plancher corps creux	0.21	14.25	$0.21 \times 14.25 = 2.99$
Enduit de plâtre	0.02	9	$0.02 \times 9 = 0.18$

Tableau II .2 : la charge permanente G<sub>t</sub> du plancher étages courants et RDC

**Donc :  $G_t = 5.27 \text{ KN/m}^2$ .**

**3) Plancher service (parking) :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison en brique	0.1	9	$0.1 \times 9 = 0.9$
Carrelage	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.40$
Lit de sable	0.02	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Dalle pleine en B.A	0.20	25	$0.20 \times 25 = 5$
Enduit de plâtre	0.02	9	$0.02 \times 9 = 0.18$

Tableau II .3 :la charge permanente  $G_t$  du plancher service parking

**Donc :  $G_t = 7.28 \text{ KN/m}^2$ .**

**4) Balcon :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0.02	9	$0.02 \times 9 = 0.18$
Dalle pleine en B.A	0.20	25	$0.20 \times 25 = 5$
Lit de sable	0.02	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Mortier de pose	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Carrelage	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$

Tableau II .4 :la charge permanente  $G_t$  du Balcon.

**Donc :  $G_t = 6.38 \text{ KN/m}^2$ .**

**5) Escalier :**

**a. Palier :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Lit de sable	0.02	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Enduit en ciment	0.02	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Dalle pleine B.A	0.15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$

Tableau II .5 :la charge permanente  $G_t$  du palier .

**Donc :  $G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2$ .**

**b. Paillasse :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.4$
Poids propre de paillasse	0.15	25	$(0.15 \times 25) / \cos 32.52^\circ = 4.45$
Poids propre de la marche	0.17	25	$(0.17 \times 25) / 2 = 2.13$
Enduit de ciment	0.02	18	$0.02 \times 18 = 0.36$
Garde-corps	/	/	1.00

Tableau II .6 : la charge permanente  $G_t$  du paillasse.

**Donc :  $G_t = 8.78 \text{ KN/m}^2$ .**

**II.3.3 charge permanente de l'acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m est de :  $G = \rho \cdot S$

$\rho$  : le poids volumique telque  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$S$  : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = (0.10 \times 0.6) + (0.15 \times 0.03) + \left(\frac{0.15 \times 0.03}{2}\right)$$

$$S = 0.06 + 0.0075 + 0.00225 = 0.0698 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère :  $G_1 = 25 \times 0.0698 = 1.745 \text{ KN/ml}$

Le poids propre de revêtement en ciment :

$$G_2 = (0.6 + 0.25 + 0.139 + 0.05) \times (0.02 \times 18) = 0.374 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } G_t = G_1 + G_2 \Rightarrow G_t = 1.745 + 0.374 = 2.12 \text{ KN/ml}$$

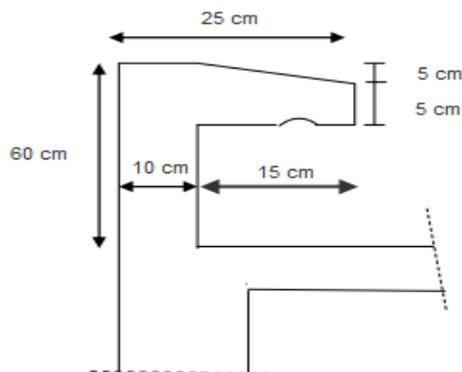


Figure II-8 : Schéma de l'acrotère

### II.3.4 Surcharge d'exploitation Q (DTR B.C 2.2)

Eléments	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	1.00
Plancher à usage d'habitation	1.50
Plancher RDC (Locaux de surface > à 100 m <sup>2</sup> )	4.00
Plancher service parking	2.50
Balcons	3.50
Escalier	2.50
Acrotère	1.00

Tableau II.7 : Surcharge d'exploitation Q selon DTR B.C 2.2

### II.3.5 Dégression des charges :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2.n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- ✓ n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ✓ Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse
- ✓ Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitation des planchers respectifs

### II.3.6 Pré dimensionnement des Poteaux :

#### II.3.6.1 Etapes de pré dimensionnement :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté.

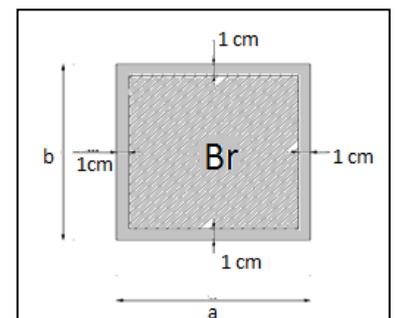
D'après l'article B.8.4.1 de CBA93 : l'effort normal ultime agissant Nu sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0,9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

B<sub>r</sub> : est la section réduite du poteau.

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f<sub>c28</sub> : résistance à la compression de béton (f<sub>c28</sub> =25 Mpa).



$f_e$  : la limite d'élasticité de l'acier utilisé.  $f_e = 400\text{Mpa}$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$

$\alpha$ : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  du poteau qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2) \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times (50 / \lambda)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

On se fixe l'élançement mécanique  $\lambda = 40$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1,3) = 0,674$$

On suppose que  $A = 0$  (cas le plus défavorable)

Et d'autre part : **Art (7.4.3.1) du RPA 2003** outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nu}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c > \frac{Nu}{7,5}$$

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003

### II.3.6.2 Poteau de centre :

La section afférente de plancher :

$$S_1 = 1,9 \times 1,4 = 2,66\text{m}^2$$

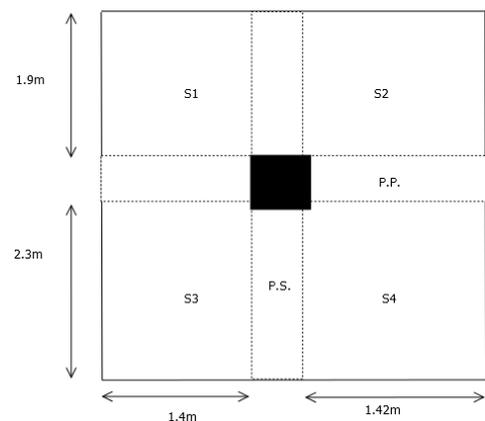
$$S_2 = 1,9 \times 1,42 = 2,698\text{m}^2$$

$$S_3 = 2,3 \times 1,4 = 3,22\text{m}^2$$

$$S_4 = 2,3 \times 1,42 = 3,266\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff}}(\text{plancher}) = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11,844\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff}}(\text{plancher}) = 11,844 \text{ m}^2$$



**Figure II-9 : schéma du poteau central le plus sollicité**

Niveaux	Charge d'exploitation	La valeur des charges	La somme d'exploitation	$\sum$ des charges d'exploitation	Surface m <sup>2</sup>	NQ (kN)
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1.00	Q <sub>0</sub>	1.00	18	18.2
Niv 7	Q <sub>2</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2,50		45.5
Niv 6	Q <sub>3</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85		70.07
Niv 5	Q <sub>4</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05		91.91
Niv 4	Q <sub>5</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,10		111.02
Niv 3	Q <sub>6</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7		127.4
Niv 2	Q <sub>7</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7.75		141.05
Niv 1	Q <sub>8</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,71(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	8.46		154
RDC	Q <sub>9</sub>	4	Q <sub>0</sub> +0,69(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )	11.01		200.4
S.Sol 1	Q <sub>10</sub>	2.5	Q <sub>0</sub> +0,66(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	12.22		222.40

Tableau II .8 : Dégression des charges d'exploitation .

**II.3.6.2.1 Calcul des charges permanentes :**

➔ **Terrasse**

	G	Surface ou Longueur	N <sub>G</sub> (kN)
Plancher	3,16	18,2	57,51
Toiture	0,52	22,79	11,85
P. Longitudinale	3,94	5	19,70
P. Transversale	3,5	4,75	16,63
<b>Sommes</b>			<b>105,69</b>

Tableau II.9 : la charge permanente de terrasse

➤ Etage courant et RDC:

	G	Surface ou Longueur	N <sub>G</sub> (kN)
Plancher	5,2	18,2	94,7
P. Longitudinale	3,94	5	19,7
P. Transversale	3,5	4,75	16,63
<b>Sommes</b>			<b>131,03</b>

Tableau II.10 : la charge permanente d'étage courant et RDC

➤ Sous-sol :

	G	Surface ou Longueur	N <sub>G</sub> (kN)
Plancher	5,5	18,2	100,1
P. Longitudinale	3,94	5	19,7
P. Transversale	3,5	4,75	16,63
<b>Sommes</b>			<b>136,43</b>

Tableau II.11 : la charge permanente de sous-sol

Avec :

**Plancher = G \* Surface**

**P. Principal = G \* Longueur**

$G = 0.45 * 0.35 * 2.5 = 3.94 \text{ kN/m}$

**Longueur = 2.75 + 2 = 4.75**

**P. Secondaire = G \* Longueur**

$G = 0.45 * 0.35 * 0.2.5 = 3.5 \text{ kN/m}$

**Longueur = 2.25 + 2.75 = 5**

	$N_G$ (kn)	$N_G$ (kN) Cumulé	$N_Q$ (kN)	$N_Q$ (kN) Cumulé	$N_u$ (kN)	$B_e$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	$B_{min}$ cm*cm
<b>Terrasse</b>	105,69	105,69	18,2	18,2	186,98	119,67	12,94	45*45
<b>6</b>	131,03	236,72	45,5	63,7	456,63	292,25	19,1	45*45
<b>5</b>	131,03	367,75	70,07	133,77	766,83	490,77	24,15	55*55
<b>4</b>	131,03	498,78	91,91	225,68	1113,06	712,36	28,69	55*55
<b>3</b>	131,03	629,81	111,02	336,7	1490,82	954,13	32,89	55*55
<b>2</b>	131,03	760,84	127,4	464,1	1895,61	1213,19	36,83	55*55
<b>1</b>	131,03	891,87	141,05	605,15	2322,92	1486,67	40,56	65*65
<b>RDC</b>	131,03	1022,9	154	759,15	2771,6	1773,83	44,12	65*65
<b>Sous-sol 1</b>	136,43	1159,33	200,4	959,55	3304,86	2115,11	47,99	65*65
<b>Sous-sol 2</b>	136,43	1295,76	222,4	1181,95	3874,42	2479,63	51,8	65*65

Tableau II.12 : section des poteaux centraux aux différent niveaux

### II.3.6.2.2 Vérification :

#### II.3.6.2.2.1 Vérification à la compression simple :

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression Ultime  $N_u$  de 10 %, tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35 N_G + 1.5 N_Q)$

#### Conclusion :

Les dimensions des poteaux prises en considération sont (40\*40) cm<sup>2</sup>

#### II.3.6.2.2.2 Vérification vis-à-vis du RPA2003 :

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) > 45\*45cm      en zone III
- Min (b, h) >  $h_e/20$       avec  $h_e = 408$  cm
- $1/4 < b/h < 4$

Condition	Poteau(cm)	Vérification	Condition
$h \geq 25 \text{ cm}$	$h = 45$	$h > 30$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 45$	$b > 30$	Vérifiée
$\text{Min}(b, h) > h_c/20$	$\text{Min}(b, h) = 45$	$40 > 20.4$	Vérifiée
$1/4 < b/h < 4$	$h=45, b=45$	$1/4 < 1 < 4$	Vérifiée

Tableau II.13 : Vérification des sections des poteaux selon RPA

### II.3.6.2.2.3 Condition de flambement

Selon l'Art B.8.4.1/BAEL 91modifiées 99

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

L'élancement  $\lambda$  des poteaux :

Avec :

$b$  : la petite dimension de la section de poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) (poteau encastreur à la base et articuler),  $i$  :

rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$L_0$ : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}; I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ )

$$\text{D'où } \lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Donc :**

Niveau	$B_{min}$ cm*cm	$L_0$	$\lambda \leq 35$	condition
terrasse	45	2,4	12,932646	vérifiée
6	45	2,4	12,932646	vérifiée
5	55	2,4	10,581256	vérifiée
4	55	2,4	10,581256	vérifiée
3	55	2,4	10,581256	vérifiée
2	55	2,4	10,581256	vérifiée
1	65	2,4	8,9533703	vérifiée
RDC	65	3,25	12,124356	vérifiée
Sous-sol 1	65	2,4	8,9533703	vérifiée
Sous-sol 2	65	2,4	8,9533703	vérifiée

Tableau II-14 : vérification de flambement

### III.3.6.3 Poteau de rive

La section afférente de plancher :

$$S_1 = 1.9 \times 1.4 = 2.31 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.9 \times 1.42 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}(\text{plancher}) = S_1 + S_2 = 5.67 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}(\text{plancher}) = 5.67 \text{ m}^2$$

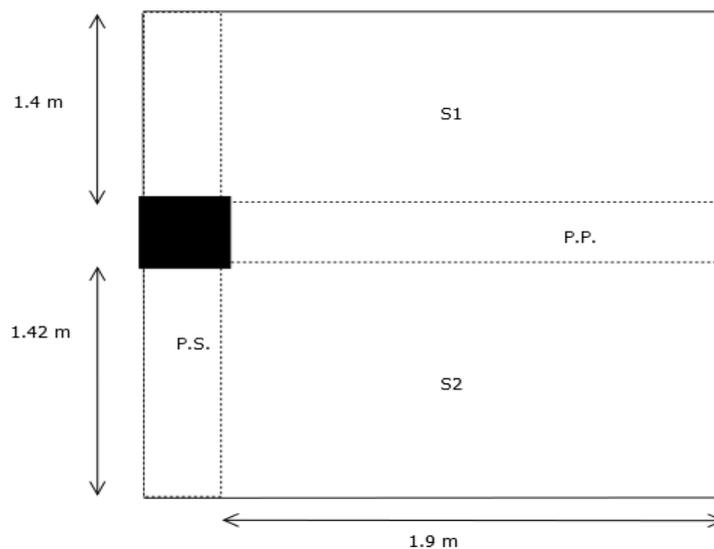


Figure II-10: schéma du poteau de la rive le plus sollicité

Niveaux	Charge d'exploitation	La valeur des charges	La somme d'exploitation	$\sum$ des charges d'exploitation	Surface m <sup>2</sup>	N <sub>Q</sub> (kN)
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1.0	Q <sub>0</sub>	1.00	5.76	5,67
Niv 7	Q <sub>2</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2,50		14,175
Niv 6	Q <sub>3</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85		21,8295
Niv 5	Q <sub>4</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05		28,6335
Niv 4	Q <sub>5</sub>	1,5	Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,10		34,587
Niv 3	Q <sub>6</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7		39,69
Niv 2	Q <sub>7</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7.75		43,9425
Niv 1	Q <sub>8</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,71(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	8.46		47,9682
RDC	Q <sub>9</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0,69(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )	9.28		52,6176
S-Sol 1	Q <sub>10</sub>	4	Q <sub>0</sub> +0,66(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	11.56		65,5452

Tableau II-15 : section des poteaux de rive aux différent niveaux

### II.3.6.3.1 calcul des charges permanentes :

#### ➤ Terrasse

	G	Surface ou Longueur	N <sub>G</sub> (kN)
Plancher	3,16	5,7	18,01
Toiture	0,52	22,79	11,85
P. Longitudinale	3,94	5	19,70
P. Transversale	3,5	1,75	6,13
<b>Sommes</b>			<b>55,69</b>

Tableau II-16 : la charge permanente de terrasse

☞ Étage courant et RDC:

	<b>G</b>	<b>Surface ou Longueur</b>	<b>N<sub>G</sub> (kN)</b>
<b>Plancher</b>	5,2	5,7	29,64
<b>P. Longitudinale</b>	3,94	5	19,70
<b>P. Transversale</b>	3,5	1,75	6,13
<b>Sommes</b>			<b>55,47</b>

Tableau II-17 : la charge permanente d'étage courant et RDC

☞ Sous-sol :

	<b>G</b>	<b>Surface ou Longueur</b>	<b>N<sub>G</sub> (kN)</b>
<b>Plancher</b>	5,5	5,7	31,35
<b>P. Longitudinale</b>	3,94	5	19,70
<b>P. Transversale</b>	3,5	1,75	6,13
<b>Sommes</b>			<b>57,18</b>

Tableau II-18 : la charge permanente de sous-sol

**Plancher = G \* Surface**

**P. Principal = G \* Longueur**

$G = 0.45 * 0.35 * 2.5 = 3.94 \text{ kN/m}$

**Longueur = 2.75 + 2 = 4.75**

**P. Secondaire = G \* Longueur**

$G = 0.45 * 0.35 * 0.2.5 = 3.5 \text{ kN/m}$

**Longueur = 2.25 + 2.75 = 5**

### II.3.6.2.2 Vérification

#### II.3.6.2.2.1 Vérification à la compression simple :

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression

Ultime  $N_u$  de 10 %, tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35 N_G + 1.5 N_Q)$

Niveau	$N_G$ (kn)	$N_G$ (kN) Cumulé	$N_q$ (kN)	$N_q$ (kN) Cumulé	$N_u$ (kN)	$B_e$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	$B_{min}$ cm*cm
<b>TER</b>	55,69	55,69	5,67	5,67	92,05515	58,915296	9,67563001	35*35
<b>7</b>	55,47	111,16	14,175	19,845	197,81685	126,602784	13,2517903	35*35
<b>6</b>	55,47	166,63	21,83	41,675	316,2093	202,373952	16,2258199	35*35
<b>5</b>	55,47	222,1	28,64	70,315	445,83825	285,33648	18,8919058	35*35
<b>4</b>	55,47	277,57	34,6	104,915	585,3012	374,592768	21,3543992	35*35
<b>3</b>	55,47	333,04	39,69	144,605	733,16265	469,224096	23,6615811	35*35
<b>2</b>	55,47	388,51	43,95	188,555	888,0531	568,353984	25,8401758	45*45
<b>1</b>	55,47	443,98	47,97	236,525	1049,57655	671,728992	27,9177351	45*45
<b>RDC</b>	55,47	499,45	52,62	289,145	1218,7725	780,0144	29,9287379	45*45
<b>Sous-sol 1</b>	57,18	556,63	65,55	354,695	1411,8423	903,579072	32,059592	55*55
<b>Sous-sol 2</b>	57,18	613,81	73,89	428,585	1618,6731	1035,95078	34,1861893	55*55

Tableau II-19 : section des poteaux de rive de différents niveaux

#### II.3.6.2.2.2 Vérification vis-à-vis du RPA 99/V2003 :

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) > 35 \times 35 \text{ cm}$  en zone III
- $\text{Min}(b, h) > h_e/20$  avec  $h_e = 408 \text{ cm}$
- $1/4 < b/h < 4$

Condition	Poteau(cm)	Vérification	Condition
$h \geq 25 \text{ cm}$	$h = 35$	$h > 30$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 35$	$b > 30$	Vérifiée
$\text{Min}(b, h) > h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 35$	$40 > 20.4$	Vérifiée
$1/4 < b/h < 4$	$h=35, b=35$	$1/4 < 1 < 4$	Vérifiée

Tableau II-20 : Vérification des poteaux de rive selon RPA

### II.3.6.3.2.3 Vérification de flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

L'élanement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$

Avec :

$b$  : la petite dimension de la section de poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) (poteau encastrez à la base et articuler),  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$L_0$ : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ) ;

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

$$\text{D'où } \lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Donc :

Niveau	$B_{\min}$ cm*cm	$L_0$	$\lambda \leq 35$	condition
TER	35	2,4	16,627688	vérifiée
7	35	2,4	16,627688	vérifiée
6	35	2,4	16,627688	vérifiée
5	35	2,4	16,627688	vérifiée
4	35	2,4	16,627688	vérifiée
3	35	2,4	16,627688	vérifiée
2	45	2,4	12,932646	vérifiée
1	45	2,4	12,932646	vérifiée
RDC	45	3,25	17,512958	vérifiée
Sous-sol 1	55	2,4	10,581256	vérifiée
Sous-sol 2	55	2,4	10,581256	verifiée

Tableau II-21 : vérification de flambement

## **II.4 : Conclusion :**

Jusque-là on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

# Chapitre III

## Calcul de ferrailage des éléments secondaires

### **III.1 Introduction :**

Les éléments non structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharge d'exploitation, ce pendant ils doivent être vérifiés sous l'action sismique.

Dans le présent chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ L'acrotère
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les planchers à corps creux.
- ✓ Plancher dalle pleine
- ✓ Les Balcons
- ✓ Dalle salle machine

### **III.2 Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute et permet d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

Il est considéré comme console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composé dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS.

#### **III.2.1 Schéma statique et diagrammes des efforts :**

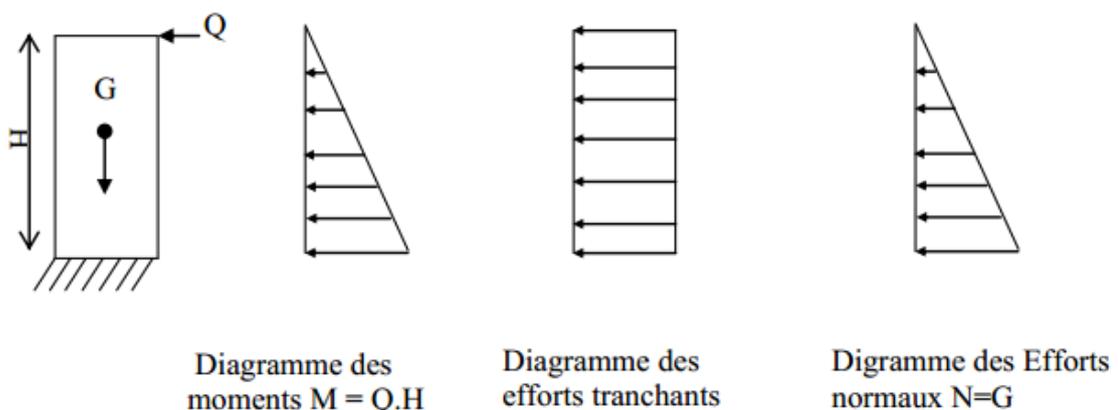


Figure III.1 : Schéma statique et diagrammes des efforts.

### **III.2.2 Evaluation des charges :**

- Poids propre de l'acrotère :  $G = 2.12 \text{ KN / ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = \max (Q_p ; F)$ .

$$Q_p = 1 \text{ KN /ml.}$$

F : La force sismique donnée selon RPA99/V2003  $F_p = 4. A. C_p. W_p$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA99/V2003, Zone III , Groupe d'usage 1B  $\Rightarrow A = 0.30$
- $C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau 6.1 du RPA :  $C_p = 0.8$
- $W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 2.12 \text{ KN}$

**Donc :**

$$F_p = 4 \times 0.30 \times 0.8 \times 2.12 = 2.04 \text{ KN}$$

Alors, la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max(1; 2.04) \Rightarrow Q = 2.04 \text{ KN/ml.}$$

### **III.2.3 Les combinaison des charges :**

#### **III.2.3.1 à l'ELU :**

La combinaison de charge est :  $1.35G+1.5Q$

- Effort Normal due à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.12 = 2.862 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement due à Q :

$$M_u = 1.5 \times 0.6 \times 2.04 = 1.84 \text{ KN.m}$$

#### **III.2.3.2 à l'ELS :**

La combinaison de charge est :  $G+Q$

- Effort Normal de compression due à G

$$N_s = G. 1 = 1 \times 2.12 = 2.12 \text{ KN/ml.}$$

- Moment de renversement due à Q :

$$M_s = M_Q = 0.6 \times 2.04 = 1.224 \text{ KN.m}$$

### III.2.4 Ferrailage :

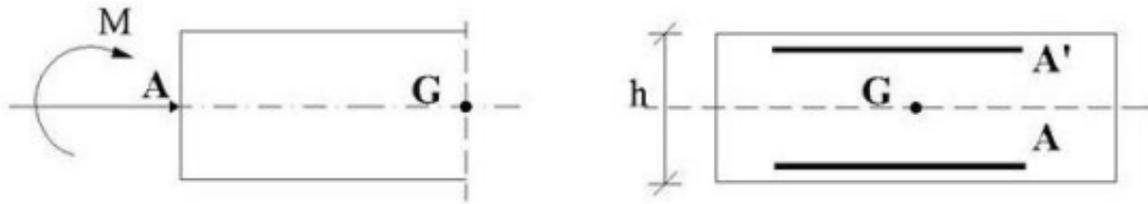


Figure III.2 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

#### III.2.4.1 Calcul de l'excentricité :

$$e_a : \text{excentricité additionnelle } e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{l}{250} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$e_1$  : excentricité due aux effet du premier ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.84}{2.862} = 0.64 = 64 \text{ cm}$$

$e_2$  : excentricité due aux effet du second ordre

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \cdot (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

$$\alpha = 10 \cdot \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \cdot \left( 1 - \frac{1.84}{1.5 \times 1.224} \right) \cong 0$$

Alors ;  $\alpha$  est nul  $\alpha = 0$ .

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 60)^2}{10^4 \times 60} \times (2 + 0 \times 2) = 0.144 \text{ cm}$$

$$e = e_a + e_1 + e_2 = 2 + 64 + 0.144 = 66.14 \text{ cm}$$

#### III.2.4.2 Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e = 2.862 \times 0.662 = 1.895 \text{ KN.m}$$

#### III.2.4.3 Calcul de la section d'acier en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.895 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.84}{1.224} = 1.5$$

$$\begin{aligned} \mu_{lu} &= (3440 \cdot \delta + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} \\ &= (3440 \times (1.5) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = 0.334 \end{aligned}$$

$$\mu_b = 0.021 < \mu_{lu} = 0.334$$

Donc pas d'armature comprimé  $A' = 0$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6 \cdot \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 \cdot (1 - 0.6 \times 0.021) = 0.079 \text{ m}$$

#### III.2.4.4 les armatures fictifs :

$$A_f = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1.84 \times 10}{0.079 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

#### III.2.4.5 Calcul de section d'acier en flexion composé :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.67 - \left( \frac{2.862 \times 10}{348} \right) = 0.56 \text{ cm}^2$$

#### III.2.4.6 Vérification de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es - 0.45d}{es - 0.185d}$$

$$\text{Avec : } es = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.224}{2.12} = 0.58 = 58 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{58 - 0.45 \times 8}{58 - 0.185 \times 8} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.93 \text{ cm}^2 > A_s = 0.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \quad \mathbf{La C.N.V}$$

La condition n'est pas vérifiée donc le ferrailage se fera avec  $A_{min}$

$$\text{Soit : } A_s = \mathbf{6 HA 8/ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

On prendre un espacement de 15 cm  $S_t = \mathbf{15 cm}$

$$A_s = \mathbf{3.06 cm}^2$$

#### III.2.4.7 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.06}{4} = 0.765 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Puisque les forces horizontales s'exercent sur les deux sens on va prendre le même ferrailage pour la zone comprimé ( $A = A'$ ).

### III.2.5 Vérifications:

#### III.2.5.1 Vérifications à L'ELU :

► Vérification au cisaillement :

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times Q}{b \times d} = \frac{1.5 \times 2.04 \times 10^3}{1 \times 0.08 \times 10^6} = 0.04 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ est vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

► Vérification de l'adhérence des barres :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \cdot \pi \cdot 8 = 100.48 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 2.04 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.423 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ est vérifié}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

#### III.2.5.2 Vérifications à L'ELS :

On doit vérifier :

- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

##### III.2.5.2.1 La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

$$\sigma_{bc} = k \cdot y$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{On a : } \frac{b \cdot y_1^2}{2} + n \cdot (A + A') \cdot y_1 - n \cdot (Ad + A'd) = 0$$

$$n = 15 \quad \text{et } A' = 0$$

$$\text{Donc : } \frac{100}{2} \times y_1^2 + 15 \cdot (3.06 + 0) \cdot y_1 - (15 \times 3.06 \times 8) = 0$$

$$\Rightarrow 50 \cdot y_1^2 + 45.9y_1 - 367.2 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 2.29 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } I = \frac{b}{3} y_1^3 + n \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + n \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2.$$

$$I = \frac{100}{3} \times (2.29)^3 + 15 \times 3.06 \times (8 - 2.29)^2 + 0$$

$$I = 400.3 + 1496.53 = 1896.83 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1.224 \times 10^{-3}}{1896.83 \times 10^{-8}} = 64.53 \text{ MN/m}^3$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = k \cdot y = 64.53 \times 2.29 \times 10^{-2} = 1.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.48 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**III.2.5.2.2 La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400 = 266.67 \text{ Mpa} \\ 110 \cdot \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a : } \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\sigma_s = \eta \cdot k \cdot (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 64.53 \times (8 - 2.29) \times 10^{-2} = 55.27 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_s = 55.27 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**III.2.5.3 Vérification des espacements des barres :**

➤ **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm})$$

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

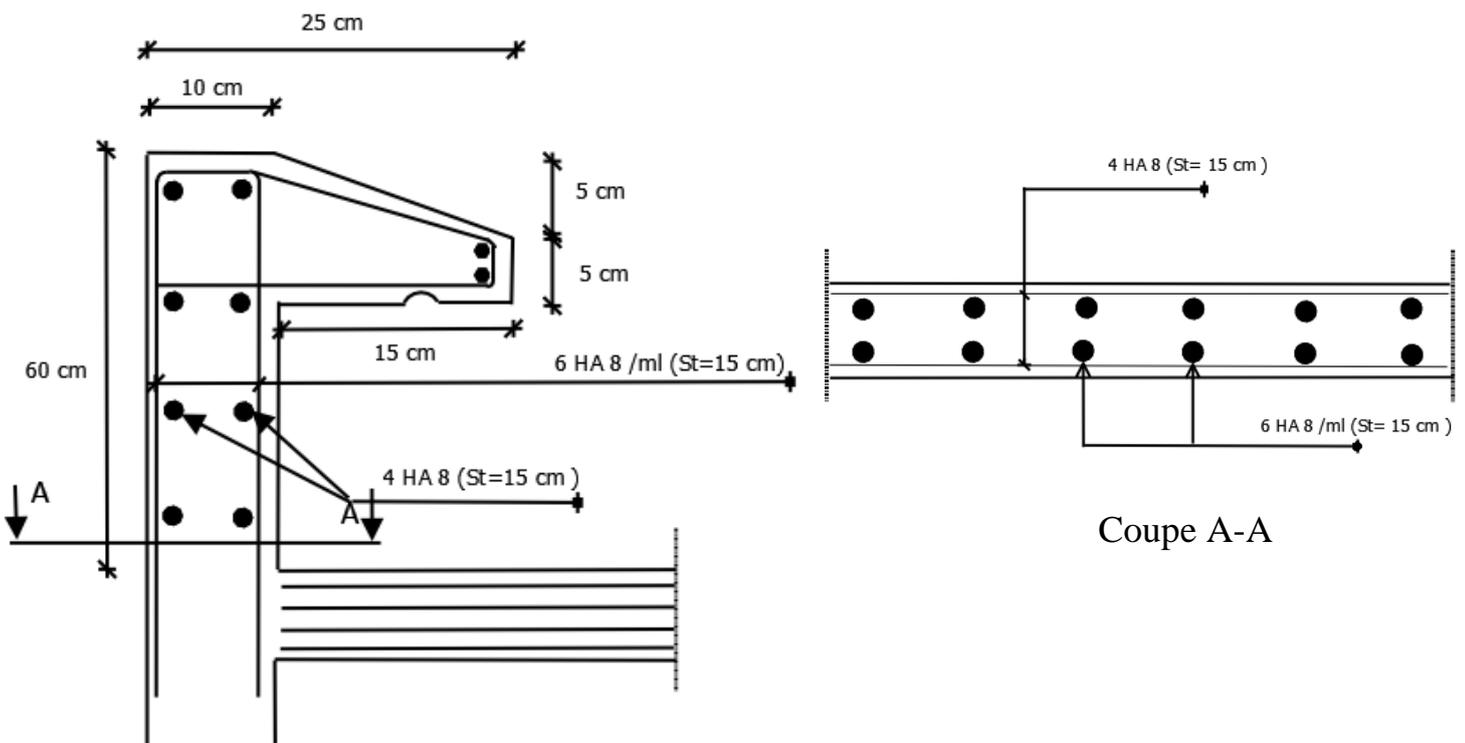
➤ **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm})$$

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**III.2.5.4 Shéma de ferrailage de l'acrotère :**



**Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

### **III.3 Etude des escaliers :**

#### **III.3.1 Introduction :**

L'escalier est un ouvrage en béton armé coulé sur place constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permet l'accédé aux différents niveaux.

#### **III.3.2 L'escaliers de deux sous-sol :**

Notre escalier au niveau des deux entre sol est un escalier balancé en béton armé

##### **III.3.2.1 Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement , les escaliers sont sollicités par les actions suivants :

- Charge permanente  $G = 8.78 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .

##### **III.3.2.2 Combinaison des charges :**

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 8.78 + 1.5 \times 2.5 = 15.60 \text{ KN/ml}$$

###### **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 8.78 + 2.5 = 11.28 \text{ KN/ml}$$

##### **III.3.2.3 schéma statique de calcul :**

###### **1.A l'ELU :**

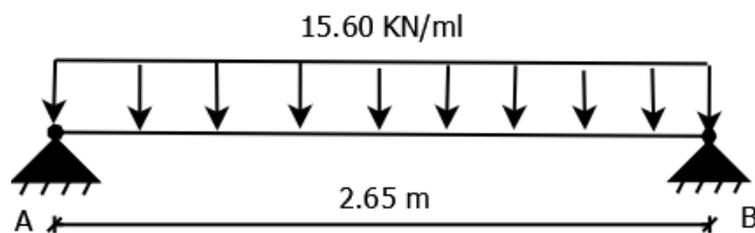


Figure III.4 : Schéma Statique à l'ELU

###### **2.A l'ELS :**

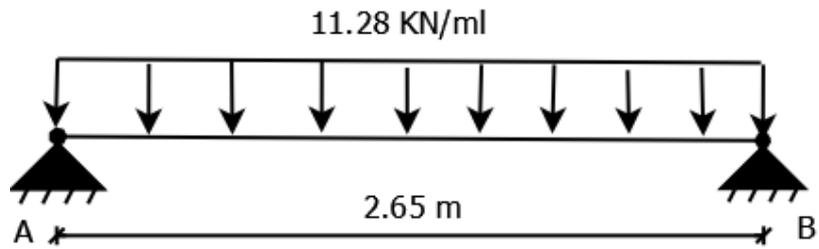


Figure III.5 : Schéma Statique à l'ELS

**III.3.2.3 Calcul des moments et des efforts tranchant :**

**III.3.2.3.1 à l'ELU :**

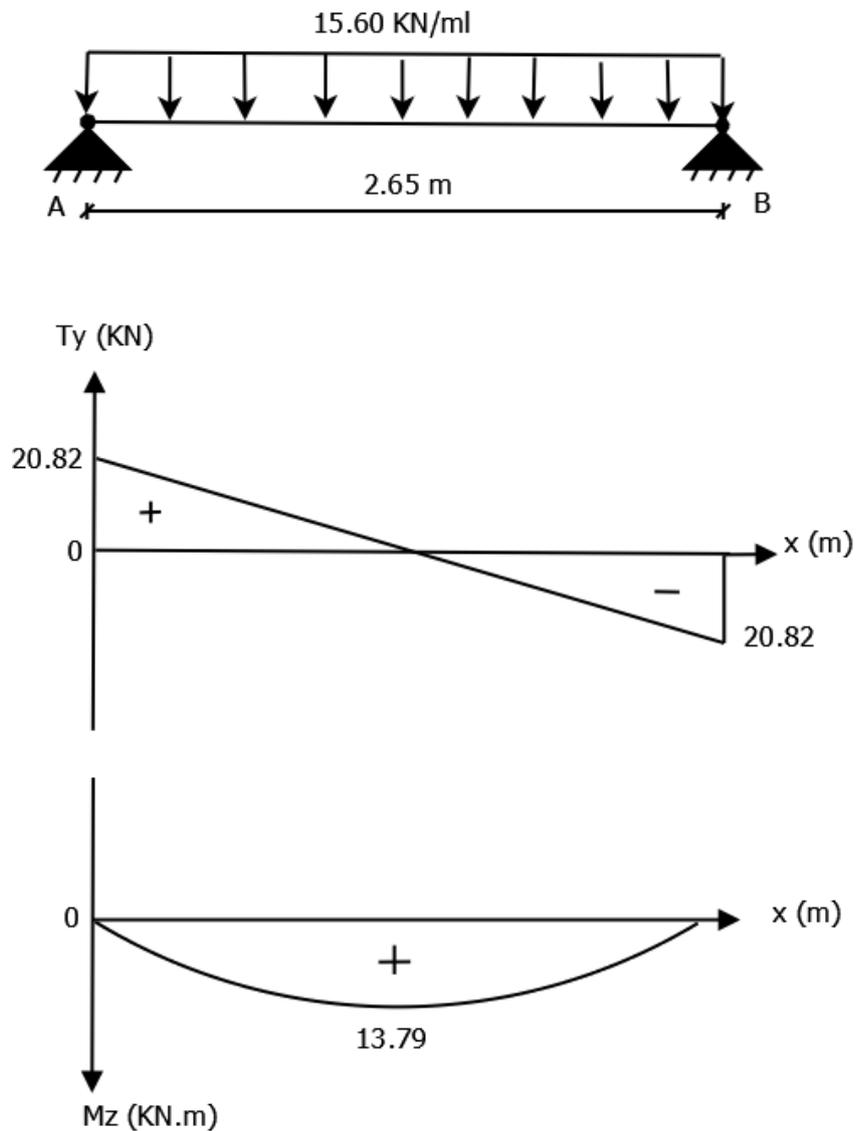
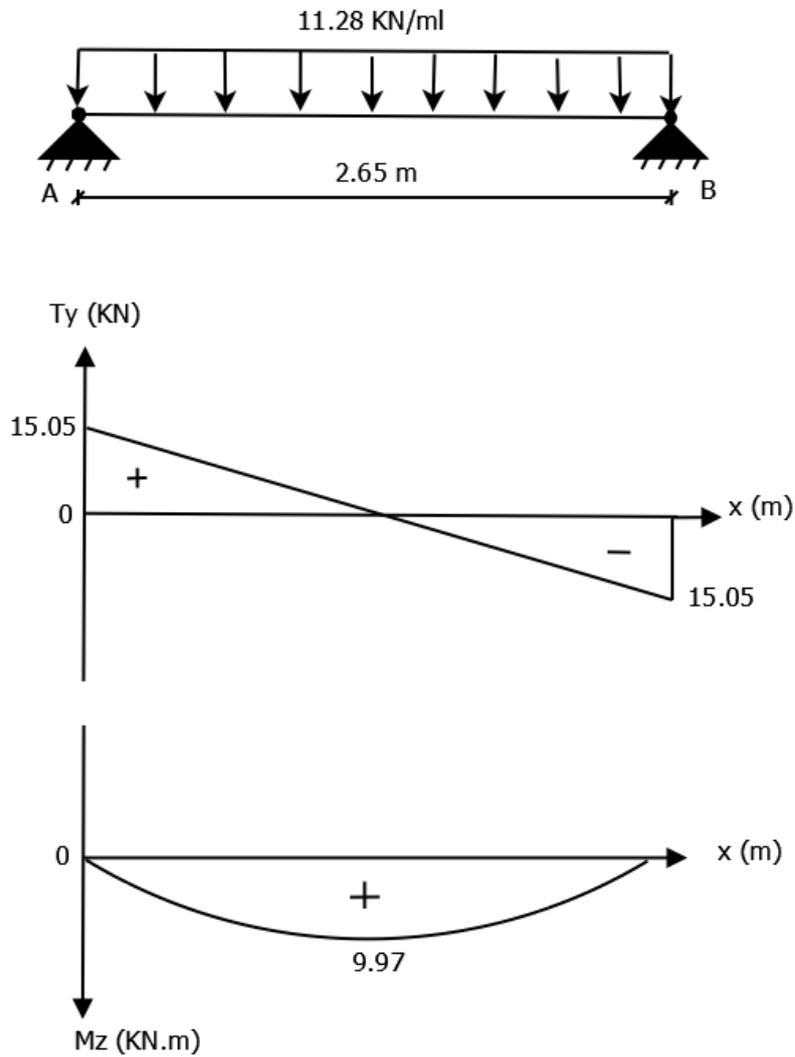


Figure III.6 : diagramme de calcul à l'ELU

**III.3.2.3.2 à l'ELS :**



**Figure III.7 : diagramme de calcul à l'ELS**

On utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments en appuis et en travée :

$$M_{tra} = 0.8M_0$$

$$M_{app} = 0.3M_0$$

Etat	$M_0$ (KN.m)	$M_{tra}$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)
ELU	13.79	11.032	4.14
ELS	9.97	7.976	2.99

**Tableau III.1 : Calcul des moments en travées et en appuis**

### III.3.2.4 Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une dalle horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément répartie.

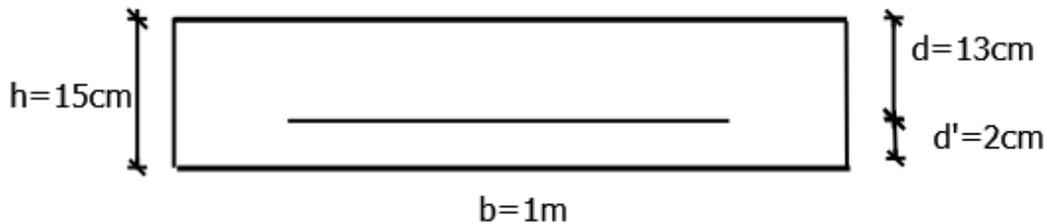


Figure III.8 : Section d'acier

#### III.3.2.4.1 Armature longitudinale :

❖ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{11.032 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\delta = \frac{M_{tra_u}}{M_{tra_{ser}}} = \frac{11.032}{7.976} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = (3440 \cdot \delta \cdot \theta + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

D'où :  $\mu_{lu} = 0.046 < \mu_{lu} = 0.292 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée.

Donc on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.046)$$

$$Z_b = 12.64 \text{ cm}$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{11.032 \times 10^{-3}}{0.1264 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

❖ En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0173$$

$$\delta = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{4.14}{2.99} = 1.385$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.385 + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.294$$

D'où :  $\mu_{lu} = 0.0173 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée.

Donc on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d. (1 - 0.6\mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.0173)$$

$$Z_b = 12.86 \text{ cm} .$$

Alors :

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{4.14 \times 10^{-3}}{0.1286 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### **III.3.2.4.2 Armature de répartition :**

$$\rightarrow \text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{En Appuis : } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.68 \text{ cm}^2$$

#### **III.3.2.5 Vérification à l'ELU :**

##### **➤ Condition de non fragilité (BEAL 91 A.4.2)**

$$A_{min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

$$A_a = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

##### **➤ Vérification de la disposition des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.42)**

a/ Armature longitudinale :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

b/ Armature de répartition :

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2)**

$$T_{u_{max}} = 20.82 \text{ KN}$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

La fissuration est peu préjudiciable

$$\tau_u = \frac{20.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 Art A6.3) :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226.08 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{20.8 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.787 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{C.V}$$

**III.3.2.6 Vérification à l'ELS :**

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot (A + A') \cdot y - n \cdot (Ad - A'd) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A \cdot (d - y)^2 + n \cdot A' \cdot (y - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \cdot k \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 202 \text{ Mpa}$$

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	K(KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub>	
Travée	7.976	6.79	4.23	10356.48	77014.6	3.26	C.V	101.3	C.V
Appuis	2.99	6.79	4.23	10356.48	28870.8	1.22	C.V	37.98	C.V

Tableau III.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

### III.3.2.6 Schéma de ferrailage :

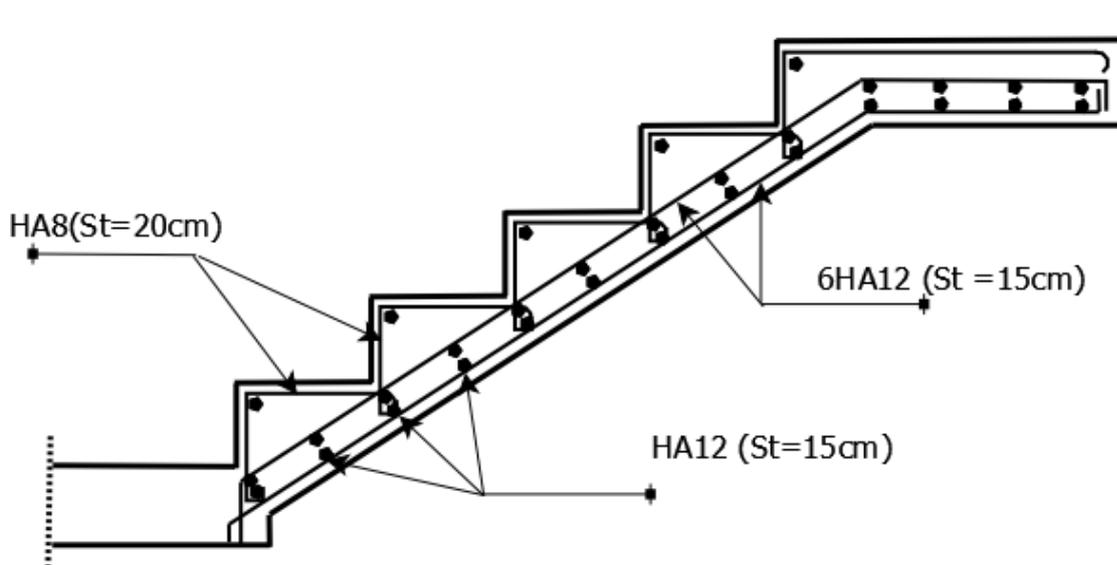


Figure III.9 : schéma de ferrailage d'escalier de deux sous-sol

### III.3.3 L'escaliers des étages courants :

Les escaliers des étages courants sont en béton armé coulé sur place ils sont constitués de paliers et de paillasse, l'escalier doit être calculer en flexion simple pour un mètre d'emmarchement.

#### III.3.3.1 Détermination des sollicitations de calcul :

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente	G <sub>1</sub> = 8.78 KN	G <sub>2</sub> = 5.31 KN
Surcharge d'exploitation	Q = 2.5	Q = 2.5

Tableau III.3 : charge et surcharge sur l'escalier

#### III.3.3.2 Combinaisons des charges :

- A l'ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- A l'ELS :  $Q_{ser} = G + Q$

Elément	ELU	ELS
Paillasse	$Q_{u1} = 15.60 \text{ KN/ml}$	$Q_{s1} = 11.28 \text{ KN/ml}$
Palier	$Q_{u2} = 10.92 \text{ KN/ml}$	$Q_{s2} = 7.81 \text{ KN/ml}$

Tableau III.4 : calcul des charges à l'ELU et à l'ELS

**III.3.3.3 Schéma statique de calcul :**

**1. A l'ELU :**

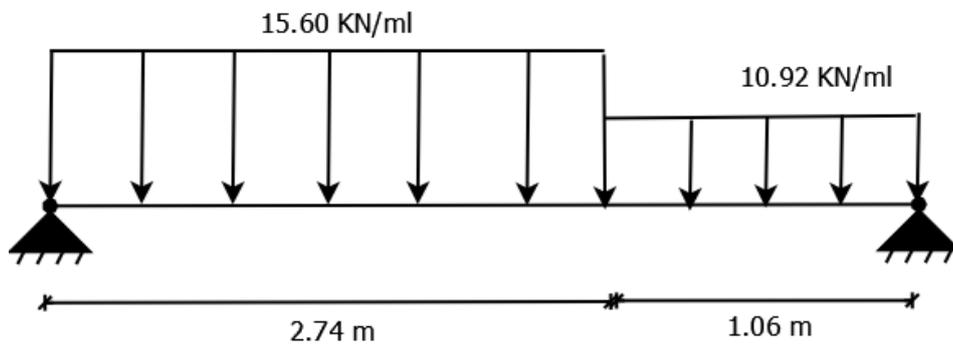


Figure III.10 : schéma statique de calcul à l'ELU

**2. A l'ELS :**

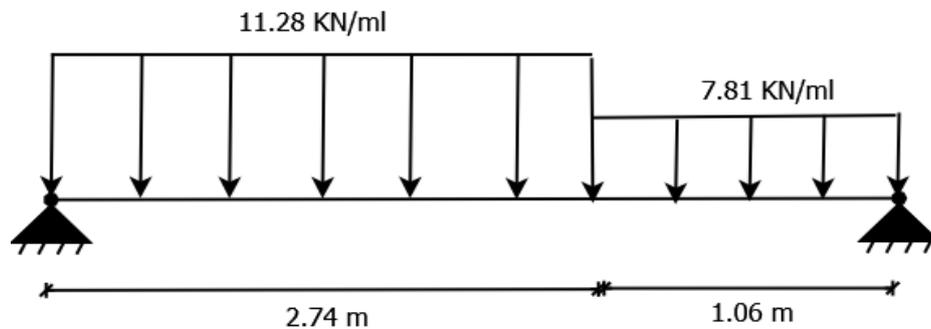


Figure III.11: schéma statique de calcul à l'ELS

**III.3.3.4 calcul de moment et de l'effort tranchant :**

**1. A l'ELU :**

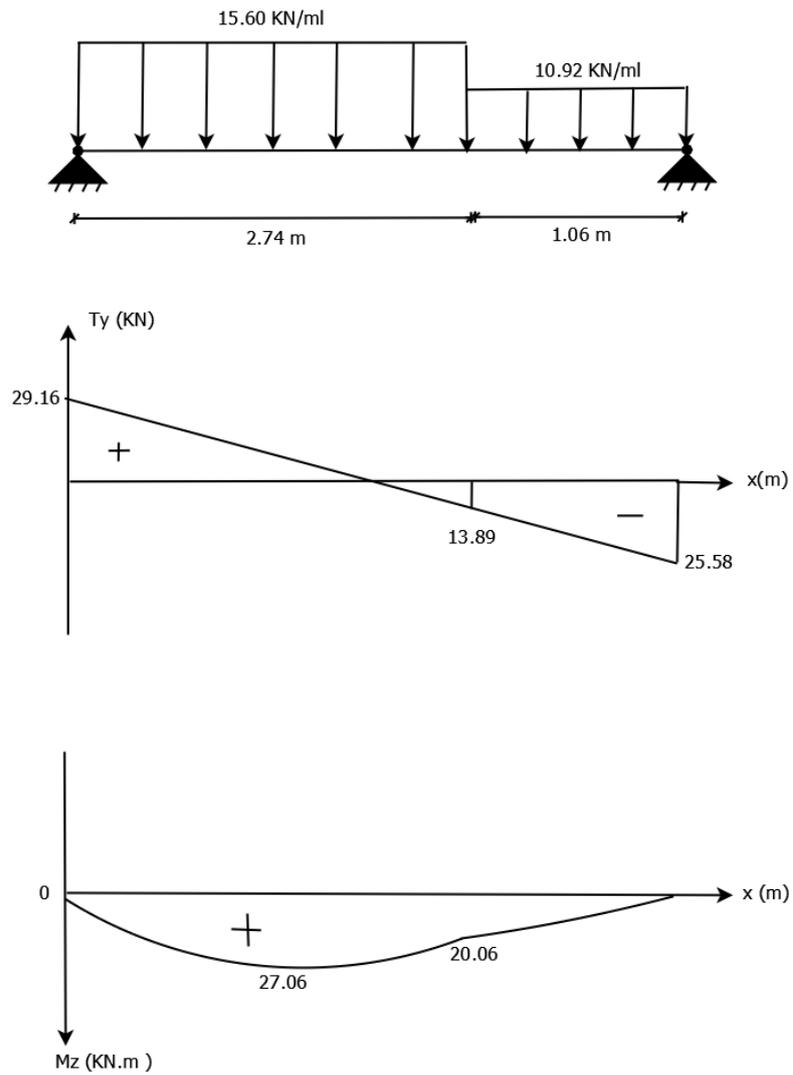


Figure III.12: Diagramme de calcul à l'ELU.

## 2. A l'ELS :

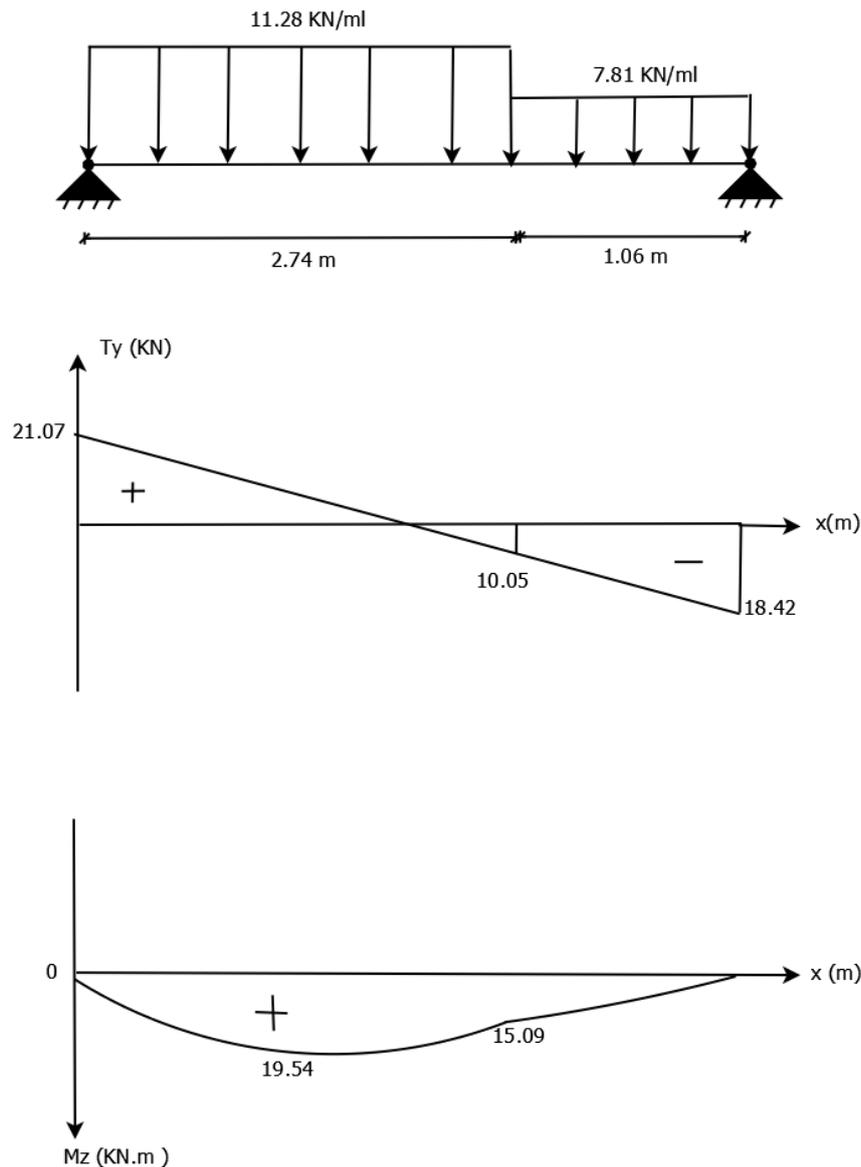


Figure III.13: Diagramme de calcul à l'ELS.

On utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments en appuis et en travée :

$$M_{tra} = 0.8M_0$$

$$M_{app} = 0.3M_0$$

Etat	$M_0$ (KN.m)	$M_{tra}$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)
ELU	27.06	21.65	8.12
ELS	19.54	15.63	5.86

Tableau III.5 : calcul des moment en appuis et en travée.

### III.3.3.5 Calcul de ferrailage à l'ELU :

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

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, la paillasse est assimilée à une dalle horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément répartie.

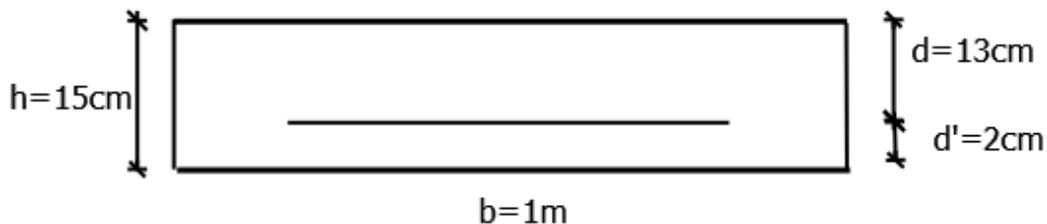


Figure III.14 : Section d'escalier

#### III.3.3.5.1 Armature longitudinale :

❖ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{21.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\delta = \frac{M_{trau}}{M_{tra ser}} = \frac{21.65}{15.63} = 1.385$$

$$\mu_{lu} = (3440 \cdot \delta \cdot \theta + 49 \cdot f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.294$$

D'où :  $\mu_{lu} = 0.09 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée.

Donc on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.09)$$

$$Z_b = 12.30 \text{ cm}$$

Alors :

$$A_u = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{21.65 \times 10^{-3}}{0.1230 \times 348} = 5.06 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

❖ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\delta = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{8.12}{5.86} = 1.386$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.385 + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.294$$

**D'où:**  $\mu_{lu} = 0.034 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$  pas d'armature comprimée.

Donc on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d. (1 - 0.6\mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.034)$$

$$Z_b = 12.73 \text{ cm} .$$

Alors :

$$A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{8.12 \times 10^{-3}}{0.1273 \times 348} = 1.833 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### **III.3.3.5.2 Armature de répartition :**

$$\rightarrow \text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{En Appuis : } A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

### **III.3.3.6 Vérification à l'ELU :**

➔ **Condition de non fragilité (BEAL 91 A.4.2)**

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

$$A_a = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

➔ **Vérification de la disposition des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.42)**

**a/ Armature longitudinale :**

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$$

**b/Armature de répartition :**

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2)**

$$T_{u_{max}} = 29.16 \text{ KN}$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

La fissuration est peu préjudiciable

$$\tau_u = \frac{29.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.224 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.224 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 Art A6.3) :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226.08 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{29.16 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 1.102 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{C.V}$$

**III.3.3.7 Vérification à l'ELS :**

$$\frac{by^2}{2} + n \cdot (A + A') \cdot y - n \cdot (Ad - A'd) = 0$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n \cdot A \cdot (d - y)^2 + n \cdot A' \cdot (y - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Contrainte maximale dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \cdot k \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 202 \text{ Mpa}$$

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	K(KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub>	
Travée	15.63	7.92	4.49	11620.8	134500.2	6.04	C.V	171.69	C.V
Appuis	5.86	7.92	4.49	11620.8	50426.82	2.26	C.V	64.37	C.V

Tableau III.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

### III.3.3.8 Schémas de ferrailage d'escalier :

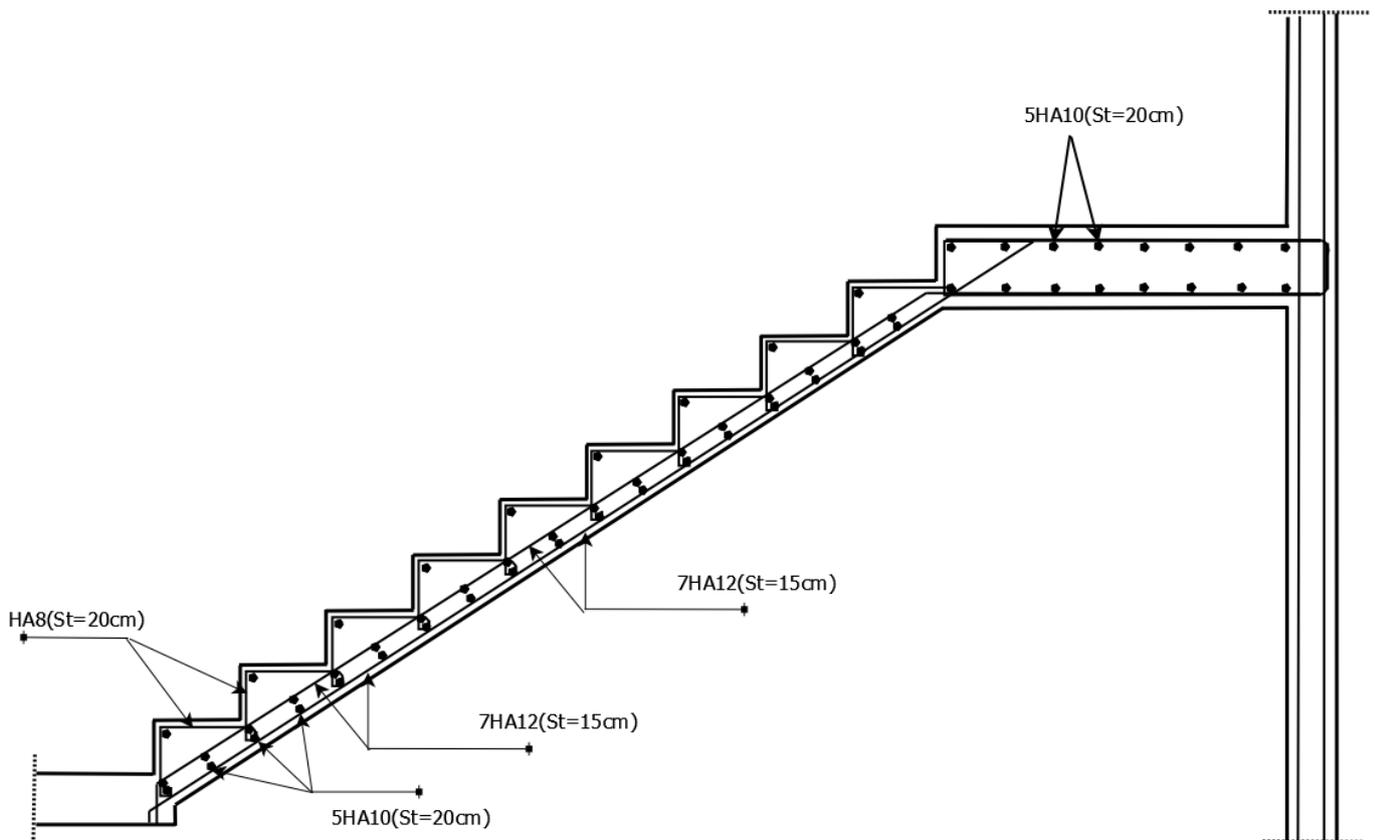


Figure III.15 : Schéma de ferrailage d'escalier des étages courants

## III.4 Etude des planchers:

### III.4.1 Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations.
- Bonne isolation thermique et phonique.
- Transmission des charges et surcharges aux éléments secondaires qui vont transmettre à leurs tours aux fondations.

Parmi les types des planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont utilisés généralement pour les bâtiments à surcharge modérée c'est-à-dire :

$Q \leq \min(2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ . Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède.

Le plancher qu'on va étudier est en (16+5 ) cm

16 cm : Corps creux

05 cm : Dalle de compression

### **III.4.2 Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

#### **III.4.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = 4 \times \frac{l}{f_e} = 4 \times \frac{60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$l$  : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$ ).

Dans notre cas :  $l = 60 \text{ cm}$

Soit  $A_{\perp} = 5T5/\text{ml}$

On adopte une section  $A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 20 cm.

#### **III.4.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_{\parallel} = 5T5/\text{ml}$

On adopte une section  $A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 20 cm

#### **III.4.2.3 Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

### III.4.2.4 Schéma de ferrailage :

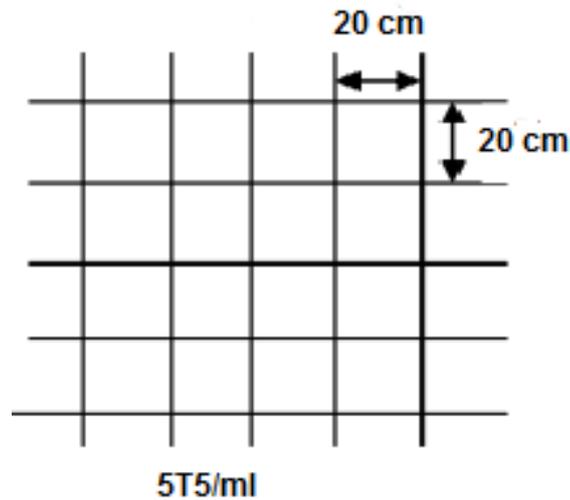


Figure III.16 : schéma de ferrailage (treillis soudé TLE 520)

### III.4.3 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Avec :

- ✓  $b$  : largeur de la poutre.
- ✓  $h$  : hauteur de la poutre.
- ✓  $c$  : enrobage (3cm)
- ✓  $d$  : hauteur utile.

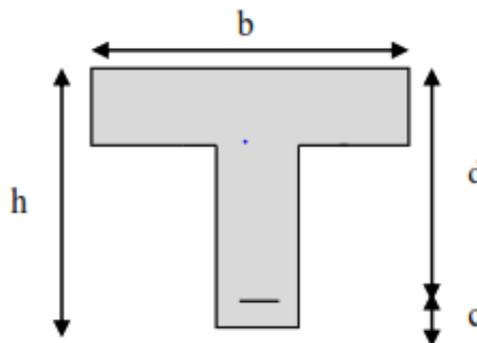


Figure III.17 : schéma statique de poutrelle

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :  
Avant et après coulage du béton

#### 1 étape : avant le coulage de la table de compression :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.

- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q=1\text{KN/m}^2$

**Evaluation des charges et surcharges :**

- **La charge permanent :**

- ✓ poids propre de la poutrelle  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- ✓ poids de corps creux  $G_2 = 0.60 \times 0.95 = 0.57 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.69 \text{ kN/ml}$$

- **La charge d'exploitation :**

- ✓ Poids de la main d'œuvre  $Q = 1 \times 0.60 = 0.60\text{kN/ml}$

➤ **Combinaison de charge :**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.83 \text{ kN/ml}$

ELS :  $q_{ser} = G + Q = 1.29\text{kN/ml}$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1.83 \times \frac{5^2}{8} = 5.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 1.29 \times \frac{5^2}{8} = 4.03\text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$$M_u = 5.72 \text{ kN.m} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.20} = 8.39$$

Avec :  $c = 2\text{cm}$  ;  $d$  : la hauteur utile ( $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ )

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.42 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.306$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \quad \text{La section doublements armée } A' \neq 0$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais vu la faible section du béton il est impossible de les placées. Il faut donc prévoir un étayage pour soutenir les poutrelles lors de la pose des corps creux et de coulage du béton.

**2 étapes : Après le coulage de la dalle de compression:**

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement.

Type de charges	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	$q_u \left(\frac{KN}{ml}\right)$	$q_{ser} \left(\frac{kN}{ml}\right)$
Planche terrasse inaccessible	6.47	1	10.23	7.47
Planche étage courante(RDC)	5.27	4	13.11	9.27

Tableau III.7 : combinaison de charge

On fait l'étude seulement sur le plancher de RDC , car si le plancher le charger par rapport au autre plancher des étages courantes .

### III.4.3.1 Schéma statique :

#### ELU :

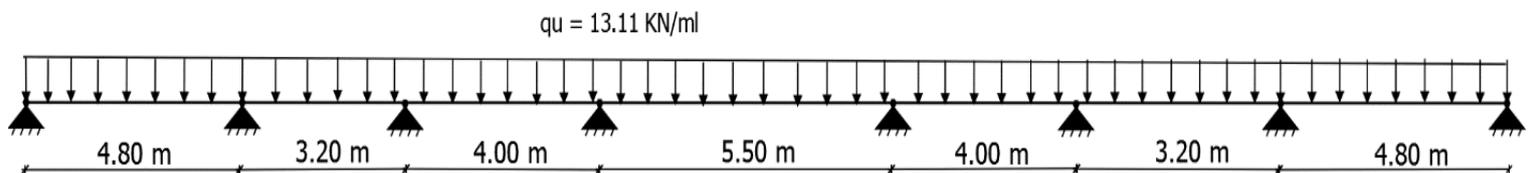


Figure III.18 : schéma statique de calcul à l'ELU

#### ELS :

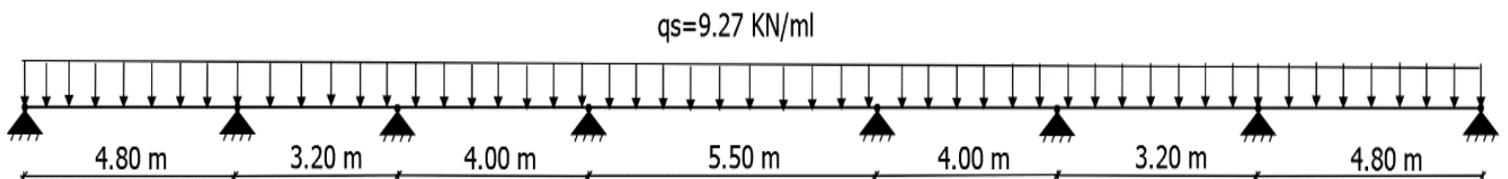


Figure III.19 : schéma statique de calcul à l'ELS

### III.4.3.2 Méthode de calcul :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- ✓ la méthode forfaitaire
- ✓ la méthode de Caquot

#### a) Méthode forfaitaire :

$$G = 5.27 * 0.60 = 3.16 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 4 * 0.60 = 2.4 \text{ KN/ml}$$

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

- La valeur de la charge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN})$$

$$\left. \begin{array}{l} 2.G = 2 * 3.16 = 6.32 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.4 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{---- condition vérifié.}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

$$I_i = I_{i+1} \text{----- condition vérifié.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable. (Condition vérifiée).
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \text{-----} \frac{3.20}{4.00} = 0.8 \text{----- condition vérifié.}$$

### **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

#### ➤ **Principe de la méthode :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumis aux charges que la travée considérée.

#### ➤ **Calcul de coefficient $\alpha$ :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.4}{3.16 + 2.4} = 0.432$$

Avec :

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitations (Q) à la somme des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitations (Q).

Donc :  $\alpha = 0.319$  tel que  $0 \leq \alpha \leq 2/3$

Les valeurs prises pour  $M_t$  ;  $M_w$  ;  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha) ; 1.05M_0]$$

$$M_t \geq \left[ \frac{1+0.3\alpha}{2} \right] M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \left[ \frac{1.20+0.3\alpha}{2} \right] M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$M_t$  : moment maximal en travée dans la travée considérée.

$M_e$  : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_w$  : valeur absolue du moment sur l'appui gauche.

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6.M_0$  pour une poutre à deux travées.

- $0,5.M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4.M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas une poutre sur (8) appuis, on aura le diagramme suivant :

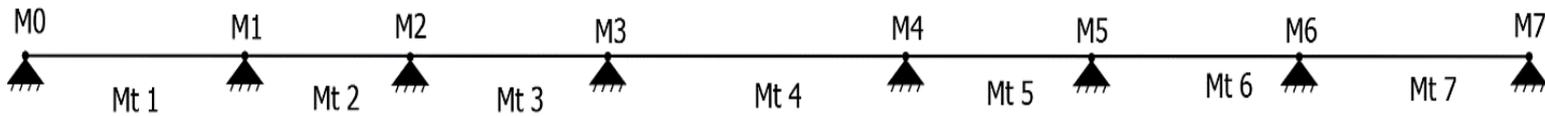


Figure III.20 diagramme des moments d'une poutre continue

- ✓ **Appui de rive :**  $M_0 = 0.30 M_{01}$   
 $M_7 = 0.30 M_{67}$
- ✓ **Appui voisin de rive :**  $M_1 = \max 0.5 (M_{01} ; M_{12})$   
 $M_6 = \max 0.5 (M_{56} ; M_{67})$

**Pour les travées de rive :**

$$M_{t1} = M_{t7} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01}$$

**Pour les travées intermédiaires :**

$$M_{t2} = \frac{1 + 0.5\alpha}{2} \times M_{23}$$

$$M_{t3} = \frac{1 + 0.4\alpha}{2} \times M_{34}$$

$$M_{t4} = \frac{1 + 0.4\alpha}{2} \times M_{45}$$

$$M_{t5} = \frac{1 + 0.4\alpha}{2} \times M_{56}$$

$$M_{t6} = \frac{1 + 0.5\alpha}{2} \times M_{67}$$

$M_0$  : moment maximal en travée de référence d'une poutre isostatique soumise aux mêmes

Charges que la travée étudiée.

- **Application de la méthode :**

**ELU :**  $q_u = 13.11 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_{ser} = 9.27 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M = q_u \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_{01} = 13.11 \times \frac{4.80^2}{8} = 37.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{12} = 13.11 \times \frac{3.20^2}{8} = 16.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{23} = 13.11 \times \frac{4.0^2}{8} = 26.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{34} = 13.11 \times \frac{5.5^2}{8} = 49.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{45} = 13.11 \times \frac{4.0^2}{8} = 26.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{56} = 13.11 \times \frac{3.20^2}{8} = 16.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{67} = 13.11 \times \frac{4.8^2}{8} = 37.76 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments sur appuis :

$$M_0 = 0.3 \times M_{01} = 11.33 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0.3 \times M_{78} = 11.33 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = 0.5 \times M_{01} = 18.88 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0.4 \times M_{34} = 10.5 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \times M_{45} = 19.82 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \times M_{45} = 19.82 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \times M_{56} = 10.5 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0.5 \times M_{67} = 18.88 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments en travée : on a deux conditions

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_1 \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_2 \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

$$M_2 \geq \frac{1.20+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$$1 + 0.3 * \alpha = 1 + 0.3 * 0.432 = 1.13$$

$$1.20 + 0.3 * \alpha = 1.20 + 0.3 * 0.432 = 1.33$$

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.20 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.33}{2} M_0 = 0.665 M_0 \quad \text{---} \quad M_t \geq 0.665 M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.1M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_t + 0.4M_0 \geq 1.1M_0$$

$$M_t \geq 0.70M_0 \quad \text{on prend : } M_t = 0.7M_0$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.13}{2} M_0 = 0.565 M_0 \text{ --- --- --- } -M_t \geq 0.565 M_0$$

$$M_t + \frac{0.5M_0}{2} \geq \max[1.1M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_t + 0.25 M_0 \geq 1.1 M_0$$

$$M_t \geq 0.85 M_0 \text{ on prend : } M_t = 0.85 M_0$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \left( q_u \times \frac{l}{2} \right)$$

$$T_e = T_w - (q_u \times L)$$

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L (m)	4.80	3.20	4.00	5.50	4.00	3.20	4.80	
M <sub>0</sub> (KN.m)	37.76	16.78	26.21	49.57	26.22	16.78	37.76	
N° d'appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Coef.forfaitaie	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M <sub>a</sub> (KN.m)	11.33	18.88	10.5	19.82	19.82	10.5	18.88	11.33
M <sub>t</sub> (KN.m)	26.43	14.26	22.28	42.13	22.28	14.26	26.43	
M <sub>w</sub> (KN.m)	11.33	18.88	10.5	19.82	19.82	10.5	18.88	
M <sub>e</sub> (KN.m)	18.88	10.5	19.82	19.82	10.5	18.88	11.33	
L (m)	5.50							
Q <sub>u</sub> (KN)	13.11							
T <sub>w</sub> (KN)	2.78	10.75	1.90	6.56	11.22	2.37	10.33	
T <sub>e</sub> (KN)	-60.15	-31.20	-50.54	-65.55	-41.22	-39.58	-52.60	

Tableau III.8 : les moments et les efforts tranchants dans les différentes Travées.

➤ Les diagrammes :

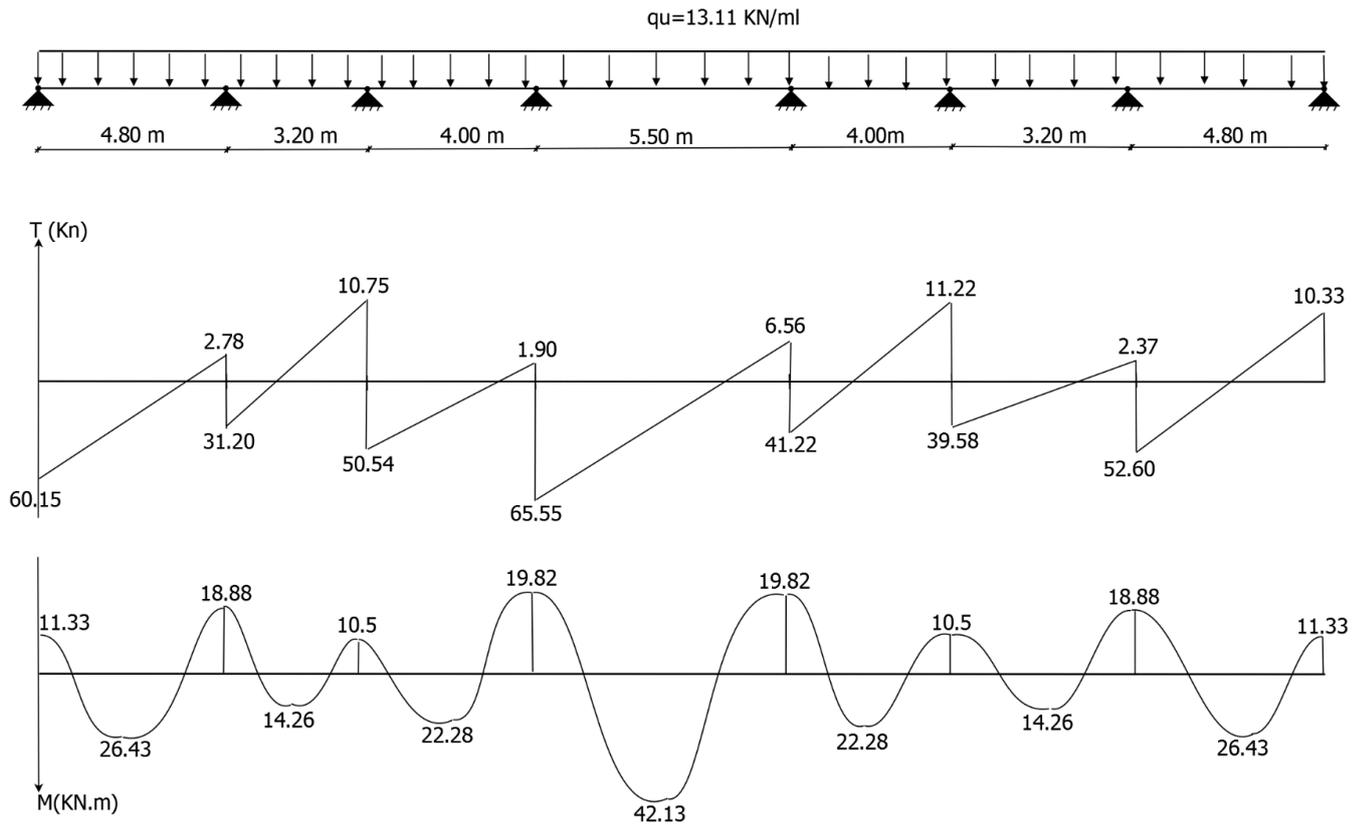


Figure III.21 : les diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant

### III.4.3.3 Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :

➤ **Calcul des armateurs :**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée :  $M_{t \max} = 42.13 \text{ KN.m}$
- Sur appui :  $M_{a \max} = 19.82 \text{ KN.m}$

➤ **En travée :**

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = F_{bc} \times Z_b$$

Avec :  $F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu} = 0.60 \times 0.05 \times 14.20 \times 10^3 = 426 \text{ kN}$

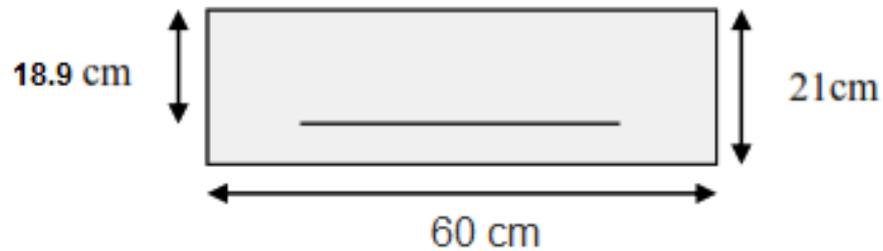
$$Z_b = d - \frac{h_0}{2} \quad \text{avec } d = 0.9 h = 18.9 \text{ cm}$$

$$Z_b = 16.4 \text{ cm}$$

$$M_t = 426 \times 0.164 = 69.86 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_t = 69.86 \text{ KN.m} > M_{t\max} = 42.13 \text{ KN.m}}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :



$$\mu_u = \frac{M_{t \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42.13 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.189^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\mu_u = 0.138 < \mu_l = 0.306 \text{ --- } A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé)}$$

$\mu_u < 0.306$  Méthode simplifié.

$$A_u = \frac{M_{t \max}}{Z \times f_{ed}}$$

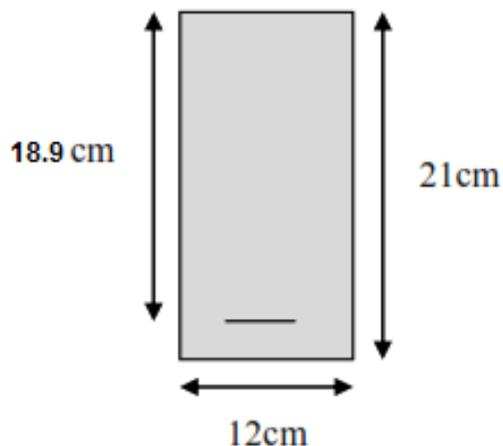
$$\text{Avec : } Z = d(1 - 0.6\mu_u) = 0.189(1 - 0.6 \times 0.138) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_u = 42.13 \times \frac{10^{-3}}{0.173 \times 348} \times 10^4 = 6.99 \text{ cm}^2$$

**Soit : (3 HA14 + 3 HA12)  $A_{u \text{ adopte}} = 8.01 \text{ cm}^2$**

➤ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ( $b_0, h$ ).



$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.82 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.20} = 0.325$$

$\mu_u = 0.325 > \mu_l = 0.306 \text{ --- } A' \neq 0$  **La section est doublement armée**

Les armatures comprimées sont nécessaires, mais vu la faible section du béton il est impossible de les placées. Donc on calcul seulement les armatures tendues

Alors en utilisent la méthode simplifier

$$A_u = \frac{M_a \max}{Z \times f_{ed}}$$

$$Z = d(1 - 0.6\mu_u) = 0.189(1 - 0.6 \times 0.407) = 0.143 \text{ m}$$

$$A_u = 19.82 \times \frac{10^{-3}}{0.143 \times 348} \times 10^4 = 3.98 \text{ cm}^2$$

**Soit : 3 HA14  $A_u \text{ adopte} = 4.62 \text{ cm}^2$**

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1.2\right) = 0.6 \text{ cm} \text{-----les armatures transversales seront réaliser par}$$

un trier de  $\phi_t = 8 \text{ mm}$   $A_t = 2\text{HA}8 = 1.00\text{cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 17 \text{ cm}$$

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

**Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA8, avec un espacement constant  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

➤ **Calcul de l'encrage :**

**Ancrages rectilignes :**(Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

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

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.60 \times 1.50^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.20 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Donc  $L_s = 50 \text{ cm}$

**III.4.3.4 Vérification à l'ELU :**

**III.4.3.4.1 Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL91 A4.2) :**

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6.99 \text{ cm}^2 > 1.48 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.28 \text{ cm}^2$$

**III.4.3.4.2 Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = (3 \times 1.4 + 3 \times 1.2) \times \pi = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.189 \times 0.245} = 1.57 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**III.4.3.4.3 Vérification des efforts tranchants :(BAEL91.ArtA5.1.2)**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} = 65.55 \times \frac{10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 2.89 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

**III.4.3.5 Vérifications à l'ELS :**

$$q_{ser} = 9.27 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 9.27 \times \frac{4.80^2}{8} = 26.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{12} = 9.27 \times \frac{3.20^2}{8} = 11.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{23} = 9.27 \times \frac{4.00^2}{8} = 18.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{34} = 9.27 \times \frac{5.50^2}{8} = 35.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{45} = 9.27 \times \frac{4.00^2}{8} = 18.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{56} = 9.27 \times \frac{3.20^2}{8} = 11.86 \text{ kN.m}$$

$$M_{67} = 9.27 \times \frac{4.80^2}{8} = 26.69 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments sur appuis :

$$M_0 = 0.3 \times M_{01} = 8.01 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0.3 \times M_{67} = 8.01 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = 0.5 \times M_{01} = 13.35 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0.4 \times M_{23} = 7.42 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \times M_{34} = 14.02 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \times M_{34} = 14.02 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \times M_{45} = 7.42 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0.5 \times M_{67} = 13.35 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments en travée : on a deux conditions

$$1^{\text{ère}} \text{ condition : } M_1 \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ condition : } M_2 \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

$$M_2 \geq \frac{1.20+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$$1 + 0.3 \cdot \alpha = 1 + 0.3 \cdot 0.432 = 1.13$$

$$1.20 + 0.3 \cdot \alpha = 1.20 + 0.3 \cdot 0.432 = 1.33$$

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.20 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.33}{2} M_0 = 0.665 M_0 \text{ --- } M_t \geq 0.665 M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq \max[1.1M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_t + 0.4M_0 \geq 1.1M_0$$

$$M_t \geq 0.70M_0 \quad \text{on prend : } M_t = 0.7M_0$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.13}{2} M_0 = 0.565 M_0 \text{ --- } M_t \geq 0.565M_0$$

$$M_t + \frac{0.5M_0}{2} \geq \max[1.1M_0 ; 1.05M_0]$$

$$M_t + 0.25 M_0 \geq 1.1 M_0$$

$$M_t \geq 0.85 M_0 \quad \text{on prend : } M_t = 0.85 M_0$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \left( q_s \times \frac{l}{2} \right)$$

$$T_e = T_w - (q_s \times L)$$

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L (m)	4.80	3.20	4.00	5.50	4.00	3.20	4.80	
M <sub>0</sub> (KN.m)	26.69	11.86	18.54	35.05	18.54	11.86	26.69	
N° d'appuis	0	1	2	3	4	5	6	7
Coef.forfaitaie	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M <sub>a</sub> (KN.m)	8.01	13.35	7.42	14.02	14.02	7.42	13.35	8.01
M <sub>t</sub> (KN.m)	18.68	10.1	15.76	29.8	15.76	10.1	18.68	
M <sub>w</sub> (KN.m)	8.01	13.35	7.42	14.02	14.02	7.42	13.35	
M <sub>e</sub> (KN.m)	13.35	7.42	14.02	14.02	7.42	13.35	8.01	
L (m)	5.50							
Q <sub>s</sub> (KN)	9.27							
T <sub>w</sub> (KN)	1.97	7.6	3.32	4.64	7.94	1.67	7.31	
T <sub>e</sub> (KN)	-42.53	-22.1	-33.76	-46.35	-29.14	-27.99	-37.19	

Tableau III.9 : les moments et les efforts tranchants dans les différentes Travées.

➤ Les diagrammes :

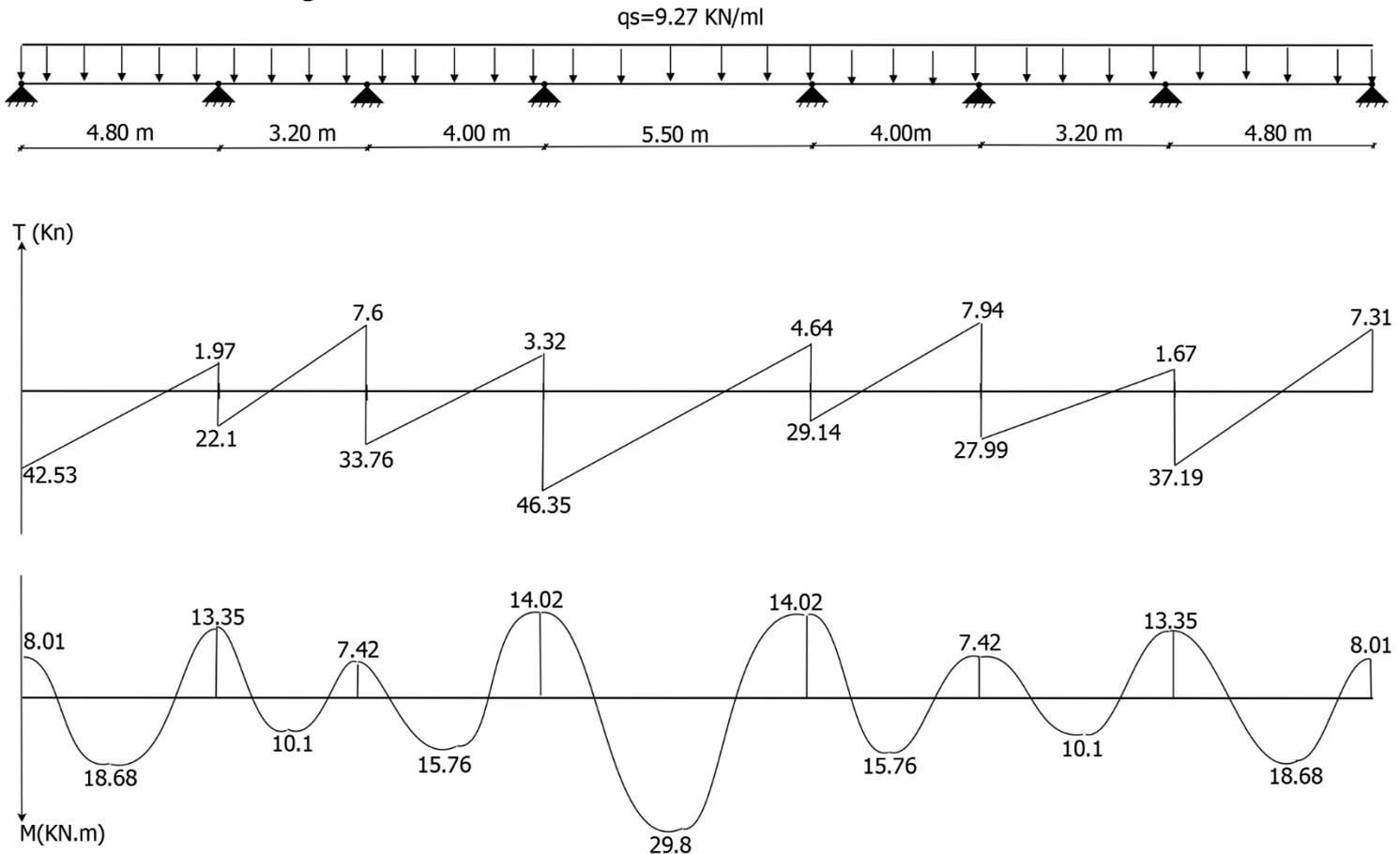


Figure III.22 : les diagrammes des moments fléchissant et l'effort tranchant

**III.4.3.5.1 Vérification de la résistance du béton à la compression :**

Dans le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = KY$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + \eta(A + A')y_1 - \eta(Ad + A'd) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta A(d - y_1)^2 + \eta A'(y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Y : position de l'axe neutre.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M <sub>s</sub> (KN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	K(KN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	29.8	8.01	6.93	23871.45	124.84	8.65	C.V
Appuis	14.02	4.62	5.55	18948.42	73.99	4.11	C.V

Tableau III.10 : vérification des contraintes de compression dans le béton

**III.4.3.5.2 Vérification des contraintes dans l'acier:**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{nM_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 29.8 \times 10^{-3}}{23871.45 \times 10^{-8}} (18.9 - 6.93) \times 10^{-2} = 224.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 224.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Aux appuis :

$$\sigma_s = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 14.02 \times 10^{-3}}{18948.42 \times 10^{-8}} (18.9 - 5.55) \times 10^{-2} = 148.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 148.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

### III.4.3.5.3 Vérification de la flèche :

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale : h = 21 cm ;
- L : portée entre nœuds d'appuis ;
- Mt : moment max en travée ;
- M0 : moment max de la travée isostatique ;
- A : section des armatures ;
- b0 : largeur de la nervure ;
- d : hauteur utile de la section droite.

On a :

$$\frac{h}{l} = \frac{21}{550} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

#### ➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{Fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

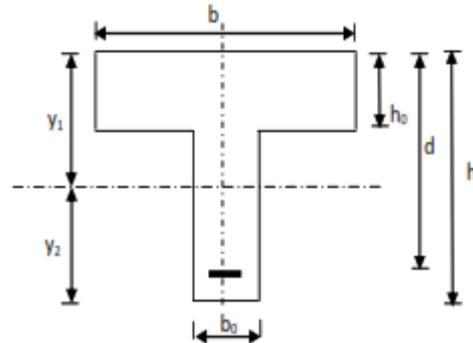
$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n = 15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$ : moment statique par rapport à l'axe (x-x) passant par le centre de gravité de la section.

$B_0$ : la section homogénéisée.



$$y_1 = \frac{\left[ \frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + 15Ad \right]}{[b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A]}$$

$$y_1 = \frac{\left[ \frac{12 \times 21^2}{2} + \frac{(60 - 12) \times 5^2}{2} + 15 \times 6.93 \times 18.9 \right]}{[12 \times 21 + (60 - 12) \times 5 + 15 \times 6.93]} = 8.74 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 21 - 8.74 = 12.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(8.74^3 + 12.26^3)}{3} + (60 - 12)5 \times \left[ \frac{5^2}{12} + \left( 8.74 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 6.93 \times (12.26 - 2.1)^2$$

$$I_0 = 28251.74 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{6.93}{12 \times 18.9} = 0.031$$

Avec :

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.031 \times 232.4 + 2.1} ; 0 \right] = 0.88$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 29.8 \times \frac{10^3}{0.979 \times 18.9 \times 6.93} = 232.4 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = 0.02 \times \frac{2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) 0.031} = 0.52$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = 1.1 \times \frac{23871.45}{1 + 0.88 \times 0.52} = 17985.34 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 29.8 \times 10^5 \times \frac{5.5^2}{10 \times 10818.86 \times 17985.34} = 4.63 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5.5}{500} = 1.10 \times 10^{-2} \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

**III.4.3.6 Schéma de ferrailage :**

**III.4.3.6.1 En travée :**

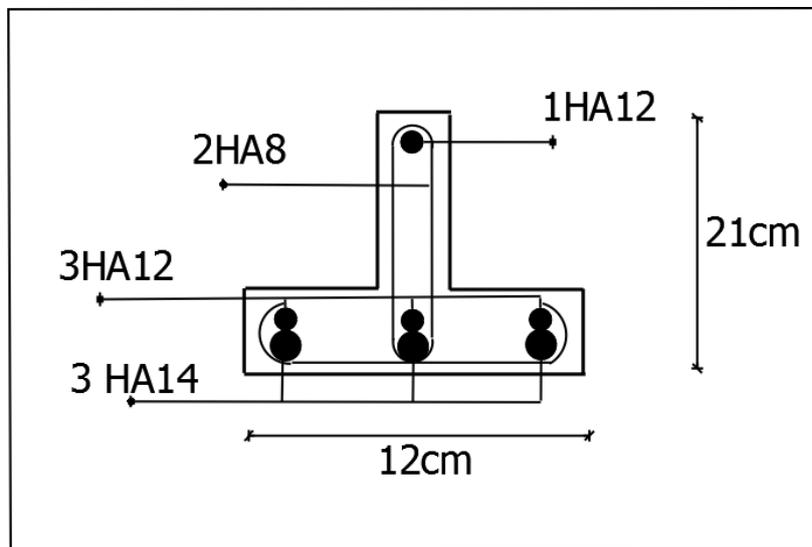


Figure III.23 : ferrailage de poutrelle en travée

**III.4.3.6.1 En appuis :**

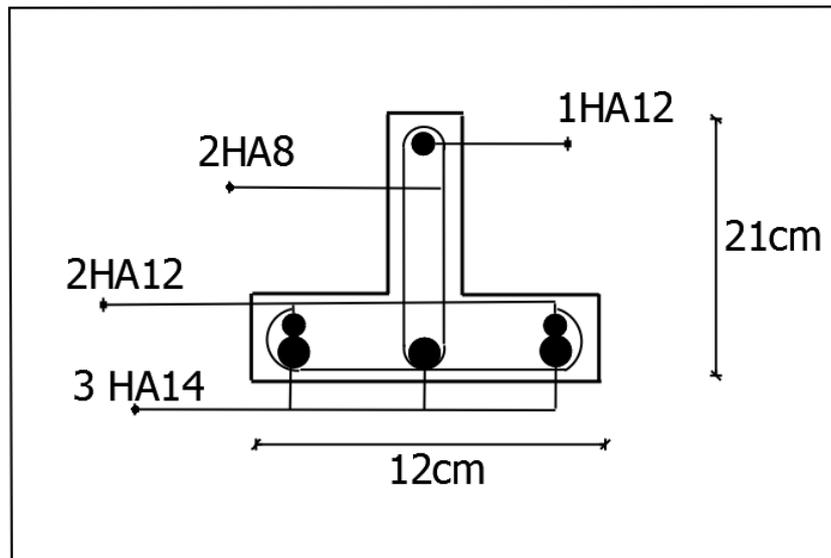


Figure III.24 : ferrailage de poutrelle en appuis

### III.4 Plancher dalle pleine :

#### III.4.1 Introduction :

Un plancher dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25<sup>ième</sup> de la portée.

Les planchers dalle pleine sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée , petite portée , épaisseur ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour)

Dans cette bâtis on a choisi le cas le plus défavorable et on adopte le ferrailage trouvée pour tous les panneaux.

#### III.4.2 Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de largeur.
- Fissuration préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion simple.

#### **Calcul des planchers en dalle pleine**

Soit une dalle de dimension  $l_x$  et  $l_y$  avec  $l_x \leq l_y$ , on appelle le coefficient  $\alpha$  le rapport :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$

On appelle un panneau de dalle la surface de plancher inscrite dans un réseau d'éléments support (Poutres ou voiles) en  $x$  et  $y$ .

#### III.4.2.1 Dalle travaille dans un seul sens :

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4 \\ \text{la charge est uniformément répartie} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

Dans ce cas le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1 m, et de hauteur  $h$ . L'armature calculée doit être placée dans la plus courte direction.

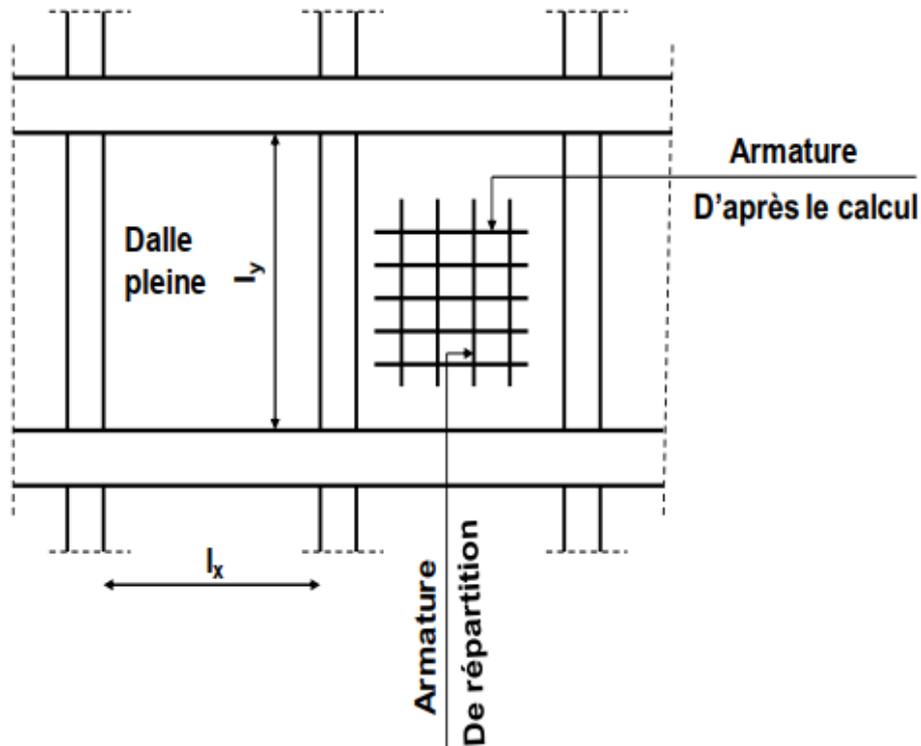


Figure III.25 Dalle travaille dans une seule direction

### III.4.2.2 Dalle travaille dans les deux sens :

si

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \text{ la charge est uniformément répartie.} \\ \text{ou} \\ \text{la dalle est soumise à des charges concentrées quel soit le rapport } \frac{l_x}{l_y} \end{array} \right. \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens

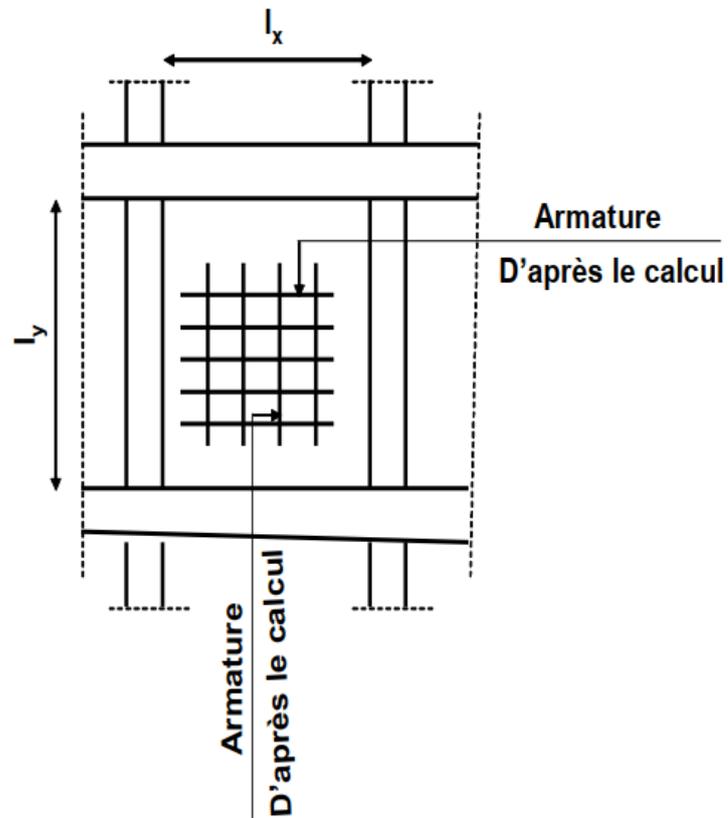


Figure III.26 : dalle travaille dans les deux directions

Dans le cas plus défavorable

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5.15}{5.15} = 1 \text{ Donc La dalle travaille dans les deux sens}$$

### III.4.3 Les charges :

#### Les charges permanentes et surcharges :

suivantes :

- Charges permanentes :  $G=7.45 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

#### Combinaisons des charges :

- ELU :

$$qu = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 7,45 + 1,5 \times 2,5) = 13,81 \text{ kn/ml}$$

- ELS :

$$qs = (G + Q) = (7.45 + 2,5) = 9.95 \text{ kn/ml}$$

#### Moment sur les panneaux :

$$M_{ox} = \mu_x Pl_x^2 \text{ suivant la direction } l_x$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \text{ suivant la direction } l_y$$

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

En travée :  $M=0,75M_x$  ou  $0,75M_y$

Sur appuis :  $0,5M_x$

- Pour un panneau de rive :

En travée :

$0,85M_x$  ou  $0,85M_y$

Sur appuis :  $0,3M_x$  Pour un appui de rive

$0,5M_x$  Pour autres appuis.

Coefficient de Poisson

$$v = 0 \rightarrow \text{états limites ultimes}$$

$$v = 0.2 \rightarrow \text{états limite de service}$$

Après le tableau :  $\alpha = 1 \rightarrow (ELU) \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} ; (ELS) \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

### ELU

#### Moment en appuis :

$$M_{ox} = 0.0368 \times 13.8 \times 5.15^2 = 13.47kn.m$$

$$M_{oy} = 13.47kn.m$$

$$M_{appuis} = M_{ax} = 0.5M_{ox} = M_{ay} = 6.74kn.m$$

$$M_{appuis} = M_{ax} = 0.3M_{ox} = M_{ay} = 4.04kn.m$$

#### Moment en travée :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_{ox} = 0.85M_{oy} = 11.45kn.m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75M_{ox} = 0.75M_{oy} = 10.10kn.m$$

#### Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \rightarrow 11.45 \geq 2.86kn.m \dots cv$$

### Conclusion

$$Mu_{appuis} = 6.74kn.m$$

$$Mu_{travée} = 11.45kn.m$$

### ELS :

#### Moment en appuis :

$$M_{ox} = 0.042 \times 9.95 \times 5.15^2 = 11.08kn.m$$

$$M_{oy} = 11.08kn.m$$

$$M_{appuis} = M_{ax} = 0.5M_{ox} = M_{ay} = 5.54kn.m$$

$$M_{appuis} = M_{ax} = 0.3M_{ox} = M_{ay} = 3.32kn.m$$

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85M_{ox} = 0.85M_{oy} = 9.42kn.m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.75M_{ox} = 0.75M_{oy} = 8.31kn.m$$

**Conclusion**

$$Ms_{appuis} = 5.54kn.m$$

$$Ms_{travée} = 9.42kn.m$$

**L'effort tranchant : (T)**

$$Vx = Vy = P \frac{l_{x/y}}{3} = 23.71kn \dots \dots \dots ELU$$

$$Vx = Vy = P \frac{l_{x/y}}{3} = 17.08KN \dots \dots \dots ELS$$

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{appuis}$	6.74	5.54	6.74	5.54
$M_{travée}$	11.45	9.42	11.45	9.42
T	23.71	17.08	23.71	17.08

Tableau III.11 : sollicitations maximales

**III.4.4 Calcul du ferrailage de la dalle pleine:**

b = 100 cm

h = 20 m

d = 18 cm

**Sens X-X et Y-Y :**

1) En travée :  $M_t=11.45$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.45}{1.0 \cdot 18^2 \cdot 14.2} \times 10^{-3} = 0.025$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.45}{9.42} = 1.21$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.025)}) = 0.032$$

$$\mu_{lu} = \left( 3440 \cdot \gamma \cdot \theta + 49 \times \left[ \frac{f_{c28}}{\theta} \right] - 3050 \right) \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}] = 18 \cdot [1 - 0,6 \times 0,025] = 17.73 \text{ cm}$$

• **Calcul de la section d'acier :**

$$A_f = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{11.45}{0.1773 \times 348 \times 10^3} = 1.85 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature longitudinale**

On prend :  $A_s = 5,3 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 15 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte du béton :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.45}{9.42} = 1.22$$

$$\alpha = 0.032 \leq 0.4$$

**2) En appuis :  $M_u = 6.74$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.74}{1.0 \cdot 18^2 \cdot 14.2} \times 10^{-3} = 0.003$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.74}{5.54} = 1.21$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.003)}) = 0.003$$

$$\mu_{lu} = \left( 3440 \cdot \gamma \cdot \theta + 49 \times \left[ \frac{f_{c28}}{\theta} \right] - 3050 \right) \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}] = 18 \cdot [1 - 0,6 \times 0,003] = 17.96 \text{ cm}$$

• **Calcul de la section d'acier :**

$$A_f = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{6.74}{0.1796 \times 348 \times 10^3} = 1.09 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature longitudinale**

On prend :  $A_s = 5,3 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$  avec :  $St = 15 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte du béton :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.38 \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.74}{5.54} = 1.21$$

$$\alpha = 0.003 \leq 0.38$$

▶ **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23.71 \cdot 10^3}{1 \times 0.18 \cdot 10^6} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ est vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.003 < 0.005 \dots \dots \text{ cv}$$

$$\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_t}{20M_o} \rightarrow 0.03 \leq 0.04 \dots \dots \dots$$

**III.5 Etude des balcons :**

**III.5.1 Introduction :**

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encastree dans les poutres leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

Dans ce bâtiment on a des balcons de différentes dimensions. Parmi ces balcons, on choisit le cas le plus défavorable et on adopte le ferrailage trouvée pour tous les autres balcons.

**III.5.2 Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de largeur.
- Fissuration préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion simple.

### **III.5.3 Les charges :**

#### **a) Charges verticales :**

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à 3,5 kn/m<sup>2</sup>.

#### **b) Les charges permanentes et surcharges :**

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charges permanentes :  $G=6,4 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon :  $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charges de garde de corps :  $G_1=2,53 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges dus à la main courante :  $Q_1=1 \text{ KN/m}^2$

#### **Combinaisons des charges :**

- ELU :

$$qu1 = (1,35G1 + 1,5Q1) = (1,35 \times 6,4 + 1,5 \times 3,5) = 13,9 \frac{kn}{ml}$$

$$qu2 = (1,35G2 + 1,5Q2) = (1,35 \times 2,53 + 1,5 \times 1) = 4,91 \text{ kn/ml}$$

- ELS :

$$qs1 = (G1 + Q1) = (6,4 + 3,5) = 9,9 \text{ kn/ml}$$

$$qs2 = (G2 + Q2) = (2,53 + 1) = 3,53 \text{ kn/ml}$$

### **III.5.4 Calcul des moments et des efforts tranchant :**

- ELU :

$$M_u = \frac{qu1 l^2}{2} + qu2 \cdot l = \frac{13,9 \times 1,6^2}{2} + 4,91 \times 1,6 = 25,17 \text{ kn.m}$$

$$V_u = qu1 \cdot l + qu2 = 13,9 \times 1,6 + 4,91 = 27,15 \text{ kn}$$

- ELS :

$$M_s = \frac{qs1 l^2}{2} + qs2 \cdot l = \frac{9,9 \times 1,6^2}{2} + 3,53 \times 1,6 = 18,32 \text{ kn.m}$$

$$V_s = qs1 \cdot l + qs2 = 9,9 \times 1,6 + 3,53 = 19,37 \text{ kn}$$

### **Schéma statique :**

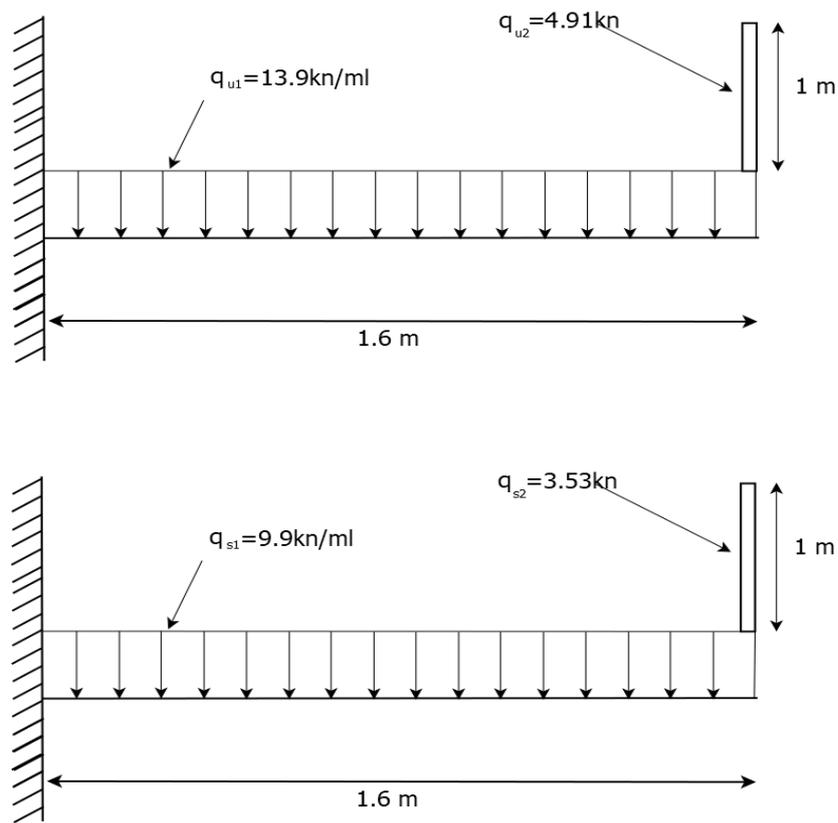


Figure III.27 : schéma statique du balcon à l'ELU et l'ELS

### III.5.5 Ferrailage :

➤ Application de l'organigramme de calcul en flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ m}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25.17}{1.0 \cdot 14.4^2 \cdot 14.2} \times 10^{-3} = 0.086$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{25.17}{18.73} = 1.34$$

$$\mu_{lu} = \left( 3440 \cdot \gamma \cdot \theta + 49 \times \left[ \frac{f_{c28}}{\theta} \right] - 3050 \right) \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}] = 14,4 \cdot [1 - 0,6 \times 0,086] = 13,66 \text{ cm}$$

• **Calcul de la section d'acier :**

$$A_f = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{25,17}{0,1366 \times 348 \times 10^3} = 5,3 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature longitudinale**

On prend :  $A_s = 5,3 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}$$

Soit :  $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.5.6 Vérifications:**

**III.5.6.1-Vérifications à L'ELU :**

► **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :  $V_u = 27,15$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,15 \cdot 10^3}{1 \times 0,144 \cdot 10^6} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ est vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Vérification de l'adhérence des barres :**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226,08 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{27,15 \cdot 10^3}{0,9 \times 144 \times 226,08} = 0,93$$

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

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$  est vérifié

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

### **III.5.6.2 Vérifications à L'ELS :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(Ad - A'd) = 0$$

$$y = 0,045 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A(y - d')^2$$

$$I = 1,302 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$k = \frac{18,32}{1,302 \cdot 10^{-4}} = 140706,6 \text{ kn/m}^3$$

#### **► Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 140706,6 \times 10^{-6} \times 0,045 \times 10^3 = 6,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  est vérifiée

#### **► Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \cdot k(d - y) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot 140706,6 \cdot 10^{-6} (144 - 44) = 200,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 202 \text{ MPa}$$

### **III.5.6.3 Vérifications des espacements des barres :**

#### **Armature longitudinale :**

$$St \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(3 \times 16, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

St = 15 cm < 33 cm.....condition vérifiée

#### **Armature de répartition :**

$$St \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(64, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

St = 20 cm < 45 cm.....condition vérifiée

### **III.5.6.4 schéma de ferrailage :**

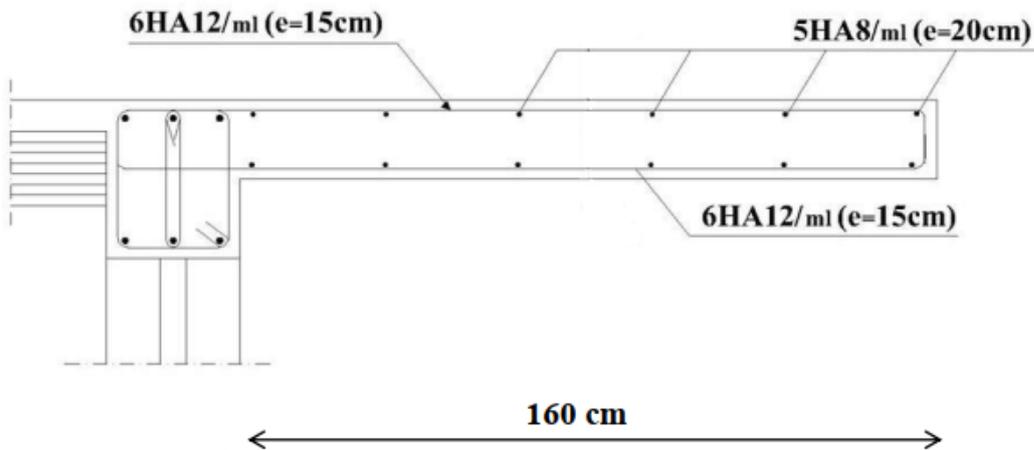


Figure III.28 : schéma statique de ferrailage de balcon

### III.6 Etude de la salle machine :

#### III.6.1 Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

#### III.6.2 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- ❖ La surface de la salle machine est de :  $1.75 \times 2.45 = 4.28 \text{ m}^2$ .
- ❖ La surface de la cabine est de :  $1.75 \times 2.30 = 4.03 \text{ m}^2$ .
- ❖ La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de :  $G = 56.65 \text{ kn/m}^2$
- ❖ Charges d'exploitations :  $Q = 6.75 \text{ kn/m}^2$

#### III.6.3 Combinaison de charges :

**ELU :**

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 56.65 + 1,5 \times 6.75 = 86.6 \text{ kn/m}^2$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q = 57 + 3 = 63.4 \text{ kn/m}^2$$

#### III.6.4 Calcul des moments :

##### ➤ **Moment isostatique :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous

distinguons deux

cas :

**1er Cas** :  $0 < \alpha < 0,4$

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q \times \frac{l_x^2}{8}$$

$$M_{oy} = 0$$

**2eme Cas** :  $0,4 \leq \alpha \leq 1$

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux

bandes de largeur d'unité valent :

✓ dans le sens de la petite portée :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

✓ dans le sens de la grande portée :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

➤ **Moment en appuis et en travée :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75M_{ox}$  ,  $M_{ty} = 0,75M_{oy}$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5M_{ox}$  ,  $M_{ay} = 0,5M_{oy}$ )

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85M_{ox}$  ,  $M_{ty} = 0,85M_{oy}$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,3M_{ox}$  ,  $M_{ay} = 0,3M_{oy}$ )

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{245} = 0.71 \rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

**Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant:**

	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<b><math>\mu</math></b>	0,0800	0,1190	0,0780	0,1020
<b>M (KN.m)</b>	21,2170	2,5248	1,5145	0,1545
<b>Mt (KN.m)</b>	15,9128	1,8936	1,1359	0,1159
<b>Ma (KN.m)</b>	10,6085	1,2624	0,7572	0,0772

**Tableau III-12: Calcul des sollicitations**

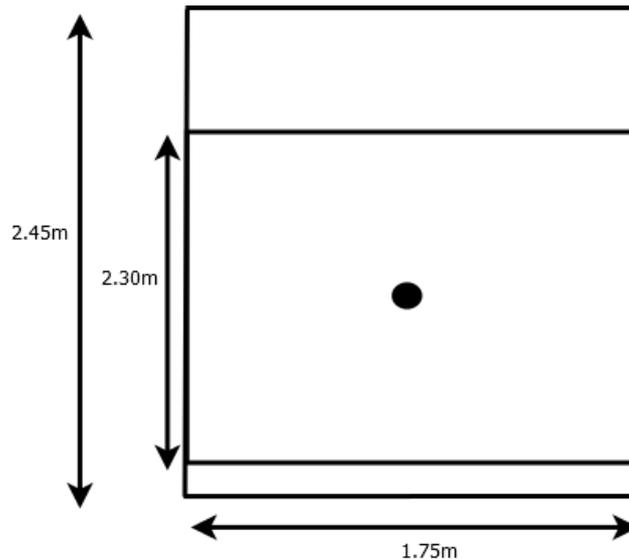


Figure III.29 Schéma de la salle machine

**III.6.5 Calcul des armatures :**

$b = 100 \text{ cm}$   $h = 25 \text{ cm}$   $d = 22,5 \text{ cm}$

● **Pourcentage minimal :**

Suivant le petit côté :  $A_{x \text{ min}} \geq 8 \times h = 2 \text{ cm}^2$

$A_{y \text{ min}} \geq 8 \times h \times \frac{3-\alpha}{2} = 2 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 36 \times 2.1 / 400 = 2,71 \text{ cm}^2$

● **Espacement maximal :**

$St \leq \min(33 \text{ cm}, 3 \cdot hr) \rightarrow St = 20 \text{ cm}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens XX		Sens YY	
	Sur Appuis	En travée	Sur Appuis	En travée
<b>Mu (KN.m)</b>	10,6085	15,9128	0,7572	1,8936
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	1.95	2.2	0.29	0.32
<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	2,71	2,71	2,71	2,71
<b>Choix</b>	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
<b>As adp (cm<sup>2</sup>)</b>	3,93	3,93	3,93	3,93
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20
<b>Arép (cm<sup>2</sup>)</b>	0,98	0,98	0,98	0,98
<b>Choix</b>	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
<b>As adp (cm<sup>2</sup>)</b>	2,51	2,51	2,51	2,51
<b>St (cm)</b>	20	20	20	20

Tableau III-13 : Ferrailage à l'ELU

**III.6.6 Vérifications :**

● **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2.l_x + l_y} = \frac{86.6 \times 1.75 \times 2.45}{2 \times 1.75 + 2.45} = 62.40 \text{ kn}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{86.6 \times 1.75}{3} = 50.52$$

$$T_u = \max(T_x, T_y) = 62.40 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62.40 \times 10^3}{1 \times 0.225 \times 10^6} = 0.277 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{est vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

● **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\frac{b y^2}{2} + \eta (A + A' y) - \eta (A d - A' d) = 0$$

$$I = \frac{b^3 y}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k.y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n.k.(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 200.\sqrt{n.f_{t28}}\right) = 202 \text{ MPa}$$

Sens X-X

Le tableau suivant récapitule les résultats calculés :

Position	M <sub>ser</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K(kn/m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub>	
Travée	1,1359	3,93	4,38	22156,23	51.26	2,24	CV	15.3	CV
appui	0,7572	3,93	4,38	22156,23	34.17	1.5	CV	12.8	CV

Position	M <sub>ser</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K(kn/m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub>		σ <sub>st</sub>	
Travée	0,1159	3,93	5.34	36987.19	3.13	0.16	CV	9.65	CV

appui	0,0772	3,93	5.34	36987.19	2.1	0.11	CV	2.16	CV
-------	--------	------	------	----------	-----	------	----	------	----

Tableau III-19- Vérification des contraintes à l'ELS

● **Vérifications de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 03 conditions citées ci-dessous sont vérifiées

simultanément :

**Sens X-X**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \rightarrow \frac{25}{175} = 0.143 \geq \frac{15.91}{20 \times 21.22} = 0,0374$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow = \frac{25}{175} = 0.143 \geq 0,028 \text{ à } 0,037$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{393}{1000 \times 225} = 1,75 \times 10^{-3} MPa \leq \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} MPa$$

**Sens Y-Y**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \rightarrow \frac{25}{245} = 0.102 \geq \frac{1,89}{20 \times 2,52} = 0,0375$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow = \frac{25}{145} = 0.102 \geq 0,028 \text{ à } 0,037$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{393}{1000 \times 225} = 1,75 \times 10^{-3} MPa \leq \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} MPa$$

les trois conditions sont vérifiées donc calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

● **Schéma de ferrailage :**

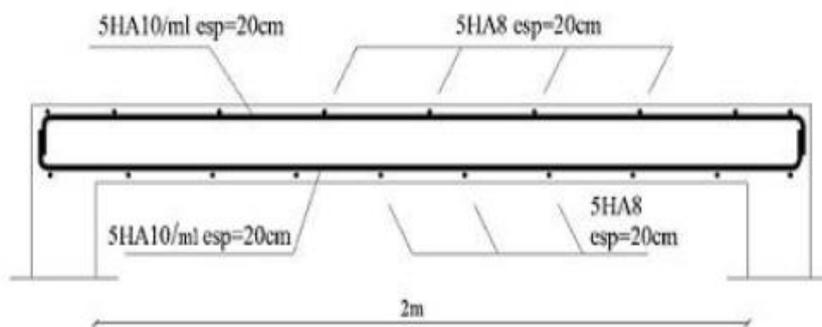


Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la dalle machine

# Chapitre IV

## Etude dynamique et sismique

### **IV.1 Introduction :**

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité.

Leur apparition brusque et surtout imprévue la violence des force mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué à la mémoire des générations.

Parfois les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

### **IV.2 Etude dynamique :**

#### **IV.2.1 Objectif :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propres de la structure lors de ces vibrations libres non amortie .

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans le cadre de ce projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel (**ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2020**) en utilisant une approche dynamique basé sur le principe de la superposition modale.

#### **IV.2.2 Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel Robot Structurel analysis Professionnel 2020 est un logiciel technique basé sur le génie civil destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures par la méthode des éléments finie.

Robot 2020 permet de modéliser les structures, les calculer, et de vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière

étape gérée par Robot 2020 est la création de la documentation (Note de calcul) pour la structure calculée et dimensionnée.

### **IV.2.3 Modélisation de la structure :**

Une structure est composée d'une membrure flexible reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle.

L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible de la nature du système réel.

Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en 3 DDL deux suivant les axes (X, Y) et une rotation autour de l'axe (Z).

#### **➤ Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté DDL par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision des paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

#### **➤ Les étapes principales de la modélisation :**

- i. La géométrie du modèle structure (position des nœuds ; connectivité des éléments)
- ii. Définitions des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments de la structure
- iii. Définition des cas de charges (statique et dynamique).
- iv. Spécifications des conditions aux limites (appuis, diaphragmes, Maillage)
- v. Lancement de calcul
- vi. Interprétation des résultats

### **IV.2.4 Modélisation des éléments structuraux :**

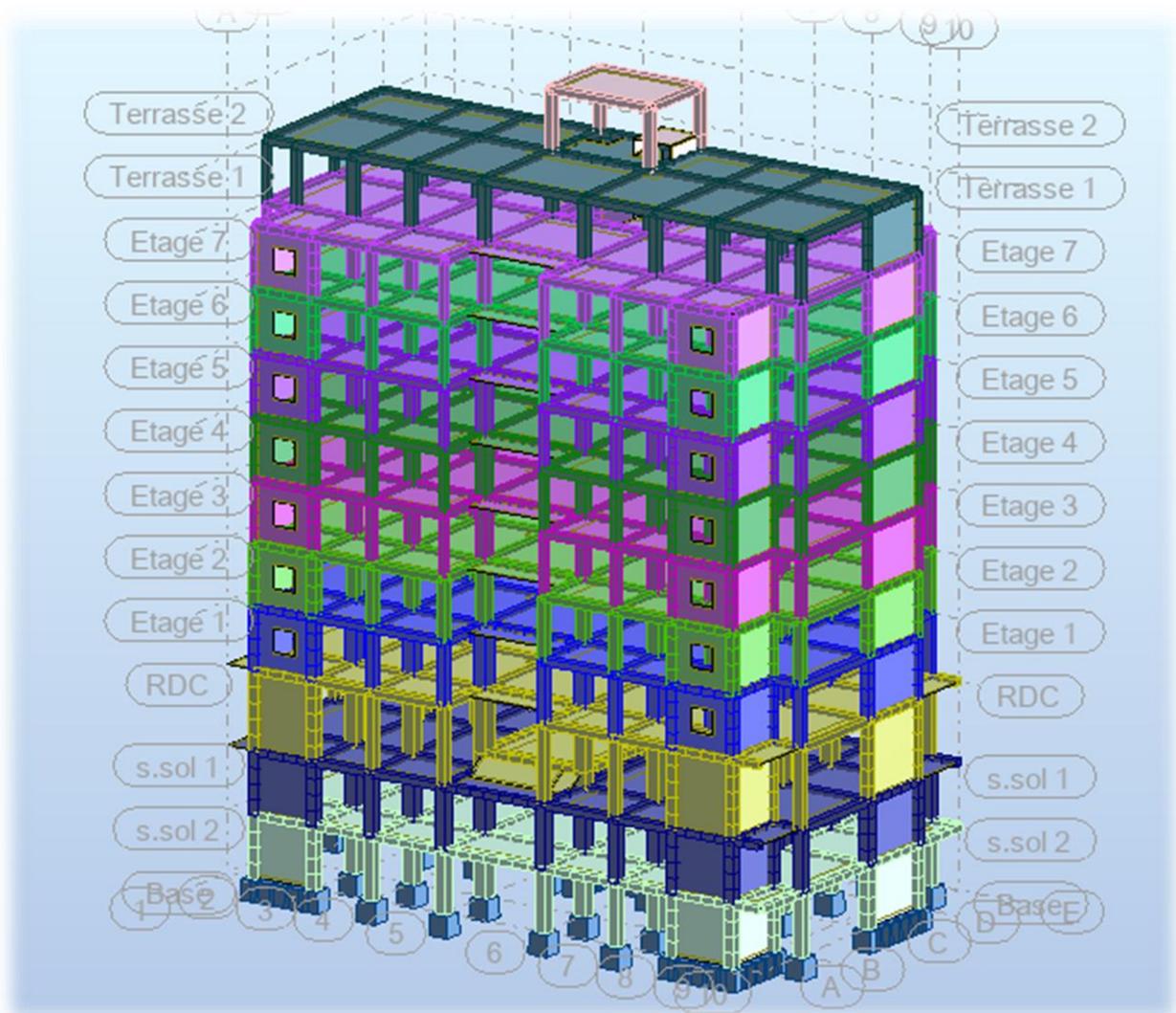
La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

-  Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à 2 nœuds ayant 6 degrés de liberté par nœud.
-  Les voiles ont été modélisés par des éléments Voile B.A de quatre nœuds.

- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

#### **IV.2.5 Présentation de la vue en 3D :**

La modélisation de la structure étudiée à partir du logiciel Robot Structurel Analysis Professionnel 2020 nous a donné la vue en 3D suivante :



**Figure IV.1 : Vue en 3D de la Structure**

#### **IV.2.6 Choix de la disposition des voiles :**

Le bâtiment est contreventé par des voiles en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

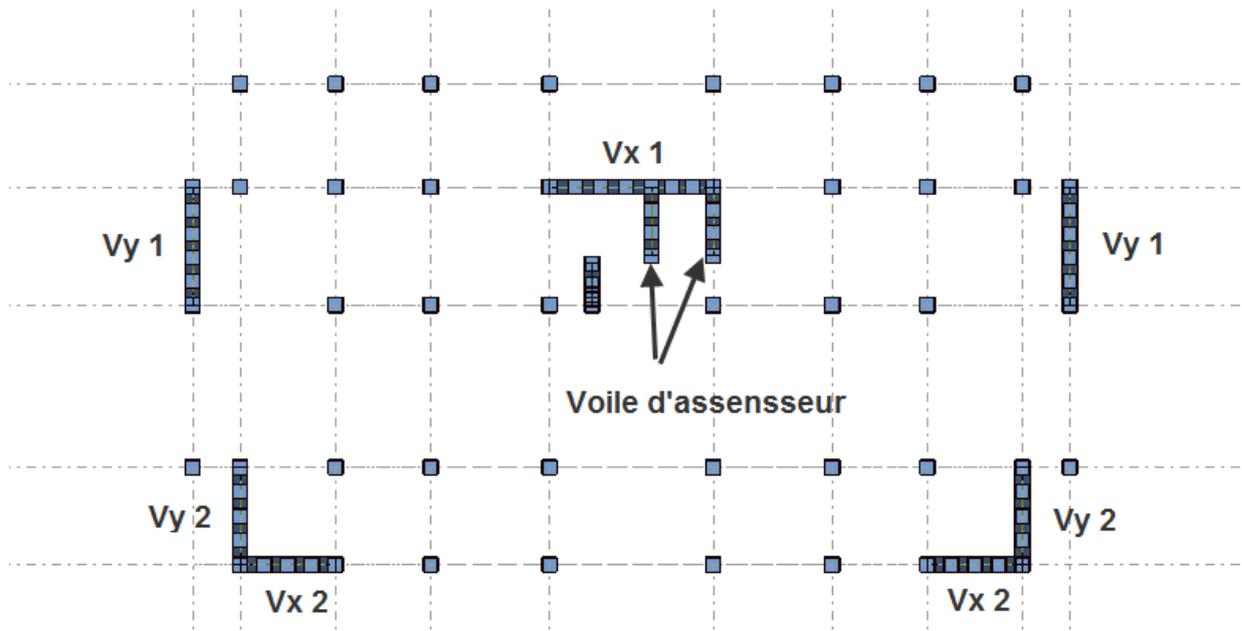


Figure IV.2 : Disposition des voiles

Mode	Période	Ux %	Uy %	Uz %
1	0.33	74.65	0.51	0.00
2	0.32	0.54	70.57	0.03
3	0.19	0.47	0.01	76.26

Tableau IV.1 : Valeurs des trois premiers modes

On a :

- Une translation suivant l'axe X (**Mode 1**)
- Une translation suivant l'axe Y (**Mode 2**)
- Une rotation suivant l'axe Z (**Mode 3**)

### IV.2.7 Caractéristiques géométriques :

#### IV.2.7.1 Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées ( $X_G$  ;  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules suivant :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : est la masse de l'élément (i).

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : sont les coordonnées de l'élément (i).

#### **IV.2.7.2 Centre de rigidité :**

$$X_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n K_i} \quad Y_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n K_i} \quad \text{avec } K = \frac{bh^3}{12}$$

#### **IV.2.7.3 Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

★ **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad e_y = |X_{CM} - Y_{CR}|$$

★ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

-Les résultats de l'excentricité qui donné par le logiciel robot sont représenté dans le tableau suivant :

- $e_{X0}$ : Exentricité théorique sens X
- $e_{Y0}$ : Exentricité théorique sens Y
- $e_{X1}$ : Exentricité accidentelle 5%  $L_x$
- $e_{Y1}$ : Exentricité accidentelle 5%  $L_y$

Après l'analyse automatique par le logiciel Robot structural analysis professionnel 2020, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Masse (Kg)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>R</sub> (m)	Y <sub>R</sub> (m)	e <sub>x<sub>th</sub></sub> (m)	e <sub>y<sub>th</sub></sub> (m)	e <sub>x<sub>acc</sub></sub> (m)	e <sub>y<sub>acc</sub></sub> (m)
S.Sol 2	677023.74	15.02	8.04	14.89	9.14	0.13	1.10	1.48	0.82
S.Sol 1	539667.83	14.83	7.93	14.89	9.14	0.06	1.22	1.48	0.82
RDC	610469.79	14.83	8.43	14.89	9.15	0.06	0.72	1.48	0.89
Etage 1	511227.36	14.78	8.78	14.89	9.15	0.11	0.37	1.48	0.89
Etage 2	494694.35	14.78	8.81	14.89	9.16	0.12	0.36	1.48	0.89
Etage 3	478773.67	14.78	8.85	14.89	9.17	0.11	0.32	1.48	0.89
Etage 4	478773.67	14.78	8.85	14.89	9.17	0.11	0.32	1.48	0.89
Etage 5	478773.67	14.78	8.85	14.89	9.17	0.11	0.32	1.48	0.89
Etage 6	464996.16	14.78	8.88	14.90	9.17	0.11	0.29	1.48	0.89
Etage 7	443876.81	14.78	8.88	14.90	9.17	0.11	0.29	1.48	0.89
Etage 8	302298.46	14.80	9.01	14.97	12.74	0.16	3.72	1.48	0.48
Etage 9	64374.17	15.23	11.09	14.75	10.80	0.48	0.29	0.28	0.20

Tableau IV.2 : Caractéristiques géométrique et massique

On a donc :

$$e_x = \max(e_{x_{th}} ; e_{x_{acc}}) = 1.48 \text{ m}$$

$$e_y = \max(e_{y_{th}} ; e_{y_{acc}}) = 1.10 \text{ m}$$

#### **IV.2.8 Mode de vibration et taux de participation des masses :**

##### **IV.2.8.1 le nombre de mode à considérer :**

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficient de participation de ces modes au moins égale à 90% ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ) , ou que tous les modes ayant une masse modale fictive supérieure à 5% de la masse totale de la structure. Le minimum de mode à retenir est de 3 dans chaque direction considérée (Art 4-3-4 RPA99/version2003).

Après l'analyse automatique par le logiciel Robot structurel analysis professionnel 2020, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période	Masse modale %			Masse cumulées %		
		UX	UY	Rz	UX	UY	Rz
1	0.33	74.65	0.51	0.00	74.65	0.51	0.00
2	0.32	0.54	70.57	0.03	75.19	71.08	0.03
3	0.19	0.47	0.01	76.26	75.66	71.08	0.03
4	0.12	4.97	1.79	0.03	80.64	72.88	0.06
5	0.12	7.13	4.06	0.07	87.76	76.93	0.12
6	0.11	0.62	11.51	0.38	88.39	88.44	0.50
7	0.08	0.90	0.29	0.08	89.28	88.73	0.58
8	0.07	0.00	0.10	0.00	89.28	88.83	76.84
9	0.07	3.01	0.08	0.00	92.29	88.91	76.84
10	0.07	0.37	0.13	0.04	92.66	89.04	76.88
11	0.06	0.77	0.65	0.04	93.42	89.69	76.92
12	0.06	0.61	0.00	0.00	94.03	89.70	76.92
13	0.06	0.02	4.05	0.57	94.05	93.74	77.49

Tableau IV.3 : Périodes, Modes et facteur de participation massique.

On a 13 Mode dont la masse cumulée UX % > 90 % et la masse cumulées UY % > 90 %.

**IV.2.8.2 les schémas de trois premiers modes de vibration :**

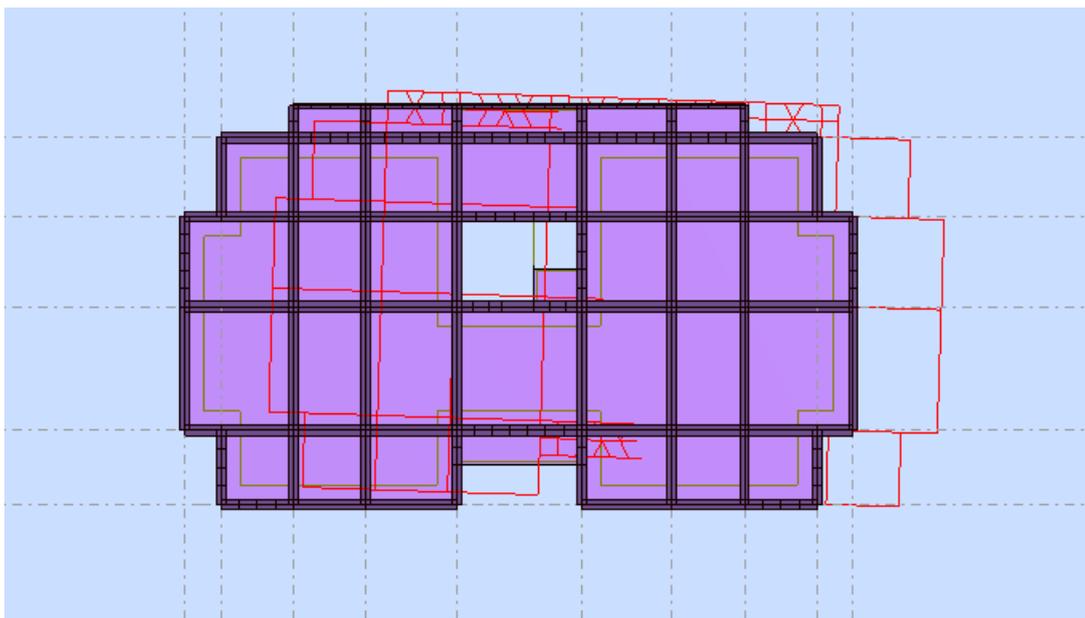


Figure IV.3 : 1<sup>er</sup> mode translation suivant l'axe X (En plan)

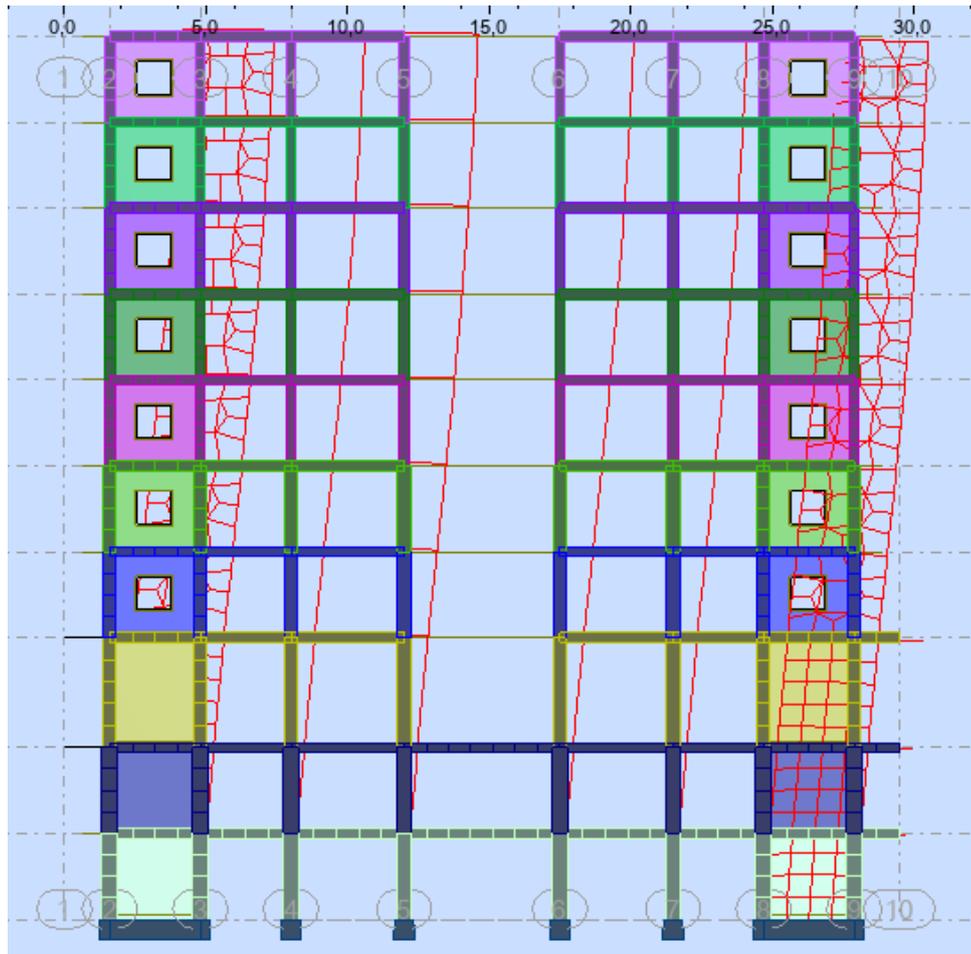


Figure IV.4 : 1<sup>er</sup> mode translation suivant l'axe X (En élévation)

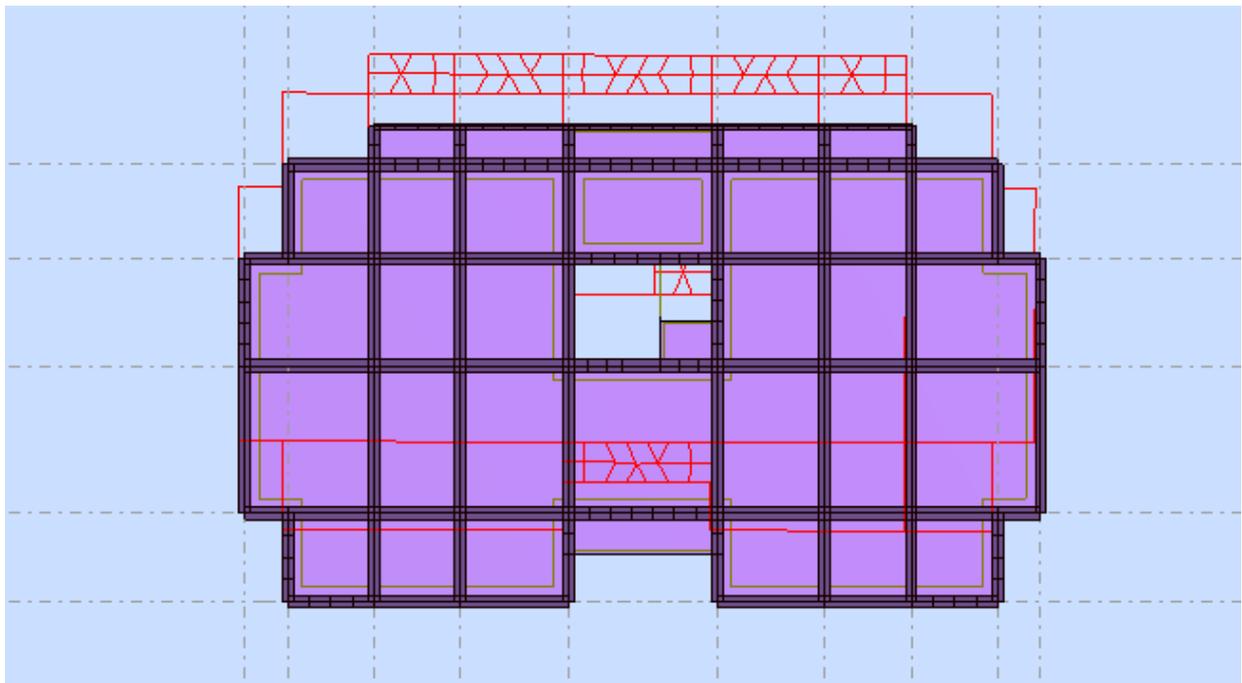


Figure IV.5 : 2<sup>ième</sup> mode translation suivant l'axe Y (En plan)



Figure IV.6 : 2<sup>ème</sup> mode translation suivant l'axe Y (En élévation)

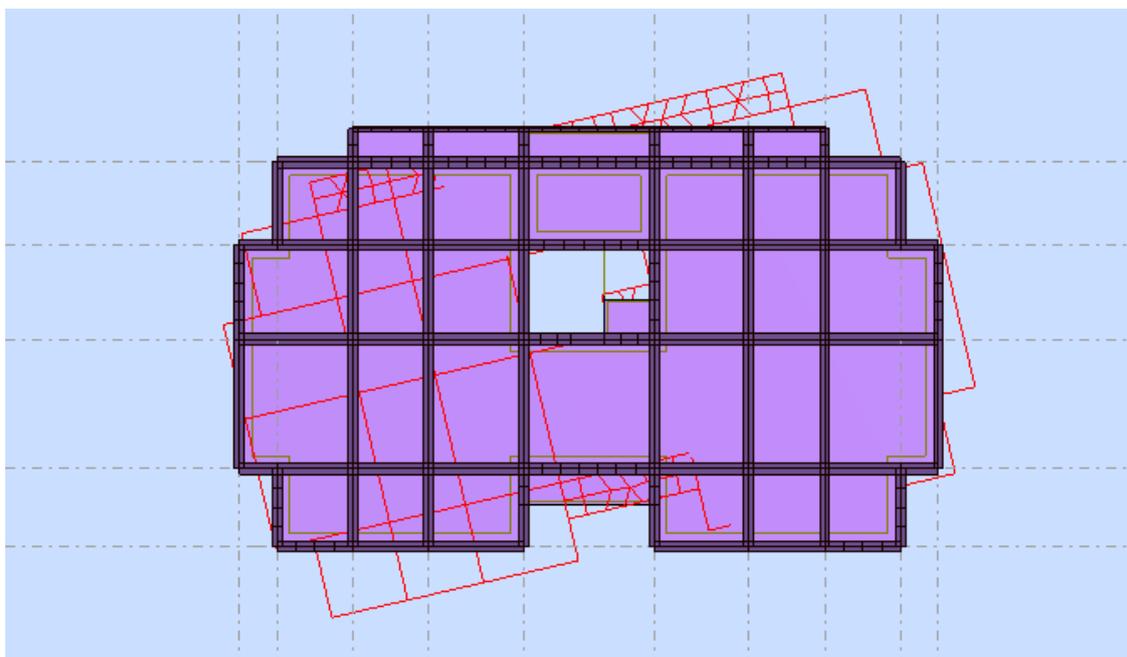


Figure IV.7 : 3<sup>ème</sup> mode rotation autour de l'axe Z (En plan)

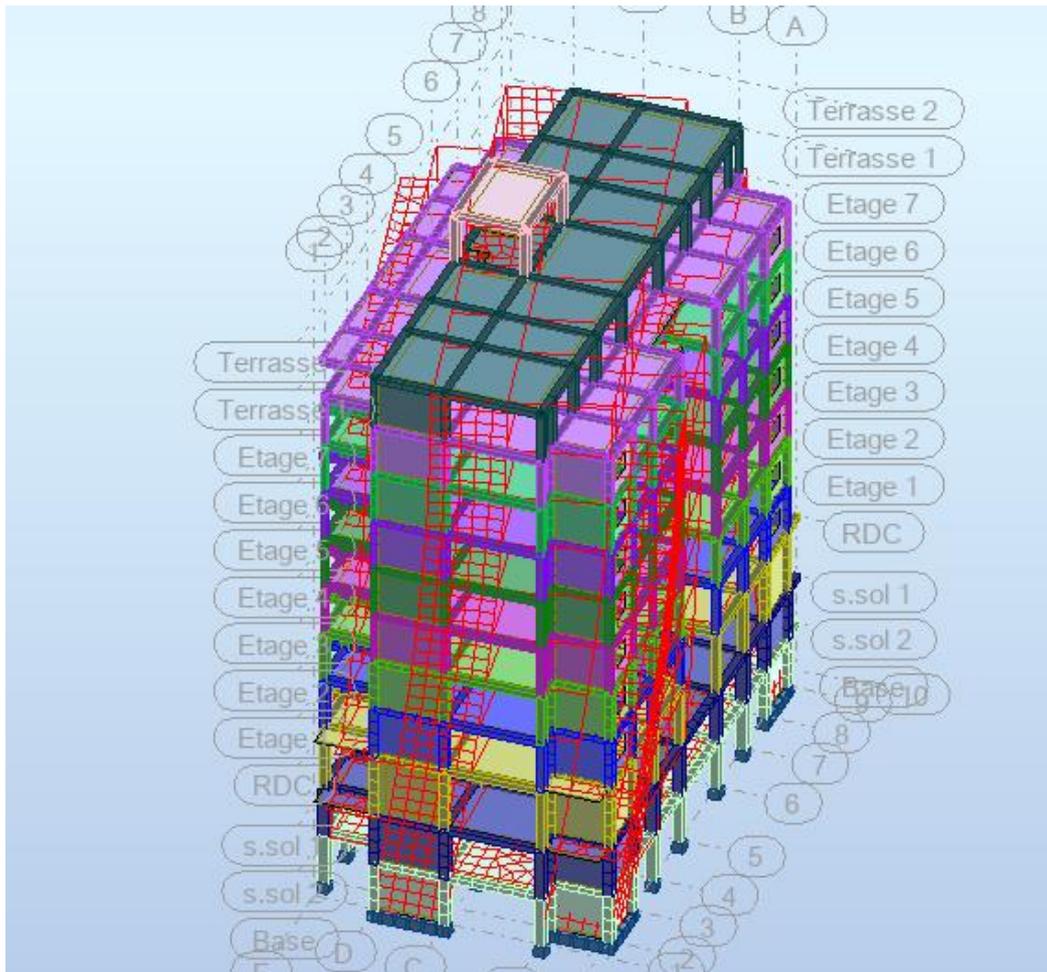


Figure IV.8 : 3<sup>ème</sup> mode rotation autour de l'axe Z (En élévation)

### **IV.3 Etude sismique :**

La structure est implantée en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose, ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vie du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrer dans le système structural lors du séisme.

#### **IV.3.1 Présentation des différentes méthodes de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **IV.3.2 Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans

le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La force sismique  $V$  appliqué à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

$W$  : poids totale de la structure .

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{Gi}: \text{ poids du aux charges permanentes} \\ W_{Qi}: \text{ poids du aux charges d'exploitation} \\ \beta: \text{ Coefficient de comportement globale} \\ \text{de la structure dépend du mode de} \\ \text{contervertement .} \end{array} \right.$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone.

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

$Q$  : facteur de qualité.

### **IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale :**

Par 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.

### **IV.3.4 Classification de l'ouvrage :**

- La zone sismique : Zone III (Wilaya d'Alger).
- Groupe d'usage : 2 (Bâtiment recevant du public ; le bâtiment peut accueil plus de 300 personne, sa hauteur totale est inférieure à 48 m.
- Le site : Site meuble (S3)
- Système d'ossature : Système Mixte ( Voile – Portique )

### **IV.3.5 Choix de la méthode de calcul :**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certain nombre des conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003). La structure est implanté en zone III et de groupe 2 mais elle dépasse 17 m, ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de repense défini dans le (RPA99/version2003).

### **IV.3.6 Méthode d'analyse modale spectrale :**

#### **IV.3.6.1 le principe :**

Par 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.

#### **IV.3.6.2 Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

#### **IV.3.6.3 Définition du spectre de réponse de calcul :**

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

**Q** : Facteur de qualité.

**T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement  $\left(\eta = \sqrt{\frac{7}{7+\xi}} \geq 0.7\right)$ .

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

#### **IV.3.6.4 Classification de site :**

Selon le RPA 99 / version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un site meuble (Catégorie S3).

#### **IV.3.7 Détermination des paramètre du spectre de réponse :**

##### **IV.3.7.1 Coefficient d'accélération du zone (A) :**

La zone sismique est la zone III (Fort sismicité)

Le groupe d'usage est 2, donc à partir du tableau 4.1 de RPA99/V2003) :

On trouve que  $A = 0.25$ .

##### **IV.3.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de RPA 99 / V 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 s \end{cases}$$

##### **IV.3.7.3 Les périodes caractéristiques T<sub>1</sub> ; T<sub>2</sub> :**

Pour notre cas, le type de site est un site meuble (S3) donc on a :

$$T_1 = 0.15 s \quad ; \quad T_2 = 0.50 s$$

##### **IV.3.7.4 Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88$$

##### **IV.3.7.5 Période fondamentale (T) :**

\* La formule empirique :  $T_c = C_T h_n^{3/4}$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  $h_n = 38.17 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_1 = 0.05 \times (38.17)^{3/4} = 0.77 \text{ s}$$

$$\star \text{ La méthode analytique : } T_2 = 0.09h_n / \sqrt{L}$$

$L$  : la dimension mesurée à la base de bâtiment dans la direction considérée

$$L_x = 30\text{m} \Rightarrow T_x = 0.627 \text{ s}$$

$$L_y = 16.80 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.838 \text{ s}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_x = \min(T_1; T_x) = \min(0.77 ; 0.627) \Rightarrow T_x = 0.627 \text{ s} \\ T_y = \min(T_1; T_y) = \min(0.77 ; 0.838) \Rightarrow T_y = 0.77 \text{ s} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} D_x = 1.892 \\ D_y = 1.65 \end{cases}$$

#### **IV.3.7.6 Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Critère q	$P_q/xx$		$P_q/yy$	
	Oui	0	Oui	0
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité des d'exécution	Non	0.10	Non	0.10

**Tableau IV.4 : Valeurs des pénalité  $P_q$**

Donc on a :  $Q_x = Q_y = 1.20$

**IV.3.7.7 Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003 Dans notre structure on suppose qu'on a un système de contreventement Mixte (portique / voiles avec interaction) donc  $R = 3.5$ .

**IV.3.7.8 pourcentage de répartition des charges :**

On détermine le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement global de la structure.

**→ Selon Z :**

Niveau	Charge reprise en (KN)			Pourcentage % reprise par V/P	
	Etage	Voile	Portique	Voile	Portique
<b>RDC</b>	41929.46	12933.53	28995.93	30.85 %	69.15 %

**Tableau IV.5 : Répartition des charges verticale entre portique et voiles ( $G+0.2Q$ )**

**→ Selon X :**

Niveau	Charge reprise en (KN)			Pourcentage % reprise par V/P	
	Etage	Voile	Portique	Voile	Portique
<b>RDC</b>	9656.95	8080.53	1576.42	83.68 %	16.32 %

**Tableau IV.6 : Répartition des charges horizontale entre portique et voiles ( $E_x$ )**

**→ Selon Y :**

Niveau	Charge reprise en (KN)			Pourcentage % reprise par V/P	
	Etage	Voile	Portique	Voile	Portique
<b>RDC</b>	9289.29	8801.67	487.62	94.75 %	5.25 %

**Tableau IV.7 : Répartition des charges horizontale entre portique et voiles ( $E_y$ )**

**IV.3.7.9 Conclusion :**

On remarque que le cas de notre structure les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitation dues aux charges verticales, et les portiques reprennent moins de

25 % de l'effort tranchant, donc  $R = 3.5$  est le meilleur choix.

Après la détermination des paramètres du spectre de réponse on obtient ce spectre :

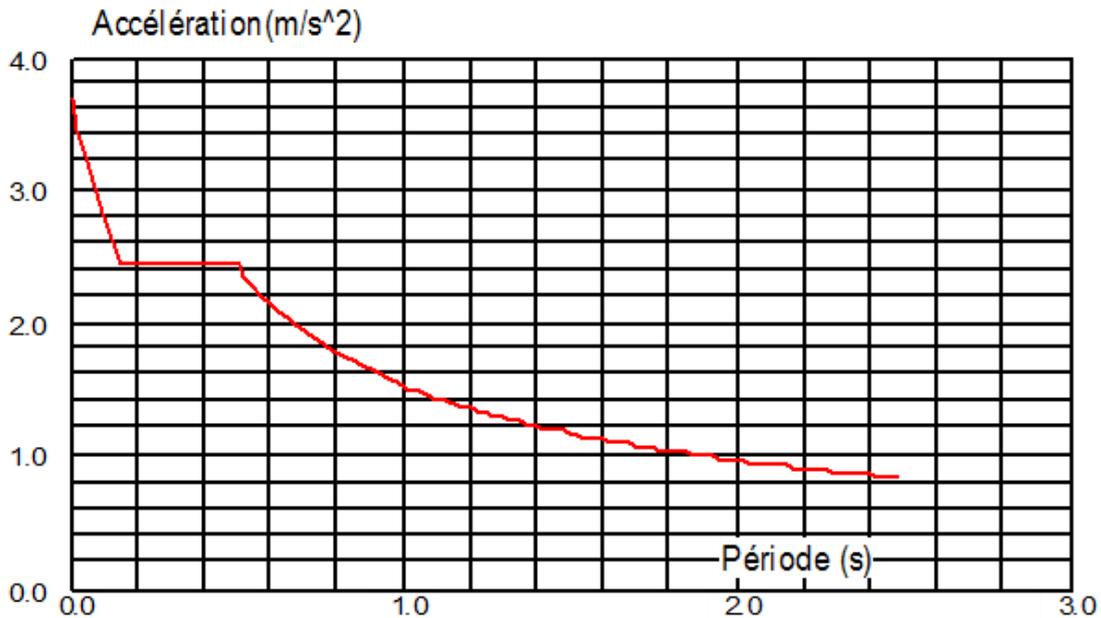


Figure IV.9 : Spectre de réponse

#### **IV.3.8 Calcul de l'effort tranchant modal à la base :**

L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivante :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

$V_i$  : effort tranchant modal à la base

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$

$W$  : poids totale de la structure

##### **IV.3.8.1 Dans la sen longitudinale :**

Mode	Période	$S_a/g$	$\alpha\%$	W ( KN)	V (KN)
1	0.33	0.532	74.65	55449.497	22021.102
2	0.32	0.532	0.54	55449.497	159.295
3	0.19	0.532	0.47	55449.497	138.646
4	0.12	0.50	4.97	55449.497	1377.92
5	0.12	0.50	7.13	55449.497	1976.775
6	0.11	0.49	0.62	55449.497	168.455
7	0.08	0.46	0.90	55449.497	229.561
8	0.07	0.45	0.00	55449.497	0.00

<b>9</b>	0.07	0.45	3.01	55449.497	751.063
<b>10</b>	0.07	0.45	0.37	55449.497	92.323
<b>11</b>	0.06	0.44	0.77	55449.497	187.863
<b>12</b>	0.06	0.44	0.61	55449.497	148.826
<b>13</b>	0.06	0.44	0.02	55449.497	4.879

Tableau IV.8 : l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal.

#### **IV.3.8.2 Dans la sen transversale:**

<b>Mode</b>	<b>Période</b>	<b>S<sub>a</sub>/g</b>	<b>α%</b>	<b>W ( KN)</b>	<b>V (KN)</b>
<b>1</b>	0.33	0.532	0.51	55449.497	150.445
<b>2</b>	0.32	0.532	70.57	55449.497	20817.537
<b>3</b>	0.19	0.532	0.01	55449.497	2.949
<b>4</b>	0.12	0.50	1.79	55449.497	496.273
<b>5</b>	0.12	0.50	4.06	55449.497	1125.625
<b>6</b>	0.11	0.49	11.51	55449.497	3127.296
<b>7</b>	0.08	0.46	0.29	55449.497	73.969
<b>8</b>	0.07	0.45	0.10	55449.497	24.852
<b>9</b>	0.07	0.45	0.08	55449.497	19.962
<b>10</b>	0.07	0.45	0.13	55449.497	32.438
<b>11</b>	0.06	0.44	0.65	55449.497	158.585
<b>12</b>	0.06	0.44	0.00	55449.497	0.00
<b>13</b>	0.06	0.44	4.05	55449.497	988.110

Tableau IV.9 : l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversale.

#### **IV.3.9 Vérification des exigences de RPA99/version2003 :**

##### **IV.3.9.1 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul :**

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) 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 déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{xsta} = \frac{A.D_x.Q_x}{R} \times W$$

$$V_{ysta} = \frac{A.D_y.Q_y}{R} \times W$$

$$A = 0.25 ; Q_x = Q_y = 1.20 ; R = 3.5 ; W = 55449.497 \text{ KN}$$

$$V_{xsta} = \frac{0.25 \times 1.892 \times 1.20 \times 55449.497}{3.5} = 8992.32 \text{ KN}$$

$$V_{ysta} = \frac{0.25 \times 1.65 \times 1.20 \times 55449.497}{3.5} = 7842.14 \text{ KN}$$

❖ Résultats de l'analyse sismique par logiciel Robot 2020 :

Les efforts sismiques à la base sont :

$$\begin{cases} V_x = 10315.88 \text{ KN} \\ V_y = 9926.06 \text{ KN} \end{cases}$$

	$V_{statique}$	$0.8.V_{statique}$	$V_{dynamique}$	$0.8V_{sta} < V_{dun}$
<b>Sens X-X</b>	8992.32	7553.552	10315.88	C.V
<b>Sens Y-Y</b>	7842.14	6587.4	9926.06	C.V

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques

#### IV.3.9.2 Vérification de la période :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T_{rég} = 1.3 T_{emp} = 1.3 \times 0.627 = 0.815 \text{ s}$$

$$T_{cal} = 0.33 \text{ s}$$

*donc* :  $T_{cal} < T_{rég}$  .....C.V

#### IV.3.9.3 Vérification des déplacement latéraux inter étage :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5-10) es déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

$$\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1}) < \Delta_{Kadm} = 1\% \times h_i$$

$\delta_K$  : Déplacement horizontal du à la force sismique

$h_i$  : hauteur d'étage

❖ Dans le sens longitudinale :

Etage	$\delta_K$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_{Kadm}$ (cm)	$\Delta_K < \Delta_{Kadm}$
<b>S.Sol 2</b>	0.311	0.311	3.06	<b>C.V</b>
<b>S.Sol 1</b>	0.674	0.363	3.06	<b>C.V</b>

<b>RDC</b>	1.239	0.565	3.091	<b>C.V</b>
<b>Etage 1</b>	1.681	0.442	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 2</b>	2.105	0.424	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 3</b>	2.506	0.401	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 4</b>	2.864	0.358	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 5</b>	3.170	0.306	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 6</b>	3.423	0.253	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 7</b>	3.610	0.187	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 8</b>	3.713	0.103	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 9</b>	4.111	0.398	3.06	<b>C.V</b>

Tableau IV.11 : Déplacement inter – étage dans le sens X – X

❖ Dans le sens transversal :

Etage	$\delta_K$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$\Delta_{Kadm}$ (cm)	$\Delta_K < \Delta_{Kadm}$
<b>S.Sol 2</b>	0.236	0.236	3.06	<b>C.V</b>
<b>S.Sol 1</b>	0.531	0.295	3.06	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.962	0.431	3.091	<b>C.V</b>
<b>Etage 1</b>	1.314	0.352	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 2</b>	1.674	0.360	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 3</b>	2.043	0.369	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 4</b>	2.405	0.362	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 5</b>	2.751	0.346	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 6</b>	3.072	0.321	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 7</b>	3.361	0.289	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 8</b>	3.634	0.273	3.06	<b>C.V</b>
<b>Etage 9</b>	4.221	0.587	3.06	<b>C.V</b>

Tableau IV.12 : Déplacement inter – étage dans le sens Y – Y

#### IV.3.9.4 Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

Effet P- $\Delta$  sont des effets de 2<sup>ième</sup> ordre qui peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_k \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1

$P_K$  : Poids totale associées au – dessus du niveau K

Tel que :

- Si  $\theta_K < 0.1$  : les effets de 2<sup>ième</sup> ordre sont négligé
- Si  $0.1 < \theta_K < 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_K)$ .
- Si  $\theta_K > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnées

**Donc on a :**

❖ **Dans le sens longitudinale :**

Niveau	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$h_K$ (cm)	$\theta_K$	Vérification
S.Sol 2	6770.24	0.311	10315.88	306	$6.67 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
S.Sol 1	5396.68	0.363	10046.06	306	$6.37 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
RDC	6104.71	0.565	9656.95	391	$9.13 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 1	5112.34	0.442	8999.27	306	$8.21 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 2	4946.94	0.424	8273.07	306	$8.28 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 3	4787.74	0.401	7420.97	306	$8.45 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 4	4787.74	0.358	6443.66	306	$8.69 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 5	4787.74	0.306	5327.03	306	$8.98 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 6	4649.96	0.253	4089.25	306	$9.40 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 7	4438.77	0.187	2722.93	306	$9.96 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 8	3022.98	0.103	1312.10	306	$7.75 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 9	643.74	0.398	259.18	306	$3.23 \times 10^{-3}$	$\theta_K < 0.1$

Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  au sens X (combinaison E<sub>x</sub>)

❖ **Dans le sens transversal :**

Niveau	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$h_K$ (cm)	$\theta_K$	Vérification
S.Sol 2	6770.24	0.236	9926.06	306	$5.26 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
S.Sol 1	5396.68	0.295	9660.80	306	$5.38 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
RDC	6104.71	0.431	9289.39	391	$7.24 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 1	5112.34	0.352	8673.72	306	$6.78 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 2	4946.94	0.360	8010.44	306	$7.26 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 3	4787.74	0.369	7242.32	306	$7.97 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 4	4787.74	0.362	6354.69	306	$8.91 \times 10^{-4}$	$\theta_K < 0.1$
Etage 5	4787.74	0.346	5326.28	306	$1.02 \times 10^{-3}$	$\theta_K < 0.1$

<b>Etage 6</b>	4649.96	0.321	4155.58	306	$1.17 \times 10^{-3}$	$\theta_K < 0.1$
<b>Etage 7</b>	4438.77	0.289	2820.76	306	$1.49 \times 10^{-3}$	$\theta_K < 0.1$
<b>Etage 8</b>	3022.98	0.273	1376.39	306	$1.96 \times 10^{-3}$	$\theta_K < 0.1$
<b>Etage 9</b>	643.74	0.587	272.36	306	$4.53 \times 10^{-3}$	$\theta_K < 0.1$

Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ au sens Y (combinaison E<sub>y</sub>)

**Conclusion :**

On conclut que  $\theta_{K_x}$  et  $\theta_{K_y}$  sont inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure .

**IV.3.9.5 Vérification de non renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte du poids total équivalent au poids de la structure avec :

**M<sub>s</sub> : moment stabilisant.**

**M<sub>r</sub> : moment de renversement.**

$$\begin{cases} M_{S_x} = W \times X_G \\ M_{S_y} = W \times Y_G \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{r_x} = \sum_{i=1}^n F_{ix} \cdot h_i \\ M_{r_y} = \sum_{i=1}^n F_{iy} \cdot h_i \end{cases}$$

Donc il faut vérifier que :  $M_s > M_r$

Niveau	$h_i(m)$	$T_x(KN)$	$F_x(KN)$	$F_x \cdot h_i(KN.m)$	$T_y(KN)$	$F_y(KN)$	$F_y \cdot h_i(KN.m)$
<b>Etage 9</b>	37.57	259.18	259.18	9737.39	272.36	272.36	10232.57
<b>Etage 8</b>	34.51	1312.1	1052.92	36336.27	1376.4	1104.04	38100.42
<b>Etage 7</b>	31.45	2722.93	1410.83	44370.6	2820.8	1444.4	45426.38
<b>Etage 6</b>	28.39	4089.25	1366.32	38789.82	4155.6	1334.8	37894.97
<b>Etage 5</b>	25.33	5327.03	1237.78	31352.97	5326.3	1170.7	29653.83
<b>Etage 4</b>	22.27	6443.66	1116.63	24867.35	6354.7	1028.40	22902.47
<b>Etage 3</b>	19.21	7420.97	977.31	18774.13	7242.3	887.6	17050.79
<b>Etage 2</b>	16.15	8273.07	852.1	13761.42	8010.4	768.1	12404.81
<b>Etage 1</b>	13.09	8999.27	726.2	9505.96	8673.7	663.3	8682.6
<b>RDC</b>	10.03	9656.95	657.68	6596.53	9289.4	615.7	6175.47
<b>S.Sol 1</b>	6.12	10046.06	389.11	2381.35	9660.8	371.4	2272.97

S.Sol 2	3.06	10315.88	269.82	825.65	9926.1	265.3	811.82
---------	------	----------	--------	--------	--------	-------	--------

Tableau IV.14 : Distribution de la force sismique selon la hauteur

Donc :

$$\begin{cases} \sum F_x h_i = 258728.44 \text{ (KN.m)} \\ \sum F_y h_i = 231609.1 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

Sens	W <sub>T</sub> (KN)	G (m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> / M <sub>r</sub>	Vérification
Longitudinale	55449.5	15.01	832296.99	258728.44	3.22	C.V
Transversale	55449.5	8.40	465775.8	231609.1	2.01	C.V

Tableau IV.15 : Vérification de rapport Ms /Mr

#### IV.3.9.6 Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA99/2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section.

La vérification s'effectue par la formule par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N_{max}}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

**B** : section du poteau

**N<sub>rd</sub>** : l'effort normal maximal

**f<sub>c28</sub>** : résistance à la compression du béton à 28 j

Pour la vérification on utilise les 8 combinaison proposé par RPA 99 / V2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0.8G \pm E_x \\ 0.8G \pm E_y \end{cases}$$

Niveau	Emplacement	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>rd</sub> (KN)	observation
2.s.sol,RDC,1étg	Poteau centre	65×65	2277.25	0.21	C.V
du 2 <sup>ie</sup> à 5 <sup>ie</sup> étage	Poteau centre	55×55	1490.17	0.19	C.V
du 6 <sup>ie</sup> à 8 <sup>ie</sup> étage	Poteau centre	45×45	591.58	0.12	C.V
2.s.sol	Poteau rive	55×55	1875.85	0.25	C.V
RDC à 8 <sup>ie</sup> étage	Poteau rive	45×45	1400.36	0.27	C.V
du 3 <sup>ie</sup> à 8 <sup>ie</sup> étage	Poteau rive	35×35	696.73	0.22	C.V

**Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit.**

Donc l'effort normal réduit est vérifié pour tous les sections des poteaux de tous les niveaux

**IV.3.10 Conclusion :**

On peut dire pour cette structure d'après la vérification des conditions des règles parasismique algérienne **RPA 99 /V2003** qui est stable on cas de présence des efforts sismique.

Chapitre V  
Ferrailage des éléments  
structuraux

## **V.1.Introduction :**

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul e béton armé (CBA 93, BAEL 91) et le RPA 99 Version 2003.

Notre structure est composée des éléments suivants:

Les poteaux.

Les poutres principales et secondaires.

Les voiles.

## **V.1.2 Les actions :**

Les actions sont des forces appliqués directement à une construction, et les actions sont les suis :

Action permanente **G**.

Action variable **Q**.

Action sismique **E**.

## **V.1.3 Les sollicitations :**

Ce sont des efforts normaux ou tranchants et des moments de flexion ou de torsion développés dans une section par combinaison d'action calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

En fonctions du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons Suivantes :

- **Selon BAEL 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

- **Selon RPA99/V 2003**

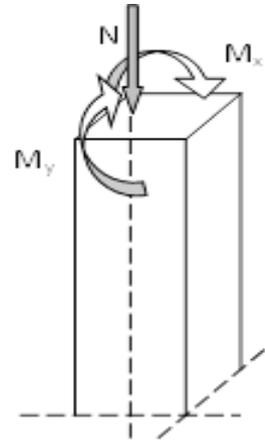
$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

## **❖ V.2 Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un

moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » en tenant compte des trois types des sollicitations suivantes :

$N_{max}$        $\longrightarrow$        $M_{correspondant}$   
 $N_{min}$        $\longrightarrow$        $M_{correspondant}$   
 $M_{max}$        $\longrightarrow$        $N_{correspondant}$



**V.2.1 Combinaisons des charges :**

Les combinaisons considérées pour les calculs sont

- Selon BAEL 91 et le CBA 93 (situation Durable) :

ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$

ELS :  $G + Q$

- Selon RPA 99/V2003 (situation accidentelle) :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Les poteaux sont calculés sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

**Situation durable et accidentelle :**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ Mpa	$\sigma_{bc}$ Mpa	$\gamma_s$	$f_e$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa
<b>Durable</b>	1.5	25	14.2	1.15	400	348
<b>Accidentel</b>	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tableau V.1 : Situation durable et accidentelle**

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par logiciel ROBOT :

Type de poteaux	N <sub>min</sub> et M <sub>corr</sub>		N <sub>max</sub> et M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>corr</sub>	
	N(KN)	M(KN.M)	N(KN)	M(KN.M)	N(KN)	M(KN.M)
<b>P. de centre SS2/R+1 (65*65)</b>	-897,61	-77,49	2290,76	-227.22	1219.76	-622.11
<b>P. de centre R+2/R+5 (55*55)</b>	91.54	-2	1032.21	-13.75	462.15	-51.30
<b>P. de centre R+6/terr (45*45)</b>	23.20	16.95	355.73	-4.84	166.22	106.34
<b>P. de rive SS2/SS1 (55*55)</b>	-267	33.98	1858.04	-54.92	946.87	105.03
<b>P. de rive RDC/R+2 (45*45)</b>	-181.06	2	1112.5	-13.23	505.90	-47.31
<b>P. de rive R+3/TER (35*35)</b>	-55.42	1.02	518.32	-10	101.15	-47.19

**Tableau V.2 : Les sollicitations obtenues par logiciel ROBOT 2020.**

**V.2.2 Calcul des armatures longitudinales :**

**Remarque :**

Étant donné que la structure comporte deux (02) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

**Zone 1 : P. de centre SS2/R+1** pour les poteaux de section (65\*65) cm<sup>2</sup>

**Zone 2 : P. de centre R+2/R+5 et P. de rive SS2/SS1** pour les poteaux de section (55\*55) cm<sup>2</sup>

**Zone 3 : P. de centre R+6/ter et P. de rive RDC/R+2** pour les poteaux de section (45\*45) cm<sup>2</sup>

**Zone 4 : P. de rive R+3/Ter** pour les poteaux de section (35\*35) cm<sup>2</sup>

**V.2.2.1 Recommandation de BAEL 91 :**

$$A_{\min} = \max (4 \text{ cm}^2, 2B/1000)$$

$$A_{\max} = 5B/100$$

B : section du béton = (b\*h)

**V.2.2.2 Recommandation de RPA 99V 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.9%b\*h (Zone III).

Le pourcentage maximal sera de :

- 3% b\*h en zone courante.
- 6% b\*h en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm longueur minimale des recouvrements est de : 50Ø en zone III.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL 91		RPA 99V 2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
<b>Zone 1</b>	65*65	8,45	211,25	38,025	126,75	253,5
<b>Zone 2</b>	55*55	6,05	151,25	27,225	90,75	181,5
<b>Zone 3</b>	45*45	4,05	101,25	18,225	60,75	121,5
<b>Zone 4</b>	35*35	4	61,25	11,025	36,75	73,5

**Tableau V.3 : Ferrailage maximale et minimale.**

**V.2.2.3 Exemple de calcul :**

➤ **Ferrailage longitudinal :**

1. Poteaux de 65\*65 cm<sup>2</sup> (zone 1) : c=c'= 3cm, Acier Fe400

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ROBOT 2020 et à partir de la combinaison la plus défavorable :

La combinaison la plus défavorable est la combinaison 1.35G+1.5Q

c=c'= 3cm ; S=65\*65(cm<sup>2</sup>), L=3,01m.

$N_{max} = 2290.76 \text{ KN}$

$M_{corr} = 227.22 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 34.32 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 41.49 \text{ KN.m}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle ;  $e_a = (2 \text{ cm}, 1/250) = 2 \text{ cm}$ .

$e_1$ : excentricité due aux effets du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{227.22}{2290.79} = 0.09m = 9cm$$

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \emptyset)$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{41.49}{1.5 \times 26} \right) = 1.94$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 301)^2}{10^4 \times 301} (2 + 1.94 \cdot 2) = 0.29cm$$

**Donc** :  $e = e_a + e_1 + e_2 = 2 + 9 + 0.22 + 0.29 = 11.51 \text{ cm}$ .

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$M_u = N_{max} \times e = 2290 \times 0.1151 = 263.58 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{aligned} M_{ua} &= M_u \text{ corrigée} + N_{max} \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 263.58 + 2290 \times \left( 0.585 - \frac{0.65}{2} \right) \\ &= 817.53 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Les armatures en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.817}{0.65 \times 0.585^2 \times 14.2} = 0.263$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{b} \times \left( 1 - 0.4 \times \frac{h}{b} \right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{41.29}{26} = 1.59$$

$$\mu_{lu} = \left( 3440 \cdot \gamma \cdot \theta + 49 \times \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right) \cdot 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.278$$

Donc :  $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$  Alors  $A' \neq 0$ .

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b_0 \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\sigma_{sce} = 9\gamma f_{c28} - 0.9\delta'(13f_{c28} + 415)k \leq 348 \quad \text{pour Fe 400}$$

$$A'_u = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu l_u})$$

$$z_0 = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_{lu}}{z_0 \times f_{ed}} + A'_u \times \frac{\sigma_{sce}}{f_{ed}}$$

**A.N :**

$$M_{lu} = 0.278 \times 0.65 \times 0.585^2 \times 14.2 = 0.341 \text{MPa} \quad 0.863$$

$$\sigma_{sce} = 9 \times 1.5 \times 25 - 0.9 \times 0.07(13 \times 25 + 415)1 = 290.88 \text{MPa}$$

$$A'_u = \frac{0.863 - 0.817}{(0.585 - 0.05) \times 290.88} \times 10^4 = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.302}) = 0.46$$

$$z_0 = 0.585(1 - 0.4 \times 0.46) = 0.47 \text{m}$$

$$A_u = \frac{0.868}{0.47 \times 348} + 1.23 \times \left(\frac{290.88}{348}\right) = 0.006 \text{ m}^2 = 60 \text{cm}^2$$

**Armatures en flexion composée :**

$$A_{flexion\ comp} = A_u - \left(\frac{N_u}{f_{ed}}\right) = 60 - \left(2290 \times \frac{10}{348}\right) = -5.08 \text{ cm}^2 < 0.$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{min}$  ; Donc :  $A_{adop} = \max(A_{cal}; A_{min}(RPA)) = 38,025 \text{ cm}^2$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **EXPERT BA**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section(cm <sup>2</sup> )	Acalculer (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA)(cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Zone 1	65*65	8,45	38.03	41.22	8HA20+8HA16
Zone 2	55*55	6,05	27.23	28.4	8HA16+8HA14
Zone 3	45*45	4,05	18.23	18.47	12HA14
Zone 4	35*35	4	11.03	12.32	8HA14

**Tableau V.4 Ferrailage longitudinal.**

La longueur minimale des recouvrements :

$$L_r = 50 \times \emptyset \text{ (zone III)}$$

$$\emptyset 20 \rightarrow L_r = 100\text{cm}$$

$$\emptyset 16 \rightarrow L_r = 80\text{cm}$$

$$\emptyset 14 \rightarrow L_r = 70\text{cm}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm:

Poteau(65×65):S<sub>t</sub>=18cm

Poteau(55×55):S<sub>t</sub>=15cm

Poteau (45×45):S<sub>t</sub>=12 cm

Poteau (35×35):S<sub>t</sub>=10 cm

### **V.2.3 Calcul des armatures transversal :**

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V<sub>u</sub>: est l'effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub>: hauteur totale de la section brute.

f<sub>e</sub> : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ<sub>a</sub>: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

ρ<sub>a</sub>= 2.5 si l'élanement géométrique λ<sub>g</sub> ≥ 5.

ρ<sub>a</sub>= 3.75 si l'élanement géométrique λ<sub>g</sub> < 5.

t : est l'espacement des armatures transversales.

### **V.2.3.1 Espacement des cadres :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq 10$  cm en zone III
- Dans la zone courante :  $t' \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10\phi_l)$  en zone III

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante.

### V.2.3.2 Quantité d'armature minimale :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{min} = 0.3\% \cdot (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{min} = 0.8\% \cdot (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes .

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : Longueur de flambement du poteau .

Les cadre et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \times \phi_{t_{min}}$ .

### V.2.3.3 Exemple de calcul :

\* Poteaux de zone 1 (65\*65):  $V_{max} = 114.17$  KN

**En zone courant :**  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = 0.7 \times \frac{310}{65} = 3.34$

$\lambda < 5$  ; donc  $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 114.17 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.65 \times 400} = 2.5 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$  **6HA10**.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\left( \frac{A_t}{t \cdot b} \right)$  en % est donnée comme suit :

$$3 < \lambda_g = 3.34 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0.36\%$$

Donc on interpole entre les valeurs limites :

$$\lambda_g = 3.34 \dots\dots\dots 0.36\%$$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{4.71}{15 \times 65} = 0.40\% \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

**En zone nodale :**  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{310}{65} = 3.34$

$\lambda_g < 5 ; \text{ donc } \rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 114.17 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.65 \times 400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$  **4HA10.**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{10 \times 65} = 0.40\% \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

\* Poteaux de zone 2 (55\*55):  $V_{\max} = 38.68 \text{ KN}$

**En zone courant :**  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{306}{55} = 3.89$

$\lambda_g < 5 ; \text{ donc } \rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 38.68 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.55 \times 400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$  **4HA10.**

La quantité d'armatures transversales minimale  $\left(\frac{A_t}{t.b}\right)$  en % est donnée comme suit :

$$3 < \lambda_g = 3.89 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0.38\%$$

Donc on interpole entre les valeurs limites :

$$\lambda_g = 3.14 \dots\dots\dots 0.27\%$$

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{15 \times 55} = 0,38\% \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

**En zone nodale :**  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{306}{55} = 3.89$

$\lambda_g < 5 ; \text{ donc } \rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 38.68 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.55 \times 400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 3.14\text{cm}^2$  **4HA10**.

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{10 \times 55} = 0.57\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

★ Poteaux de zone 3 (45\*45):  $V_{\max} = 33.41 \text{ KN}$

**En zone courant** :  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{306}{45} = 4.76$

$\lambda_g < 5$  ; donc  $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 33.41 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.45 \times 400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 3.14\text{cm}^2$  **4HA10**.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\left(\frac{A_t}{t.b}\right)$  en % est donnée comme suit :

$$3 < \lambda_g = 3.89 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0.78\%$$

Donc on interpole entre les valeurs limites :

$$\lambda_g = 3.14 \dots \dots \dots 0.44\%$$

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{15 \times 45} = 0,78\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

**En zone nodale** :  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{306}{45} = 4.76$

$\lambda_g < 5$  ; donc  $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 33.41 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.45 \times 400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 1.68\text{cm}^2$  **4HA8**.

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{10 \times 45} = 0.79\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

★ Poteaux de zone 4 (35\*35):  $V_{\max} = 23.03 \text{ KN}$

**En zone courant** :  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{306}{35} = 4.82$

$$A_t = \frac{4.82 \times 23.03 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.35 \times 400} = 1.24 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 1.68\text{cm}^2$  **4HA8**.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\left(\frac{A_t}{t.b}\right)$  en % est donnée comme suit :

$$3 < \lambda_g = 4.82 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0.59\%$$

Donc on interpole entre les valeurs limites :

$$\lambda_g = 3.14 \dots\dots\dots 0.29\%$$

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{15 \times 35} = 0,59\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

**En zone nodale :**  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = 0.7 \times \frac{306}{35} = 4.82$

$\lambda_g < 5 ; \text{ donc } \rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 23.03 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.35 \times 400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$  **4HA10.**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} = \frac{3.14}{10 \times 45} = 0.79\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

**V.2.4 Vérifications diverses :**

**V.2.4.1 Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

Exemple de calcul (Poteaux de RDC) :

$$V_{\max} = 114.17 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 114.17 \times \frac{10^{-3}}{0.65 \times 0.585} = 0.30 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$  **Condition vérifié**

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**En Zone courant :**

Niveau	V(KN)	b(cm)	$\tau_u$ (MPa)	t'(cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	%min	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
<b>Zone 1</b>	114.17	65	0.28	15	3.34	3.75	2.5	3.14	0.36	cv
<b>Zone 2</b>	38.68	55	0.13	15	3.74	3.75	1.2	3.14	0.38	cv
<b>Zone 3</b>	33.41	45	0.17	15	3.76	3.75	1.17	3.14	0.44	cv
<b>Zone 4</b>	23.03	34	0.20	15	4.82	3.75	1.24	3.14	0.59	cv

**Tableau V.5 : Armature transversale (Zone courante)**

**En Zone nodale :**

Niveau	V (KN)	b (cm)	6t' (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	% min	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
<b>Zone 1</b>	114.17	65	10	3,34	3.75	1.65	3.14	0.69	cv
<b>Zone 2</b>	38.68	55	10	3,06	3.75	0.38	3.14	0.79	cv
<b>Zone 3</b>	33.41	45	10	3,4	3.75	0.87	3.14	0.7	cv
<b>Zone 4</b>	23.03	35	10	3,75	3.75	1.21	3.14	0.7	cv

**Tableau V.6 : Armature transversale (Zone nodale).**

**Conclusion** : Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ zone courante	$A_t$ zone nodale	St (cm)	
				zone courante	zone nodale
<b>Zone 1</b>	65*65	4HA10	4HA10	15	10
<b>Zone 2</b>	55*55	4HA10	4HA10	15	10
<b>Zone 3</b>	45*45	4HA10	4HA10	15	10
<b>Zone 4</b>	35*35	4HA8	4HA8	15	10

**Tableau V.7 : Résumé de Ferrailage transversal.**

**V.2.4.2 Vérification au flambement :**

La vérification au flambement est faite pour le poteau le plus sollicité.

On a:  $N_{max} = 2290.76 \text{ KN}$ .

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.91 = 2.74m$$

**Calcul de  $\lambda$  :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} i_{xx} = i_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{65 \times 65^3}{12} = 1487552.08 \text{ cm}^2 = 0.049 \text{ m}^4 \\ A = b \times h = 0.65 \times 0.65 = 0.42 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} i_{xx} = i_{yy} = 0.34 \\ \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 8.06 \end{cases}$$

**Calcul de  $\alpha$  :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1} + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50. \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 8.06 < 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.85 + 0.2 \times \left(\frac{8.06}{35}\right)^2 = 0.86$$

**On vérifier que :**

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\alpha \cdot \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} = \frac{2290.76 \times 10^{-3}}{0.86 \times \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.121076 \text{ m}^2$$

$$= 1210.76 \text{ cm}^2$$

$$B_r = [(65 - 2) \times (65 - 2)] = 3969 \text{ cm}^2 > 1210.76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

**V.2.4.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

les résultats sont conclus dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\tau_{bu}$	$\tau_u < \tau_{bu}$
<b>Zone 1</b>	65 × 65	0.027	1	CV
<b>Zone 2</b>	55 × 55	0.013	1	CV
<b>Zone 3</b>	45 × 45	0.016	1	CV
<b>Zone 4</b>	35 × 35	0.019	1	CV

**Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement.**

**V.2.4.4 Vérification de la contrainte de compression :**

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable :

$$\sigma_{bc} = y_1 \times K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n \cdot (A + A') \cdot y_1 - n \cdot (A \cdot d + A' \cdot d) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + (n \cdot (d - y_1)^2) - n \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
<b>Zone 1</b>	3,68	2,7	15	CV
<b>Zone 2</b>	8,06	2,6	15	CV
<b>Zone 3</b>	6,84	2,1	15	CV
<b>Zone 4</b>	3,08	0,57	15	CV

**Tableau V.9 : Vérification des contraintes.**

**V.2.4.5 Ferrailage :**

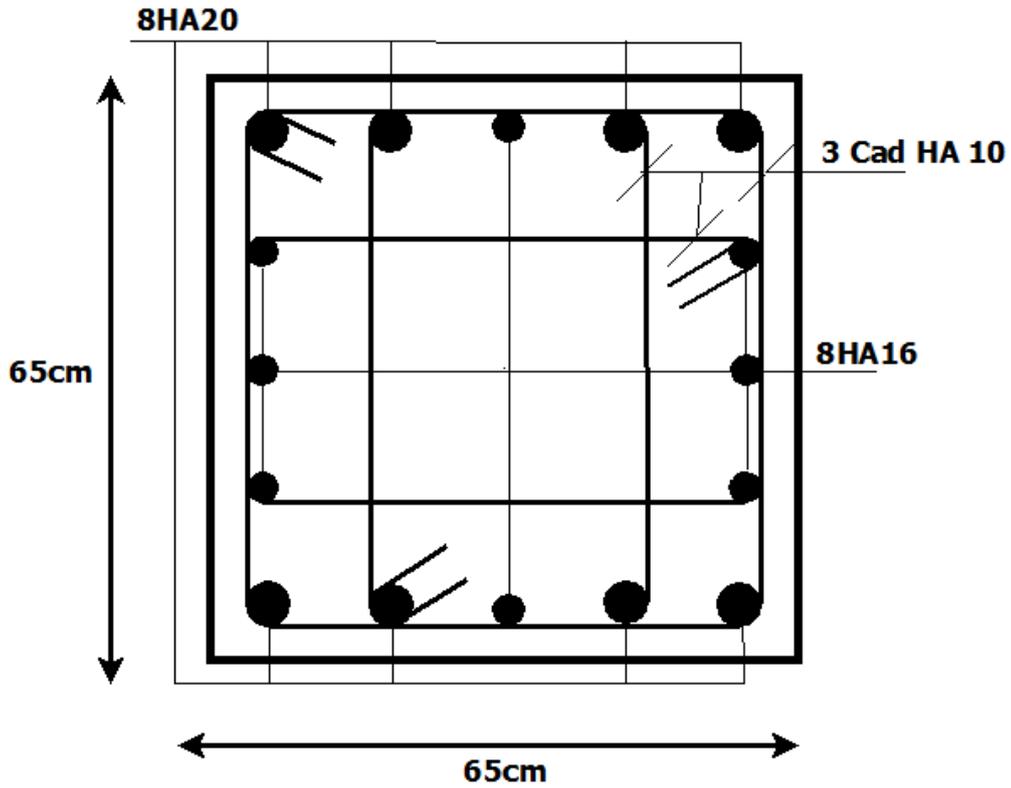


Figure V.1 : schéma de ferrailage de poteau 65×65 cm<sup>2</sup>

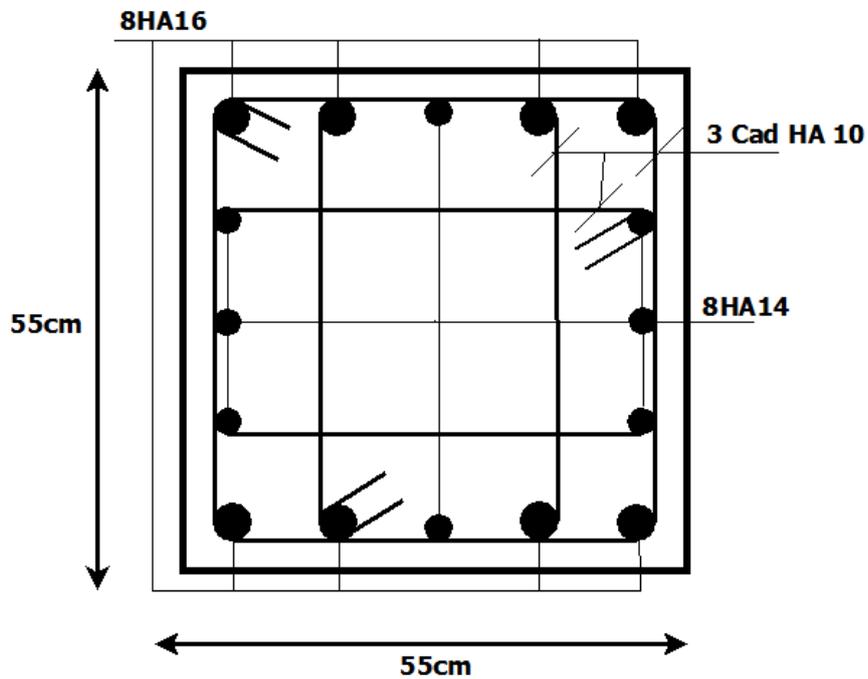


Figure V.2 : schéma de ferrailage de poteau 55×55 cm<sup>2</sup>

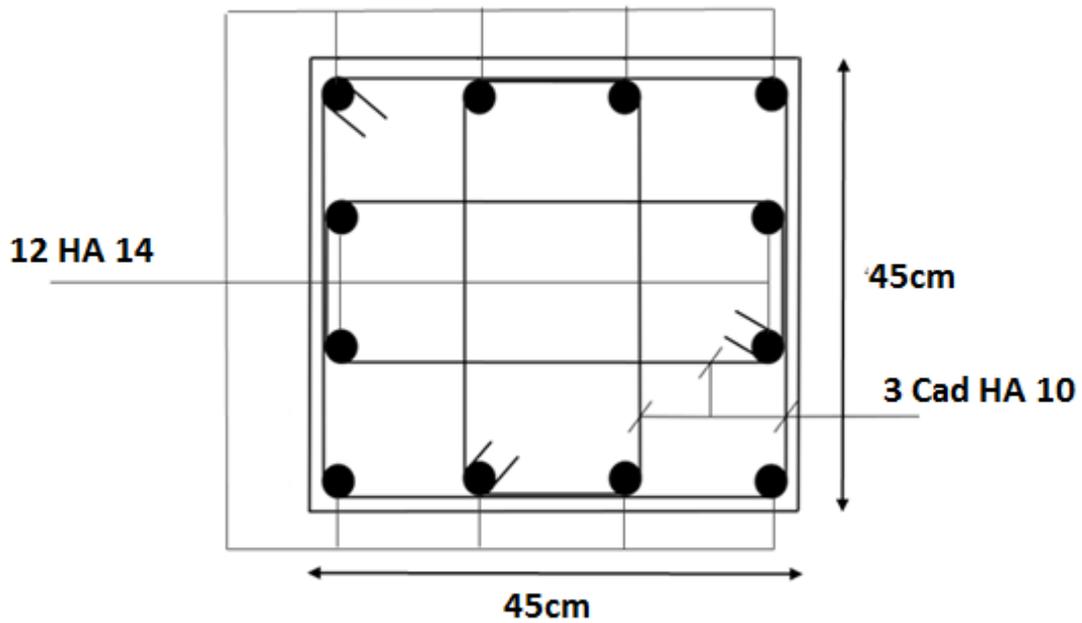


Figure V.3 : schéma de ferrailage de poteau 45×45 cm<sup>2</sup>

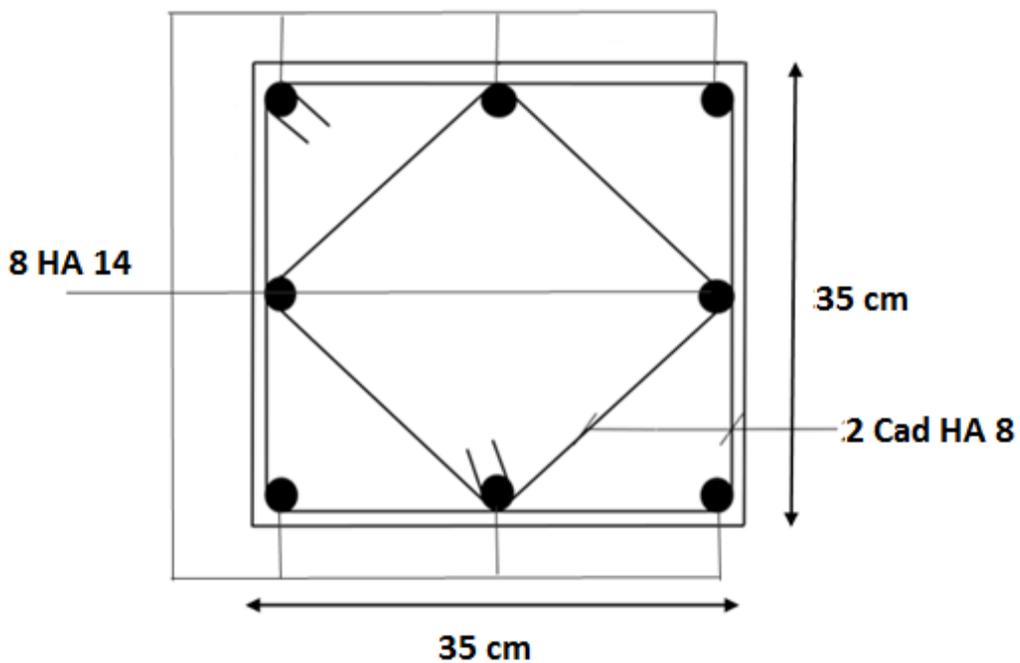


Figure V.4 : schéma de ferrailage de poteau 35×35 cm<sup>2</sup>

### V.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93

- ☉  $1.35G + 1.5Q$  selon CBA 93
- ☉  $0.8G \pm E$  selon RPA 99
- ☉  $G + Q \pm E$  selon RPA 99

La combinaison  $(1.35G + 1.5Q)$  nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison  $(0.8G \pm E)$  donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison  $(G + Q \pm E)$  nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

### **V.3.1 Prescriptions données par RPA99/version 2003 :**

#### **V.3.1.1 Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de **0.5%** de toute section.

**Poutre principale :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

**Poutre secondaire :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal est de **4% b\*h** en zone courante, et **6% b\*h** en zone de recouvrement.

**Poutre principale :**

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.20 \text{ cm}^2 (\text{zone roucouvrement})$$

**Poutre secondaire :**

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 (\text{zone courante})$$

$$A_{max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 (\text{zone roucouvrement})$$

La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \phi$  (zone III).

Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

#### **V.3.1.2 Armatures transversales :**

La quantité des armatures transversales est de :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA99/V 2003 exige un minimum de «  $h/4, 12\phi$  ».

En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «  $S \leq h/2$  ».

### **V.3.2 Exemple d'application :**

#### **V.3.2.1 Ferrailage longitudinal :**

**Poutre principale :**

**Ferrailage en travée (ELU) :**

On prend l'exemple :  $\begin{cases} M_t = 75 \text{ KN.m} \\ M_s = 48.8 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 75 \times \frac{10^{-3}}{0.378 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\gamma = \frac{M_t}{M_{ser}} = 1.54$$

$$u_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4} = 0.424$$

$$\mu_{bu} < u_{lu} \quad A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,275$  donc en utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d.' (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.42 \times (1 - 0.6 \times 0.08) = 0.4 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \times f_{ed}} = 75 \times \frac{10^{-3}}{0.4 \times 348} \times 10^4 = 5.39 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage au niveau des appuis :**

On prend l'exemple :  $M_a = 77 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = 77 \times \frac{10^{-3}}{0.378 \times 0.42^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\gamma = \frac{M_t}{M_{ser}} = 1.5$$

$$u_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4} = 0.6116$$

$$\mu_{bu} < u_{lu} \quad A' = 0$$

$\mu_{bu} < 0,275$  donc en utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d.' (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.42 \times (1 - 0.6 \times 0.127) = 0.39 \text{ cm}$$

$$A_{appuis} = \frac{M_a}{z_b \times f_{ed}} = 77 \times \frac{10^{-3}}{0.39 \times 348} \times 10^4 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants:

**Poutre principale (35x45) :**

Section	Position	M (KN.m)	A <sub>s</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopter	A <sub>s</sub> choix
35x45	Travée	75	5.39	6.75	9.11	3HA16+2HA14
	Appius	77	5.7	6.75	9.11	3HA16+2HA14

**Tableau V.10 Ferrailage longitudinal des Poutres principales.**

Section	Position	M (KN.m)	A <sub>s</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopter	A <sub>s</sub> choix
35x45	Travée	86.44	6.6	6.75	9.11	3HA16+2HA14
	Appius	87.05	6.6	6.75	9.11	3HA16+2HA14

**Tableau V.11 Ferrailage longitudinal des poutres principales avec voiles.**

**Poutre secondaire (35x40):**

Section	Position	M (KN.m)	A <sub>s</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopter	A <sub>s</sub> choix
35x40	Travée	37.26	2.7	6.00	6.03	3HA16
	Appius	132	9.8	6.00	10.0	3HA16+2HA14

**Tableau V.12 Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.**

Section	Position	M (KN.m)	A <sub>s</sub> calcul (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopter	A <sub>s</sub> choix
35x40	Travée	86.44	6.2	6.00	6.03	3HA16
	Appius	87.05	6.3	6.3	9.11	3HA16+2HA14

**Tableau V.13 Ferrailage longitudinal des poutres secondaires avec voiles.**

### V.3.2.2 Calcul des armatures transversales :

#### V.3.2.2.1 Selon le BAEL91 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier  $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$

Avec :

- $b$  : Largeur de la poutre
- $S_t$  : L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \cdot d \\ 40 \text{ cm} \\ 15\phi_{l_{min}} \end{array} \right.$$

On adopte  $S_t \leq 15 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.43 \times 0.35 \times \frac{0.15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{min}} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 1.2 \right\}$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

#### V.3.2.2.2 Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

L'espacement maximal :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}; S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopte les espacements suivants :

$$\text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm}$$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.35 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est comme suit : 4 HA 8  $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_{t_{adopter}} = \min\{S_{t_{BAEL}}; S_{t_{RPA}}\} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre  $\phi = 8 \text{ mm}$

La longueur minimale de recouvrement vaut :  $L_r = 50\phi$ .

Soit : 80 cm pour les  $\phi 16$  , et 70 cm pour les  $\phi 14$ .

### **V.3.4 Vérification :**

**Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$P.P : A_{t_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.515 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$P.S : A_{t_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.302 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Armature longitudinale : C.V

#### **V.3.4.1 Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :**

Sens principal :

$$V_u = 198.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = 198.24 \times \frac{10^{-3}}{(0.378 \times 0.42)} = 1.25 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 1.25 < 3.33$$

Donc : La condition est vérifiée.

Sens secondaire :

$$V_u = 144.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 144.60 \times \frac{10^{-3}}{(0.378 \times 0.42)} = 0.91 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.91 < 3.33$$

Donc : La condition est vérifiée.

#### **V.3.4.2 Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot V_{u_{max}}}{b_0 \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u_{max}} \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :  $b_0 = 35 \text{ cm}$

$a = b_0 - c_t - 2 \cdot a$  : est longueur d'ancrage.

$$c_t = \max \begin{cases} c \\ \emptyset \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow c_t = 3 \text{ cm} ; a = 35 - 3 - 2 = 30 \text{ cm}.$$

$$V_{u_{max}} \leq 0.267 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 700.9 \text{ KN}$$

Poutre principale :

$$V_u = 198.24 \text{ KN} \leq 700.9 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

Poutre secondaire :

$$V_u = 114.60 \text{ KN} \leq 700.9 \text{ KN} \quad \text{condition vérifier}$$

### **V.2.4.3 influence sur les armateurs :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_{u_{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$ : Périmètre minimale circonscrit à la section droite des barres

Poutres principales :

$$\sum U \cdot (3HA16 + 2HA14) = 23.87 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 198.24 \times \frac{10^{-3}}{0.9 \times 0.42 \times 0.2387} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.2 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Poutre secondaire :

$$\sum U (3HA16) = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 144.60 \times \frac{10^{-3}}{0.9 \times 0.42 \times 0.1507} = 2.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.54 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

### **V.2.4.4 Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour les HA 14 :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA 16:  $l_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 \cdot l_s$  », Pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA 14 :  $l_s = 19.93 \text{ cm}$

Pour les HA 16:  $l_s = 22.57 \text{ cm}$

**V.2.5 Vérification :**

**V.2.5.1 Vérification du cisaillement du béton :**

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \\ \bar{\tau}_u &= \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \end{aligned} \right.$$

Les résultats sont conclus dans le tableaux suivant :

Les poutres	Section	V <sub>u</sub> (kn)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
P. principal	33×45	198	1,30	4,35	C.V
P. secondaire	30×45	114	1.10	4,35	C.V

**Tableau V.15 : Vérification du cisaillement du béton.**

**V.3.5.2 Vérification de contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \times K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n \cdot (A + A') y_1 - n \cdot (A \cdot d + A' \cdot d) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + n \cdot A \cdot (d - y_1)^2 + n \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats obtenus sont conclus dans les deux tableaux suivantes :

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
<b>En travée</b>	10	9.11	13	1.1	15	CV
<b>En appuis</b>	49.70	9.11	14	3.04	15	CV

**Tableau V.16 : Vérification de contrainte poutres principale.**

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
<b>En travée</b>	8	6.03	11	0.9	15	CV
<b>En appuis</b>	96.25	10	14	10	15	CV

**Tableau V.17 : vérification de contrainte poutres secondaire.**

**V.3.5.3 Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \rightarrow \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \rightarrow \frac{A_s}{b.d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

$l$  : portée de la travée entre nus d'appuis

$M_t$  : Moment fléchissant maximal en travée

$M_0$  : Moment statique  $M_0 = \frac{q.l^2}{8}$

$A$  : Section d'armatures tendue

Les résultats obtenus sont conclus dans le tableau suivant :

Les poutres	Les conditions		
	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3
<b>P. principal</b>	$0.076 > 0.0625$	$0.076 > 0.059$	$0.0095 < 0.0105$
<b>P. secondaire</b>	$0.068 > 0.0625$	$0.0680 > 0.036$	$0.0082 < 0.0105$
<b>Verification</b>	CV	CV	CV

**Tableau V.18 Vérification de la flèche.**

**Conclusion** : donc les trois conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**V.3.6 Le ferrailage :**

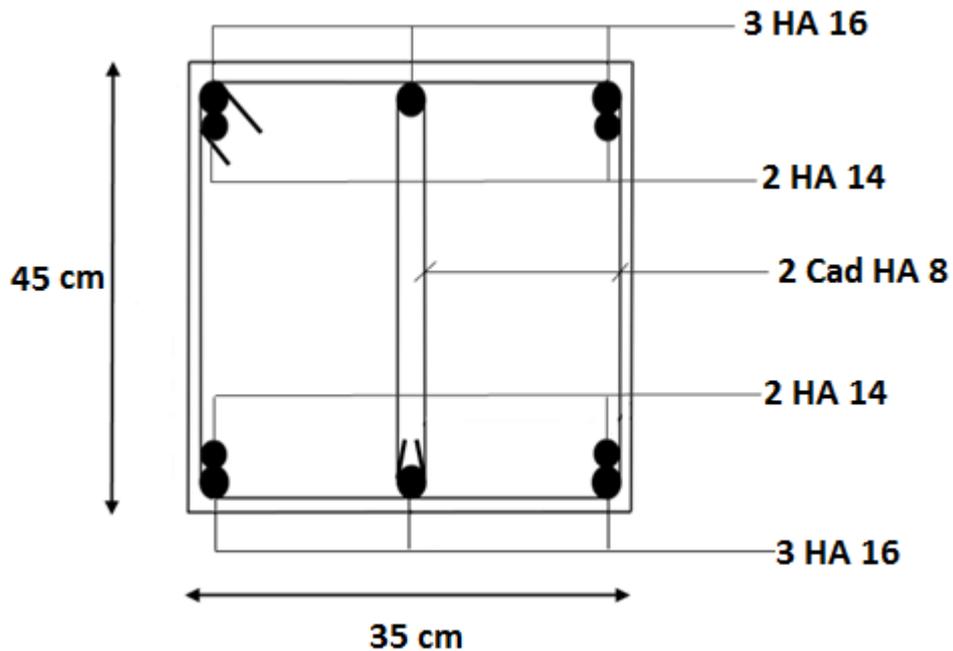


Figure V.5 : schéma de ferrailage de poutre principale (35×45 cm<sup>2</sup>) en Appuis

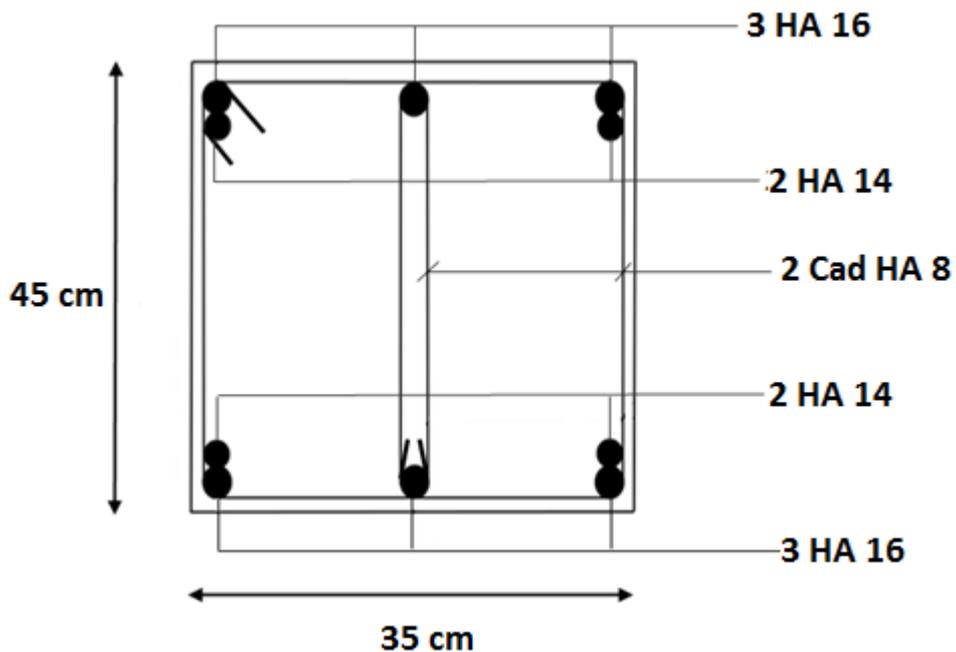


Figure V.6 : schéma de ferrailage de poutre principale (35×45 cm<sup>2</sup>) en travée

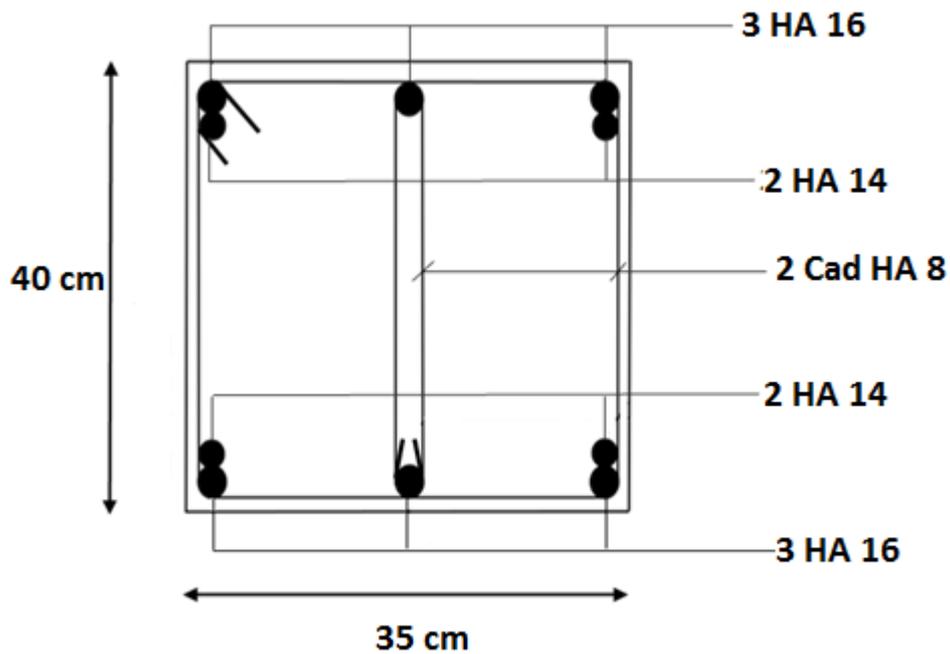


Figure V.7 : schéma de ferrailage de poutre secondaire (35×40 cm<sup>2</sup>) en appuis

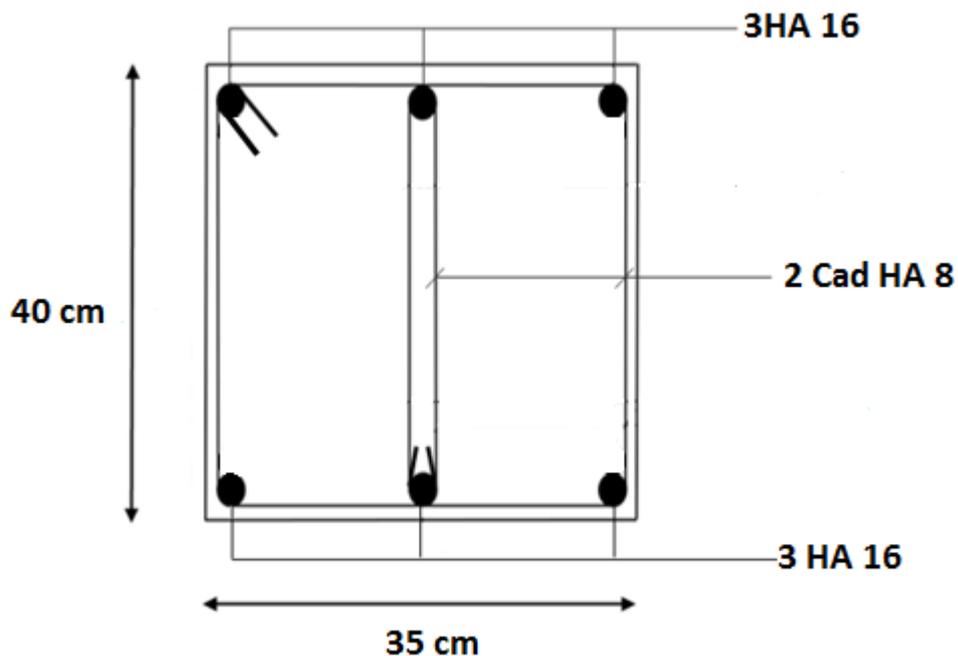


Figure V.8 : schéma de ferrailage de poutre secondaire (35×40 cm<sup>2</sup>) en Travée

#### V.4 Etude des voiles :

##### V.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à

déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes (E) .

#### **V.4.2 Conception :**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion)

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher), L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### **V.4.3 Rôle des voiles :**

Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### **V.4.4 Recommandation du RPA :**

##### **V.4.4.1 Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

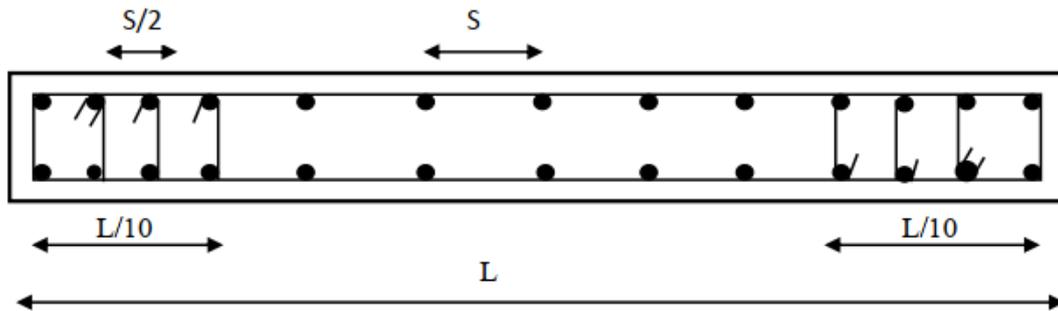
$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $l/10$  dans les zone extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.



**Figure V.9 : Disposition des armatures verticales.**

#### **V.4.4.2 Les armatures horizontales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec longueur  $(10 \times \phi.l)$

#### **V.4.4.3 Armatures de potelet :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est supérieure ou égale à  $(4 \times \phi \times 10)$ .

#### **V.4.4.4 Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e}; \text{ avec: } \bar{V} = 1.4V_u$$

$V_u$  : l'effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit être ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### **V.4.4.5 Règles communes entre les armatures horizontales et verticale : (Art 7-7 4-3 RPA99V2003) :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile (à l'exception des zones d'about).

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à le minimum des deux valeurs suivantes :  $S_i \leq \min (1.5e ; 30cm)$

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### **V.4.5 Ferrailage des voiles :**

#### **V.4.5.1 Exposé de la méthode de calcul :**

1) Détermination de la contrainte normale et de l'effort  $N$  :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \end{cases}$$

Avec :

$A$  : section du béton.

$V$  : bras de levier.

$I$  : inertie du voile.

$M$  : moment fléchissant.

$N$  : effort normal appliqué.

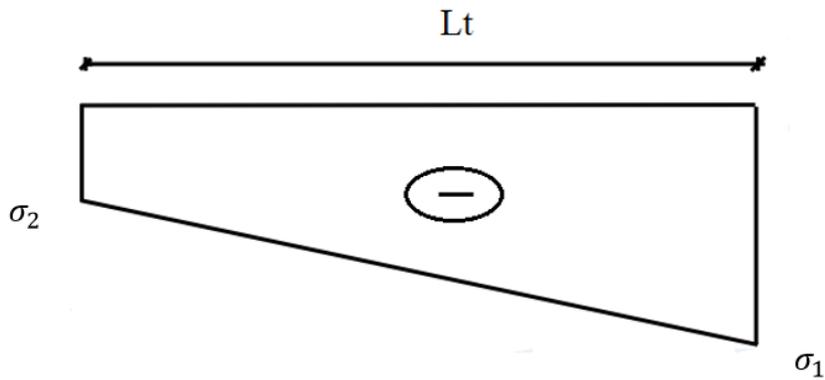
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être

- ✓ **SET** : Section Entièrement Tendue
- ✓ **SPC** : Section Partiellement Comprimée
- ✓ **SEC** : Section Entièrement Comprimée

**1<sup>er</sup> cas : (SET) Section Entièrement Tendue**

Une section est dite entièrement tendue si «  $N$  » est un effort normal de traction et les deux contraintes sont des contraintes de traction.

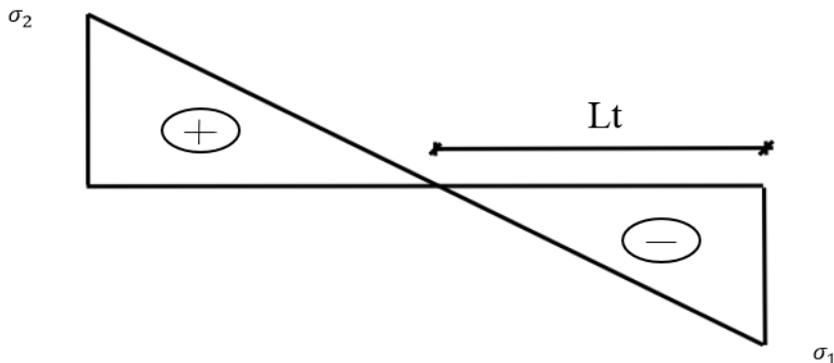
$$N = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times L_t \times e$$



**2<sup>ième</sup> Cas : (SPC) Section Partiellement Comprimé**

Une section est dite partiellement comprimée si les deux contraintes sont de sens opposée.

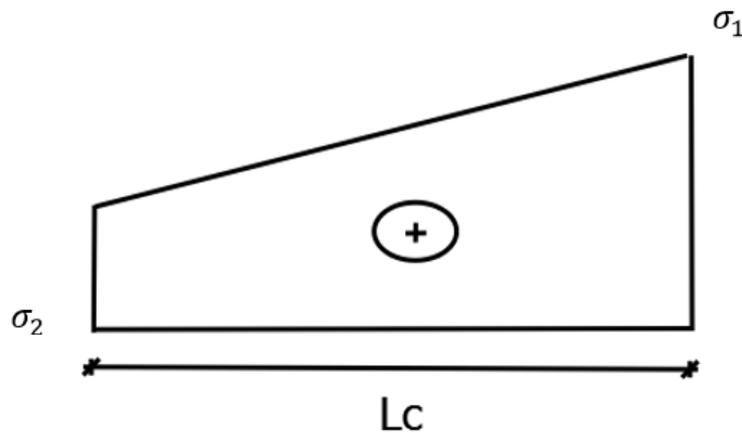
$$N = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right) \times L_t \times e$$



**3<sup>ième</sup> Cas :(SEC) Section Entièrement comprimé**

Une section est dite entièrement comprimé si « N » est un effort de compression.

$$N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) \times L_c \times e$$



**V.4.5.2 Calcul des armatures :**

### **1/ Armature verticales :**

**1<sup>er</sup> cas : (SET) Section Entièrement Tendue**

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

**2<sup>ième</sup> Cas : (SPC) Section Partiellement Comprimé**

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

**3<sup>ième</sup> Cas :(SEC) Section Entièrement comprimé**

$$A_s = \frac{N - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

### **2/ Armatures minimales selon (RPA99 V2003) :**

D'après le (RPA99 V2003 Art 7.7. 4.1) :

$$A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$L_t$ : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Epaisseur du voile.

### **3/ Pourcentage minimal :**

Dans la section de voile courante :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times L$$

Dans la zone courante :

$$A_{min} = 0.10\% \times b \times L_{courante} \quad \text{avec } L_{courante} = L - 2 \times L_t$$

### **4/ Armature minimales selon (BAEL91) :**

**1<sup>er</sup> cas : (SET) Section Entièrement Tendue**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2 \cdot \sigma_s}; \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}; 0.005 \times B\right)$$

**2<sup>ième</sup> Cas : (SPC) Section Partiellement Comprimé**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times B \times f_{c28}}{f_e}; 0.005 \times B\right)$$

**3<sup>ième</sup> Cas :(SEC) Section Entièrement comprimé**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### **5/ Armature horizontales :**

La section d'armature est donnée par la plus élevée des valeurs données par les deux relations suivantes :

- ☉ Selon BAEL91 :  $A_h = \frac{A_v}{4}$
- ☉ Selon RPA 99 :  $A_h = 0.15\% \times B$

Ces barres horizontale doit être munie de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm

### **V.4.5.3 Vérification :**

#### **V.4.5.3.1 Vérification à ELS :**

Pour cette état, on considéré  $N_{ser} = G + Q$  et  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15A} \\ \sigma_b = 0.6f_{c28} \end{cases}$$

B : section de béton

A : Section d'Armature adopté

#### **V.4.5.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Selon RPA99/V2003 :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_b = \frac{1.4 \times V_{u_{cal}}}{b_0 \times d} \\ \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \end{cases}$$

$V_{u_{cal}}$  : effort tranchant à la base du voile

Selon BAEL91 :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ \bar{\tau}_b = \min\left(0.15; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \end{cases}$$

### **V.4.5.4 Exemple de calcul :**

#### **A) Caractéristiques :**

$V_{x_1}$  zone s. sol 2 / R+1

L = 5.5 m

e = 0.2 m

Donc :

$$A = L \times e = 5.5 \times 0.2 = 1.1m^2$$

$$I = \frac{e.L^2}{12} = \frac{0.2 \times 5.5^3}{12} = 2.77 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75$$

**B) Détermination des M,N et calcul des contraintes normales :**

Les valeurs de N et M sont définie à partir de logiciel Robot Structurel Analysis Professionnel 2020 :

$N_{max} = -155 \text{ KN}$	$M_{corr} = 359 \text{ KN.m}$
$N_{min} = -5891 \text{ KN}$	$M_{corr} = -340 \text{ KN.m}$
$N_{corr} = -1776.66 \text{ KN}$	$M_{max} = 1213.15 \text{ KN.m}$

**Sous  $N_{max}$  :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-155}{1.1} + \frac{359 \times 2.75}{2.77} = 215.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-155}{1.1} - \frac{359 \times 2.75}{2.77} = -497.32 \text{ KN/m}^2$$

**Sous  $N_{min}$  :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-5891}{1.1} - \frac{340 \times 2.75}{2.77} = -5774.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-5891}{1.1} + \frac{340 \times 2.75}{2.77} = -5017.91 \text{ KN/m}^2$$

**Sous  $M_{max}$  :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1213.25}{1.1} - \frac{1776.66 \times 2.75}{2.77} = -660.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-1213.25}{1.1} + \frac{1776.66 \times 2.75}{2.77} = 2866.79 \text{ KN/m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le  $N_{min}$  donc la section est entièrement tendue.

$$\text{Avec : } L_t = 5.5 \times \frac{5774.82}{5774.82 + 5017.91} = 2.94 \text{ m}$$

$$N_t = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e = \frac{5774.82 + 5017.91}{2} \times 2.94 \times 0.2 = 3173.06 \text{ KN}$$

**C) Calcul des armatures :**

**Armatures verticales :**

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{3173.06}{348.10^3} = 0.009118 = 91.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.2\% \times L_t \times e = 0.2\% \times 294 \times 20 = 11.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max\left(0.23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times B\right)$$

$$= \left(0.23 \times 11000 \times \frac{2.1}{400}; 0.005 \times 1100\right) = 55$$

$$A_V = \max(A_s; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 91.18 \text{ cm}^2$$

$$A_V = A_{dp} = 92.49 \text{ cm}^2 = 46 \text{ HA } 16$$

**Soit donc :**

16 HA 16 /nappe (Zone courant) St = 20 cm

8 HA 16 /nappe (Zone d'about) St = 15 cm

**Armatures horizontales :**

$$A_{HBAEL} = \frac{A_v}{4} = \frac{92.49}{4} = 23.12$$

$$A_{HRPA} = 0.15\% \times B = 0.15\% \times 11000 = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max(A_{HBAEL}; A_{HRPA}) = 23.12 \text{ cm}^2$$

$$A_H = A_{dp} = 30 \text{ HA } 10 = (15 \text{ HA } 10 / \text{nappe})$$

$$A_H = A_{dp} = 23.57 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversal :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré soit : 4 HA 8

**Vérification :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

**Selon RPA99/V2003 :**  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{1.4 \times 2867 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 5500} = 4.05 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$  Donc la CV

**Selon BAEL91 :**  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\begin{cases} \tau_b = \frac{2867 \times 10^3}{0.9 \times 200 \times 5500} = 2.9 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_b = \min\left(0.15; \frac{25}{1.5}; 4\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa} \end{cases}$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$  Donc la CV

**Vérification à l'ELS :**

Pour cette état, ont considéré :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{3656.7 \times 10^3}{1.1 \times 10^6 + 15 \times 92.49 \times 10^2} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$  Donc la CV

**Vérification des espacements :**

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 20; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

Pour tous les espacements qu'on a adoptés ..... CV

Zone	S.sol – Niv 1	Niv2 – Niv5	Niv6 – Ter
<b>Longueur de voile L (m)</b>	5,5	5,5	5,5
<b>Epaisseur du voile e (m)</b>	0,2	0,2	0,2
<b>Section du voile A (m<sup>2</sup>)</b>	1,1	1,1	1,1
<b>Inertie du voile I (m<sup>4</sup>)</b>	0.5042	0.5042	0.5042
<b>Bras de levier V (m)</b>	2,75	2,75	2,75
<b>Résultats</b>			
<b>Effort normal N (KN)</b>	-5891	-1689,51	-3454,52
<b>Moment de flexion M (KN.m)</b>	359	1863,48	1211,2
<b>Contrainte <math>\sigma_1</math> (KN/ml)</b>	-3397,273	8628,52	3466,073
<b>Contrainte <math>\sigma_2</math> (KN/ml)</b>	-7313,64	-11700,355	-9747,02
<b>Nature de section</b>	SET	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	5,5	2,3345	1,443
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	0	3,166	4,06

<b>Effort de traction <math>N_t</math> (KN)</b>		4022,5	2731,396	1406,267
<b>Ferrailage verticale</b>				
<b>Section d'armature <math>A_v</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		115,59	78,49	40,41
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		55	55	55
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		22	9,338	5,7711
<b>Max (<math>A_s</math> ; <math>A_{min}</math>)</b>		115,5891	78,4884	55
<b>Section adopté <math>A_{v\ adpt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		129,31	95	65,97
<b>Choix des barres</b>	<b>Zone courante</b>	32HA14/nappe	32HA12/nappe	32HA10/nappe
	<b>Zone d'about</b>	10HA14/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
<b>Espacement (cm)</b>	<b>Zone courante</b>	20	20	20
	<b>Zone d'about</b>	15	15	15
<b>Ferrailage horizontale</b>				
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		32,328	23,75	16,493
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		16,5	16,5	16,5
<b>Section adopté <math>A_{H\ adpt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		33,87	24,88	17,28
<b>Choix des barres</b>		11HA14/nappe	11HA12/nappe	11HA10/nappe
<b>Espacement (cm)</b>		20	20	20
<b>Ferrailage transversale</b>				
<b>Section d'armature <math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		4 épingles de HA8/ml		
<b>Vérification</b>				
<b>Effort tranchant <math>V_u</math> (KN)</b>		2860,23	1191,32	913,16
<b>Effort normal <math>N_s</math> (KN)</b>		2420,7	1738,08	637,46
<b><math>\sigma_b &lt; 15\ Mpa</math></b>		13,874	14,6263	7,62512
<b><math>\tau_u &lt; 3.33\ Mpa</math></b>		0,4045	0,1685	0,12914
<b><math>\tau_b &lt; 5\ Mpa</math></b>		0,289	0,12034	0,09224

Tableau V.19 : Ferrailage et vérification des contraintes du Voile Vx1

<b>Zone</b>	<b>Sous-sol – RDC</b>
-------------	-----------------------

<b>Longueur du voile : L (m)</b>	3,2
<b>Epaisseur du voile : e (m)</b>	0,2
<b>Section du voile : A (m<sup>2</sup>)</b>	0,64
<b>Inertie du voile : I (m<sup>4</sup>)</b>	0,1707
<b>Bras de levier : V (m)</b>	1,6
<b>Effort normal : N (kn)</b>	-3362,69
<b>Moment de flexion : M (kn.m)</b>	-131,86
<b>Contrainte <math>\sigma_1</math> (kn/m<sup>2</sup>)</b>	-6490,391
<b>Contrainte <math>\sigma_2</math> (kn/m<sup>2</sup>)</b>	-4018,016
<b>Nature de section</b>	SET
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	3,2
<b>L<sub>c</sub> (m)</b>	0
<b>Effort de traction : N<sub>t</sub> (kn)</b>	2076,925
<b>Section d'armature : A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	59,682
<b>Section min BAEL : A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	32
<b>Section min RPA : A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	12,8
<b>Max (A<sub>v</sub> ; A<sub>min</sub>)</b>	59,682
<b>Section adopté A<sub>v adp</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	61,85
<b>Choix des barres Zone courante</b>	14 HA14/nappe
<b>Choix des barres Zone d'about</b>	6 HA14/nappe
<b>Espacement (cm) Zone courante</b>	20
<b>Espacement (cm) Zone d'about</b>	15
<b>Section min BAEL : A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	15,4625
<b>Section min RPA : A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,6
<b>Section adopter A<sub>H adp</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	33,87
<b>Choix des barres</b>	11 HA14/nappe
<b>Espacement (cm)</b>	20

<b>Section d'armature : <math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	
<b>Effort tranchant : <math>V_u</math> (kn)</b>	143,36
<b>Effort normal : <math>N_s</math> (kn)</b>	1254,53
<b><math>\sigma_b &lt; 15</math> MPa</b>	13,9141
<b><math>\tau_u &lt; 3,33</math> MPa</b>	0,0203
<b><math>\tau_b &lt; 5</math> MPa</b>	0,0145

**Tableau V.20 : Ferrailage et vérification des contraintes du Voile Vx2**

<b>Zone</b>	<b>S.sol – Niv 1</b>	<b>Niv2 – Niv5</b>	<b>Niv6 – Ter</b>
<b>Longueur de voile L (m)</b>	4	4	4
<b>Epaisseur du voile e (m)</b>	0,2	0,2	0,2
<b>Section du voile A (m<sup>2</sup>)</b>	0,8	0,8	0,8
<b>Inertie du voile I (m<sup>4</sup>)</b>	0,267	0,267	0,267
<b>Bras de levier V (m)</b>	2	2	2
<b>Résultats</b>			
<b>Effort normal N (KN)</b>	-2969,95	-880,15	-1354,81
<b>Moment de flexion M (KN.m)</b>	374,8	-301,76	-460,93
<b>Contrainte <math>\sigma_1</math> (KN/ml)</b>	-901,4375	-3363,3875	-5150,4875
<b>Contrainte <math>\sigma_2</math> (KN/ml)</b>	-6523,4375	1163,0125	1763,4625
<b>Nature de section</b>	<b>SET</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b><math>L_t</math> (m)</b>	4	2,972241	2,9798
<b><math>L_c</math> (m)</b>	<b>0</b>	2,52776	2,5202
<b>Effort de traction <math>N_t</math> (KN)</b>	316,7984	999,6797	1534,725
<b>Ferrailage verticale</b>			
<b>Section d'armature <math>A_v</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,1034	28,72643	44,1013
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	40	40	40
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,943	11,889	11,9191
<b>Max (<math>A_s</math>; <math>A_{min}</math>)</b>	40	40	40

<b>Section adopté <math>A_{v \text{ adpt}} \text{ (cm}^2\text{)}</math></b>		61,85	45,25	45,24
<b>Choix des barres</b>	<b>Zone courante</b>	15HA14/nappe	15HA12/nappe	15HA12/nappe
	<b>Zone d'about</b>	7HA14/nappe	7HA12/nape	7HA12/nape
<b>Espacement (cm)</b>	<b>Zone courante</b>	20	20	20
	<b>Zone d'about</b>	15	15	15
<b>Ferrailage horizontale</b>				
<b>Section min BAEL <math>A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}</math></b>		15,4625	11,313	11,31
<b>Section min RPA <math>A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}</math></b>		12	12	12
<b>Section adopté <math>A_{H \text{ adpt}} \text{ (cm}^2\text{)}</math></b>		33,87	24,88	17,28
<b>Choix des barres</b>		11HA14/nappe	11HA12/nappe	11HA10/nappe
<b>Espacement (cm)</b>		20	20	20
<b>Ferrailage transversale</b>				
<b>Section d'armature <math>A_t \text{ (cm}^2\text{)}</math></b>		4 épingles de HA8/ml		
<b>Vérification</b>				
<b>Effort tranchant <math>V_u \text{ (KN)}</math></b>		385	307,9	343,3
<b>Effort normal <math>N_s \text{ (KN)}</math></b>		448,6	619,74	739,14
<b><math>\sigma_b &lt; 15 \text{ Mpa}</math></b>		7,3783	10,1931	11,0399
<b><math>\tau_u &lt; 3.33 \text{ Mpa}</math></b>		0,0544	0,0435	0,04855
<b><math>\tau_b &lt; 5 \text{ Mpa}</math></b>		0,0389	0,0311	0,0347

Tableau V.21 : Ferrailage et vérification des contraintes du Voile Vy1

<b>Zone</b>	<b>S.sol – Niv 1</b>	<b>Niv2 – Niv5</b>	<b>Niv6 – Ter</b>
<b>Longueur de voile L (m)</b>	3,4	3,4	3,4
<b>Epaisseur du voile e (m)</b>	0,2	0,2	0,2
<b>Section du voile A (m<sup>2</sup>)</b>	0,68	0,68	0,68
<b>Inertie du voile I (m<sup>4</sup>)</b>	0,192666667	0,192666667	0,192666667
<b>Bras de levier V (m)</b>	1,7	1,7	1,7
<b>Résultats</b>			

<b>Effort normal N (KN)</b>	-2969,95	-880,15	-1354,81	
<b>Moment de flexion M (KN.m)</b>	374,8	-301,76	-460,93	
<b>Contrainte <math>\sigma_1</math> (KN/ml)</b>	-1126,796875	-4204,234375	-6438,109375	
<b>Contrainte <math>\sigma_2</math> (KN/ml)</b>	-8154,296875	1453,765625	2204,328125	
<b>Nature de section</b>	<b>SET</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
<b><math>L_t</math> (m)</b>	3,4	2,377792506	2,383812437	
<b><math>L_c</math> (m)</b>	0	3,122207494	3,116187563	
<b>Effort de traction <math>N_t</math> (KN)</b>	316,7983941	999,6796991	1534,72452	
<b>Ferrailage verticale</b>				
<b>Section d'armature <math>A_v</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,10340213	28,72642814	44,10127931	
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	32	32	32	
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	1,554019428	9,511170025	9,535249749	
<b>Max (<math>A_s</math> ; <math>A_{min}</math>)</b>	32	32	44,10127931	
<b>Section adopté <math>A_{v\ adpt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	61,85	61,85	45,24	
<b>Choix des barres</b>	<b>Zone courante</b>	14HA14/nappe	14HA14/nappe	14HA12/nappe
	<b>Zone d'about</b>	6HA14/nappe	6HA14/nappe	6HA12/nappe
<b>Espacement (cm)</b>	<b>Zone courante</b>	20	20	20
	<b>Zone d'about</b>	15	15	15
<b>Ferrailage horizontale</b>				
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	15,4625	15,4625	11,31	
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	9,6	9,6	9,6	
<b>Section adopté <math>A_{H\ adpt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	33,87	24,88	17,28	
<b>Choix des barres</b>	11HA14/nappe	11HA12/nappe	11HA10/nappe	
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	
<b>Ferrailage transversale</b>				
<b>Section d'armature <math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	4 épingles de HA8/ml			
<b>Vérification</b>				

<b>Effort tranchant <math>V_u</math> (KN)</b>	385	307,9	343,3
<b>Effort normal <math>N_s</math> (KN)</b>	448,6	619,74	739,14
<b><math>\sigma_b &lt; 15 \text{ Mpa}</math></b>	9,222861842	12,74136513	11,06630879
<b><math>\tau_u &lt; 3.33 \text{ Mpa}</math></b>	0,054444444	0,043541414	0,048547475
<b><math>\tau_b &lt; 5 \text{ Mpa}</math></b>	0,038888889	0,03110101	0,034676768

**Tableau V.22: Ferrailage et vérification des contraintes du Voile Vy2**

<b>Zone</b>	<b>S.sol – Niv 1</b>	<b>Niv2 – Niv5</b>	<b>Niv6 – Ter</b>
<b>Longueur de voile L (m)</b>	2,33	2,33	2,33
<b>Epaisseur du voile e (m)</b>	0,2	0,2	0,2
<b>Section du voile A (m<sup>2</sup>)</b>	0,466	0,466	0,466
<b>Inertie du voile I (m<sup>4</sup>)</b>	0,090481667	0,090481667	0,090481667
<b>Bras de levier V (m)</b>	1,165	1,165	1,165
<b>Résultats</b>			
<b>Effort normal N (KN)</b>	-1550,51	-1135,85	-597,08
<b>Moment de flexion M (KN.m)</b>	-385,2	-295,7	-161,06
<b>Contrainte <math>\sigma_1</math> (KN/ml)</b>	-8286,93133	-6244,742489	-3355,021459
<b>Contrainte <math>\sigma_2</math> (KN/ml)</b>	1632,381974	1369,849785	792,4463519
<b>Nature de section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b><math>L_t</math> (m)</b>	1,946561159	1,910837701	1,884812699
<b><math>L_c</math> (m)</b>	0,383438841	3,589162299	3,615187301
<b>Effort de traction <math>N_t</math> (KN)</b>	1613,101865	1193,268938	632,3587052
<b>Ferrailage verticale</b>			
<b>Section d'armature <math>A_v</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	46,35350188	34,28933731	18,17122716
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	23,3	23,3	23,3
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	7,786244635	7,643350806	7,539250797
<b>Max (<math>A_s</math>; <math>A_{min}</math>)</b>	46,35350188	34,28933731	23,3
<b>Section adopté <math>A_{v \text{ adpt}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	55,42	40,75	28,27

<b>Choix des barres</b>	<b>Zone courante</b>	12HA14/nappe	12HA12/nappe	12HA10/nappe
	<b>Zone d'about</b>	6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe
<b>Espacement (cm)</b>	<b>Zone courante</b>	20	20	20
	<b>Zone d'about</b>	15	15	15
<b>Ferrailage horizontale</b>				
<b>Section min BAEL <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		13,855	10,1875	7,0675
<b>Section min RPA <math>A_{min}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		6,99	6,99	6,99
<b>Section adopté <math>A_{H\ adpt}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		33,87	24,88	17,28
<b>Choix des barres</b>		11HA14/nappe	11HA12/nappe	11HA10/nappe
<b>Espacement (cm)</b>		20	20	20
<b>Ferrailage transversale</b>				
<b>Section d'armature <math>A_t</math> (cm<sup>2</sup>)</b>		4 épingles de HA8/ml		
<b>Vérification</b>				
<b>Effort tranchant <math>V_u</math> (KN)</b>		267	233,1	110,6
<b>Effort normal <math>N_s</math> (KN)</b>		335,6	264,17	136,7
<b><math>\sigma_b &lt; 15\ Mpa</math></b>		4,794542372	5,089980147	3,859837362
<b><math>\tau_u &lt; 3.33\ Mpa</math></b>		0,037757576	0,032963636	0,015640404
<b><math>\tau_b &lt; 5\ Mpa</math></b>		0,026969697	0,023545455	0,011171717

Tableau V.23: Ferrailage et vérification des contraintes du Voile Ascenseur

## V.5 Etude des linteaux :

### V.5.1 Introduction :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

### V.5.2 Méthode de calcul :

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le RPA99/2003 en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures calculées aux maximales données par les règles BAEL91.

L'application se fera suivant les étapes suivantes :

#### **1) – contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{1,4 \cdot V_{u\text{ cal}}}{b_0 \cdot d} \\ \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

Avec :

$V_{u\text{ cal}}$  : Effort tranchant à la base du voile

$b_0$  : Épaisseur du linteau

$h$  : hauteur utile  $d = 0,9 \times h$

## 2) – Ferrailage des linteaux :

*1<sup>er</sup> cas* : ( $\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28}$ )

### \* Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales supérieurs et inférieurs sont calculées par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

Avec :

$$z = h - 2 \times d'$$

$d'$  : Distance d'enrobage.

$h$  : hauteur totale du linteau

$M$  : moment du à l'effort tranchant

### \* Armature transversales :

*1<sup>er</sup> Sous cas* :

Linteau long ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

$$S \geq \frac{A_t \times z \times f_e}{V}$$

Avec

$S$  : Espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Section d'un cours d'armatures transversales

$l$  : porté du linteau

$V$  : Effort tranchant dans la section considérée ( $V = 1,4 \times T$ )

**2<sup>ième</sup> Sous cas :**

Linteau court ( $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$ )

$$S \geq \frac{A_t \times z \times f_e}{V + A_t \times f_e}$$

Avec :

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$$V_2 = 2 \times V_{ucal}$$

$M_{ci}; M_{cj}$  : Moment résistants ultimes des sections d'about à gauche de linteau de portée  $l_{ij}$ , le moment est calculé par la formule suivant :

$$M_c = A_l \times f_e \times z$$

**2<sup>ième</sup> Cas ( $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$ )**

Dans ce cas il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (sup et inf.) , transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimums réglementaire. Les efforts M et V sont repris suivant des bielles diagonales de compression et de traction suivant l'axe moyen des armatures diagonales Ad à disposer obligatoirement.

**\* Armature diagonales :**

$$A_d = \frac{T}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad \text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h-2.c}{l}$$

**\* Armature longitudinale :**

$$(A_l = A'_l) \geq 0.0015 \times b \times h$$

**\* Armature transversales :**

$$A_t \geq 0.0015 \times b \times h \times S_t \quad \text{si } \tau_b \geq 0.025 \times f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times h \times S_t \quad \text{si } \tau_b < 0.025 \times f_{c28}$$

**\* Armature en zone courante (peau) :**

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h$$

**\* Longueur de l'ancrage :**

$$L_c = \frac{h}{4} + 50. \emptyset$$

**V.5.3 Exemple de calcul :**

**Zone I**

$$h = 1.6 \text{ m} ; L = 3.2 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

**1/ Contrainte limite de cisaillement :**

$$V_u = 452.4 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{1,4 \cdot V_u \text{ cal}}{b_0 \cdot d} \\ \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{1,4 \times 452,4 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1600} = 2.2 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{ CV}$$

**2/ Ferrailage des linteaux :**

$$\tau_b = 2.2 > 0.06 \times f_{c28} = 1.5$$

**\* Armature diagonales :**

$$\tan \alpha = \frac{h - 2 \cdot c}{l} = \frac{160 - 2 \times 3}{320} = 0.48$$

$$A_d = \frac{V_u}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{452.4 \times 10^3 \times 10^{-2}}{2 \times 500 \times \sin 27.7} = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_d = 4HA20 + 2HA16 = 16.59 \text{ cm}^2$$

**\* Armature longitudinales :**

Selon RPA 99 :

$$(A_l = A'_l) \geq 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 160 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL 91 :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 144 \times \frac{2.1}{400} = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

**\* Armature transversales :**

$$A_t \geq 0.0015 \times b \times h \times S_t$$

$$\tau_b \geq 0.025 \times f_{c28} \Rightarrow 2.2 \geq 0.625$$

$$A_t \geq 0.0015 \times 20 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**\* Armature en zone courante (peau)**

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 160 = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4 \text{ HA } 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

**\* Longueur de l'ancrage :**

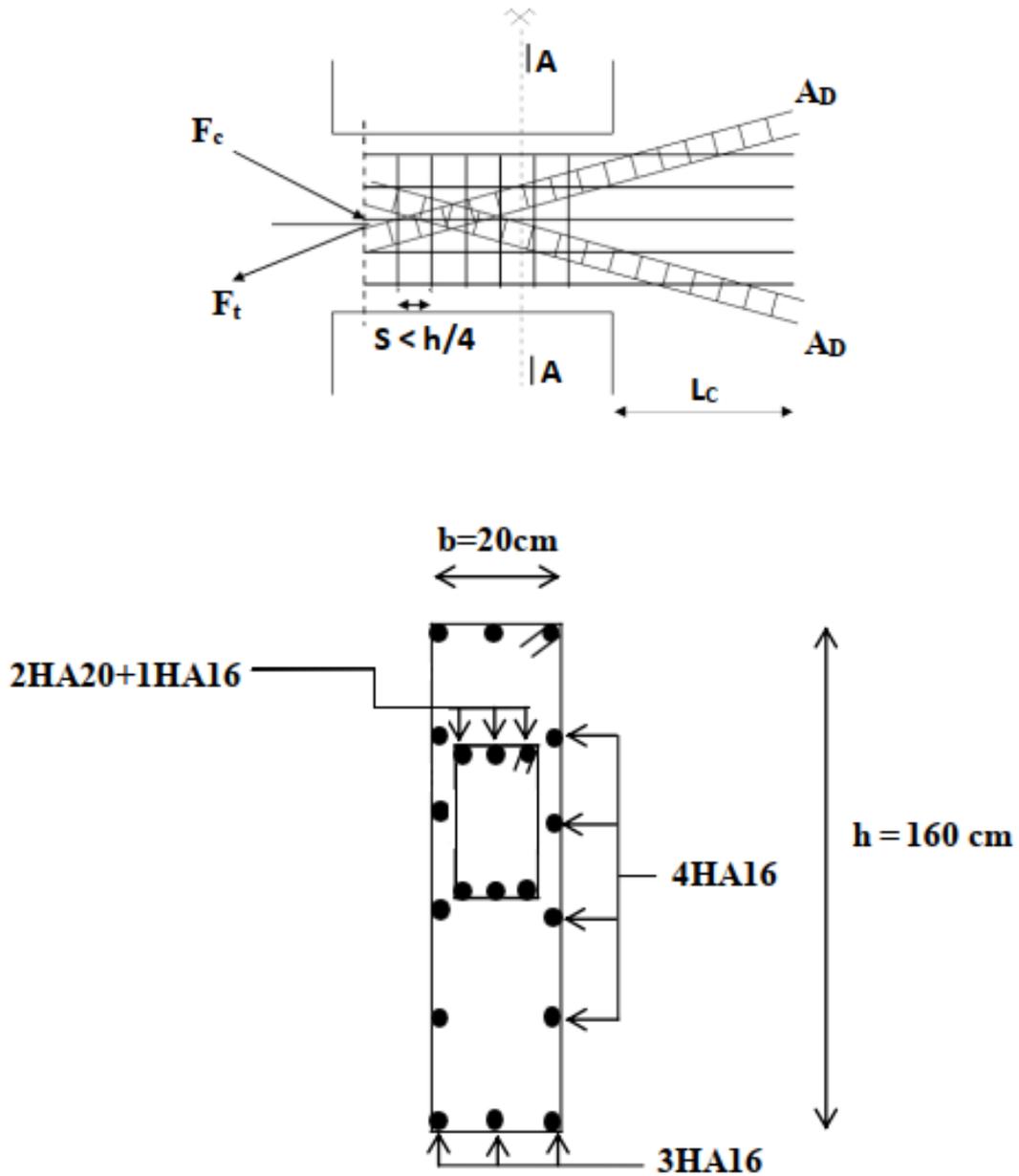
$$L_c = \frac{h}{4} + 50. \phi = \frac{160}{4} + 50 \times 2 = 140 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont conclus dans le tableau suivante :

Zone	Niv 1 – Niv4	Niv 5 – Niv 7
<b>L (m)</b>	1,60	1,60
<b>e (m)</b>	3,2	3,2
<b>h (m)</b>	0,2	0,2
<b>Verification</b>		
<b>V<sub>u</sub> (kn)</b>	456,40	233.64
<b>τ<sub>b</sub> (MPa)</b>	2,2	1,13
<b>τ<sub>b</sub> (MPa)</b>	5	5
<b>τ<sub>b</sub> ≤ τ<sub>b</sub></b>	C.V	C.V
<b>Ferrailage</b>		
<b>A<sub>l</sub> = A<sub>l</sub>' (cm<sup>2</sup>)</b>	4,8	4,8
<b>A<sub>l</sub> adp</b>	3HA16	3HA16
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20
<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	1	1
<b>A<sub>t</sub> adp</b>	2HA10	2HA10
<b>A<sub>d</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	14,29	5.4
<b>A<sub>d</sub> adp</b>	4HA20+2HA16	6HA16
<b>A<sub>c</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6,4 / nappe	6,4 / nappe

<b>Section adopter</b>	4HA16 / nappe	4HA16 / nappe
<b><math>L_c</math> (m)</b>	140	120

**Tableau V.24: ferrailage du voile linteau .**



**Figure V.10 : Schéma de ferrailage du linteau (exemple de calcul ) .**



# Chapitre VI

## Etude de l'infrastructure

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

### VI.1 introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmission des efforts de la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge vertical centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, en fonction des caractéristiques du sol et des charges de la superstructure on les classe en :

#### ✓ **Fondation profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante et dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes :

- Les pieux
- Les puits

#### ✓ **Fondation superficielle :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle si toutes fondations dont l'encastrement  $D$  dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur  $B$  (coté le plus petit de la semelle).

Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :  $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- ✚ Les semelles continues sous murs.
- ✚ Les semelles continues sous poteaux.
- ✚ Les semelles isolées.
- ✚ Les radiers.

### VI.2 Etude géotechnique de sol :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_{bat}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = 86790.31 \times \frac{10^{-3}}{0.20} = 433.95 \text{ m}^2$$

Avec :

$$N = 1.35N_G + 1.5N_Q = 86790.31 \text{ KN}$$

$S_s$  : contrainte admissible du sol.

$$S_{bat} = 480.85 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_{bat}} = \frac{433.95}{480.85} \times 100 = 90\% > 50\%$$

**Conclusion :**

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage donc on a opté un radier général.

### **VI.3 Radier nervure :**

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La rigidité dans son plan horizontal.
- La facilité d'exécution.

#### **VI.3.1 Pré-dimensionnement de radier :**

##### **VI.3.1.1 L'épaisseur de radier :**

###### **VI.3.1.1.1 Condition de forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.5 \text{ m}$  : distance maximale entre deux voiles successifs est égale à

$$D'où : 68.8 \text{ cm} \leq h_r \leq 110 \text{ cm}$$

**VI.3.1.1.2 Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$  : Plus grande distance entre deux points d'appuis.

$L_e$  : Longueur d'élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b}}$$

Avec :  $I = \frac{b \cdot h^2}{12}$

E : Module d'élasticité du béton E = 32164200 KN/m<sup>2</sup>.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; K=40000 KN/m<sup>3</sup>.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 K l_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1.1^4 \times 10^3}{32164.200 \times \pi^4}} \geq 0.96 \text{ m}$$

**VI.3.1.1.3 Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait selon le BAEL91 par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre de contour projeté sur le plan moyen de radier.

$N_u$  : La charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé.

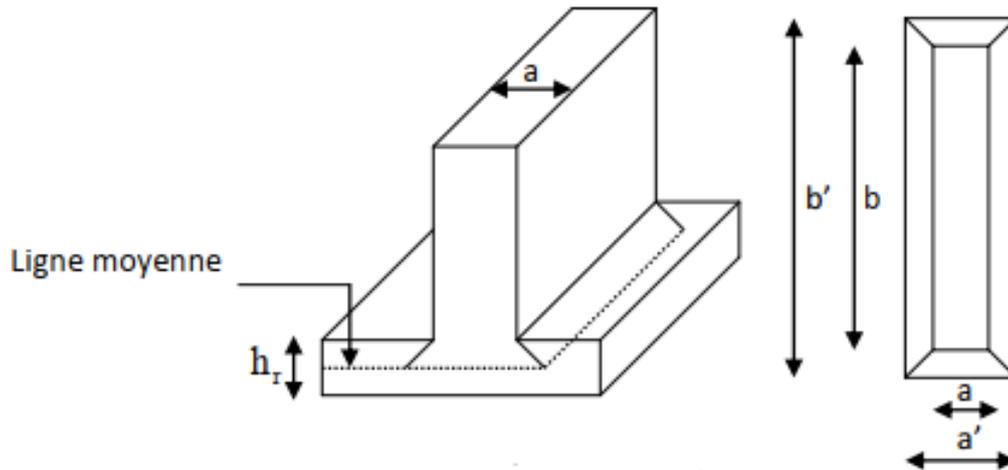


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges

• Pour les poteaux :

$$N_u = 1871.83 \text{ KN} = 1.87 \text{ MN}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) = 2.(0.6 + 0.6 + 2 \times 1) = 6.4$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.45 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{1871.82}{0.045 \times 6.4 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5}} = 0.4m$$

• Pour les voiles :

$$N_u = 2795.92 \text{ KN} = 2.8 \text{ MN}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h_r \\ b' = b + h_r \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) = 2.(0.2 + 3.2 + 2 \times 1) = 10.8$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.45 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{2795.92}{0.045 \times 10.8 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5}} = 0.34m$$

**VI.3.1.1.4 Condition de non cisaillement :**

D'après le règlement (CBA93 Art A-5-1) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{bat}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{86790,31 \times 1}{480.85} \times \frac{5,5}{2} = 496.35$$

$$d = 0.9 \times h = 0.81m \quad \dots\dots\dots h = 0.9 m$$

$$b = 1 m$$

$$\tau_u = \frac{496.35}{0.81 \times 1} = 0.61MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \dots\dots CV$$

On adopte :  $h_r = 1 m$

Vu que la hauteur est très importante donc il y'a lieu de prévoir un radier nervuré.

**VI.3.1.1.5 Condition de coffrage :**

**Dimensionnements des nervures :**

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55cm \quad \Longrightarrow \quad h_p \geq 55 cm$$

Soit :  $h_r = 100 cm$

$$b_n \geq \frac{h_n}{2} = \frac{100}{2} = 50 cm$$

Soit :  $b_n = 50 cm$

**Pour la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 cm \quad \Longrightarrow$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_N = 100 cm \quad \dots\dots\dots Hauteur de la nervure$$

$$b_N = 50 cm \quad \dots\dots\dots Largeur de la nervure$$

$$h_d = 40 cm \quad \dots\dots\dots Hauteur de la dalle$$

Vu que la hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

### VI.3.2 Calcul de débordement (D) :

- La surface d'emprise du bâtiment est égale à :  $S_{\text{bat}} = 459.09 \text{ m}^2$
- L'emprise totale avec un débordement de :

$$d(\text{débord}) \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit :  $D = 50 \text{ cm}$ .

### Détermination de la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{radier}} = 480.85 + (0.5 \times 29.5 \times 2) + (0.5 \times 16.30 \times 2) = 526.65 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{radier}} = 526.65 \text{ m}^2$$

### VI.3.3 Détermination des charges et des surcharges :

**Superstructure :**  $G = 53586.41 \text{ KN}$  ;  $Q = 9632.43 \text{ KN}$

**Infrastructure :**

Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 88.4 m avec une hauteur de 4.22 m.

$$G_{\text{vp}} = e \times h \times l \times 25 = 1865.24 \text{ KN}$$

Poids de radier :

$$G_{\text{dal}} = S_r \times h_d \times 25 = 526.65 \times 0.40 \times 25 = 5266.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{nerv}} = h_n \times l_{\text{t nerv}} \times 25 = 1 \times 262.28 \times 25 = 6557 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dal}} + G_{\text{nerv}} = 11823.5 \text{ KN}$$

Poids de plateforme :

$$G_{\text{pf}} = e \times \rho_b \times S_{\text{pf}} = 0.12 \times 25 \times 330 = 990 \text{ KN}$$

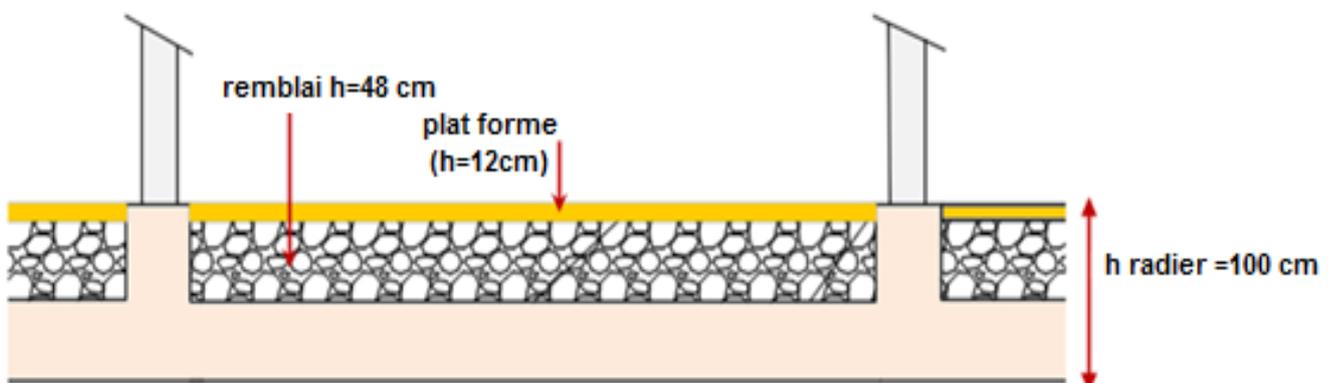


Figure VI .2 : La coupe verticale de radier avec le remblayage et la plateforme

Avec :

$$S_{pf} = S_{remb} = 330 \text{ m}^2$$

Poids de remblai :

$$G_{remb} = (0.60 - 0.12) \times \gamma_s \times S_{remb} = 0.48 \times 18 \times 330 = 2851.2 \text{ KN}$$

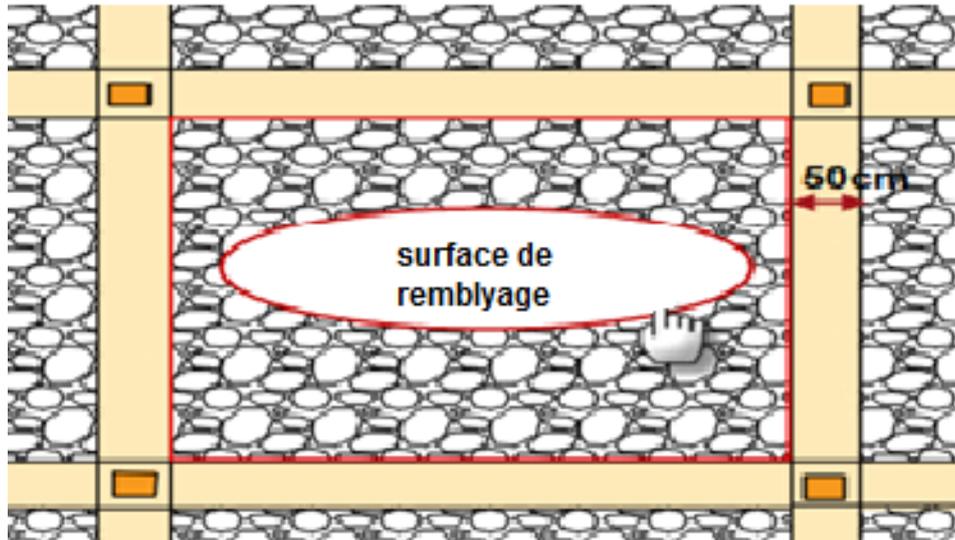


Figure VI.3 : La coupe horizontale de radier avec le remblayage

**Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = 71116.35 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 9632.43 \text{ KN}$$

**Détermination des efforts :**

Combinaison d'action :

**ELU :**  $N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 110455.72 \text{ KN}$

**ELS:**  $N_S = N_G + N_Q = 80748.78 \text{ KN}$

**VI.3.4 La surface minimal de radier :**

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord}$$

$$S_{batiment} = 26.3 \times 16.3 = 428.96 \text{ m}^2$$

$$S_{debord} = 0.60 \times (26.3 \times 2 + 16.3 \times 2 + 0.6 \times 4) = 51.89 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 480.85 \text{ m}^2$$

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

**A l'ELU :**

$$S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.3\sigma_{adm}} = 110455.72 \times \frac{10^{-3}}{1.3 \times 0.20} = 424.83 \text{ m}^2$$

**A l'ELS :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = 80748.78 \times \frac{10^{-3}}{0.20} = 403.74 \text{ m}^2$$

**D'où :**

$$S_{\text{rad}} \geq \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 424.83 \text{ m}^2$$

**VI.4 vérification :**

**VI.4.1 vérification de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec :

W : poids total de bâtiment a la base de radier ; W=110455.72 KN.

$F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1.5$

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{KN} / \text{m}^3$ )

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 6.12 m)

S : surface de radier (S = 480.85 m<sup>2</sup>)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1.5 \times 10 \times 6.12 \times 480.85 = 44142.03 \text{ KN}$$

W = 110455.72 KN > 44142.03 KN  $\implies$  Condition vérifié.

**VI.4.2 condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d = 0,9 \text{ h.} \quad ; \quad b = 1\text{m.}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée de la dalle = 5.88 m

$$\begin{cases} V_u = q \times \frac{l_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{rad}} \end{cases}$$

**Donc :**  $V_u = q \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

$$\tau_u = N_u \times \frac{L_{max}}{2 \cdot b \cdot S_{rad} \cdot 0.9 \times h} \leq \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \times N_u \times L_{max} \times \frac{\gamma_b}{0.07 f_{cj} \times b \times 1.8 S_{red}}$$

$$h \geq 110455.72 \times 10^{-3} \times 5.5 \times \frac{1.50}{0.07 \times 25 \times 1.8 \times 480.85} \geq 0.60 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier  $h_r = 1 \text{ m}$  est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

### **VI.4.3 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagrammes est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

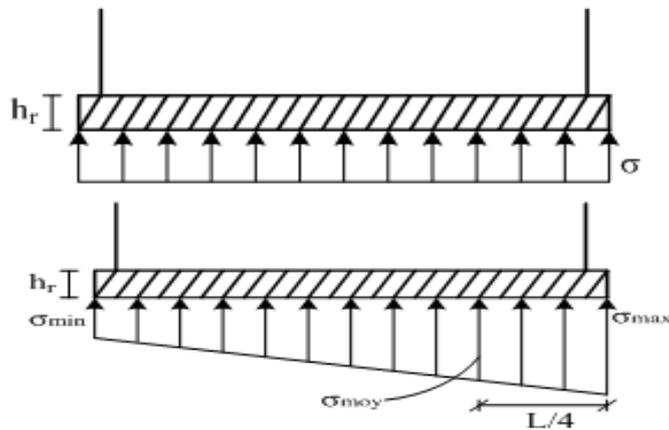


Figure VI.3 : diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

$$\text{ELU : } \sigma_{moy} \leq 1.3\sigma_{adm}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{moy} \leq \sigma_{adm}$$

#### VI.4.4 Caractéristiques géométriques du radier :

##### VI.4.4.1 Centre de masse du radier :

$X_i, Y_i$  : La distance entre centre de masse et point initiale (repère 0,0)

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

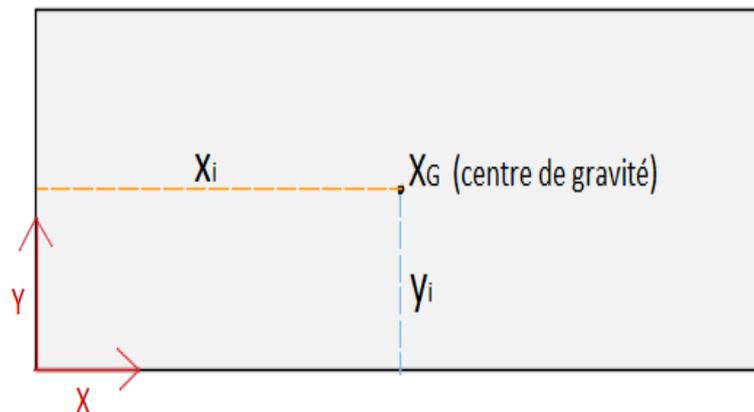


Figure VI.4 : Position de centre de la gravité de radier.

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = \frac{1124}{74} = 15.2 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{593}{70.55} = 8.4 \text{ m}$$

Les coordonnées du centre de masse de la structure sont :  $(X_s, Y_s) = (14.83 ; .8.43) m$   
 Cette valeur donnée par ROBOT Structurel Analysis 2020

**VI.4.4.2 Calcul moment d'inertie du radier :**

$$L_x = 30.7 m$$

$$L_y = 7.5 m$$

$$I_x = \frac{l_x \times l_y^3}{12} = 13711.06 m^4$$

$$I_y = \frac{l_y \times l_x^3}{12} = 42196.06 m^4$$

**VI.4.4.3 Calcul de l'excentricité :**

$$e_x = |X_s - X_G| = |15.24 - 15.2| = 0.04 m$$

$$e_y = |Y_s - Y_G| = |9.5 - 8.4| = 1.1 m$$

	ELS		ELU	
	longitudinal	transversale	longitudinal	transversale
<b>N (KN)</b>	80748.78	80748.78	110455.72	110455.72
<b>M (KN.m)</b>	10708.54	868.26	40868.62	3313.67
<b>e (m)</b>	0.04	1.1	0.04	1.1
<b>V (m)</b>	15.2	8.4	15.2	8.4
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	13711.06	42196.06	13711.06	42196.06
<b><math>\sigma_{max}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	187,0091556	66,526903	234,60733	253,89666
<b><math>\sigma_{min}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	66,63065923	53,851593	224,81128	205,52196
<b><math>\sigma_{moy}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	156,9145315	63,358076	232,15832	241,80298
<b><math>\sigma_{adm}</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	200	200	260	260
<b>La condition</b>	CV	CV	CV	CV

**Tableau VI.1 : Vérification des contraintes.**

➤ Sens Longitudinal :

$$M_x = N \times e_x, V = Y_G \quad ; \text{ On prend : } I_y$$

➤ Sens Transversal :

$$M_y = N \times e_y, V = X_G \quad ; \text{ On prend : } I_x$$

### VI.4.5 vérification de la stabilité :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû aux sollicitations horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

$V_0$ : effort tranchant à la base ( $V_x, V_y$ ).

$h$  : profondeur de l'infrastructure ( $h=6.12$  m)

➤ Pour : (0,8 G ± E)  $N = 0.8 N_G^{\text{tot}}$

➤ Pour : (G + Q + E)  $N = G+Q$

	0,8G±E		G + Q + E	
	longitudinal	transversale	longitudinal	transversale
<b>N (KN)</b>	42922.02	43522.02	63271.73	63871.06
<b>M0 (KN.m)</b>	81248.76	54066.22	75484.43	71563.02
<b>V (KN)</b>	10482.16	20604.83	24075.37	10067.06
<b>M (KN.m)</b>	51641.32	53132.43	51641.32	53132.43
<b>V (m)</b>	15.2	8.4	15.2	8.4
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	13711.06	42196.06	13711.06	42196.06
<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	174.78	162.43	205.98	193.63
<b>σ<sub>2</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	14.92	2.57	16.28	28.63
<b>σ<sub>moy</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	134.82	122.465	158.53	152.38
<b>σ<sub>adm</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	200	200	260	260
<b>La condition</b>	CV	CV	CV	CV

Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement

### VI.4.6 Vérification a la stabilité au renversement :

D'après le RPA2003 (Art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4}$   
 $e$  : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

$M$  : moment dû au séisme.

$N$  : charge verticale permanente.

$$N = 0.8 \times N_G = 53586.41 \times 0.8 = 42869.13$$

$$M_x = 177293.92$$

$$M_y = 162478.08$$

$$\text{Sens } X - X : e = \frac{177293.92}{42869.13} = 4.13 < \frac{26.3}{4} = 6.575 \quad \text{Condition Vérifier.}$$

$$\text{Sens } Y - Y : e = \frac{162478.08}{42869.13} = 3.79 < \frac{16.3}{4} = 4.075 \quad \text{Condition Vérifier.}$$

### VI.5 Ferrailage de radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

#### VI.5.1 Méthode de calcul :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

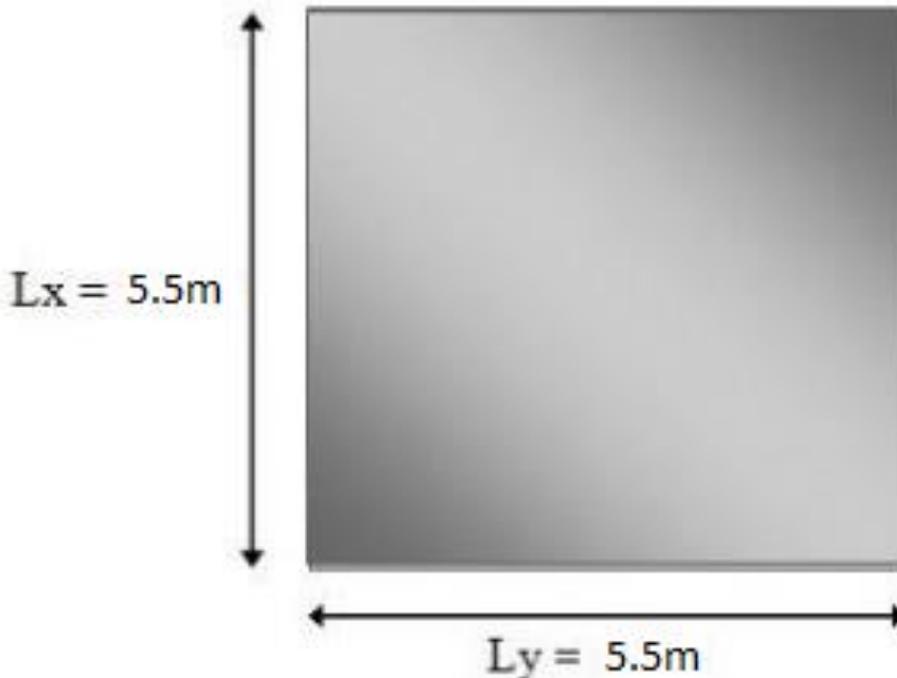
Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  sont en fonction de ( $\alpha = L_x/L_y$ ) et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS ; 0 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75.M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75.M_y$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5.M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5.M_y$ )



Le calcul se fait pour le panneau le plus défavorable

### VI.5.2 Evaluation des charges et surcharges :

#### A'ELU :

$$N_u = 110455.72 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{110455.72}{480.85} = 229.71 \text{ KN}$$

#### A'ELS :

$$N_{ser} = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{80748.78}{480.85} = 167.83 \text{ KN}$$

**VI.5.3 Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité :

➤ Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU  $v = 0$

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /l <sub>y</sub>	Sens x-x				Sens y-y			
			μ <sub>x</sub>	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>tx</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	μ <sub>y</sub>	M <sub>y</sub> KN.m	M <sub>ty</sub> KN.m	M KN.m
4.5	4.5	1	0.095	441.9	331.43	220.95	0.11	48.61	36.46	24.30

Tableau VI.3 : les efforts à l'ELU

Les efforts à L'ELS  $v = 0.2$  :

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /l <sub>y</sub>	Sens x-x				Sens y-y			
			μ <sub>x</sub>	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>tx</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	μ <sub>y</sub>	M <sub>y</sub> KN.m	M <sub>ty</sub> KN.m	M KN.m
4.5	4.5	1	0.058	296.80	202.35	134.90	0.085	25.23	19	12.62

Tableau VI.4 : les efforts à l'ELS

**IV.5.4 Calcul des armateurs :**

**Pourcentage minimal :**  $A_{smin} = Max(A_{xmin}; A_{ymin}; A_{min})$

**Suivant le petit côté :**  $A_{xmin} \geq 8 . h = 8 \times 0.4 = 3.2cm^2$

**Suivant le grand côté :**  $A_{ymin} \geq 8 . h \times \left[ \frac{3-\alpha}{2} \right] = 3.2cm^2$

**Condition de non fragilité :**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 4.35 cm^2$$

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$M_u(KN.m)$	321.43	220.95	48.61	36.46
$\mu$	0.181	0.1204	0.0265	0.0199
$f_{ed}$	348	348	348	348
$Z$	0.36	0.36	0.36	0.36
$A_s(cm^2/ml)$	21.52	14.35	3.16	2.37
$A_{smin}(cm^2/ml)$	4.35	4.35	4.35	4.35
<b>Choix de <math>\phi</math></b>	15 HA 14	10 HA 14	6 HA 14	6 HA 14
$A_{sadapt}(cm^2/ml)$	23.09	15.39	9.23	9.23
<b>Espacement</b>	15	15	15	15

Tableau VI.5 : Ferrailage à l'ELU

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$M_u(KN.m)$	202.35	134.9	19	12.62
$\mu$	0.1103	0.0735	0.0104	0.0069
$f_{ed}$	348	348	348	348
$Z$	0.36	0.36	0.36	0.36
$A_s(cm^2/ml)$	13.138	8.759	1.234	0.8194
$A_{smin}(cm^2/ml)$	4.35	4.35	4.35	4.35
<b>Choix de <math>\phi</math></b>	10 HA 14	6 HA 14	6 HA 14	6 HA 14
$A_{sadapt}(cm^2/ml)$	15.39	9.23	9.23	9.23
<b>Espacement</b>	15	15	15	15

Tableau VI.6 : Ferrailage à l'ELS

### VI.5.5 Vérification :

#### VI.5.5.1 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 :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = 15cm < 33cm \text{----- vérifier.}$$

**Sens y – y :**

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

$$S_t = 15cm < 45cm \text{-----vérifier.}$$

**VI.5.5.2 Vérification des contraintes a l'ELS :**

**Béton:** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \times K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 Mpa$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n \cdot (A + A') \cdot y_1 - n \cdot (A \cdot d + A' \cdot d) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + (n \cdot (d - y_1)^2) - n \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

**Acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \{267.67 Mpa ; 202 Mpa\} = 202 Mpa$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y_1)$$

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux ci-dessous :

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> adopté	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	Observation
Travée	202.35	15.39	6.88	34.62	15	202	CV
Appuis	134.9	9.23	4.58	23.08	15	202	CV

**Tableau VI.7 : vérification des contraintes à l'ELS sens x-x**

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> adopté	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	Observation
Travée	19	9.23	4.66	23.43	15	202	CV
Appuis	12.62	9.23	3.11	15.65	15	202	CV

**Tableau VI.8 : vérification des contraintes à l'ELS sens y-y**

**VI.6 Ferrailage de la nervure:**

**VI.6.1 Evaluation des charges :**

Les charges équivalentes réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

Avec 
$$P_{eq} = Q \times c \begin{cases} c = \frac{lx}{3} & \text{Pour un triangle} \\ c = (1 - \frac{a^2}{3}) \times \frac{lx}{2} & \text{Pour un trapèze} \end{cases}$$

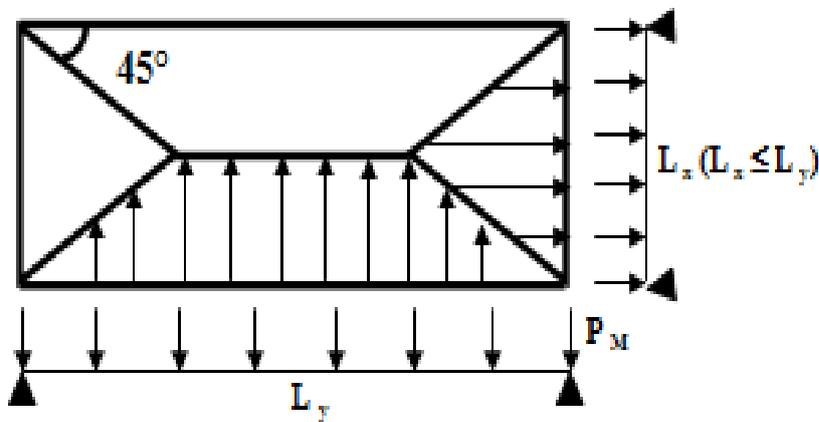


Figure VI.5 : les charges des nervures

**VI.6.2 dimensionnement des nervures :**

La section de la nervure est considérée comme section en T :

Avec :

$b_1$  : Cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.
- La moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives  $\delta h_0$

$b_0 = 50 \text{ cm}$  : largeur de nervure

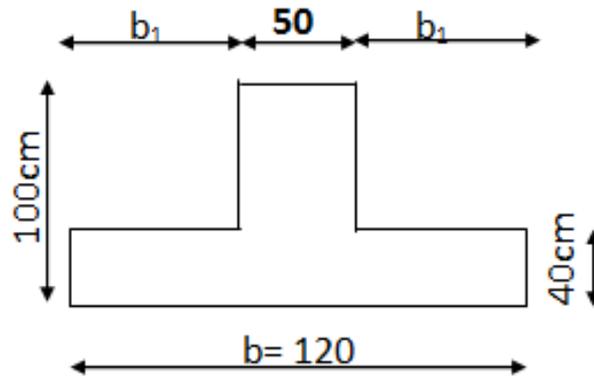


Figure VI.6 : dimensions des nervures

**Sens longitudinal :**

$b$  : la largeur de la dalle de compression

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 < \min \left\{ \frac{L_0}{2} = \frac{588}{2} \text{ cm} ; \frac{L}{10} = \frac{588}{10} \text{ cm} \right\}$$

On prend :  $b_1 = 35 \text{ cm}$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 35 + 50$$

Donc :  $b = 120 \text{ cm}$

**Sens Transversal :**

$$b_1 < \min \left\{ \frac{L_0}{2} = \frac{483}{2} \text{ cm} ; \frac{L}{10} = \frac{483}{10} \text{ cm} \right\}$$

On prend :  $b_1 = 35 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 35 + 50$$

Donc :  $b = 120 \text{ cm}$

**VI.6.3 Détermination des efforts :**

Le calcul de ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées.

Ou les efforts sont calculés par la méthode des trois moments :

**A l'ELU :**

$$q_u = 189.16 \text{ KN/ml}$$

**A l'ELS :**

$$q_{ser} = 139.34 \text{ KN/ml}$$

**les moments fléchissant sont :**

**à l'ELU :**

**Sens y – y :  $L = 5.5 \text{ m}$**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 715.26 \text{ kN.m}$$

- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_0 = 607.97 \text{ KN.m}$
- En Appuis :  $M_a = 0.50 \times M_0 = 357.63 \text{ KN.m}$

**à l'ELU :**

**Sens y – y :  $L = 5.5 \text{ m}$**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 526.88 \text{ kN.m}$$

- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_0 = 447.85 \text{ KN.m}$
- En Appuis :  $M_a = 0.50 \times M_0 = 263.44 \text{ KN.m}$

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Moment		Moment	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>ELU</b>	357.63	607.97	357.63	607.97
<b>ELS</b>	263.44	447.85	263.44	447.85

**Tableau VI.9 : valeur des moments**

**VI.6.3.1 Calcul des armateurs :**

➤ **Armateurs longitudinal :**

$$\begin{cases} b = 50 \text{ cm} \\ d = 90 \text{ cm} \end{cases} ; \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$

**A l'ELU :**

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M (KN.m)</b>	357.63	607.97	357.63	607.97
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	8.7	15.1	8.7	15.1
<b>A<sub>s</sub>'<sub>min</sub></b>	5.43	5.43	5.43	5.43
<b>Choix des barres</b>	6HA14+6HA14	6HA14+6HA14	6HA14+6HA14	6HA14+6HA14
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	18.47	18.47	18.47	18.47

**Tableau VI.10 : ferrailage des nervures longitudinales à L'ELU**

**A l'ELS :**

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M (KN.m)</b>	263.44	447.85	263.44	447.85
<b>M<sub>rb</sub> (KN.m)</b>	2070	2070	2070	2070
<b>M<sub>ser</sub> &lt; M<sub>rb</sub></b>	Oui	Oui	Oui	Oui
<b>A<sub>s</sub>'</b>	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub></b>	6.4	11	6.4	11
<b>A<sub>s</sub>'<sub>min</sub></b>	5.43	5.43	5.43	5.43
<b>Choix des barres</b>	5HA14+5HA14	5HA14+5HA14	5HA14+5HA14	5HA14+5HA14
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	18.47	18.47	18.47	18.47

**Tableau VI.11 : ferrailage des nervures longitudinales à L'ELS**

**Conclusion :** le ferrailage adopté est celui de l'état limite ultime.

### VI.6.3.2 Vérification :

#### VI.6.3.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

**Sens X-X :**

$$V_u = 581.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 581.37 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.90} = 0.65 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifié.}$$

**Sens-Y-Y :**

$$V_u = 373.17 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 373.17 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.90} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifié.}$$

**VI.6.3.2 Vérification des contraintes :**

**Dans le Béton :**

On doit Vérifier :

$$\sigma_{bc} = y_1 \times k \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**Dans l'acier :**

On doit Vérifier :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} = \{267.67\text{Mpa} ; 202 \text{ Mpa}\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y_1)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Sens X – X :**

Zone	M <sub>ser</sub> [KN.m]	A <sub>adop</sub>	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	Remarque
Appuis	263.44	17.72	4.31	14.86	15	202	Vérifiée
Travée	447.85	17.72	2.16	25.27	15	202	vérifiée

**Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)**

Sens Y – Y :

Zone	$M_{ser}$ [KN.m]	$A_{adop}$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	Remarque
Appuis	263.44	15.40	3.11	17.08	15	202	Vérifiée
Travée	447.85	15.40	1.56	29.04	15	202	vérifiée

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)

### VI.6.3.2.3 Armatures transversales :

#### \* Espacements :

D'après l'RPA ver 2003 les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement  $S_t$  de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 20 \text{ cm} \quad \text{----- zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{----- zone courante}$$

D'après le BAEL 91 les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur suivante :

$$S_t \leq \min(15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm}$$

Avec :

$\phi_{lmin}$ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

a : la plus petite dimension transversale de la nervure

On adopte dans les deux sens un espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{----- zone courante.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{----- zone nodale.}$$

#### \* Section d'armateur transversal :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = 12 \text{ mm}$$

On adopte  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

#### \* Pourcentage minimal :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :

Selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b}{f_e} = \frac{1}{20} \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Selon le RPA99/V2003:

$$A_{tmin} = 0.003S_t b = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des cadres :

Pour les cadres transversaux en prendra **T10**

**VI.7 Ferrailage de débord :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $l = 50\text{cm}$  ; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur  $b = 1\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{m} \\ h = 0.40 \\ l = 50\text{m} \\ f_{bu} = 14.20 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

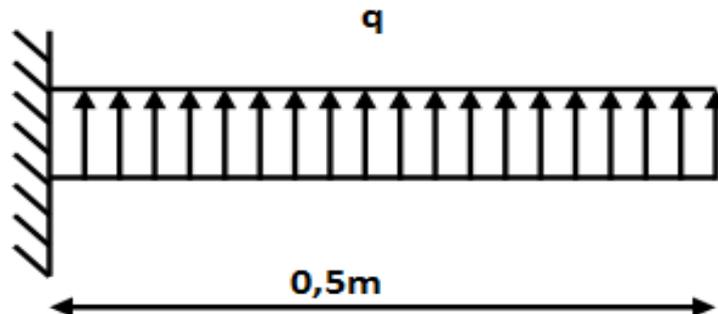


Figure VI.7 : schéma statique de débord

**Calcul a l'ELU :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 229.71 \times \frac{0.5^2}{2} = 28.71 \text{ KN.m}$$

$M_u$ (KN. m)	d (m)	$\mu$	Z(m)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )
28.71	0.36	0.0103	0.357	3.7	4.35

Tableau VI.14 : calcul de ferrailage de débord à l'ELU

**Calcul a l'ELS :**

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = 167.83 \times \frac{0.5^2}{2} = 21 \text{ KN.m}$$

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$d \text{ (m)}$	$\mu$	$Z(\text{m})$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
21	0.36	0.0075	0.358	3.7	4.35

Tableau VI.15 : calcul de ferrailage de débord à l'ELS.

**VI.7.1 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = \max(A_s; A_{min}) = 4.35 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$  — — — — — 5HA12 avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**VI.7.2 Armatures de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ; avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**VI.7.3 Espacements :**

$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$e = (20 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) < 33 \text{ cm}$  Condition vérifiée

**VI.7.4 Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u = q \times l = 229.71 \times 0.50 = 114.86 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 114.86 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.50} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.32 < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$  ----- CV

## **VI.8 voile périphérique :**

### **VI.8.1 introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau de base. Il assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, capable de remplir avec les fondations, les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Limiter les déplacements de la structure.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure

### **VI.8.2 dimensionnement :**

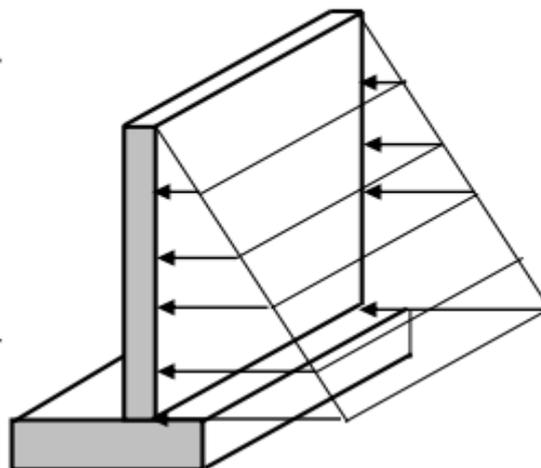
D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de  $40 \varnothing$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20$  cm

La hauteur de voile périphérique = 6.62 m

### **VI.8.3 détermination des sollicitations :**



**Figure VI.8 : schéma statique de voile périphérique**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos : } (K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi})$$

$\sigma_H$ : Contraintes horizontales

$\sigma_V$ : Contraintes verticales

$\varphi$  : Angle de frottement

**Données de calcul :**

- Surcharge éventuelles :  $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 21.9 \text{ KN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$ .

**Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin 30}{\cos 30} = 0.57$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h \quad \text{Avec } 0 < h < H$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times (q + \gamma \times h) .$$

$$h = 0 ; \sigma_H = 8.55 \text{ KN/m}^2 .$$

$$h = 6.26 \text{ m} ; \sigma_H = 114.04 \text{ KN/m}^2 .$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times (q + \gamma \times h) .$$

$$h = 0 ; \sigma_H = 5.7 \text{ KN/m}^2 .$$

$$h = 6.26 \text{ m} ; \sigma_H = 83.84 \text{ KN/m}^2 .$$

**Diagramme des contraintes :**

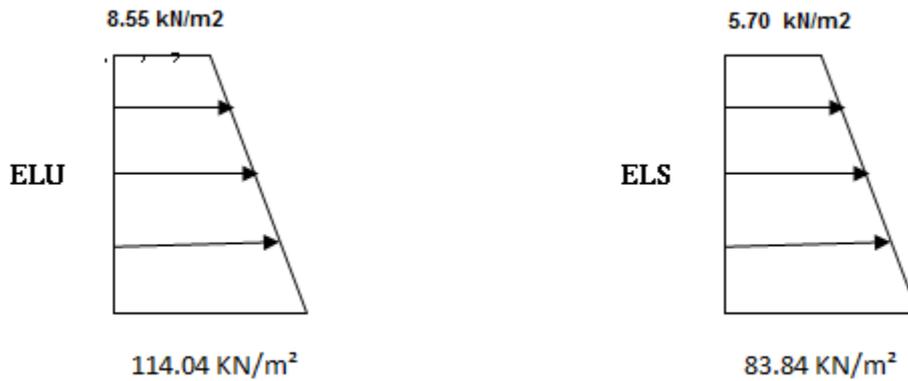


Figure VI.9 : Diagramme des contraintes

**La charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 ml est :

**A l'ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 \text{ ml} = 87.66 \text{ kN/ml}$$

**A l'ELS :**

$$q_{ser} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 \text{ ml} = 63.31 \text{ kN/ml}$$

**VI.8.4 Ferrailage de voile périphérique :**

**VI.8.4.1 Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

**VI.8.4.2 Identification des panneaux :**

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

$$L_x = 3.15 \text{ m} ; L_y = 5.5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.15}{5.5} = 0.58$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.58 \begin{cases} U_x = 0.085 \\ U_y = 0.27 \end{cases}$$

**On aura donc :**

$$M_x = 0.085 \times 87.66 \times 3.15^2 = 73.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.27 \times 73.93 = 19.96 \text{ KN.m}$$

**VI.8.4.3 Ferrailage :**

	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	52.84	36.96	16.96	10
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	8.9	6	2.7	2.1
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.35	4.35	4.35	4.35
<b>Choix de Φ</b>	5HA16	5HA16	5HA12	5HA12
<b>A adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	10.5	10.5	5.65	5.65

Tableau VI.16 : ferrailage de voile périphérique

**VI.8.4.4 Recommandations du RPA 99 :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par  $m^2$  de **HA8**.

### VI.8.5 Vérification :

#### VI.8.5.1 Vérification a l'ELS :

$$\begin{cases} U_x = 0.089 \\ \rho = 0.58 \\ U_y = 0.43 \end{cases}$$

**On aura donc :**

$$M_x = 0.089 \times 63.31 \times 3.15^2 = 55.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.43 \times 34.81 = 24.04 \text{ KN.m}$$

#### Sens X – X :

$$M_{travée} = 47.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{appui} = 27.95 \text{ kN.m}$$

#### Sens Y – Y :

$$M_{travée} = 20.43 \text{ kN.m}$$

$$M_{appui} = 12.02 \text{ kN.m}$$

### VI.8.5.2 Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

#### Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \times k \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + n \cdot (A + A') \cdot y_1 - n \cdot (A \cdot d + A' \cdot d) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + (n \cdot (d - y_1)^2) - n \cdot A' \cdot (y_1 - d')^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

**Acier :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \{267.67 \text{ Mpa} ; 202 \text{ Mpa}\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k(d - y_1)$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Sens X – X :**

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> adopté	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	Observation
Travée	47.52	10.5	5.13	50.28	15	202	CV
Appuis	27.95	10.5	3.51	40.33	15	202	CV

**Tableau VI.17 : vérification des contraintes à l'ELS (sens X-X)**

**Sens Y – Y :**

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> adopté	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	Observation
Travée	20.43	5.65	2.26	40.17	15	202	CV
Appuis	12.02	5.65	1.51	20.63	15	202	CV

**Tableau VI.18 : vérification des contraintes à l'ELS (sens Y-Y).**

**VI.8.6 : Conclusion :**

L'épaisseur du voile périphérique est de **20cm**.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

**Dans le sens X – X :**

Aux Appuis : 5HA16 avec un espacement de 20 cm.

En travée : 5HA16 avec un espacement de 20 cm.

**Dans le sens Y – Y :**

Aux Appuis : 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

En travée : 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

**VI.9 : Schéma de ferrailage :**

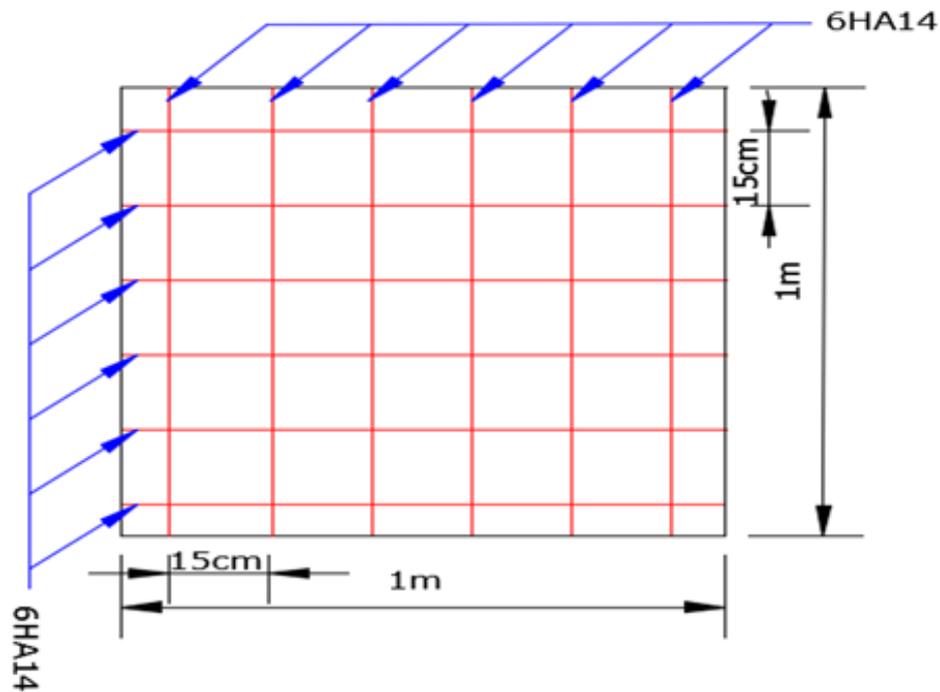


Figure VI.10 Schéma de ferrailage de radier en travée et aux appuis.

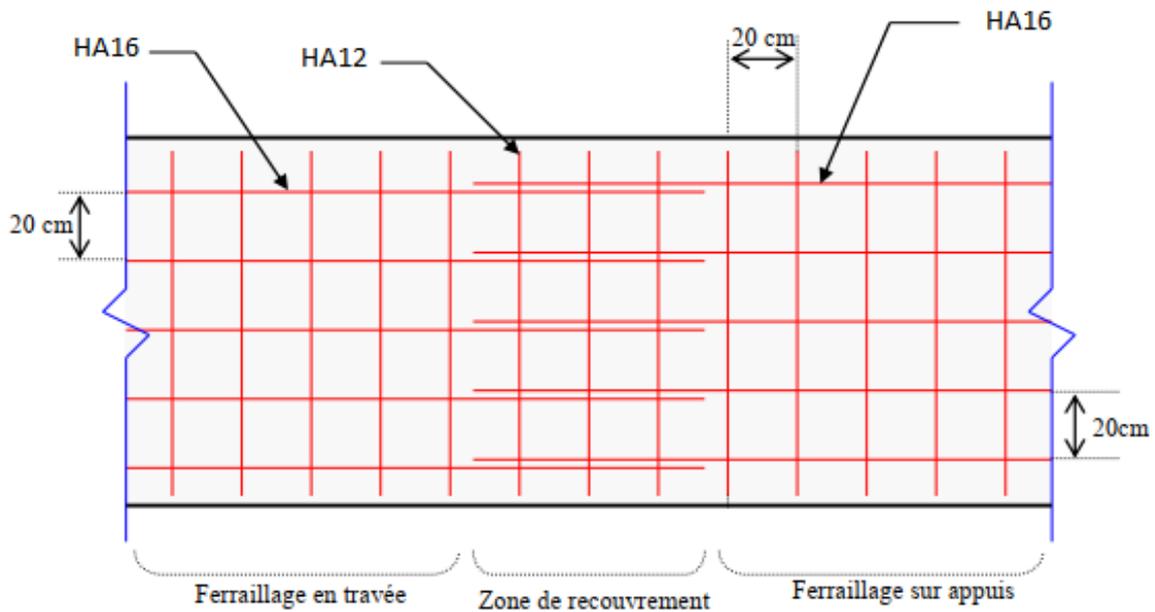


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

# Conclusion Générale

## Conclusion générale

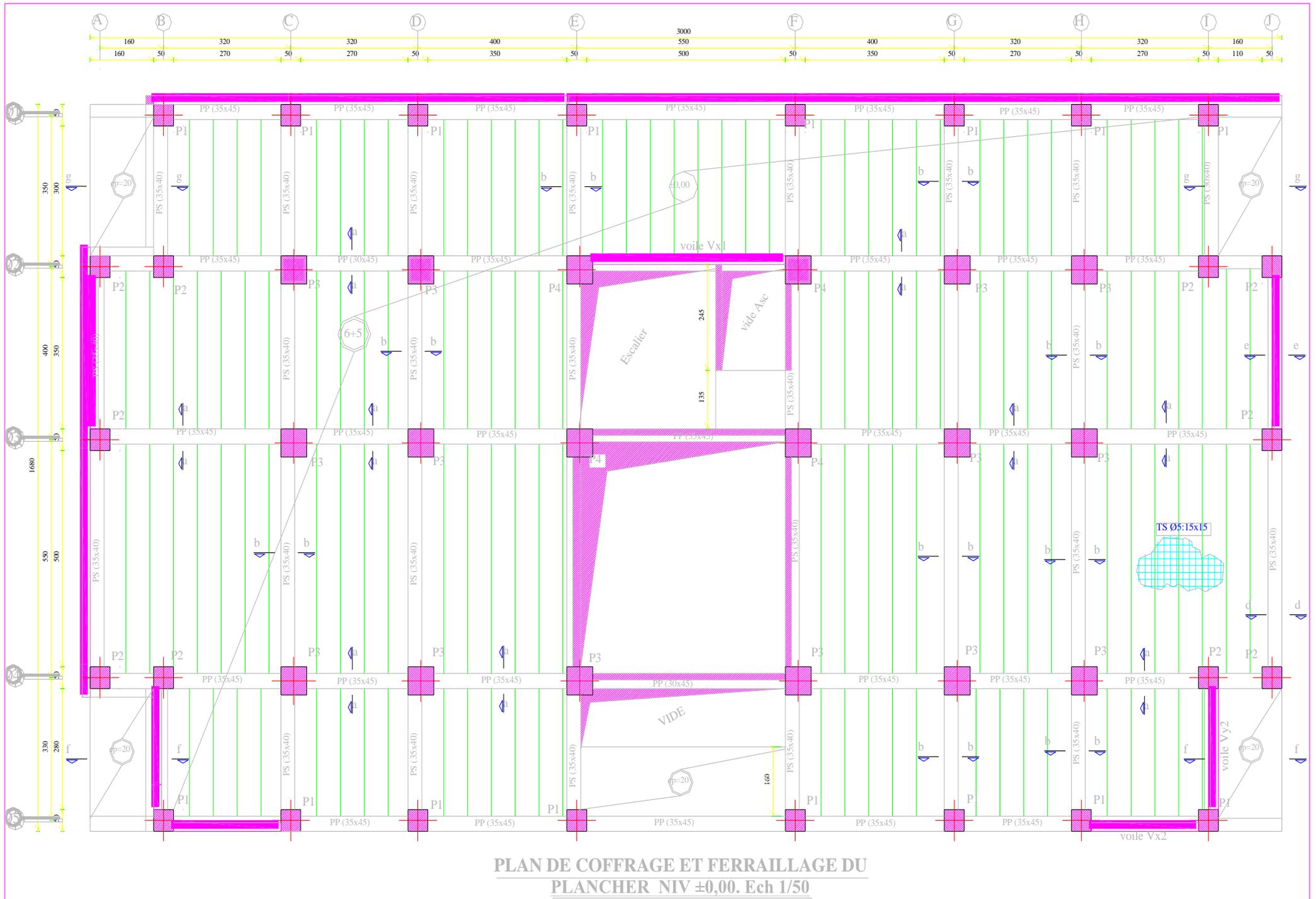
*Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.*

*Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaire qui n'étaient qu'approximatives. Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.*

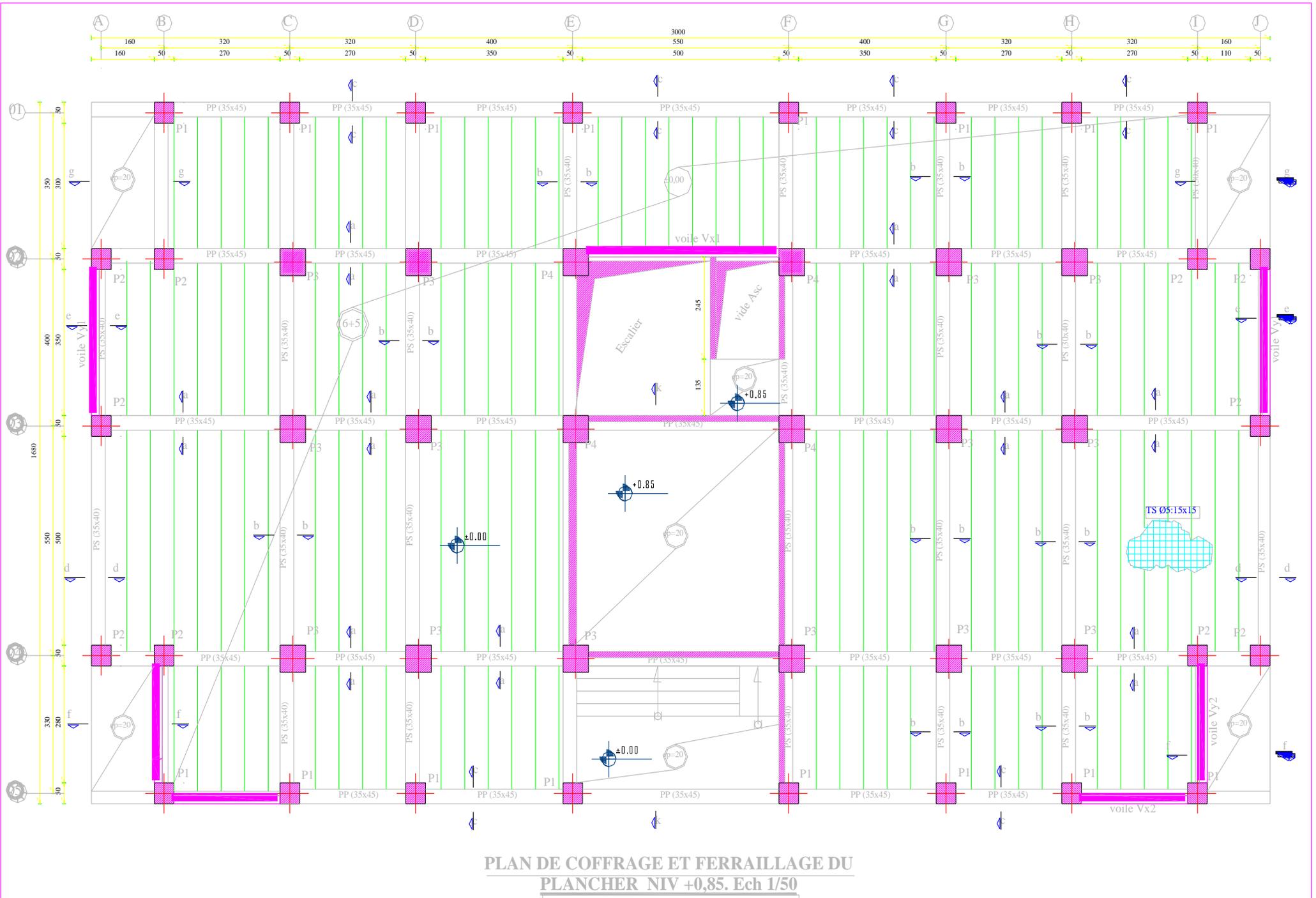
*Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles.*

*Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.*

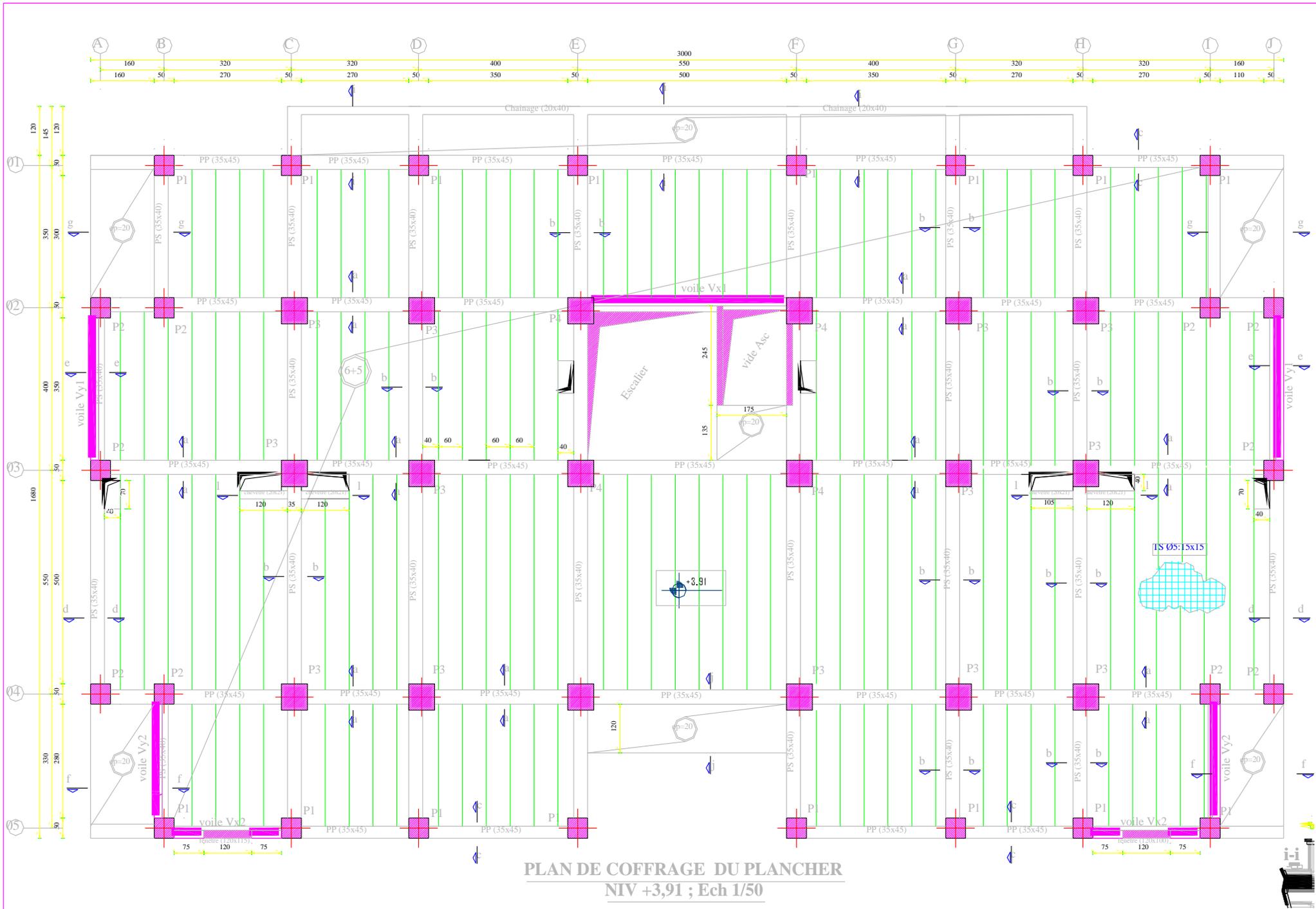
# Les plans de la structures



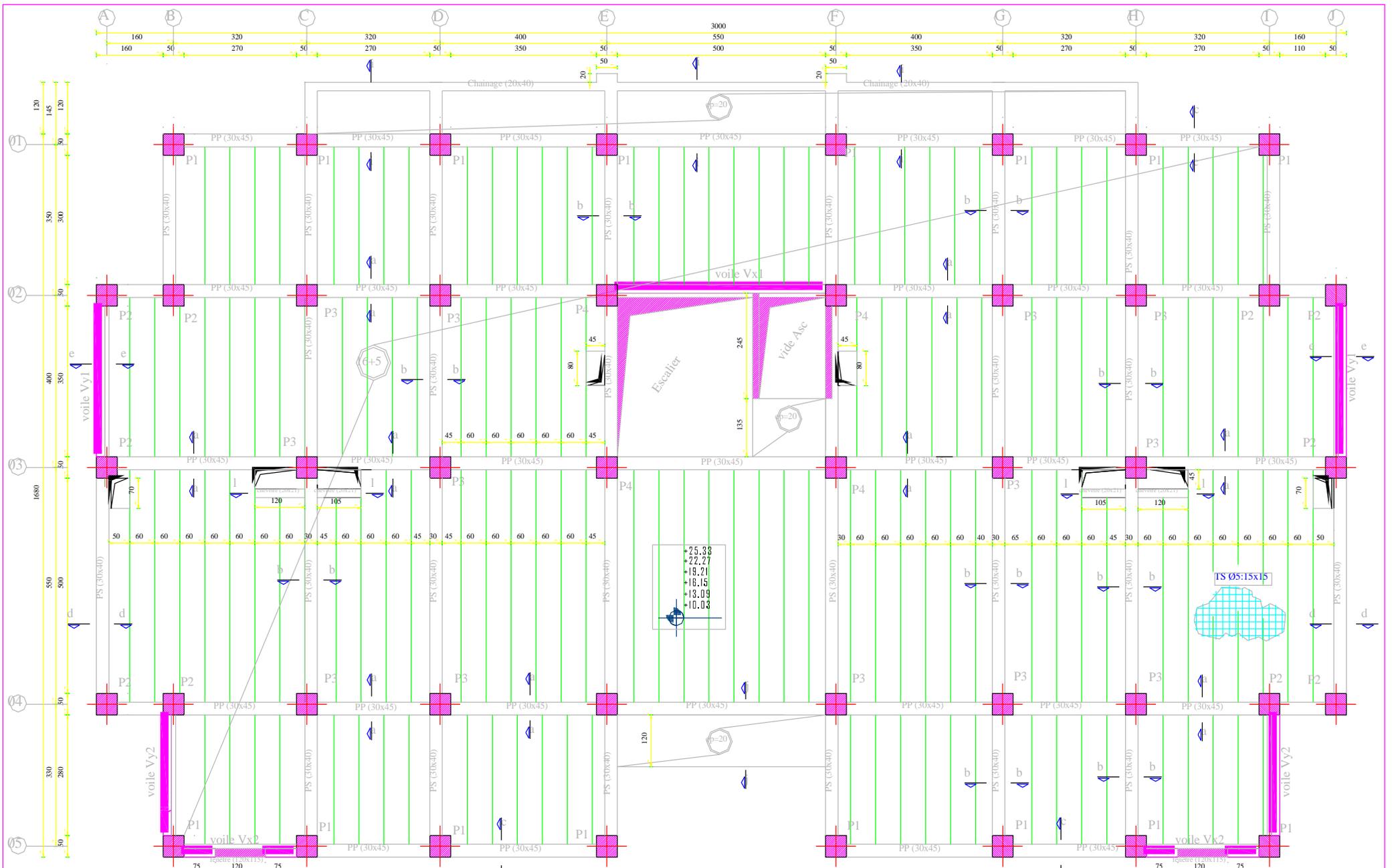
**PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU  
PLANCHER NIV ±0,00. Ech 1/50**



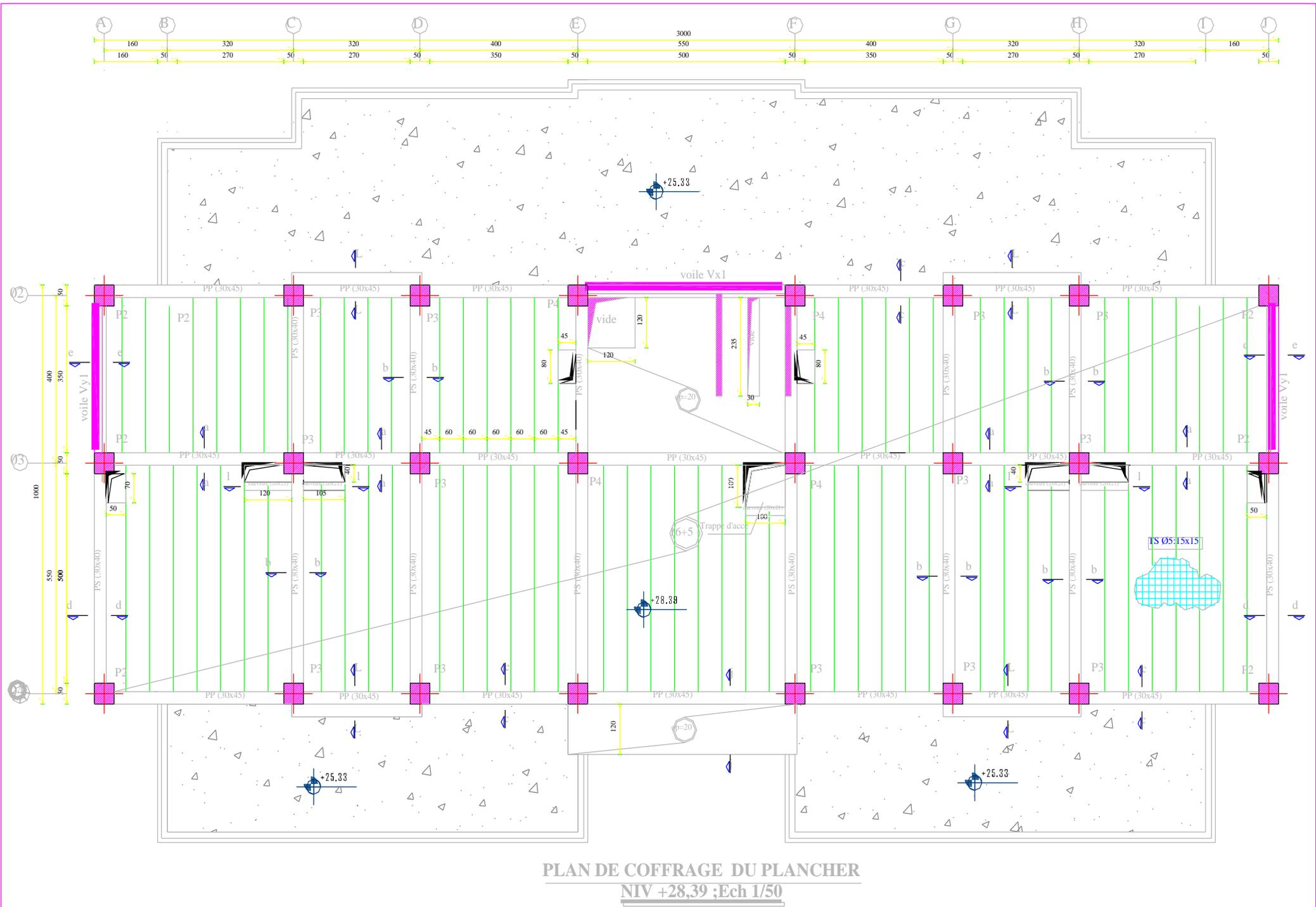
**PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU  
PLANCHER NIV +0,85. Ech 1/50**



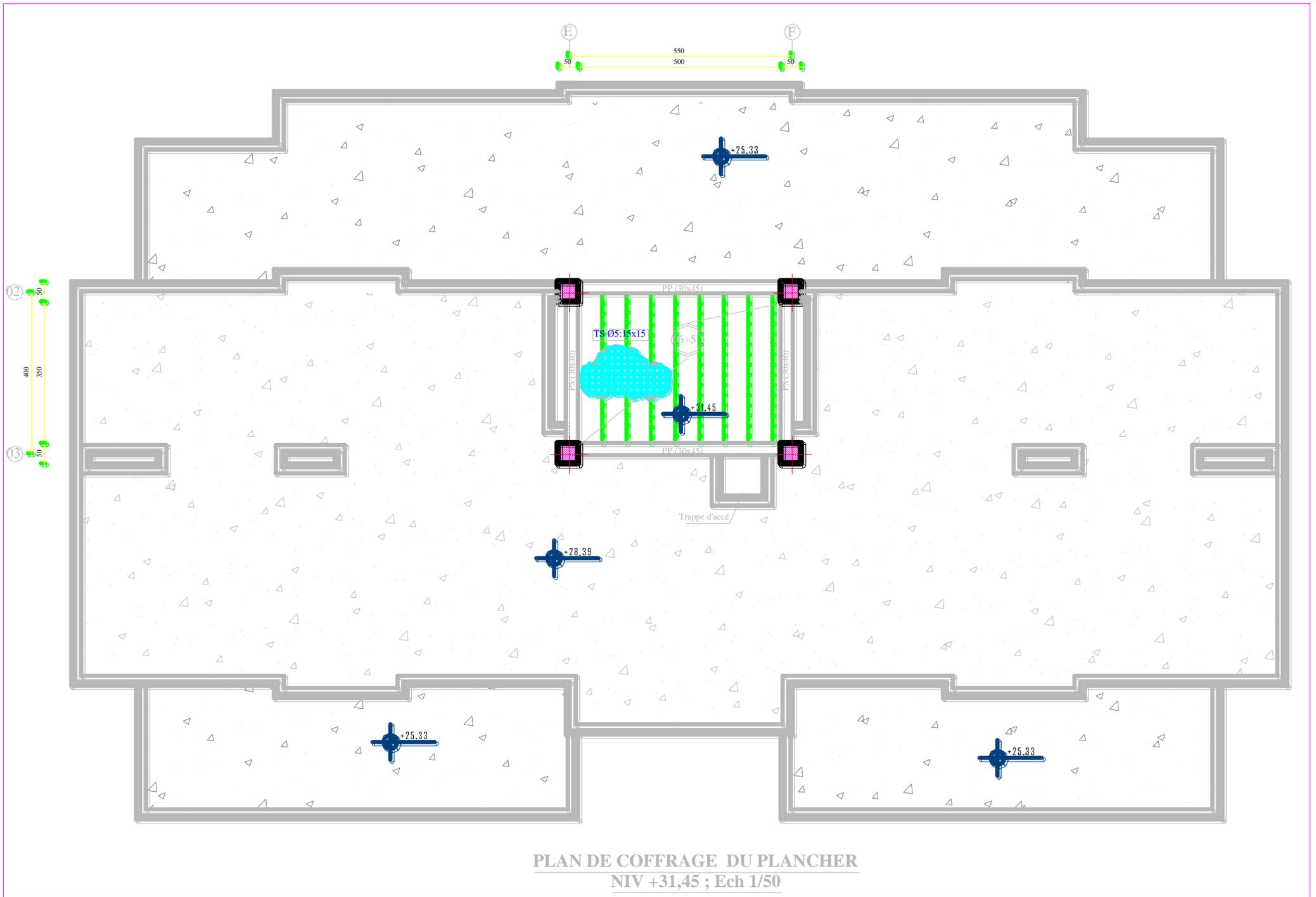




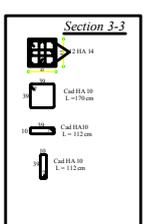
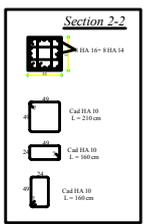
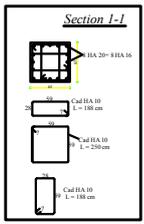
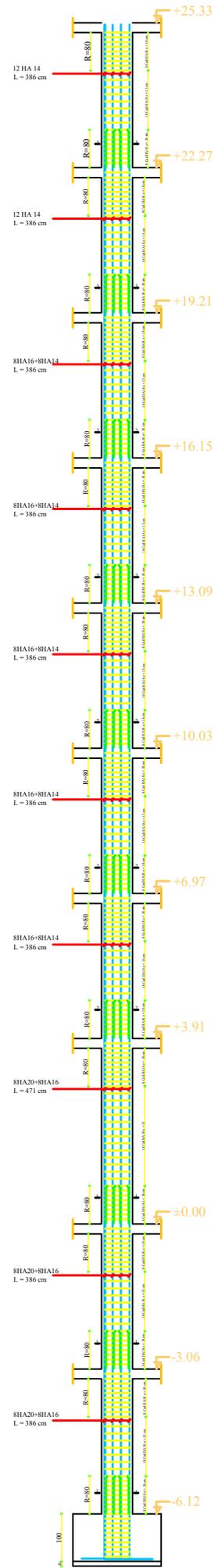
**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER**  
 NIV +10,03; +13,09; +16,15; +19,21; +22,27 et +25,33.  
 Ech 1/50



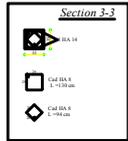
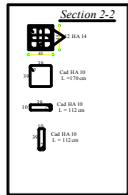
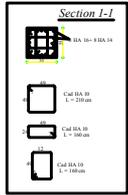
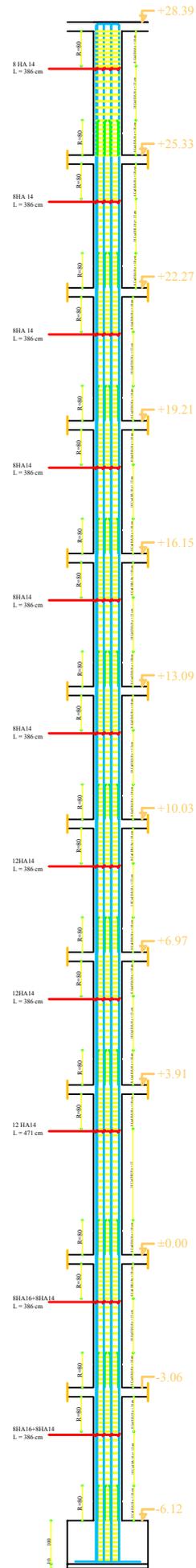
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER  
 NIV +28,39 ; Ech 1/50



ANNEXE



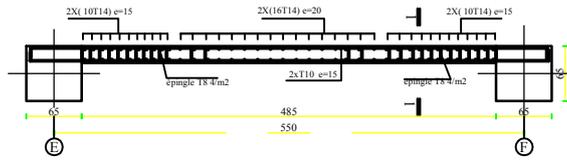
coffrage et Ferrillages des poteaux de Centre



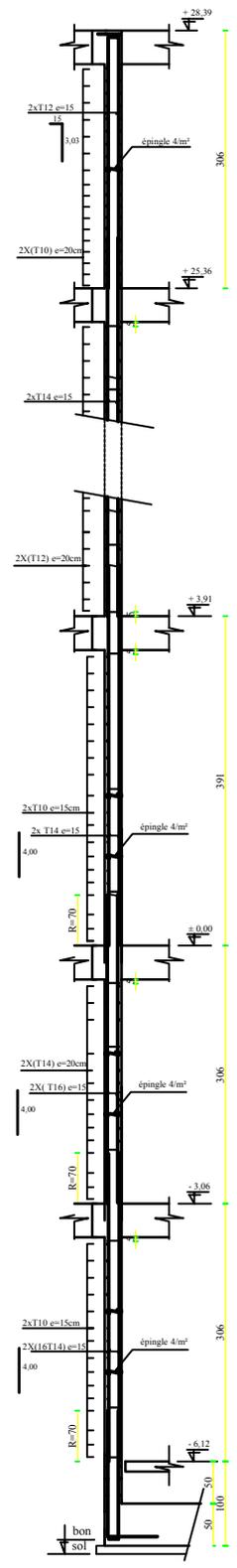
coffrage et Ferrillages des poteaux de rive



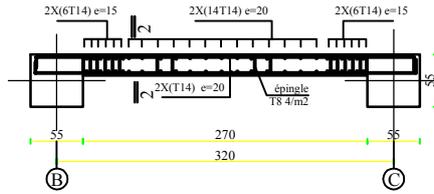




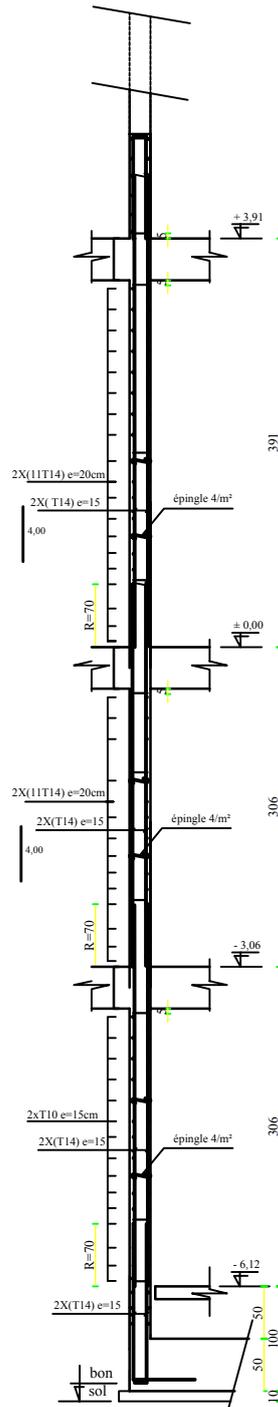
Ferrailage Voile Vx1 (armatures verticaux)



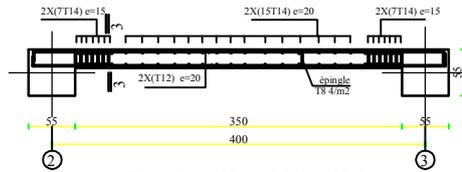
ferrailage Voile Vx1 (armatures horizontaux)  
coupe 1-1



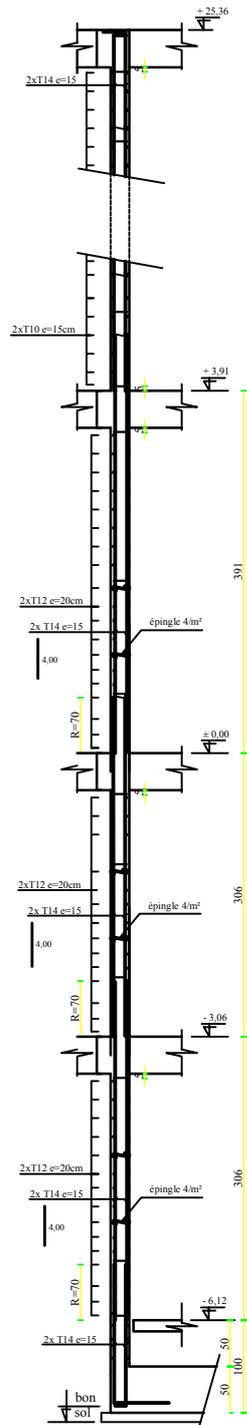
Ferrailage Voile Vx2(armatures verticaux)



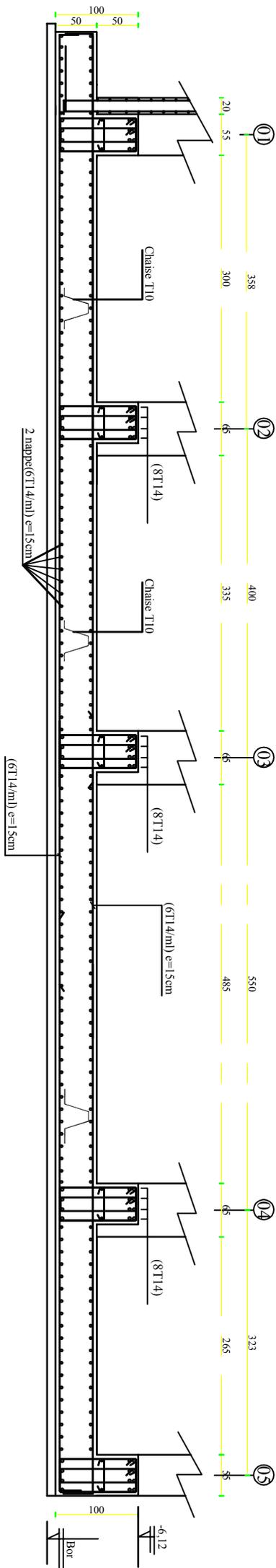
ferrailage Voile Vx2 (armatures horizontaux)  
coupe 2-2



Ferrailage Voile Vy1 et Vy2  
armatures verticaux



ferrailage Voile Vy1 et Vy2,  
coupe 3-3



**COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU RADIER**



# ***Bibliographie***

## **\* Règlement utilisées :**

- RPA 99/V2003 : Règlement parasismique Algérienne.
- BAEL 91 : Béton Armé aux Etat Limites.
- DTR – BC 2.2 : charges et surcharges d’exploitation.
- CBA 93 : Règle de conception et de calcul des structures en Béton Armé.

## **\* Logiciels :**

- ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL 2020.
- EXPERT 2010 : Calcul de ferrailages
- AUTOCAD 2018 : Dessin des plans
- WORD 2016 : Traitement des textes.
- DIA PORTABLE : Dessin des Schémas statique.

## **\* Autres :**

- Les cours des années présidents.
  - Cours de Béton Armée 3<sup>ième</sup> Année LMD.
  - Cours de Concept technique de construction 1<sup>er</sup> Année Master.
  - Cours Calcul des structures en Béton Armée.
  - Mémoire de fin d’étude des années présidant.
- 