

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil*  
*Option : Structure*

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol +02 Entre sol)  
à usage d'habitation et commercial**

### Présenté par :

**M<sup>r</sup> BOUFENNICHE Nadir**  
**M<sup>r</sup> FERAUCHE Mustapha**

### Promoteur :

**M<sup>me</sup> SOUIDI. F**

### Jury:

- **N. OUARI**
- **N. BELHAMDI**

**Promotion 2023-2024**

# *Remerciement*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donnée la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mme SCUIDI, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département Génie Civil, pour tous leurs efforts tout au long de notre formation.*

*On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour*

*Me soutenir durant tout mon parcours d'études.*

*Toute ma famille.*

*A tous mes amis(es) sans exception*

*A toute la promotion génie civil 2023/2024*

*Nadir*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes très chers parents qui étaient toujours à mes côtés pour*

*Me soutenir durant tout mon parcours d'études.*

*Toute ma famille.*

*A tous mes amis(es) sans exception*

*A toute la promotion génie civil 2023/2024*

*Mustapha*

## Sommaire

### Introduction

#### Chapitre I Généralités

I.1	Présentation de l'ouvrage .....	2			
I.2	Caractéristique de la structure .....	2			
I.2.1	Caractéristiques géométriques .....	2			
I.2.2	Données de site .....	2			
I.2.3	Description structurale .....	2			
I.2.4	Choix du contreventement .....	3			
I.3	Règlements et normes utilisés .....	3			
I.4	Etats limites (BAEL91).....	3			
I.4.1	Les hypothèses de calcul.....	4			
I.4.1.1	E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2).....	4			
I.4.1.2	E.L.S : BAEL91 (article IV.1).....	4			
I.5	Actions et sollicitations .....	5			
I.5.1	Les actions .....	5			
I.5.1.1	Définitions .....	5			
I.5.1.2	Valeurs caractéristiques des actions .....	5			
I.5.1.3	Valeurs de calcul des actions.....	6			
I.5.2	Les sollicitations .....	7			
I.6	Caractéristique des matériaux .....	7			
I.6.1	Le béton .....	7			
I.6.1.1	Définition .....	7			
I.6.1.2	Composition du béton .....	7			
I.6.1.3	Résistance caractéristique du béton.....	7			
I.6.2	L'acier.....	12			
I.6.2.1	Définition .....	12			
I.6.2.2	Résistance caractéristique de l'acier .....	12			
I.7	Hypothèses de calcul.....	14			
I.7.1	Calcul aux états limites de service .....	14			
I.7.2	Calcul aux états limite ultimes de résistance .....	14			
Chapitre	II	pré-dimensionnement	des	éléments	
Introduction					16
II.1	Disposition des poutrelles .....				16
II.2	Pré-dimensionnement des éléments principaux .....				17
II.2.1	Les poutres.....				17
II.2.2	Poteaux .....				18
II.2.3	Les voiles .....				19
II.3	Pré-dimensionnement des éléments secondaires .....				20
II.3.1	Les planchers .....				20

II.3.1.1	Définition.....	20
II.3.1.2	Plancher à corps creux .....	20
II.3.1.3	Plancher en dalle pleine .....	22
II.3.2	Les escaliers.....	23
II.3.2.1	. Pré-dimensionnement des escaliers .....	24
II.3.3	Acrotère .....	27
II.4	Evaluation des charge et surcharges .....	28
II.4.1	L'acrotère.....	28
II.4.2	Plancher à corps creux .....	28
II.4.3	Plancher terrasse accessible .....	29
II.4.4	Escaliers.....	32
II.4.5	Murs intérieure.....	33
II.4.6	Poids propre des poteaux .....	33
II.5	Descente de charge .....	34
	Conclusion .....	45

### **Chapitre III Calcul des éléments secondaires**

III.1	Eude des planchers .....	47
III.2	Etude des poutrelles .....	47
III.2.1	Ferrailage des poutrelles .....	54
III.2.1.1	Calcul à l'ELU .....	54
III.2.2	Vérifications à l'ELS .....	57
III.2.3	Etude de la dalle de compression .....	62
III.2.4	Schémas de ferrailage des poutrelles .....	62
III.2.5	Calcul des dalles pleines .....	63
III.2.5.1	Ferrailages .....	65
III.3	Schéma de ferrailage des dalles.....	70
III.4	Etude de l'ascenseur .....	71
III.4.1	Définition.....	71
III.4.2	Pré-dimensionnement de la dalle .....	71
III.4.3	Etude de dalle machines.....	71
III.4.3.1	Charges concentrées .....	71
III.4.3.2	Evaluation des moments sous charge concentrée .....	72
III.4.3.3	Evaluation des moments sous charge répartie .....	72
III.4.4	Ferrailage.....	73
III.4.5	Vérification nécessaire.....	74
III.4.5.1	Vérification au poinçonnement.....	74
III.4.5.2	Vérification de l'effort tranchant .....	74
III.4.5.3	Vérification des contraintes dans le béton .....	74
III.4.5.4	Vérification de la flèche.....	74
III.4.5.5	Schéma de ferrailage.....	74
III.5	Etude de l'acrotère.....	75
III.5.1	Evaluation des charges et surcharges .....	75
III.5.2	Calcul des sollicitations .....	75
III.5.2.1	Calcul du point d'application de force.....	75

III.5.2.2	Moment engendré par les efforts normaux .....	75
III.5.2.3	Calcul de l'excentricité .....	75
III.5.3	Sollicitations en cas de flexion composée avec un effort normal compression .....	76
III.5.4	Ferraillage .....	76
III.5.4.1	Vérification au cisaillement .....	77
III.5.4.2	Vérification de l'adhérence .....	77
III.5.5	Vérification À l'ELS .....	77
III.5.5.1	Calcul des contraintes dans le béton .....	78
III.5.6	Schéma de ferraillage .....	78
III.6	Etude des escaliers .....	79
III.6.1	Définition .....	79
III.6.1.1	Calcul des sollicitations .....	79
III.6.1.2	Schéma de ferraillage .....	81
III.7	Etude de la poutre palière .....	82
III.7.1	Dimensionnement .....	82
III.7.2	Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple .....	82
III.7.2.1	Calcul des sollicitations .....	82
III.7.2.2	Le ferraillage .....	82
III.7.2.3	Vérification à l'effort tranchant .....	83
III.7.2.4	Armatures transversales à la flexion simple .....	83
III.7.3	Calcul à la torsion .....	83
III.7.3.1	Vérification de La contrainte de cisaillement total .....	84
III.7.3.2	Le ferraillage .....	84
III.7.4	Ferraillage de la poutre palière .....	84
III.7.5	Vérifications à l'ELS .....	84
III.7.5.1	Vérification de la flèche .....	84
III.7.6	Le schéma de ferraillage .....	85
III.8	Etude de la poutre brisée .....	85
III.8.1	Dimensionnement .....	85
III.8.2	Le ferraillage .....	86
III.8.2.1	Vérification à l'effort tranchant .....	86
III.8.2.2	Armatures transversales à la flexion simple .....	86
III.8.3	Calcul à la torsion .....	86
III.8.3.1	Vérification de La contrainte de cisaillement total .....	87
III.8.3.2	Le ferraillage .....	87
III.8.3.3	Vérification de la flèche .....	88
III.8.4	Le schéma de ferraillage .....	88
III.9	Etude de la poutre de chaînage .....	88
III.9.1	Calcul des sollicitations .....	88
III.9.1.1	Combinaison de Charge .....	89
III.9.2	Ferraillage .....	89
III.9.3	Vérification à l'ELS .....	90
III.9.3.1	Vérification de la flèche .....	90
III.9.4	Le schéma de ferraillage .....	91

## Chapitre IV Etude dynamique

Introduction .....	92
IV.1 Méthode de calcul .....	92
IV.2 Principe de la méthode .....	92
IV.3 Méthode dynamique modale spectrale .....	96
IV.3.1 Modalisation et résultats .....	97
IV.3.2 Mode de vibrations et taux de participations des masses .....	99
IV.4 Analyse des résultats .....	99
IV.4.1 Les modes de vibrations.....	100
IV.4.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 .....	102
IV.4.3 Vérification de l'effort normal réduit.....	104
IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .....	105
IV.4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ [1] .....	107

## Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

Introduction .....	111
V.1 Etude des Poteaux.....	111
V.2 Les sollicitations maximales .....	111
V.3 Calcul du ferrailage .....	113
V.3.1 Ferrailage longitudinal .....	113
V.3.2 Ferrailage transversale .....	114
V.3.3 Vérifications nécessaires.....	115
V.3.3.1 Vérification au flambement .....	115
V.3.3.2 Vérification des contraintes .....	116
V.3.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement .....	117
V.4 Etude des poutres .....	120
V.4.1 Ferrailage des poutres .....	120
V.4.2 Sollicitation et calcul du ferrailage .....	120
V.4.2.1 Longueurs de recouvrements .....	121
V.4.2.2 Armatures transversales .....	121
V.4.2.3 Calcul des espacements des armatures transversales RPA99/2003 (Art7.5.2.2)	122
V.4.3 Vérification des sections d'armatures transversales minimales.....	122
V.4.4 Vérifications (BAEL91) .....	122
V.4.5 Vérification à l'ELS .....	123
V.4.6 Schéma de ferrailage des poutres.....	124
V.4.7 Vérification des zones nodales.....	126
V.5 Étude des voiles .....	130
V.5.1 Recommandation du RPA99 version 2003.....	130
V.5.2 Ferrailage des voiles .....	135
V.5.3 Schéma de ferrailage des VX2 3 4 tous les niveaux .....	139
Conclusion .....	139

## Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1 Etude des fondations .....	140
VI.1.1 Combinaisons de calcul .....	140

VI.1.2	Vérification de la semelle isolée .....	140
VI.1.3	Vérification de la semelle Filante .....	141
VI.1.4	Radier général .....	142
VI.1.4.1	Définition .....	142
VI.1.4.2	Pré dimensionnement .....	143
VI.1.4.3	Vérification nécessaires .....	144
VI.1.4.4	Ferraillage du radier .....	147
VI.1.5	Schéma de ferraillage du radier .....	148
VI.1.5.1	Vérifications nécessaires .....	148
VI.1.5.2	Vérification des contraintes .....	149
VI.1.6	Les sollicitations sur les nervures .....	150
VI.1.7	Ferraillage des nervures .....	154
VI.1.8	Schémas de ferraillage .....	156
VI.2	Etude de voile périphérique .....	157
VI.2.1	Dimensionnement des voiles .....	157
VI.2.2	Evaluation des charges et surcharges .....	157
VI.2.3	Schéma de ferraillage du voile périphérique .....	159
	Conclusion .....	160
	<b>Conclusion générale .....</b>	<b>161</b>
	<b>Bibliographie</b>	
	<b>Annexes</b>	

## Symbols et Notations.

La signification des principales notations est suivante:

**E:** Séisme.

**G:** Charges permanents.

**M:** Charges d'exploitation à caractère particulier.

**Q:** Action variables quelconques.

**S:** Action dues à la neige, sollicitations.

**W:** Action dues au vent.

**As:** Aire d'un acier.

**B:** Aire d'une section en béton.

**E:** Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>:** Module de déformation longitudinal du béton.

**E<sub>i</sub>:** Module de déformation instantanée (E<sub>ij</sub> a l'âge de jours).

**E<sub>s</sub>:** Module d'élasticité de l'acier.

**F:** Force ou action en général.

**I:** Moment d'inertie.

**L:** Longueur ou portée.

**M:** Moment en général.

**M<sub>G</sub>:** Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

**M<sub>Q</sub>:** Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

**a:** Une dimension (en général longitudinal).

**b:** Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section ).

**b<sub>0</sub>:** Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d:** Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d':** Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

**e:** Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f:** Flèche.

**f<sub>e</sub>:** Limite d'élasticité de l'acier.

**f<sub>cj</sub>:** Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

**f<sub>tj</sub>:** Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

**$f_{c28}$  et  $f_{t28}$**  : Grandeurs précédentes avec  $j= 28$  jours.

**g**: Densité des charges permanentes.

**$h_0$** : Epaisseur d'une membrure de béton.

**h**: Hauteur totale d'une section de B.A.

**i**: Rayon de giration d'une section.

**j**: Nombre de jours.

**k**: Coefficient en général.

**l**: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

**$l_f$** : Longueur de flambement.

**$l_s$** : Longueur de scellement.

**n**: Coefficient d'équivalence acier – béton.

**p**: Action unitaire de pesanteur.

**q**: Charge variable.

**s**: Espacement des armatures transversales.

**x**: Coordonnée en général, abscisse en particulier.

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

**Br** : Section réduite.

**$C_r$**  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**$C_u$**  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

**Ma** : Moment sur appui.

**Mu** : Moment de calcul ultime.

**Mser** : Moment de calcul de service.

**Mt** : Moment en travée.

**Srad** : surface du radier (m<sup>2</sup>).

**Sbat**: Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).

**W**: poids propre de la structure.

**$\sigma_{adm}$**  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

**$\gamma_h$**  : Poids volumique humide (t/m<sup>3</sup>).

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\nu$  : Coefficient de poisson

## Listes des figures

Figure I.1: Vue en élévation structure .....	02
Figure I.2: Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	08
Figure I.3: Diagramme des contraintes du béton.....	09
Figure I.4: Diagramme des contraintes limite du béton .....	10
Figure I.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier .....	13
Figure I.6: Diagramme des déformations limites de la section règle des pivots .....	15
Figure II.1: Schéma disposition des poutrelles .....	16
Figure II.2: Coupe de voile en élévation .....	19
Figure II.3: planchers à corps creux .....	20
Figure II.4: Coupe transversale d'une poutrelle .....	21
Figure II.5: Schéma d'un escalier.....	24
Figure II.6: schéma statique de l'escalier EC A... ..	24
Figure II.7: schéma statique de l'escalier EC B .....	25
Figure II.8: schéma statique d'escalier balancé.....	26
Figure II.9: schéma statique de la volée 01 (RDC) .....	26
Figure II.10: Schéma statique de la volée 02(RDC).....	27
Figure II.11: Acrotère.....	27
Figure II.12: Schéma du poteaux plus sollicité .....	35
Figure II.13: descente de charge.....	35

Figure III.1: Dimensions de la poutrelle.....	47
Figure III.2: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à n travées .....	50
Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	50
Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées .....	50
Figure III.5: Cage d'ascenseur. ....	71
Figure III.6: Représentation de la surface de la charge concentrée.....	72
Figure III.7: Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	74
Figure III.8: Les Sollicitations sur l'acrotère .....	75
Figure III.9: Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible) .....	78
Figure III.10: schéma statique de l'escalier.....	79
Figure III.11: Schéma de ferrailage de l'escalier .....	81
Figure III.12: Schéma statique de la poutre palière.....	82
Figure III.13: Schéma de ferrailage de la Poutre palière.....	85
Figure III.14: . Schéma de ferrailage de la Poutre brisée .....	88
Figure III.15: Schéma statique de la poutre chainage .....	88
Figure III.16: Schéma de ferrailage de la Poutre chainage .....	91
Figure IV.1: Spectre de réponse .....	97
Figure IV.2: Plans de disposition des voiles .....	98
Figure IV.3: : Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X) .....	100
Figure IV.4: : Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y) .....	101

Figure IV.5: Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).....	101
Figure V.1: ferrailage des Armatures transversales dans la zone nodale .....	113
Figure V.2: schéma de ferrailage des poutres des poutres principales et secondaires.....	124
Figure V.3: Vérification de la Zone nodale.....	127
Figure V.4: Schéma de ferrailage du voile.....	139
Figure VI.1: Vue en plan de la semelle isolé.....	141
Figure VI.2: Coupe C-C' .....	141
Figure VI.3: vue en élévation Semelle filante .....	141
Figure VI.4: le panneau le plus sollicité .....	147
Figure VI.5: Schéma de ferrailage du radier... ..	148
Figure VI.6: Répartition des charges sur la nervure plus sollicitée sens yy .....	151
Figure VI.7: Répartition des charges sur la nervure plus sollicitée sens xx.....	151
Figure VI.8: Section à ferrailer dans les nervures .....	154
Figure VI.9: Schéma de ferrailage de la nervure sens XX.....	156
Figure VI.10: Schéma de ferrailage de la nervure sens YY .....	156
Figure VI.11: schémas de ferrailage du voile Périphérique .....	159

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Résistance caractéristique de l'acier.....	11
Tableau II.1 : Pré dimensionnement de différentes poutres .....	17
Tableau II.2: section des Poteau .....	18
Tableau II.3: les épaisseurs des voiles .....	19
Tableau II.4 : dimensionnement de dalles pleines.....	23
Tableau II.5. Dimensionnement du troisième type d'escalier .....	25
Tableau II.6. Dimensionnement du troisième type d'escalier .....	26
Tableau II.7. Dimensionnement du troisième type d'escalier rdc .....	26
Tableau II.8 : dimensionnement de l'escalier repose sur la poutre brisé.....	26
Tableau II.9 Dimensionnement du quatrième type d'escalier rdc.....	27
Tableau II.10. Evaluation des charges verticales.....	28
Tableau II.11. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à cc.....	28
Tableau II.12 Evaluation des charges de plancher terrasse Accessible .....	29
Tableau II.13. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux .....	29
Tableau 14 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible DP .....	30
Tableau II.15 : Évaluation des charges revenant aux balcons en DP .....	30
Tableau II.16 : Évaluation des charges revenant au plancher courant DP .....	31
Tableau II.17 : Evaluation des charges sur les volées .....	32
Tableau II.18 : Evaluation des charges de palier... ..	32
Tableau II.19 : Evaluation de charge sur Murs extérieurs .....	33
Tableau II.20 : Evaluation de charge sur Murs Intérieure .....	33
Tableau II.21. Poids propre des poteaux.....	34
Tableau II.22 : Décence de charge poteau D6 .....	34
Tableau II.23 : efforts normaux dans les deux poteaux D6 et D4.....	42
Tableau II.24 : vérification des poteaux à la flexion simple .....	42
Tableau II.25 : vérification des poteaux au flambement .....	44
Tableau N°III. 1 : Les différentes charges.....	47
Tableau N°III. 2 : Les différents types de poutrelles.....	51

Tableau III.4. Résultats des Sollicitation à l'ELS .....	54
Tableau III.5. Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles .....	54
Tableau III.6. Ferrailage des différents types de poutrelles .....	59
Tableau III.7. Vérification au cisaillement.....	60
Tableau III.8. Vérification des états limites de compression du béton.....	60
Tableau III.9. Vérification des états limites de déformation .....	61
Tableau III.10. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux .....	62
Tableau III.11: Données des différents types de dalle pleine.....	63
Tableau III.12 ferrailage de la dalle la plus défavorables .....	65
Tableau III.13: Vérification des contraintes de béton .....	66
Tableau III.14. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS .....	66
Tableau III.15. Vérifications de la flèche à l'ELS sens yy.....	67
Tableau III.16. Vérifications de la flèche à l'ELS sens yy.....	67
Tableau III.17: Ferrailage de la dalle sur deux appuis .....	68
Tableau III.18: Vérification des contraintes de béton .....	69
Tableau III.19. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS .....	69
Tableau III.20. Les sollicitations sous charge concentrée .....	72
Tableau III.21. Evaluation des moments sous charge répartie .....	72
Tableau III.22. La Superposition des moments sous charges réparties.....	72
Tableau III.23. Les moments corrigés charges réparties .....	73
Tableau III.24. Tableau des ferrailages de la dalle.....	73
Tableau III.25. Evaluation des charges verticales .....	74
Tableau III.26. Différentes combinaisons à utiliser.....	75
Tableau III.27. Ferrailage de la volée(E.C).....	79
Tableau III.28 vérifications des contraintes de béton à l'ELS .....	80

Tableau III.29. Vérification des contraintes de L'acier.....	80
Tableau III.30: Les différentes sollicitation dans la poutre palière .....	82
Tableau III.31. Ferrailage de la poutre palière .....	82
Tableau III.32: Vérification des contraintes tangentielles totales .....	83
Tableau III.33 Vérifications des états limites de compression du béton P.Palière.....	84
Tableau III.35. Ferrailage de poutre brisée .....	86
Tableau III.36: Vérification des contraintes tangentielles totales .....	87
Tableau III.37. Vérifications des états limites de compression du béton P.brisée .....	87
Tableau III.39 : Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage .....	89
Tableau III.40 Vérifications des états limites de compression du béton P. ch .....	90
Tableau III.41: Vérifications de la flèche à l'ELS.....	90
Tableau IV.1 : valeurs de pénalités $P_q$ .....	93
Tableau IV.2 :valeurs $\zeta$ (%) RPA 99 (Tableau 4.2) .....	94
Tableau IV-1 Les valeurs du coefficient $C_T$ .....	95
Tableau IV.4 : Période et taux de participation massique de la structure .....	99
Tableau IV.5 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles .....	102
Tableau IV.6 : Charges horizontales reprises par les portiques er voiles... ..	103
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit .....	104
Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	105
Tableau IV.9: Vérification des déplacements relatifs selon X-X.....	106
Tableau IV .10 : Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.....	107
Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- $\Delta$ selon le sens X-X.....	108
Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ selon le sens Y-Y.....	109
Tableau V.1 : Sollicitations dans les différents poteaux .....	111

Tableau V.2 : Armatures longitudinales dans les poteaux .....	114
Tableau V.3 Ferrailage transversales des poteaux.....	114
Tableau V.4 : Vérifications au flambement des poteaux.....	115
Tableau V.5 : Vérification de la contrainte dans le béton du poteau le plus sollicité.....	116
Tableau V.6: Verifications des contraintes tangentielles .....	117
Tableau V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux... ..	118
Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	121
Tableau V.9: Vérification des contraintes tangentielles.....	123
Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	123
Tableau V.11 : Vérification de la limite de compression de béton .....	124
Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres.....	124
Tableau V .13 : Moments résistants dans les poteaux.....	127
Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poutres principales .....	128
Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poutres Secondaires .....	128
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales selon le sens Principale .....	129
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales avec nouveau section .....	129
Tableau V.18 : Vérification des zones nodales selon le sens Principale .....	130
Tableau V.19 : Vérification des zones nodales Sens Secondaire .....	130
Tableau V.20 : Ferrailage du voile au niveau du parking et commerce .....	133
Tableau V.21: Ferrailage du voile VY au niveau du parking et commerce.....	134

Tableau VI.1 : ferrailage du radier .....	148
Tableau VI.2 Vérifications des contraintes à l'ELS .....	149
Tableau VI.3 Calcul des armatures à l'ELS .....	150
Tableau VI.4 : Les chargements sur les travées sens xx .....	152
Tableau VI.5 : Les chargements sur les travées sens yy .....	152
Tableau VI.6 sollicitation dans les nervures sens xx elu .....	152
Tableau VI.7 sollicitation dans les nervures sens xx els .....	153
Tableau VI.8 sollicitation dans les nervures sens yy elu .....	153
Tableau VI.9 sollicitation dans les nervures sens yy els .....	153
Tableau VI.10 : Calcul des ferrailages des nervures .....	154
Tableau VI.11 Vérification des contraintes a l'ELS dans les nervures .....	155
Tableau VI.12 Calcul des armatures a l'ELS .....	155
Tableau VI.13 : Ferrailages des voiles périphériques .....	158
Tableau V.14 : Vérifications des contraintes à l'ELS .....	159

## **Introduction**

## Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices sur les constructions, de ce fait la Prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan et/ou en élévation.

De telles Structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+11+2 entre sols avec un seul niveau de sous-sol contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- **Le premier chapitre** : portera sur la présentation complète du projet à étudier, et la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** : sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment.
- **Le troisième chapitre** : sera le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...).
- **Le quatrième** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS 2016.
- **Le cinquième chapitre** : portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).
- **Le sixième chapitre** : portera sur l'étude de l'infrastructure (les fondations).

On terminera le travail par une conclusion générale.

**Chapitre I**

**Généralités**

## I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait objet de notre étude est une promotion immobilière en R+11 avec deux entre sol avec un seul niveau sous-sol destiné à usage multiple (habitations et commerce), est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99/version 2003 », la structure est classée dans le groupe **2**, ayant une moyenne importance.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Bejaïa, commune d'Akbou, qui est représenté, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone **IIa** (zone moyenne sismicité). Le projet se trouve dans les hauteurs de la ville d'Akbou au lieu-dit Village Tifrit.

## I.2 Caractéristique de la structure

### I.2.1 Caractéristiques géométriques

- ✓ Largeur en plan ..... **29.7m.**
- ✓ Longueur en plan ..... **27.11m.**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....**38.59m.**
- ✓ Hauteur du sous-sol ..... **3.06m.**
- ✓ Hauteur du RDC ..... **3.91m.**
- ✓ Hauteur des étages courants.....**2.89m.**
- ✓ Hauteur des entres sol..... **3.06m.**

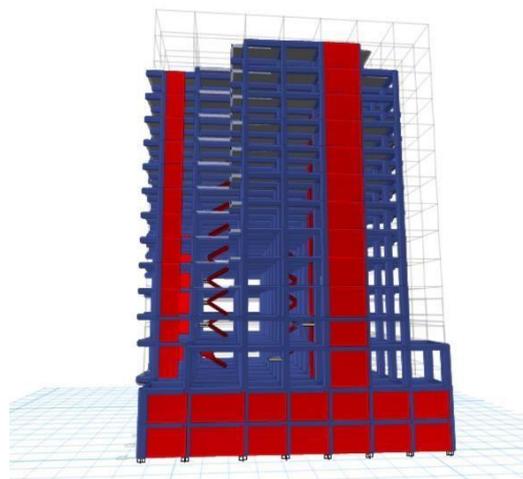


Figure I. 1 : Vue en élévation de la structure

### I.2.2 Données de site

D'après les résultats obtenus par laboratoire chargé de l'étude géotechnique, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivante :

- ✓ Le sol de notre site est en catégorie **S2** (site ferme)
- ✓ La contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma} = 3.16$  bars
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : **D=1/coté terrassée**
- ✓ Le niveau de la nappe est à **-12.30 m**

### I.2.3 Description structurale

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les maçonneries** :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm

Séparées par une âme d'air de 5cm.

- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

❖ **Balcons** :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

❖ **L'infrastructure** :

Elle assure les fonctions suivantes :

-transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-limitation des tassements différentiels

## I.2.4 Choix du contreventement

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

## I.3 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

❖ RPA99 /version 2003.

❖ CBA93.

❖ DTR B.C.2.2.

❖ DTR BC2.33.2.

## I.4 Etats limites (CBA93)

Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### **I.4.1 Les hypothèses de calcul**

#### **I.4.1.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma;\varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

#### **I.4.1.2 E.L.S : CBA93(article IV.1)**

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )
- 3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ;

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

- 4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

## I.5 Actions et sollicitations

### I.5.1 Les actions

#### I.5.1.1 Définitions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

#### I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

##### ➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

##### ➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

##### ➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

### I.5.1.3 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

#### a. Combinaison d'action à l'ELU :

##### ✓ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

##### ✓ Situations accidentelles :

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$\Psi_{1i} = 0,15$  Si l'action d'accompagnement est la neige.

$\Psi_{1i} = 0,50$  Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

$\Psi_{1i} = 0,20$  Si l'action d'accompagnement est le vent.

#### b. Combinaison d'action à l'E L S :

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

### c. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU :  $1,35G+1,5Q$   
ELS :  $G+Q$
- Situations accidentelles :  $G+Q+E$

$0.8G+E$

## I.5.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

## I.6 Caractéristique des matériaux

### I.6.1 Le béton

#### I.6.1.1 Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

#### I.6.1.2 Composition du béton

Pour un mètre cube du béton courant est composé de :

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ( $0 < D_g < 5\text{mm}$ ).

800 l de Gravillons ( $5 < D_g < 15\text{mm}$ ).

Gravier ( $15 < D_g < 25\text{mm}$ ).

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

#### I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton

##### a. Résistance caractéristique en compression $f_{cj}$ :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est  $f_{cj}$ .

✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

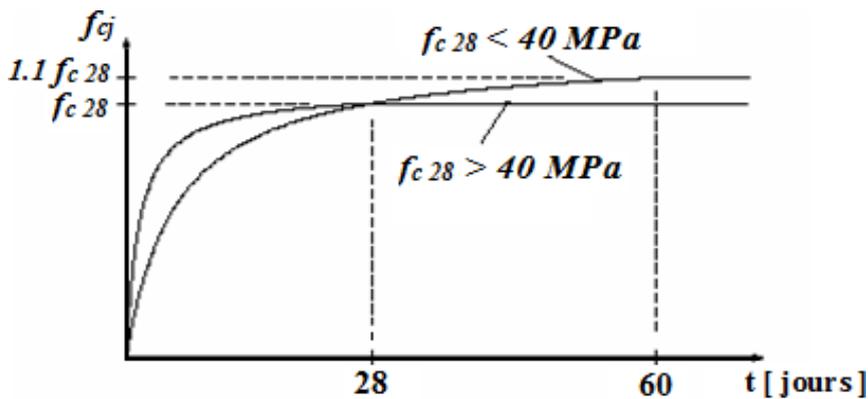


Fig.I.2: Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b. Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{ij} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

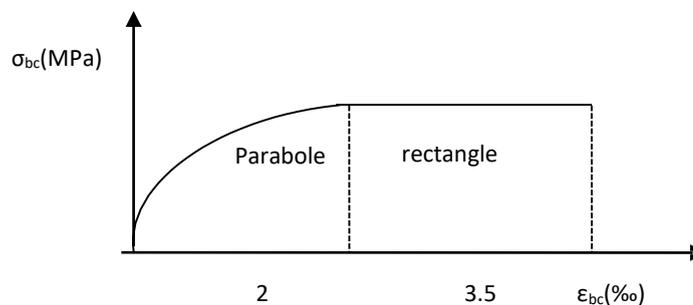
### c. Contrainte limite

#### c.1. Etat limite ultime :

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



**Figure I. 3 :** Diagramme des contraintes du béton.

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$  MPa pour :  $\gamma_b = 1,15$

✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$  pour la fissuration préjudiciable.

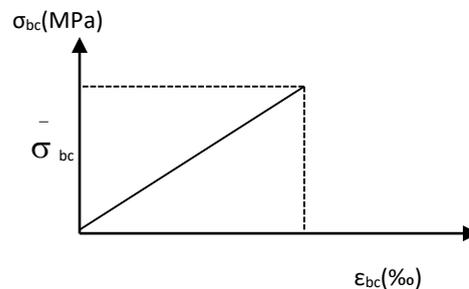
Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$  donc :

$\tau_{adm} = 3,33\text{Mpa}$  → fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5\text{Mpa}$  → fissuration préjudiciable.

**c.2. Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité



**Fig.I.4 :** Diagramme des contraintes limite du béton.

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

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$  MPa.

**d. Déformation longitudinale du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec :

$\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

## I.6.2 L'acier

### I.6.2.1 Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200\ 000$  MPa.

### I.6.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité :  $f_e$

#### ➤ Principales armatures utilisés

Tableau I.1 :  $f_e$

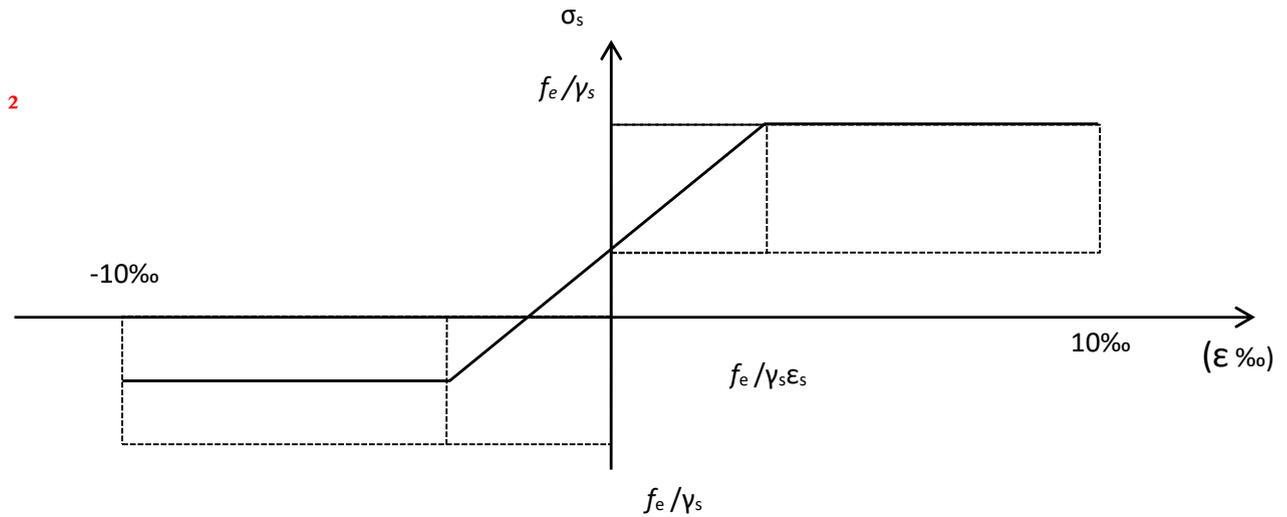
	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
<b>Désignation</b>	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
<b><math>f_e</math> [MPa]</b>	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F<sub>e</sub>E400 type 1.

➤ **Contrainte limite :**

✓ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Fig.I.5 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

Avec :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service :**

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} )$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} )$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

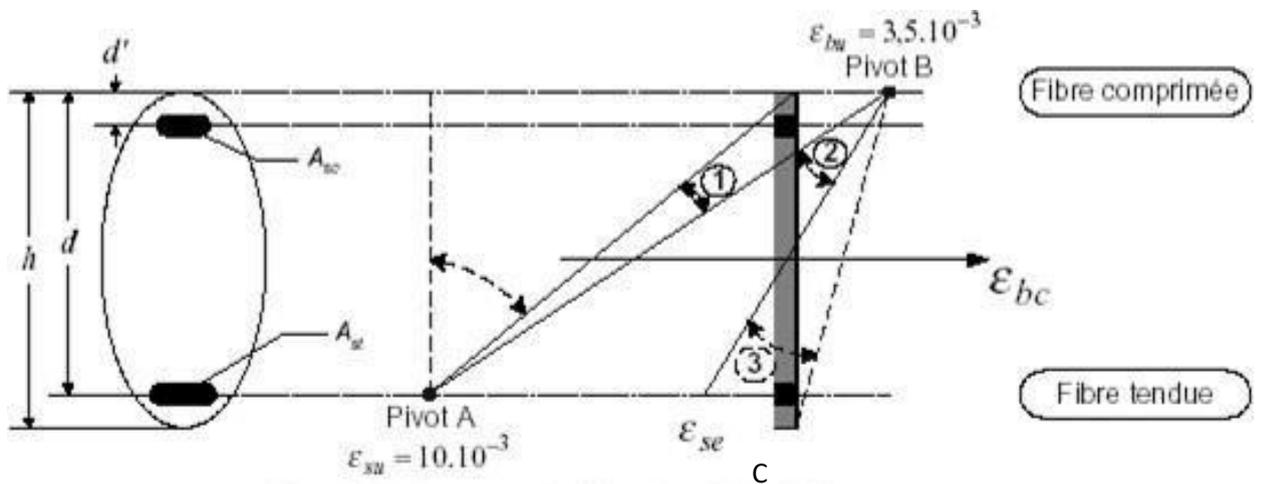
## I.7 Hypothèses de calcul

### I.7.1 Calcul aux états limites de service

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ( $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ ),  $\eta$ : est appelé coefficient d'équivalence.

### I.7.2 Calcul aux états limite ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :  
 $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion  
 $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure suivante :



**Fig.I.6 :** Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

Tel que :

**A :** correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B :** correspond à un raccourcissement de  $3,5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C :** correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- ✓ La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  Mpa.
- ✓  $E_{ij} = 32164.20$  Mpa.
- ✓  $f_c = 400$  MPa

## **Chapitre II**

## **pré-dimensionnement des éléments**

Introduction

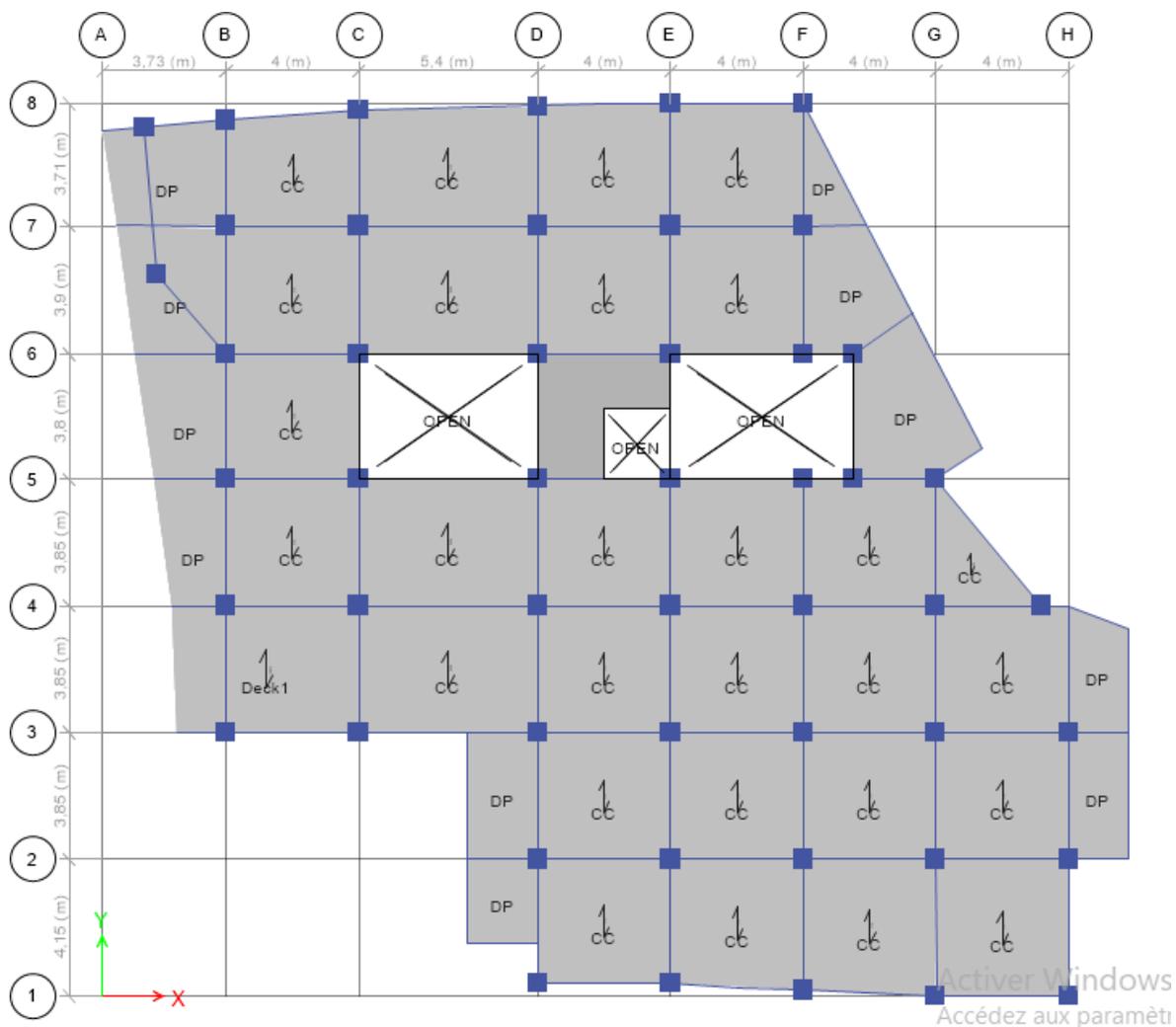
L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (figure II.1)



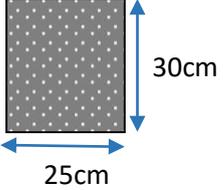
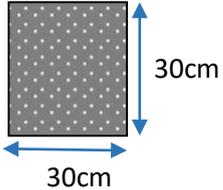
II.2 Pré-dimensionnement des éléments principaux

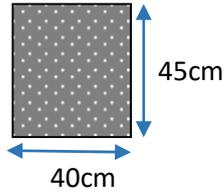
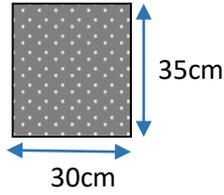
II.2.1 Les poutres

Sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement est déterminé selon des conditions bien définies, on distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

- ❖ **Les poutres principales** : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- ❖ **Les poutres secondaires** : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.
- On suppose des poteaux de (30×30) cm<sup>2</sup>.

Tableau II.1. Pré-dimensionnement des poutres

	Pré dimensionnement	Schémas
<b>Poutres chainages</b>	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p><math>L_{max} = 390 - 30 = 360cm \Rightarrow 24 \leq h \leq 36</math></p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : <b>h = 30cm. b = 25cm</b></p>	
<b>Poutres brise</b>	<p>On doit vérifier les conditions de la flèche :</p> $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p><b>AN:</b> <math>L_{max} = 380cm \Rightarrow 23,33cm \leq h \leq 35cm</math></p> <p>Après avoir fait les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : <b>h = 30 cm. b = 30 cm</b></p>	

<b>Poutres principales</b>	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p><b>AN:</b> <math>L_{max} = 540 - 30 = 510m \Rightarrow 34cm \leq h \leq 51 cm</math></p> <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : <b>h = 45 cm b = 40 cm.</b></p>	
<b>Poutres secondaires</b>	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ <p><b>AN:</b> <math>L_{max} = 415 - 30 = 385cm \Rightarrow 25.66cm \leq h \leq 38.5 cm</math></p> <p>Après avoir fais les vérifications nécessaires :</p> <p>On adopte : <b>h = 35cm. b = 30cm.</b></p>	

**Tableau II.1** Pré dimensionnement de différentes poutres.

**II.2.2 Poteaux**

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

**Tableau II.2** section des poteaux

étage	Sous-Sol	entre sol 2	Entre sol 1 , RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage
<b>Aire</b>	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35	30*30

II.2.3 Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$  ..... (1).
- $e > h_e / 20$  .....(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$  .....(3).

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

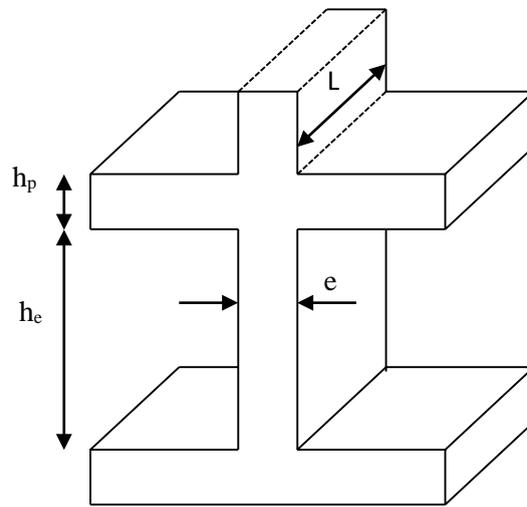


Fig. II.2. Coupe de voile en élévation.

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : les épaisseurs des voiles

Etage	h Etage (m)	H Libre (m)	he/20 (cm)	« e »adoptée (cm)
Sous-sol+entre sol(2.1)	3.06	2.61	13.05	20
RDC	3.91	3.46	17.3	20
Etages courants	2.89	2.44	12.2	20

### II.3 Pré-dimensionnement des éléments secondaires

#### II.3.1 Les planchers

##### II.3.1.1 Définition

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements, ...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

##### II.3.1.2 Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

On suppose les dimensions des poteaux (30\*30)

Dans notre projet :  $L_{\max} = 385\text{cm}$  ce qui donne :  $h_t \geq 17.11\text{cm}$ .

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$ ) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$  : Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$  : Hauteur de la dalle de compression.

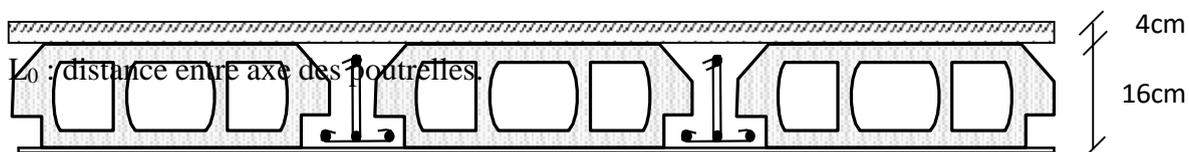


Figure II. 3 : planchers à corps creux

$b_0$  : largeur de la nervure.

- **Les poutrelles**

- **Définition**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- **Dimensionnement des poutrelles :**

**Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

$b$  : Largeur de la table de compression.

$l_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20\text{cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$l_y$  : la longueur minimale d'une travée dans la sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$l_y = 370\text{cm}$$

Donc :

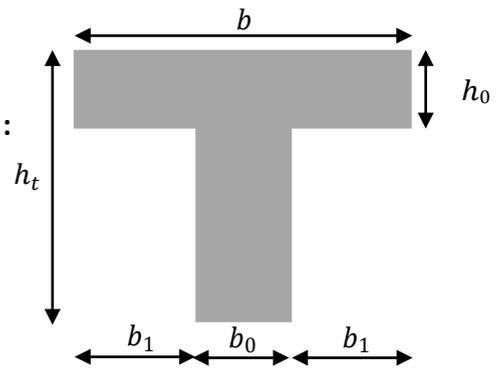
$$l_x = 55\text{cm}, l_y = 370\text{cm.}$$

$$b \leq \min \left( \frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right) \quad b_0 \leq \min \left( \frac{55}{2}; \frac{370}{10} \right) \quad b_1 \leq \min(27.5 ; 37)$$

Soit :  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm}$$

Soit :  **$b = 65\text{cm}$**



**Fig. II.4.** Coupe transversale d'une poutrelle.

II.3.1.3 Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

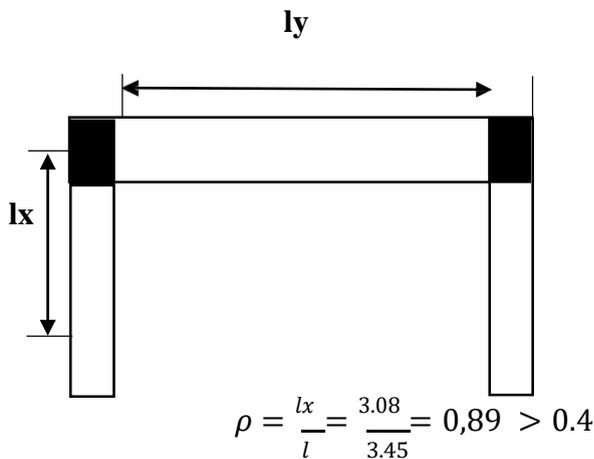
Coupe-feu :

$$e \geq 7\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour une heure de coupe-feu.}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

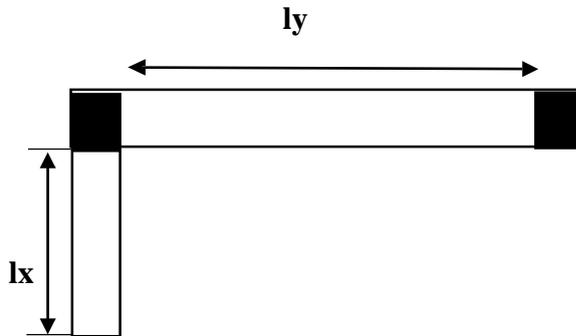
Notre projet comporte trois types de dalle plein :

- Dalle sur 3 appuis :



$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \frac{308}{35} \leq e \leq \frac{308}{30} \rightarrow 8.8\text{ cm} \leq e \leq 10.26\text{ cm}$$

- Dalle sur 2 appuis :



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{225}{345} = 0,65 > 0.4$$

$$e \geq \frac{225}{20} = 11,25cm$$

Les différentes dimensions des dalles pleines sont données dans le tableau II.4 :

**Tableau II.4** dimensionnement de dalles pleines

panneaux	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
Lx ( m )	2.25	3.08	2.10	1.60	1.30	1.50	2.25	1.80	1.80
Ly ( m )	3.90	3.45	3.45	3.45	2.50	3.45	3.45	3.45	3.45
$\rho$	0.57	0.89	0.61	0.46	0.52	0.43	0.65	0.52	0.52
e ( cm )	7.00	9.5	6.5	5.00	4.00	5.00	11.25	5.50	6.00
e ( cm ) adoptée	15	15	15	15	15	15	15	15	15

### II.3.2 Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

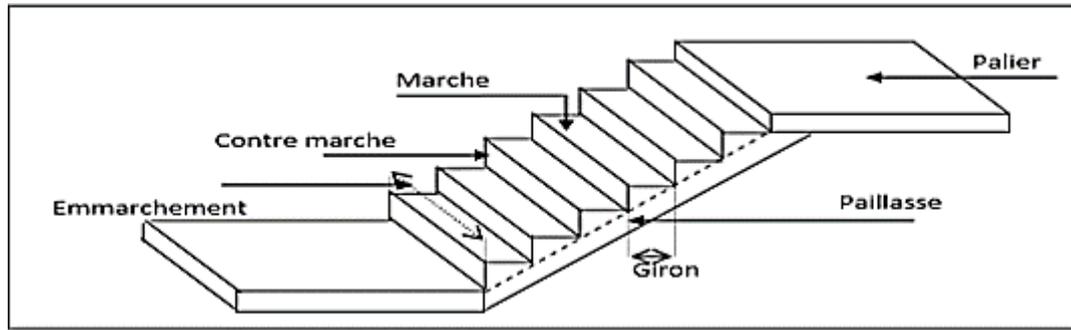


Figure II.5 Schéma d'un escalier

- ❖ Giron (g): la largeur de la marche.
- ❖ Marche : la partie horizontale de la marche.
- ❖ Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- ❖ L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- ❖ La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- ❖ Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- ❖ Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- ❖ Pente de l'escalier( $\alpha$ ) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ;  $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$ .
- ❖ La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- ❖ Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

### II.3.2.1 . Pré-dimensionnement des escaliers

Notre projet contient trois types d'escaliers, escalier a trois volées et à double Palier de repos, et escalier a deux volées.

#### ➤ Escalier d'étage courant A

Pour que l'escalier garantisse sa fonction, on doit vérifier les conditions suivantes :

La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm, La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$ , Avec  $g = \frac{L_0}{n-1}$ ,  $h = \frac{H}{n}$

$L_0 = 2.10\text{m}$  longueur projetée de la volée,

$H = 1.445$  hauteur de la volée,

$n - 1$ : nombre de marche, ;

$n$  : nombre de contre marche,

$L$  : longueur de la volée.

a. Première et troisième volée

#### ➤ Epaisseur de la paillasse

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(1.445/2.34) \Rightarrow \alpha = 31.57$$

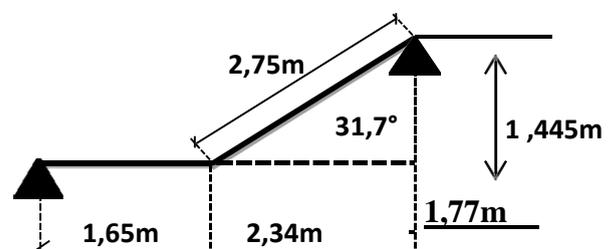


Figure II.6 Schéma statique de l'escalier EC A

La longueur développée est :  $L = L_v + L_p$

$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier du départ.

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.34^2 + 1.445^2} = 2.75\text{m}$$

$$L_p = 1.65\text{m} \Rightarrow L = 4.4 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = 14.66 \leq e \leq 22\text{cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu.} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On prend : } e = 15\text{cm}$$

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \text{ (cm)}, \left\{ \begin{array}{l} L_0 = 234\text{cm} \\ H = 144.5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow 64 n^2 - 503 n + 289 = 0$$

En résolvant cette équation on obtient :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 9: \text{ nombre de contre marches} \\ n - 1 = 8: \text{ nombre de marches} \end{array} \right.$

❖ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :  $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{234}{8} \Rightarrow g = 30\text{cm},$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144.5}{9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm} \rightarrow \text{la formule de BLONDEL est vérifiée}$$

Tableau II.5. Dimensionnement du troisième type d'escalier a

volée	$L_0(\text{m})$	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01	2,34	4 , 40	1,445	9	31,7	15	17	30

➤ Escalier d'étage courant B

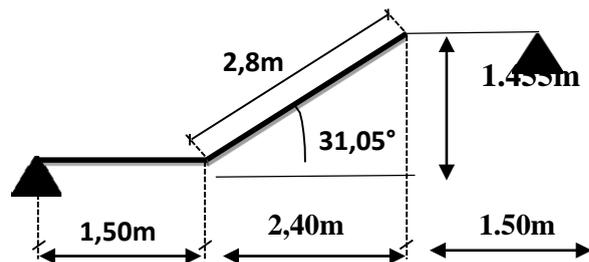


Figure II.7 schéma statique d'escalier ECB

Tableau II.6. Dimensionnement du troisième type d'escalier b

volée	$L_0(\text{m})$	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
-------	-----------------	------	-------	---	------------	--------	--------	--------

01	2,40	5,90	1,445	9	31,05	20	17	30
----	------	------	-------	---	-------	----	----	----

➤ Escalier RDC ( balancé ) :

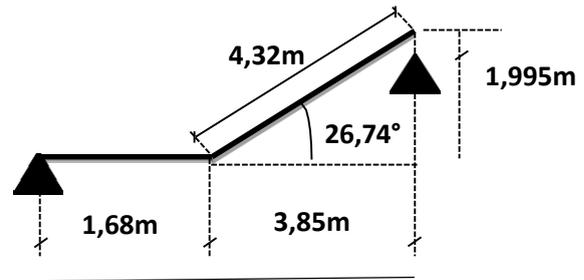


Figure II.8 schéma statique d'escalier balancé

Tableau II.7. Dimensionnement du troisième type d'escalier rd

volée	$L_0(m)$	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01	3,88	5,97	1,955	13	26,74	20	15	32

B) Escalier RDC :

• Volée 01 :

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée)

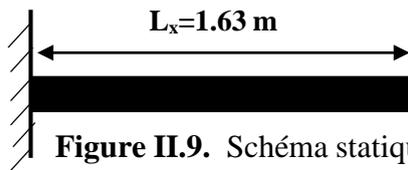


Figure II.9. Schéma statique de la volée 01 (03volées)

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{163}{20} = 8,15cm$$

- ❖ Epaisseur de la paillasse {  $e \geq 11cm \rightarrow$  pour deux heures de coupe feu

On prend: e = 15cm

❖ Calcul du nombre de marche et de contre marche

Tableau II.8 : dimensionnement de l'escalier repose sur la poutre brisée

volée	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
01	1,63	1,30	8	29,53	15	16.5	30

- Volée 02/03 :

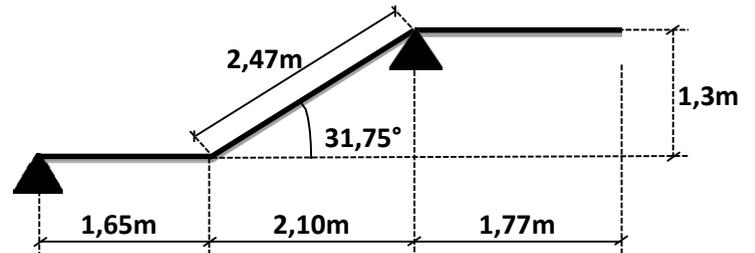


Figure II.10. Schéma statique de la volée 02

Tableau II.9 Dimensionnement du quatrième type d'escalier RDC

volée	$L_0$ (m)	L(m)	H (m)	N	$\alpha^0$	e (cm)	h (cm)	g (cm)
02/03	2,10	4,12	1,30	8	31,75	15	17	30

### II.3.3 Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

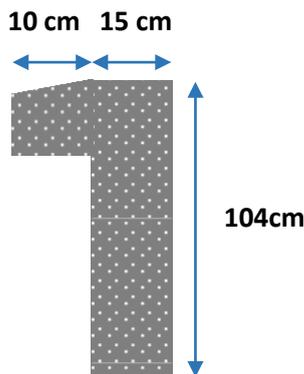


Figure T.accessible

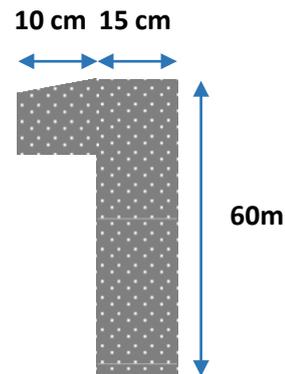
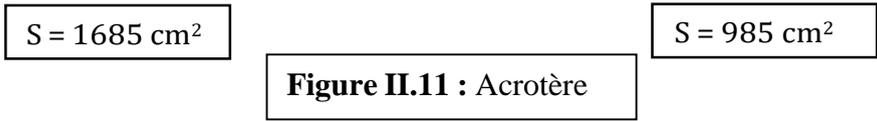


Figure T Inaccessible



$P_P$  (poid propre):  $P_P = 25 \times S$

➤ **Hypothèse de calcul**

- ❖ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ❖ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

**II.4 Evaluation des charge et surcharges :**

**II.4.1 L'acrotère**

**Tableau II.10.** Evaluation des charges verticales

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml) e=15cm	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,1685	$25 \times S_{acr} = 4,21$	$18 \times e \times h = 0,37$	<b>4,58</b>	<b>1</b>
0,0985	$25 \times S_{acr} = 2,4625$	$18 \times e \times h = 0,16$	<b>2,62</b>	<b>1</b>

**II.4.2 Plancher à corps creux**

**Tableau II.11.** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps Creux

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	14	2,8
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,29</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

## II.4.3 P

## II.4.4 Plancher terrasse accessible

Tableau II.12: Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

Déscription des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
carrelage	2.00	0.44
Mortier de pose	2.00	0.40
Lit de sable	2.00	0.36
Plancher corps creux (16+4)	20.0	2,85
Enduit en plâtre	2.00	0.20
<b>Charge permanent G</b>		<b>4.30</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>		<b>1.5</b>

Tableau II.13. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N <sup>0</sup>	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,32</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1,5</b>
<b>Q étage parking</b>				<b>2,5</b>

**Tableau 14 :** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillons	0,04	20	0,8
Étanchéité Multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2
dalle pleine	0,15	25	3,75
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>			<b>7,15</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>1</b>

**Tableau II.15 :** Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

Plancher en dalle pleine N <sup>0</sup>	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>3,5</b>

Tableau II.16 : Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Description des éléments	Épaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	15	0,15	2,25
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison	/	/	1
<b>Charge permanent G</b>				<b>4,68</b>
<b>Charge d'exploitation Q (courant )</b>				<b>1,5</b>

## II.4.5 Escaliers

Tableau II.17 : Evaluation des charges sur les volées

N°	Description des éléments		Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	Horizontale	0.02	20	0.40
		Vertical	0.02h /g	20	0.227
2	Mortier de pose	Horizontale	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.227
3	Dalle pleine		e/cos(α)	25	4.37
4	Marches		h/2	22	1.87
5	Enduit de ciment		0.015/ cos(α)	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
<b>Charge permanent G</b>					<b>8.41</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>					<b>2.5</b>

Tableau II.18 : Evaluation des charges de palier

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.18</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>

**Tableau II.19** : Evaluation de charge sur Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Déscription des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	2	0,20
Briques creuses	15	1,35
Lame d'air	5	0,00
Briques creuses	10	1
Enduit de ciment	1,5	0,3
<b>Charge permanent G</b>		<b>2.85</b>

#### II.4.6 Murs intérieure

**Tableau II.20** : Evaluation de charge sur Murs Intérieure

Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente G</b>			<b>1.13</b>

#### II.4.7 Poids propre des poteaux

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est :  $P=25 \times S \times h$  ; avec  $h$  : hauteur d'étage ;  $S$  : surface du poteau ( $b_1 \times h_1$ ).

Tableau II.21. Poids propre des poteaux

étage	Sous-Sol	entre sol 2	Entre sol 1	R.D.C	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> , 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup> étage	10 <sup>eme</sup> , 11 <sup>eme</sup> étage
Section (m <sup>2</sup> )	0.3025	0.275	0.25	0.25	0.225	0.2025	0.18	0.16	0.14	0.1225	0.09
H étage (m)	3.06	3.06	3.06	3.91	2.89	2.89	2.89	2.89	2.89	2.89	2.89
Poids (KN)	23.141	21.038	19.125	24.44	16.25	14.63	13.005	11.56	10.115	8.85	6.50

**II.5 Descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

• **La loi de dégression des charges d’exploitation :**

Soit  $Q_0$  la surcharge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : .....  $Q_0$ .
- Sous le dernier étage : .....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur .....  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous l’étage immédiatement inférieur .....  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour  $n \geq 5$  : .....  $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

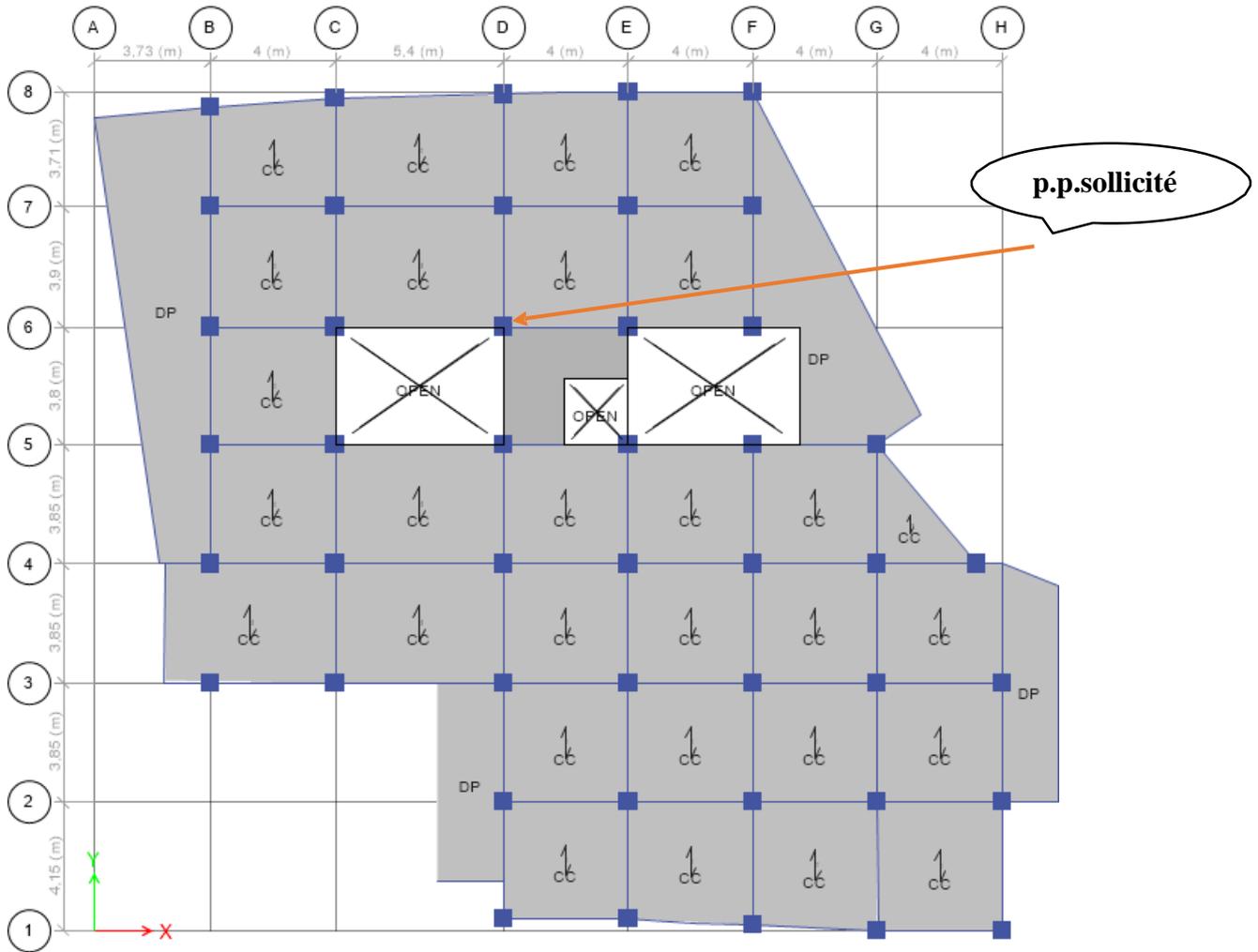


Figure II.12. Schéma du poteaux plus sollicité

A) Poteau « D6 »:

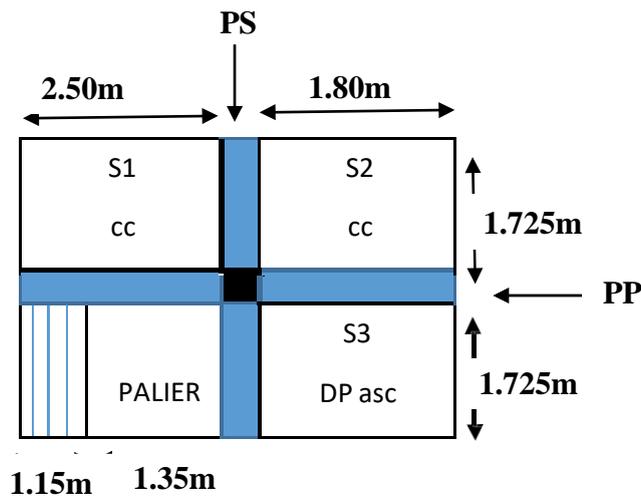


Figure 13 : descente de charge

- Poutres principales (40×45).
- Poutres secondaires (30×35).
- Surface afférente :  $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 = 7.42 \text{ m}^2$
- Surface dalle plein ascenseur :  $S_3 = 3.105 \text{ m}^2$
- Surface d'escalier :  $S_{\text{palier}} = S_4 = 2.33 \text{ m}^2$
- Surface d'escalier :  $S_{\text{volée}} = S_5 = 1.98 \text{ m}^2$
- Surface des poutres :  $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}} = 2.775 \text{ m}^2$
- Surface totale :  $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

• **Descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

**NB :** nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression [3]:**

- Sous la terrasse :  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) :  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage (i=2) :  $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage (i=3) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage (i=4) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Pour n étage (n ≥ 5) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

**L'acrotère :**

$$G_a = 25 * S_{\text{acr}} = 2.78 \text{ kn.} \quad Q_a = 0.1025 \text{ kn}$$

**Plancher cage escalier inaccessible :**

$$G_{\text{c,esc}} = 4.3125 * 6.29 = 27.13 \text{ kn.}$$

$$Q_{\text{c,esc}} = 4.3125 * 1 = 4.3125 \text{ kn}$$

**Plancher Terrasse :**

$$G_T=52.63 \text{ kn} \quad ; \quad Q_T= 17.59 \text{ kn}$$

**Plancher étages courants :**

$$G_{ec}=(5.32*7.42)+(4.68*3.105) +(5.18*2.33) +(8.41*1.98)= 88.55 \text{ kn}$$

$$Q_{ec}=(1.5*7.42)+(1.5*3.105) +(2.5*2.33) +(2.5*1.98)= 26.56\text{kn}$$

**Poutres :**

$$G_p=G_{PP}+G_{PS}.$$

$$G_p=25*0.45*0.40*(2.5+1.8)+25*0.3*0.35*(1.725+1.725)=28.41\text{kn}.$$

**Mur Intérieur :**

$$G_M=2.50*2.89*(2.5+1.13)=8.16 \text{ kn} \quad (\text{Etage courant}).$$

On représente les résultats dans le tableau suivant:

**Tableau II.22 :** Décante de charge poteau D6

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°0	Plancher terrasse inaccessible.	27.13	17.61
	Acrotère.	2.62	
	Poutres	28.41	
Σ		<b>58.16</b>	<b>17.61</b>
N°1	Venant de N°0.	58.16	26.57
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	
	Poteaux.	6.5	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher terrasse accessible.	54.005	
Σ		<b>183.95</b>	<b>44.18</b>
N°2	Venant de N°1.		
	Poutres	183.95	
	Escalier.	28.41	

	Poteaux.	28.72	26.57
	Maçonnerie.	6.5	
	Plancher étage courant.	8.16	
		82.73	
$\Sigma$		<b>338.505</b>	<b>68.093</b>
<b>N°3</b>	Venant de N°2.	338.505	
	Poutres	28.41	26.57
	Escalier.	28.72	
	Poteaux.	8.85	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant.	82.73	
$\Sigma$		<b>495.375</b>	<b>89.349</b>
<b>N°4</b>	Venant de N°3.	395.375	
	Poutres	28.41	26.57
	Escalier.	28.72	
	Poteaux.	8.85	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant.	82.73	
$\Sigma$		<b>652.245</b>	<b>107.948</b>
<b>N°5</b>	Venant de N°4.	652.245	26.57
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	
	Poteaux.	10.115	

	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant.	82.73	
$\Sigma$		<b>810.38</b>	<b>123.89</b>
<b>N°6</b>	Venant de N°5.	810.38	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	26.57
	Poteaux.	10.115	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant.	82.73	
$\Sigma$		<b>868.515</b>	<b>137.175</b>
<b>N°7</b>	Venant de N°6.	868.515	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	
	Poteaux.	11.56	
	Maçonnerie.	8.16	26.57
	Plancher étage courant	82.73	
$\Sigma$		<b>1128.095</b>	<b>150.46</b>
<b>N°8</b>	. Venant de N°7.	1128.095	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	26.57
	Poteaux.	11.56	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	82.73	
$\Sigma$		<b>1287.675</b>	<b>163.745</b>
<b>N°9</b>	Venant de N°8.	1287.675	26.57
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	

	Poteaux.	13.005	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant.	82.73	
$\Sigma$		<b>1448.70</b>	<b>177.03</b>
<b>N°10</b>	Venant de N°9.	1448.70	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	26.57
	Poteaux.	14.63	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	82.73	
$\Sigma$		<b>1611.35</b>	<b>190.315</b>

<b>N°11</b>	Venant de N°10.	1611.35	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	26.57
	Poteaux.	16.25	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	82.73	
$\Sigma$		<b>1775.62</b>	<b>203.60</b>
<b>N°12</b>	Venant de N°11.	1775.62	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	26.57
	Poteaux.	24.44	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	82.73	
$\Sigma$		<b>1948.08</b>	<b>216.885</b>

<b>N°13</b>	Venant de N°12.	1948.08	
	Poutres	28.41	
	Escalier.	28.72	26.57
	Poteaux.	19.125	
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	82.73	
	<b>Σ</b>		<b>2115.225</b>
<b>N°14</b>	. Venant de N°13.	2115.225	
	Poutres	28.41	
	Poteaux.	21.0375	37.11
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	76.99	
<b>Σ</b>		<b>2249.8225</b>	<b>333.045</b>
<b>N°15</b>	. . Venant de N°14.	2249.8225	
	Poutres	28.41	
	Poteaux.	23.141	37.11
	Maçonnerie.	8.16	
	Plancher étage courant	76.99	
<b>Σ</b>		<b>2386.52</b>	<b>351.60</b>

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 2386.52 + 1.5 * 351.60 = \mathbf{3749.202 \text{ KN}}$$

Récapitulation des résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.23 : efforts normaux dans les deux poteaux D6 et D4

poteaux	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)
D6	2386.52	351.60	3749.202
D4	2057.975	336.22	3282.596

D'après le tableau on remarque que le poteau (D-6) est le plus sollicité.

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10%.

Après majoration on trouve à la base  $N_u^* = 4124.1222 \text{ KN}$ .

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

Exemple de calcul (a la base de poteau D6)

• Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \sigma_{bc} \quad \text{tel que} : \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{3.679}{14.2} \longrightarrow B \geq 0.259 \text{ m}^2$$

$$B = 0.5 * 0.55 = 0.275 \text{ m}^2$$

Ce Tableau résume les vérification à la compression simple à tous les niveaux du poteau D6

Tableau II.24 : vérification des poteaux à la flexion simple

Poteaux	Section $Cm^2$	$N_u^*$	B ( $m^2$ )	B cal	B > B cal
11 <sup>eme</sup>	30*30	0.346	0.09	0.0242	Vérifiée
10 <sup>eme</sup>	30*30	0.615	0.09	0.0416	Vérifiée
9 <sup>eme</sup>	35*35	0.883	0.1225	0.0573	Vérifiée
8 <sup>eme</sup>	35*35	1.146	0.1225	0.0735	Vérifiée

7 <sup>eme</sup>	35*40	1.407	0.14	0.0895	Vérifiée
6 <sup>eme</sup>	35*40	1.516	0.14	0.1052	Vérifiée
5 <sup>eme</sup>	40*40	1.923	0.16	0.1211	Vérifiée
4 <sup>eme</sup>	40*40	2.182	0.16	0.1361	Vérifiée
3 <sup>eme</sup>	40*45	2.443	0.18	0.1528	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	45*45	2.706	0.2025	0.1905	Vérifiée
1 <sup>eme</sup>	45*50	2.972	0.225	0.2092	Vérifiée
RDC	50*50	3.251	0.250	0.2289	Vérifiée
Entre sol 1	50*50	3.520	0.250	0.2478	Vérifiée
Entre sol 2	50*55	3.890	0.275	0.2739	Vérifiée
Sous-Sol	55*55	4.124	0.3025	0.2904	Vérifiée

• **Vérification Critère de stabilité de forme :**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$\sigma_{Nu} \leq \underline{Nu} = \alpha * \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{(BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :

$B_r$  : section réduite du béton ( $B_r = (a-2)*(b-2)$ ).

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left( \frac{\lambda}{50} \right)^2} \quad \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 * \left( \frac{1 + 0.2 * \left( \frac{\lambda - 50}{35} \right)}{\left( \frac{\lambda}{50} \right)} \right) \quad \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$  (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b^3 \times h}{12}$  (section rectangulaire)

$l_f$ : longueur de flambement

$l_f = 0.7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$A_s \geq 00.8\% * B_r$        $A_s = 1\% \dots\dots\dots$  CBA93(7-4-2)

$$B_r \geq \alpha \left[ \frac{Nu}{\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s}} \right]$$

Ce Tableau résume les vérifications au flambement à tous les niveaux du poteau D6 :

Tableau II.25 : vérification des poteaux au flambement.

Niveau	L0 (m)	Section <i>Cm</i> <sup>2</sup>	N <sub>u</sub> * (MN)	B <sub>r</sub> ( m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> cal ( m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> > B <sub>r</sub> cal
11 <sup>eme</sup>	2.89	30*30	0.346	0.0784	0.0194	Vérifiée
10 <sup>eme</sup>	2.89	30*30	0.615	0.0784	0.0346	Vérifiée
9 <sup>eme</sup>	2.89	35*35	0.883	0.1089	0.0489	Vérifiée
8 <sup>eme</sup>	2.89	35*35	1.146	0.1089	0.0635	Vérifiée
7 <sup>eme</sup>	2.89	35*40	1.407	0.1548	0.0772	Vérifiée
6 <sup>eme</sup>	2.89	35*40	1.516	0.1548	0.0831	Vérifiée
5 <sup>eme</sup>	2.89	40*40	1.923	0.1444	0.1055	Vérifiée
4 <sup>eme</sup>	2.89	40*40	2.182	0.1444	0.1197	Vérifiée

<b>3<sup>eme</sup></b>	2.89	40*45	2.443	0.1634	0.1330	Vérifiée
<b>2<sup>eme</sup></b>	2.89	45*45	2.706	0.1849	0.1485	Vérifiée
<b>1<sup>eme</sup></b>	2.89	45*50	2.972	0.2021	0.1645	Vérifiée
<b>RDC</b>	3.91	50*50	3.251	0.2304	0.1771	Vérifiée
<b>Entre sol 1</b>	3.06	50*50	3.520	0.2304	0.1917	Vérifiée
<b>Entre sol 2</b>	3.06	50*55	3.890	0.2544	0.2103	Vérifiée
<b>Sous-Sol</b>	3.06	55*55	4.124	0.2809	0.2230	Vérifiée

➤ **Vérifications des conditions du RPA99 /2003**

On vérifie le poteau du dernier étage (30\*30) :

$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$  en zone IIa .....Condition vérifiée.

$\min(b, h) \geq h_e / 20 = 289 / 20 = 14,45 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$1 / 4 < b / h = 1 < 4$  ..... Condition vérifiée.

**Conclusion**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

### ❖ Plancher

Pour le corps creux est  $(16+4) = 20$  cm ; Pour les dalles plein  $e=15$  cm

### ❖ Poutres

Poutres principales :  $40*45$  cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires :  $30*35$  cm<sup>2</sup>

Poutres brisée :  $30*30$  cm<sup>2</sup>

Poutres Chinage :  $25*30$  cm<sup>2</sup>

### ❖ Escalier(palier+Volées)

Palier :  $e=20$  cm ;  $e=15$  cm

Volées :  $e=15$ cm ;  $e=20$ cm

### ❖ Voiles

$e=20$ cm dans tous les niveaux

## **Chapitre III**

## **Calcul des éléments secondaires**

III.1 Etude des planchers

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

III.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, elles portent les entrevous, ces derniers servent de coffrage perdu pour la dalle de compression, elles sont calculées en flexion simple en respectant le critère d'inertie constante.

• Données nécessaires :

$$\begin{aligned}
 h_t &= 16\text{cm} \\
 h_0 &= 4\text{cm} \\
 b &= 65\text{cm} \\
 b_0 &= 10\text{cm}
 \end{aligned}$$

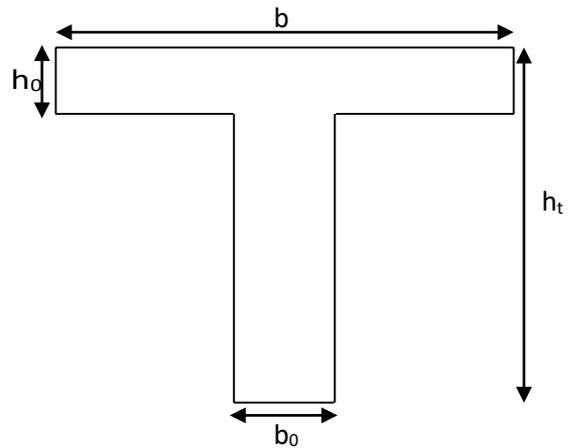


Figure III. 1 : Dimensions de la poutrelle

➤ Calcul des sollicitations :

- à L'ELU :  $Q_U = 1.35G + 1.5Q$  et  $P_U = bQ_U$
- à L'ELS :  $Q_S = G + Q$  et  $P_S = bQ_S$

Avec :  $b = 0,65$

Tableau N°III. 1 : Les différentes charges.

Nature	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L'ELU		L'ELS	
			Q <sub>U</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>U</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Q <sub>S</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>S</sub>
Terrasse inaccessible	6.29	1	10.00	06.50	7.29	4.74
Terrasse accessible	4,3	1,5	8,028	5,236	5,78	3,77
Etage courant	5.32	1.5	9.31	6.13	6.82	4.43
Etage Commerce	5.32	5	14.68	9.54	10.32	6.71
Etage Parking	5.32	2.5	10.93	7.11	7.82	5.08

➤ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, il existe trois méthodes :

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

Vu la simplicité et la rapidité, la méthode forfaitaire est préférable pour les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, ...etc.

• **Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA.)**

Cette méthode est applicable si :

- Des charges  $q$  telles que  $q \leq \min(2G; 5KN/m^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont égaux dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme peu nuisible.
- Le rapport entre deux travées successives ( $l_i / l_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.

**Dans notre cas :**

-  $q = (1; 1.5; 2.5, 5) < 5KN/m^2$  ..... Condition vérifiée.

- La fissuration est considérée comme peu nuisible F.P.N

- Les Inerties sont constantes sur toutes les travées ;

➔ Moment constant ..... Condition vérifiée.

- Les rapports entre deux travées successives satisfont la condition  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

• **Principe de la méthode :**

**Définition des grandeurs**

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

$M_g$  Et  $M_d$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$M_t$  : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

• **Exposé de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des moments :**

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_g$ , et  $M_d$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0 \}$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

3) La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire :

- 0.6  $M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées.

- 0.5  $M_0$  dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- 0.4  $M_0$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

• **Remarque :**

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- Par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

$M_i$  et  $M_{i+1}$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).



Figure III. 2 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à n travées

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

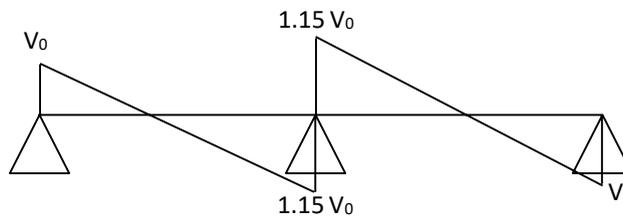


Figure III. 3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

- 2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

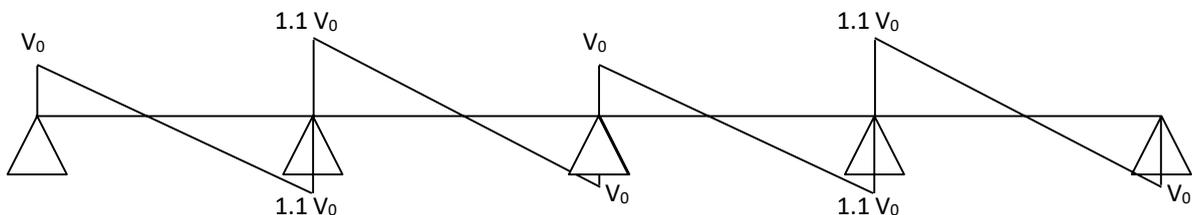


Figure III. 4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

- Exposé de la méthode forfaitaire :

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°III. 2 : Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
1 <sup>er</sup> type	
2 <sup>eme</sup> type	
3 <sup>eme</sup> type	
4 <sup>eme</sup> type	

**Exemple de calcul (Plancher Etage courant)**

À l'ELU

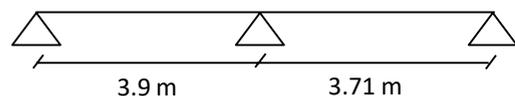
$$p_u = 6.13 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$P_s = 4.43 \text{ KN/m}^2$$

$P_u$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

$P_s$  : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.



**Calcul des moments isostatique**

**À l'ELU**

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8} \quad ; \quad M_0 : \text{Moment isostatique}$$

$$\text{❖ Travée 1-2 : } M_0 = \frac{6,13 \times (3,9)^2}{8} = 11,65$$

$$\text{❖ Travée 2-3 : } M_0 = \frac{6,13 \times (3,71)^2}{8} = 10,55 \text{ KN.m}$$

**À l'ELS**

$$\text{❖ Travée 1-2 : } M_0 = \frac{4,43 \times (3,9)^2}{8} = 8,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{❖ Travée 2-3 : } M_0 = \frac{4,43 \times (3,71)^2}{8} = 7,62 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_1 = M_3 = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0,15 \times M_0$

**À l'LEU**

$$M_2 = -0,6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0,6 \times \max(11,65; 10,55) = -7,00 \text{ KNm}$$

**À l'LES**

$$M_2 = -0,6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0,6 \times \max(8,42; 7,62) = -5,05 \text{ KNm}$$

**Les moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,32} = 0,219$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,5 + 0,3 \times 0,219 = 1,57$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,219}{2} = 0,63$$

**A l'ELU**

**❖ Travée 1-2**

$$M_t + \frac{0+7}{2} \geq 1,05 \times 11,65 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,219}{2} \times 11,65 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 8,73KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 7,37KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(8,73;7,37)KN.m$$

$$M_t = 8,73KN.m$$

❖ Travée 2-3

$$M_t + \frac{7+0}{2} \geq 1,05 \times 10,55 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \times 0,219}{2} \times 10,55 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 7,58KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6,68KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(7,58;6,68)KN.m \quad ;$$

$$M_t = 7,58KN.m$$

Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :  $V_0 = \frac{P \times l}{2}$

ON CALCUL  $V_0$  POUR CHAQUE TRAVEE :

❖ Travée 1-2

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6,13 \times 3,9}{2} = 11,95KN$$

$$V_B = -1,15 \frac{P_u \times l}{2} = -13,75 KN$$

❖ Travée 2-3

$$V_B = 1,15 \frac{P_u \times l}{2} = 1,15 \frac{6,13 \times 3,71}{2} = 13,07KN$$

$$V_C = - \frac{P_u \times l}{2} = -11,47KN$$

A l'ELS

Le même travail aboutit pour le calcul à l'ELS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.4.** Résultats des Sollicitation à l'ELS

Travée	L (m)	PS (KN/ m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
1-2	3,9	4,43	8,42	0	-5,05	7,24
2-3	3.71	4,43	7,62	-5,05	0	5,47

**Sollicitation maximales les plus défavorables Type 2**

**Tableau III.5.** Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles

Niveau	ELU			Vu (KN)	ELS		
	Ma (KN.m)	Mint (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)	Mint (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse inaccessible	-2,10	-6,99	11,19	14,82	-1,53	-2,04	8,16
Terrasse accessible	-1,49	-5,97	7,74	11,74	-1,08	-4,31	4,83
Plancher courant	-1,97	-5,27	10,77	13,99	-1,43	-3,81	7,787
Plancher commerce	-3,08	-10,27	18,391	21,78	-2,16	-4,37	12,927
Plancher Parking	-2,29	-7,65	12,942	16,219	-1,64	-4,37	9,258

**Calcul de la section d'armatures longitudinales plancher Courant**

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 10,77 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -5,27 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1,97 \text{ KN.m} \\ \{ V = 13,99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Données : b = 65cm ; b<sub>0</sub> = 10 cm ; h = 20 cm ; h<sub>0</sub> = 4 cm ; Fe= 400 MPA ; f<sub>c28c</sub> = 25 MPA

**Moment équilibré par la table de compression( M<sub>tu</sub> )**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\text{max}} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression  $\Rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

➤ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{10,77 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,036 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,046, Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,039) = 0,177 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{10,77 \times 10^3}{348 \times 0,177} \Rightarrow A_{tr} = 1,75 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

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

On opte pour :  $A_{tr} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

#### ❖ En appuis

##### • Appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,27 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,115 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,149}) = 0,152 \Rightarrow z = 0,169 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{\text{int}}}{Z \times f_{st}} = \frac{6,6 \times 10^{-3}}{0,169 \times 348} = 1,142 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2, A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour  $1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 1,29 \text{ cm}^2$ .

##### • Appui de rive

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0), \mu_{bU} = 0,043 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 0,055 \Rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{1,97 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour **1HA8** avec **A=0,5cm<sup>2</sup>**

**Ferrailage transversal BAEL99 (Art5.1.2.2)**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est donne par :  $\phi_t \leq \min \{h_t / 35 ; b_0 / 10 ; \Phi_L\}$

$\phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8 \text{ mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 100 / 10, 8\} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier  $\Phi 8$

Donc la section d'armatures transversales sera : **A<sub>t</sub>=2Φ8 =1.01cm<sup>2</sup>**.

**Vérifications nécessaires**

**Vérifications à ELU**

❖ **Vérification au cisaillement CBA93 (Art A.5.1.1)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \tau_u \Rightarrow \tau_u = \min [0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,99 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,77 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u \dots \dots$  Condition vérifiée, (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Espacement St**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm} \\ St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow St \leq 64.64 \text{ cm} \\ St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 101 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

St = min (1; 2; 3) => Soit: **St = 15cm**

❖ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

❖ **Appuis de rive**

$$A_l = 2,36 + 0,5 = 2,86 \text{ cm}^2$$

vérifier que :  $A_l \geq 1.15 \times V_u / f_e \left\{ 1.15 \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times 13,99 \times 10 / 400 = 0,40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifier} \right.$

❖ **Appuis intermédiaire**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \gamma_s / f_c (V_u + M_u / 0,9d)$ .

$$A_l \geq 1,15 / 400 (13,99 + 5,27 / (0,9 \times 0,18)) \times 10 = -0,921 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton (bielle)** **BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ , Avec :  $a_{\min} = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$V_u = 0,01399 \text{ MN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 = 0,10813 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{0,275 \times 13,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,5937 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier} \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque}$$

de rupture à la jonction table nervure

**III.2.1 Vérifications à l'ELS**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

❖ **En travée :**  $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

**Position de l'axe neutre y**

D'après le BAEL91.L.III.3 On a  $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 0,48810^{-4} \text{ m}^3 \rightarrow \text{L'axe neutre passe par}$$

la table  $\Rightarrow$  calcul d'une section  $b_0 \times h$

$$b_0 / 2 \times y^2 + 15A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0 \Rightarrow 5y^2 + 35,4 - 637,2 \Rightarrow y = 4,00 \text{ cm}$$

**Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A \times (d - y) \Rightarrow I = 8324,88 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,787 \times 10^{-3}}{8324,88 \times 10^{-8}} \times 0,0392 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

❖ **En appuis intermédiaires**

$$A_a^{inter} = 1,01 \text{ cm}^4, M_{ser} = -3,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$H = b_0 \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 1,32110 \text{ m} \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section en T}$$

**Position de l'axe neutre y**

$$b_0 / 2 \times y^2 + [(b - b_0) \times h + 15 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h^2 / 2 + 15 \times d \times A] = 0$$

$$5y^2 + 235,15y - 712,7 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 2,857 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4006,69 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3,81 \times 10^{-3}}{4006,69 \times 10^{-8}} \times 0,02857 = 2,716 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérfié.}$$

❖ Conditions de la vérification de la flèche BAEL 91(Article B.6.5)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{415} = 0,048 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  non vérifie, on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}, \Delta f_t \leq \bar{f}; L < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

**Les moments en travée**

$q_{jser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement

$q_{gser} = 0,65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :  $j = 3,8 \text{ KN/m}^2, g = 5,32 \text{ KN/m}^2, p = 6,82 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow q_{jser} = 2,47 \text{ KN/m}, q_{gser} = 3,46 \text{ KN/m}, q_{pser} = 4,43 \text{ KN/m}$$

$$M_i = 0,75 \frac{q_i \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3,988 \text{ KN.m}, M_{gser} = 5,58 \text{ KN.m}, M_{pser} = 7,157 \text{ KN.m}$$

**Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \Rightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = \frac{1}{3} \times E_i \Rightarrow E_i = 32456,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Coefficients  $\lambda, \mu$**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 3,25 \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,013$$

**Propriété de la section**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,30$$

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A} \Rightarrow y_G = 6,76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:  $\Rightarrow I = 8323,05 \text{ cm}^4$

$$I = \frac{b_0 \times h^3}{12} + b_0 \times h \times \frac{(h - y)^2}{2} + [(b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{(y - h_0)^2}{2}] + 15 A (d - y)^2$$

$I_0 = 45600 \text{ cm}^4$  ( $I_0$  c'est le moment d'inertie de la section totale)

**Les Contraintes**

$\sigma_{si} = 15 \times \frac{M_{ser,i} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 101,22 \text{ MPA}, \sigma_{sg} = 141,71 \text{ MPA}, \sigma_{sp} = 181,67 \text{ MPA}$

$\mu_j = \max(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj}^j + f_{t28}}) = 0.50 ; \mu_g = \max(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg}^g + f_{t28}}) = 0.61$

$\mu_p = \max(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp}^p + f_{t28}}) = 0.68$

**Inerties fictives ( $I_f$ )**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 19002,5 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ig}} = \frac{0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 16725 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 15520 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 27872 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 1,123 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser}^i}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 1,78 \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser}^i \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 2,46 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 3,21 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**La flèche totale  $\Delta f$**

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 3,21 - 1,123 + 2,46 - 1,78 \Rightarrow \Delta f_t = 2,767 \text{ mm}$

$f = 17,59 \text{ mm} \geq f^{adm} = 8,3 \text{ mm}$  ..... La flèche est vérifiée.

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6.** Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	$M^{\max}$ KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix des sections ( $\text{cm}^2$ )
Terrasse Inaccessible Et accessible	Travée	11,19	0,037	0,048	0,177	1,82	1,41	3HA10=2,36
	Appuis rive	-2,10	0,046	0,058	0,176	0,34	0,22	1HA8=0,5
	Appuis int	-6,99	0,152	0,207	0,165	1,22	0,22	1HA10+1HA8=1,29
E. courant	Travée	10,77	0,036	0,046	0,177	1,75	1,41	3HA10=2,36
	Appuis rive	-1,97	0,043	0,055	0,176	0,32	0,22	1HA8=0,5
	Appuis int	-5,27	0,115	0,152	0,169	0,9	0,22	1HA10+1HA8=1,29
E. commerce	Travée	18,39	0,061	0,079	0,194	3,03	1,41	1HA10+2HA12=3,05

	Appuis rive	-3,08	0,067	0,078	0,194	0,5	0,22	1HA10=0,79
	Appuis int	-10,27	0,223	0,320	0,157	1,88	0,22	1HA10+1HA12=1,92
E. Parking	Travée	12,94	0,043	0,055	0,176	2,11	1,41	1HA10+2HA12=3,05
	Appuis rive	-2,29	0,050	0,064	0,175	0,37	0,22	1HA10=0,79
	Appuis int	-7,65	0,166	0,229	0,164	1,34	0,22	1HA10+1HA12=1,92

❖ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau III.7. Vérification au cisaillement.

Type	Bielle $V_u \leq 0,267a.b_0.f_{c28}$	Cisaillement $\frac{V_{max}}{b_0 \times d} < \tau_u$	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure $\frac{V_u b_1}{0,9 \times dbh_0} \leq \tau_u$
			Rive	Intermédiaire	
			$A_L \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$	$A_L \geq \frac{\gamma_s (V_u + \frac{M_u}{0,9d})}{f_e}$	
T inaccessible	14,82 < 108,13	0,82 < 3,33	2,76 > 0,42	3,83 > 0,81	0,96 < 3,33
E. courant	13,99 < 108,13	0,77 < 3,33	2,86 > 0,4	3,37 > 0,53	0,91 < 3,33
E. commerce	21,78 < 108,13	1,21 < 3,33	3,84 > 0,62	4,97 > 1,19	1,42 < 3,33
E entre sol	16,219 < 108,13	0,90 < 3,33	2,86 > 0,47	3,93 > 0,89	1,05 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Vérifications des contraintes à ELS

Etat limite de compression du béton

Tableau III.8. Vérification des états limites de compression du béton

Etage	Position	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						$\sigma_b$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
T inaccessible	Travée	8,16	2,26	3,92	8025,75	3,99	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis rive	-1,53	0,5	2,00	2093,39	1,46	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis intr	-2,04	1,29	3,44	5868,63	1,16	15	<b>vérifiée</b>
E. courant	Travée	7,787	2,36	4,00	8324,88	3,74	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis rive	-1,43	0,5	2,00	2093,39	1,37	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis intr	-3,81	1,29	2,75	3973,80	2,63	15	<b>vérifiée</b>
E. commerce	Travée	12,927	3,05	4,46	10309,78	5,60	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis rive	-2,16	0,79	2,46	3184,21	1,67	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis intr	-4,37	1,92	3,65	6984,23	2,28	15	<b>vérifiée</b>
E entre sol	Travée	9,258	2,36	4,00	8324,88	4,44	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis rive	-1,64	0,79	2,00	2093,39	1,57	15	<b>vérifiée</b>
	Appuis intr	-4,37	1,57	3,34	5868,63	2,47	15	<b>vérifiée</b>

Etat limite de déformation

$$\Delta f \leq f_{adm}$$

Tableau III.9. Vérification des états limites de déformation.

Plancher	T inaccessible	E. commerce	E entre sol
$\Delta f$ (mm)	3,76	3,78	3,23
$f_{adm}$ (mm)	<b>8,3</b>	<b>8,3</b>	<b>8,3</b>

## III.2.2 Etude de la dalle de compression

D'après le BAEL 91 (B.6.8, 423), les sections des armatures sont calculées comme suit

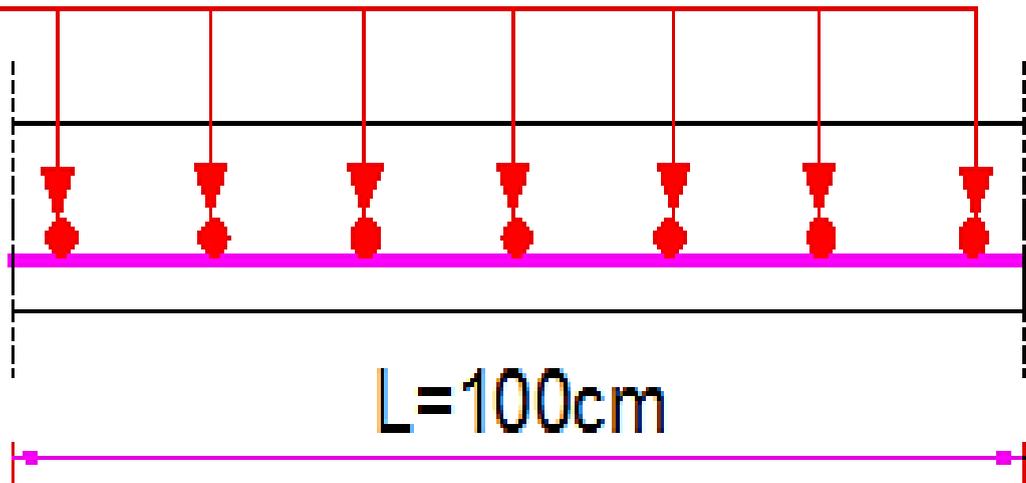
$$\text{Armatures perpendiculaires aux poutrelles: } A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures parallèles aux poutrelles: } A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$\text{oit : } \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp}: 5\phi \text{ 5/ml} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 4\phi \text{ 5/ml} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{array} \right.$$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

**Ts Q5 150 x150**



**Figure III.3.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.3 Schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau III.10. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis Intermediaire
Terrasse inaccessible et accessible Etage Courant			
Etage Commerce et Parking			

### III.2.4 Calcul des dalles pleines

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

#### ❖ Données de différentes dalles

**Tableau III.11:** Données des différents types de dalle pleine

Types	Lx (m)	Ly (m)	$\rho$	ELU		ELS	
				$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
DP1	2.25	3.90	0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
DP2	3.08	3.45	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
DP3	2.10	3.45	0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
DP4	1.60	3.45	0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
DP5	1.30	2.50	0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
DP6	1.50	3.45	0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
DP7	2.25	3.45	0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
DP8	1.80	3.45	0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
DP9	1.80	3.45	0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853

❖ Dalle sur 3 appuis DP4 (plancher courant )

$L_x = 3,08m$  ,  $l_y = 3,45m$  ;  $\rho = l_x/l_y \Rightarrow \rho = 0,89 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens, ( $l_x$  et  $l_y$ )

❖ Calcul des sollicitations :

A l'ELU

On a:  $\begin{cases} G = 5,18 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$

$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow q_u = 12,243 \text{ KN / m}$

$L_x = 3,08 \text{ m} \geq \frac{l_y}{2} = 1,725 \text{ m} \Rightarrow M_{0Y} = \frac{q \times L_y^2}{8} \cdot (L_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q \times L_y^3}{48}$  et  $M_{0x} = \frac{q \times L_x^3}{24}$

Donc :  $M_{0x} = 20,947 \text{ KN.m}$  et  $M_{0y} = 35,155 \text{ KN.m}$

En travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 15,71 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 26,36 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui:  $M_a = -0,4 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -8,37 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -14,06 \text{ KN.m}$

III.2.5.1 Ferrailages

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} , \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} \end{cases}$$

$b = 1\text{m}$ ,  $e = 15 \text{ cm}$ ,  $c = 2\text{cm}$ ,  $d = 13\text{cm}$ ,  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ ,  $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.12 : ferrailage de la dalle la plus défavorables

Sens		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal(cm2/ml)	Aadp(cm2/ml)
travée	x-x	15,71	0,065	0,084	0,125	3,59	5HA12=5,65
	y-y	26,36	0,110	0,095	0,122	6,19	6HA12=6,79

appuis	x-x	8,37	0,034	0,044	0,127	1,89	4HA10=3,14
	y-y	14,06	0,058	0,075	0,126	3,21	5HA10=3,93

❖ Vérifications A l'ELU

❖ La condition de non fragilité

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}, \text{ Avec } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour } f_c E400$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1,266 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_{\min}^y = 1,2 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

❖ L'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l^3}{l^4 + l^4} \Rightarrow V^x = 12,57 \text{ KN} \quad ; \quad V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l^3}{l^4 + l^4} \Rightarrow V^y = 3,35 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,0966 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification A l'ELS

$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 8,68 \text{ KN/m}^2$

En travée :  $\begin{cases} M_{ox} = 14,85 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 24,92 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 11,13 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 18,69 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui :  $M_a = 0,4 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = 5,94 \text{ KN.m}$   
 $M_{ay} = 9,97 \text{ KN.m}$

b ❖ Etat limite de compression de béton :

$$\frac{M}{I} = \frac{\sigma_{bc} \times y}{I} = \frac{15 \times A_s \times (d - y)^2}{2} + \frac{15 \times A' \times y^3}{3} + \dots$$

Tableau III.13: Vérification des contraintes de béton

sens		$M_t^{ser}$ (KN.m)	A (cm2/ml)	Y (m)	I × 10-5 (m4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\alpha}$ (MPa)	Observation
travée	XX	11,13	5,65	0,0392	8,99	4,85 < 15	vérifier
	YY	18,69	6,79	0,0422	10,356	7,63 < 15	vérifier
appui	XX	5,94	3,14	0,0305	5,608	3,241 < 15	vérifier
	YY	9,96	3,93	0,0336	6,742	4,982 < 15	vérifier

Espacement des armature  $\begin{cases} \text{sense xx: } s_{ty} \leq \min(3e, 33\text{cm}); \text{ on adopte } s_{ty} = 20\text{cm} \\ \text{sense yy: } s_{tx} \leq \min(4e, 45\text{cm}); \text{ on adopte } s_{tx} = 25\text{cm} \end{cases}$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

$\sigma_s = 15 \times M_{ser}^{tx} \times (d - y_{ser}) / I$ , FN  $\rightarrow \sigma_s = \min(2/3 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{28}}) = 201,63 \text{ MPa}$   
 Acier HA  $\rightarrow \eta = 1.6$

Tableau III.14. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS

sens		$M_t^{ser}$ (KN.m)	A (cm2/ml)	Y (m)	I × 10-5 (m4)	$\sigma_{st} \leq \bar{\alpha}$ (MPa)	Observation
------	--	-----------------------	---------------	----------	------------------	--	-------------

travée	XX	11,13	5,65	0,0392	8,99	168,605 < 201,633	vérifier
	YY	18,69	6,79	0,0422	10,356	237,519 < 201,633	vérifier
appui	XX	5,94	3,14	0,0305	5,608	157,920 < 201,633	vérifier
	YY	9,96	3,93	0,0336	6,742	213,596 < 201,633	vérifier

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée dans la travée sens xx et en appuis sens yy en augmentant la section d'acier :

on opte un ferraille de : **En travée** :  $A_t = 8HA12 = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**En appuis** :  $A_a = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Etat limite de déformation**

❖ **Sens xx**

$$1) \frac{h}{l_x} > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow 0,048 > 0,0375 \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00427 \leq 0,005 \dots \text{condition vérifiée}$$

=> les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 6,16 \text{ mm}$$

❖ **Sens yy**

$$1) \frac{h}{l_y} > \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow 0,0434 > 0,0375 \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00522 > 0,005 \dots \text{condition non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :  $\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$

Les résultats finaux sont résumés dans ce tableau

**Tableau III.15.** Vérifications de la flèche à l'ELS sens yy

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
5,49	1,50	5,69	2,61	7,06 > 6,9	Non vérifiée

La flèche n'est pas vérifiée on augmente l'épaisseur de la dalle à **e = 16cm**

Les résultats après l'augmentations de l'épaisseur de la dalle sans dans le tableau suivant :

**Tableau III.16.** Vérifications de la flèche à l'ELS sens yy

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
---------------	---------------	---------------	---------------	------------------------------	-------------

4,37	1,10	4,60	2,02	5,84≤6,9	Non vérifier
------	------	------	------	----------	--------------

❖ Dalle sur 2 appuis DP7 (plancher courant )

$L_x = 2,25m$  ,  $l_y = 3,45m$  ;  $\rho = l_x/l_y \Rightarrow \rho = 0,65 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens,(lx et ly)

II.2.6.1 : Calcul des sollicitations :

A l'ELU

$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$

On a:  $\begin{cases} Q = 3,5 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$

$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow q_u = 12,243 \text{ KN/m}$

$M_{0x} = 4,65 \text{ KN.m}$  et  $M_{0y} = 1,68 \text{ KN.m}$

En travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 3,95 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 1,42 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appui:  $M_a = -0,4 \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -1,86 \text{ KN.m}$   
 $M_{ay} = -0,67 \text{ KN.m}$

Ferraillages :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} , \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} , A_x^t = \frac{M_x^t}{0,8 \times f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} \end{cases}$$

$b=1m$ ,  $e=15 \text{ cm}$ ,  $c=2cm$ ,  $d=13cm$ ,  $f_{bu}=14,2MPa$ ,  $f_{st}=348MPa$

Tableau III.17: Ferraillage de la dalle sur deux appuis

Sens		Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acal(cm2/ml)	Aadp(cm2/ml)
travée	x-x	3,95	0,016	0,020	0,128	0,882	4HA8=2,01
	y-y	1,42	0,005	0,007	0,120	0,317	4HA8=2,01
appuis	x-x	1,86	0,006	0,009	0,129	0,413	4HA8=2,01
	y-y	0,67	0,002	0,003	0,129	0,148	4HA8=2,01

A l'ELU

- La condition de non fragilité

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{array} \right. , \text{ Avec } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour } f_c E400$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1,40cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1,2m^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ L'effort tranchant

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^3}{l_x^2 + l_y^2} \Rightarrow V_x = 9,18KN \quad ; \quad V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^3}{l_x^2 + l_y^2} \Rightarrow V_y = 4,32KN$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.0706MPa \leq \tau_{adm} = 0,07 \times f_{c28} \times (1/1,5) = 1,17MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

A l'ELS

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 8,68KN/m^2$$

En travée :  $\begin{cases} M_{ox} = 3,53KN.m \\ M_{oy} = 1,85KN.m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 3,0067KN.m \\ M_{ty} = 1,1574KN.m \end{cases}$

En appui :  $M_a = 0,4 \times M_{ox} \Rightarrow M_{ax} = 1,414KN.m$   
 $M_{ay} = 0,74KN.m$

Etat limite de compression de béton :

$$\frac{M_{ser}}{I} \times y^2 + 15 \times \frac{A_s}{A} \times y - 15 \times \frac{A_s}{A} \times d = 0, \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + \frac{15 \times A_s \times (d - y)^2}{I}$$

Tableau III.18: Vérification des contraintes de béton

sens		M <sub>ser</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (m)	I × 10 <sup>-5</sup> (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>t</sub> (MPa)	Observation
travée	XX	3,0067	2,01	0,025	3,84	1,96 < 15	vérifier
	YY	1,1574	2,01	0,025	3,84	1,02 < 15	vérifier
appui	XX	1,414	2,01	0,025	3,84	0,92 < 15	vérifier
	YY	0,74	2,01	0,025	2,17	0,85 < 15	vérifier

Espacement des armature  $\begin{cases} \text{sense xx: } s_{ty} \leq \min(3e, 33cm); \text{ on adopte } s_{ty} = 25cm \\ \text{sense yy: } s_{tx} \leq \min(4e, 45cm); \text{ on adopte } s_{tx} = 25cm \end{cases}$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}^{tx}}{I} \times (d - y_{ser}) / I, \text{ FN} \rightarrow \sigma_s = \min(2/3 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63MPa$$

Acier HA → η = 1.6

Tableau III.19. Vérifications des contraintes de l'acier à l'ELS

sens		M <sub>ser</sub>	A	Y	I × 10 <sup>-5</sup>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>t</sub>	Observation
------	--	------------------	---	---	----------------------	-----------------------------------	-------------

		(KN.m)	(cm2/ml)	(m)	(m4)	(MPa)	
travée	XX	3,0067	2,01	0,025	3,84	122,99 < 201,633	vérifier
	YY	1,1574	2,01	0,025	3,84	64,39 < 201,633	vérifier
appui	XX	1,414	2,01	0,025	3,84	57,99 < 201,633	vérifier
	YY	0,74	2,01	0,025	2,17	53,46 < 201,633	vérifier

❖ Etat limite de déformation

❖ Sens xx

$$1) \frac{h}{l_x} > \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow 0,067 > 0,0375 \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00154 \leq 0,005 \dots \text{condition vérifier}$$

=> les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Sens yy

$$1) \frac{h}{l_y} > \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow 0,043 > 0,0375 \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00154 \leq 0,005 \dots \text{condition vérifier}$$

=> les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3 Schéma de ferrailage des dalles

Dalle sur à 03 appuis :

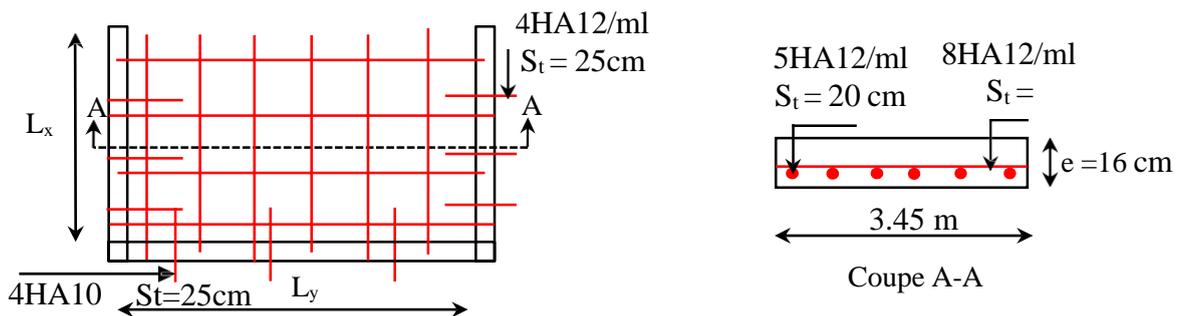


Figure. III.4. Schéma de ferrailage de la dalle D1

### III.4 Etude de l'ascenseur

#### III.4.1 Définition

L'ascenseur de notre projet est constitué d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine,

Destinée pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 2,0m, l : Largeur de l'ascenseur = 1,55m.

La vitesse  $V = 0.63\text{m/s}$ .

#### III.4.2 Pré-dimensionnement de la dalle

$$\rho = \frac{1.55}{2.00} = 0,78 > 0.4 \Rightarrow \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow e = 4 \text{ cm}$$

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

Donc on opte pour la dalle une épaisseur de :  $e = 15\text{cm}$

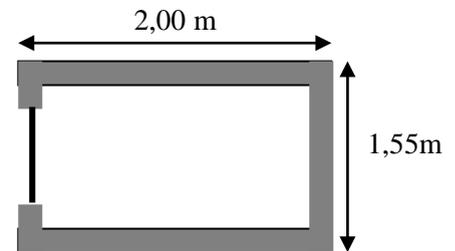


Fig. III.5.Cage d'ascenseur.

#### III.4.3 Etude de dalle machines

La dalle de machine est soumise aux charges suivantes :

##### III.4.3.1 Charges concentrées

- ❖  $F_c$  : Charge due à la rupture du câble = 50KN.
- ❖  $P_m$  : Charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) = 15KN.
- ❖  $P_M$  : Poids machine (moteur et treuil) = 12KN.
- ❖  $D_m$  : Charge due à la salle de machine = 51KN.
- ❖ La charge nominale est de 630 kg,  $Q = 6.3\text{KN}$
- ❖  $P = P_m + D_m + 6.3 = 15 + 51 + 6.3 \Rightarrow P = 72.3\text{KN}$

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$  : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(U \times V)$  : Surface d'impact,  $a_0$  et  $U$  : Dimensions suivant le sens x-x'

$b_0$  et  $V$  : Dimensions suivant le sens y-y'

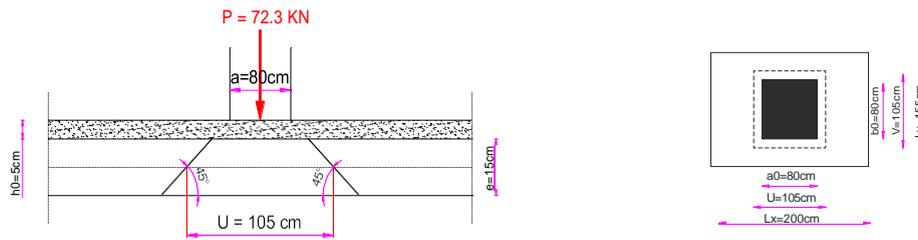


Figure III.6 . Représentation de la surface de la charge concentrée.

D’après le BAEL 91 on a :  $\begin{cases} u = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \\ v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \end{cases}$

$$v = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0$$

e : est l’épaisseur de la dalle plein, soit e = 15cm

{h0: est l’épaisseur du revêtement rigide (chape de béton)

soit h0 = 5cm  $\Rightarrow \xi = 1$  (revêtement en béton)

On a une vitesse V = 0.63m/s  $\Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 105\text{cm} \\ v = 105\text{cm} \end{cases}$$

### III.4.3.2 Evaluation des moments sous charge concentrée

#### ❖ $M_{x1}$ et $M_{y1}$ du système

$M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91

$$M_{x1} = q \times (M_1 + v \times M_2) \quad v = 0 \rightarrow \text{ELU}$$

$$\begin{cases} M_{y1} = q \times (M_2 + v \times M_1) \\ u = 105 \\ v = 105 \end{cases} \quad \text{Avec : } v = \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \rho \text{ et } \alpha = \frac{u}{Lx} ; \alpha = \frac{u}{Lx} = \frac{105}{155} = 0,68 \text{ et } \rho = 0,78$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \rho \text{ et } \beta = \frac{v}{Ly} ; \beta = \frac{v}{Ly} = \frac{105}{200} = 0,53 \text{ et } \rho = 0,78$$

D’après les abaques de PIGEAUD (annexe 04), en fonction de  $\rho$  et  $\alpha$ ,  $\beta$  on a trouvé:

$$\rho = 0,71 \text{ et } \begin{cases} \alpha = 0,68 \\ \beta = 0,53 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,08 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

À l’ELU :

$$q_u = 1.35 \times P \Rightarrow q_u = 1.35 \times 72.3$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_u = 97.6 \text{ KN} \end{cases}$$

À l’ELS :

$$q_{ser} = P = 72.3 \text{ KN}$$

Tableau III.20. Les sollicitations sous charge concentrée

Désignation	$M_{x1}$ (KN.m)	$M_{y1}$ (KN.m)
ELU	7,808	6,539
ELS	6,76	6,0009

### III.4.3.3 Evaluation des moments sous charge répartie

#### ❖ $M_{x2}$ et $M_{y2}$ du système

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = 0,78 \rightarrow$  à l'ELU :  $\begin{cases} \mu_x = 0,0584 \\ \mu_y = 0,5608 \end{cases}$  à ELS :  $\begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,6841 \end{cases}$

Avec :  $G = 25 \times 0,15 + 20 \times 0,05 \quad G = 4,75 \text{KN.m}$   
 $\begin{cases} Q = 1 \text{KN.m} \\ q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ q_s = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Q = 1 \text{KN.m} \\ q_u = 7,91 \text{KN/m}^2 \\ q_s = 5,75 \text{KN/m}^2 \end{cases}$

Tableau III.21. Evaluation des moments sous charge répartie

Désignation	M <sub>x2</sub> (KN.m)	M <sub>y2</sub> (KN.m)
ELU	1,098	0,616
ELS	0,898	0,614

❖ La Superposition des moments

Superposition des moments:  $\begin{cases} M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{y0} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$

Tableau III.22. La Superposition des moments sous charges réparties

Désignation	M <sub>x0</sub> (KN.m)	M <sub>y0</sub> (KN.m)
ELU	8,906	7,155
ELS	7,658	7,615

❖ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{x0} \\ M_t^y = 0,75 \times M_{y0} \\ M_a = -0,5 \times M_{x0} \end{cases}$$

Tableau III.23. Les moments corrigés charges réparties

Désignation	M <sub>tx</sub> (KN.m)	M <sub>ty</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
ELU	6,68	5,366	4,453
ELS	5,74	4,96	3,829

III.4.4 Ferrailage

Le calcul se fait pour une section de b=1m, h=15cm et d=13cm, sollicitée à la F.S

Tableau III.23. Tableau des ferrailages de la dalle

Endroit	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	X-X	6,68	0,027	0,034	0,118	1,626	1,332	4HA8 =2,01	25
	Y-Y	5,366	0,022	0,027	0,128	1,204	1,2	3HA8 =1,51	33

Appui	4,453	0,018	0,227	0,118	1,084	1,332	3HA8 =1.51	33
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------------	----

III.4.5 Vérification nécessaire

III.4.5.1 Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :  $q_u \leq 0,045 \times U_c \times e \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec Périmètre  $U_c$  du rectangle d'impact,  $U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (105+105) \Rightarrow U_c = 420\text{cm}$   
 $q_u = 97.6\text{KN/m}^2 \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 472.5\text{KN/m}^2 \rightarrow$  condition vérifier

III.4.5.2 Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{97.6}{3 \times 1.05} = 30.98\text{KN}, \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.24\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.24\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{w28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa} \rightarrow$$
 condition vérifier

III.4.5.3 Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.24. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (m)	I $\times 10^{-5}$ (m4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	obs
x-x	5,74	0,0251	3,84	$3,75 \leq 15$	vérifier
y-y	4,96	0,0221	2,99	$3,657 \leq 15$	vérifier
Appui	-3,828	0,0221	2,99	$2,82 \leq 15$	vérifier

III.4.5.4 Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left( \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{l^3}{80} \right); \text{ Sens x-x : } \begin{cases} 0,0967 > 0,0375 \\ 0,00154 < 0,005 \end{cases}, \text{ Sens y-y : } \begin{cases} 0,075 > 0,0375 \\ 0,00116 < 0,005 \end{cases}$$

$$\frac{l}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.5.5 Schéma de ferrailage

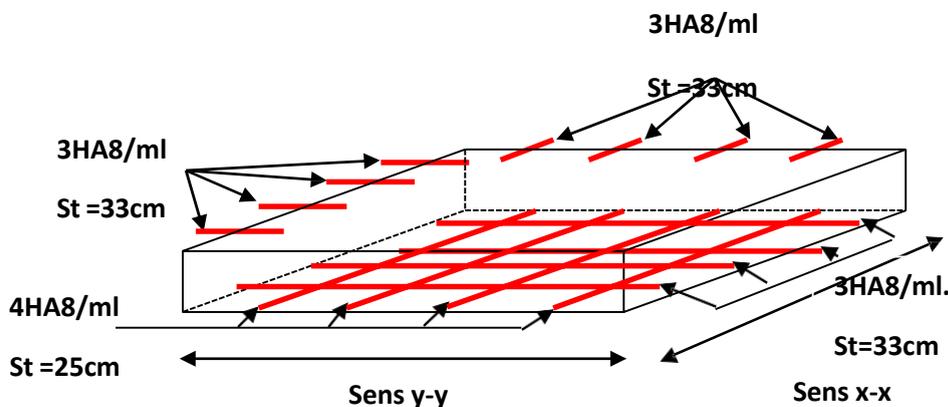


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.5 Etude de l'acrotère

III.5.1 Evaluation des charges et surcharges

❖ Verticales

Tableau III.25. Evaluation des charges verticales

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,0985	25×S <sub>acr</sub> =2.4625	18×e×h=0,16	<b>2,62</b>	<b>1</b>

❖ Horizontales (dues au séisme)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Pour notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (Tableau 4-1 du RPA99)}$$

$$\{ C_p = 0.8 \text{ (Tab. 6.1 du RPA99)}$$

$$W_p = 2.62 \text{ KN/m}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.62 \Rightarrow F_p = 1.26 \text{ KN}$$

III.5.2 Calcul des sollicitations

III.5.2.1 Calcul du point d'application de force

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \\ Y = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0855m \\ Y_G = 0.321m \end{cases}$$

Figure III.8 schéma statique Acrotère

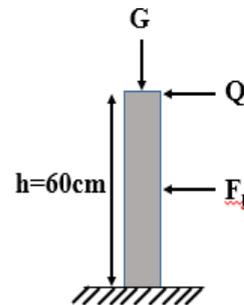


Figure III.8. Les Sollicitations sur l'acrotère

III.5.2.2 Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2,62 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,33 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_c = 1,26 * 0,321 \Rightarrow M_{F_p} = 0,40 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.26. Différentes combinaisons à utiliser

solicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2,62	3,54	2,62
M(KN)	M <sub>Q</sub> +M <sub>FP</sub> +M <sub>G</sub> =1	0.9	0.6

III.5.2.3 Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,54} = 0,254m$$

$$\rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\frac{H}{6} = 0.6 = 0.1m$$

**III.5.3 Sollicitations en cas de flexion composée avec un effort normal compression**

On remplace l'excentricité réelle ( $e = M_u/N_u$ ) par une excentricité totale de calcul.

$$e_t = e_2 + e_3, e_2 = e_1 + e_a, \text{ Avec : } \begin{cases} e_1 = \text{Excentricité structurale} \\ e_a = \text{Excentricité additionnelle} \end{cases}$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0,254 + 0,02 = 0,2742m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second

Ordre due à la déformation 
$$e_3 = \frac{3 * l^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \rightarrow \text{BAEL91}$$

$\alpha$ : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes  
 $\phi$ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.58cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 27,42 + 0,58 = 28cm.$$

$$N_u = 3,54KN$$

Les sollicitations corrigées sont :  $M_{UG} = N_u \times e_{tot} = 0.99 KN.m$

$$V = F_p + Q = 2,26 KN$$

**III.5.4 Ferrailage**

❖ **A'ELU**

$$h = 15cm, d = 12cm, b = 60cm$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

$\begin{cases} M_{UG} \text{ et } N_u: \text{ les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul} \\ M_{uA} = \text{moment de flexion évalué au niveau de l'armature} \end{cases}$

$$M_{uA} = 0,99 + 3,54 \times (0,12 - 0,15 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 1,1493 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{1,1493 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0067 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0084$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,119$$

$$A_{1s} = \frac{M}{z \times f_{st}} = \frac{1,1493 \times 10^{-3}}{0,119 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{f_{st}} = 0,28 \times 10^{-4} - \frac{3,54 \times 10^{-3}}{348} = 0,178 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

❖ **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,12 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ **Armatures de répartition**

$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$ , On choisit :  $2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement**

{ Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33 \text{ cm} \rightarrow$  On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$   
 Armatures de répartition :  $S_t \leq 60/2 = 30 \text{ cm} \rightarrow$  On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$

III.5.4.1 **Vérification au cisaillement**

$\text{FN} \Rightarrow \tau \leq \tau^- = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \tau^- = \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \tau^- = 2,5 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,0183 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

(Pas de rupture par cisaillement)

III.5.4.2 **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm}, r_s = \frac{2,26 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 10,04 \times 10^{-2}} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow r_{se} < \bar{r}_{se}$$

III.5.5 **Vérification À l'ELS**

$d=0,08 \text{ m}$  ;  $N_{ser} = 2,62 \text{ KN}$  ;  $M_{ser} = 1 \text{ KN.m}$  ;  $\eta = 1,6$  pour les HR.

❖ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

On a F.N  $\Rightarrow \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa} .$

❖ **Position de l'axe neutre**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e = \frac{1}{2,62} = 0,38m > \frac{h_0}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m} \Rightarrow$$
 Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

❖ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$y = y_c + c ; \quad c = e_G - \frac{h_0}{2} \Rightarrow 0,38 - 0,075 = 0,305$  On a N (compression) donc  $c = -0,285m$   
Le calcul de  $y$  revient à résoudre l'équation suivant :  $y^3 + p \times y + q = 0.$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad \Leftrightarrow P = -0,271m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad \Leftrightarrow q = 0,053m^3$$

$$y^3 - 0,271 \times y + 0,053 = 0. \quad \text{Tel que : } \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -1,39 \times 10^{-4}$$

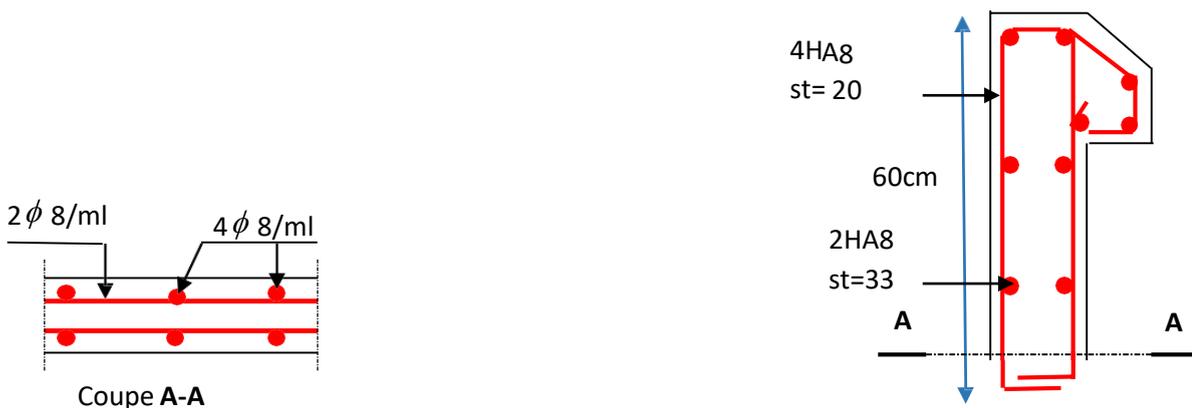
$\Delta < 0 \rightarrow$  trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient :  $0 \leq y = y_c + c \leq h$   
On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :  $0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 15cm.$

Donc on choisit :  $Y_c = 0,405m \Rightarrow Y_{ser} = Y_c + C = 0,152m$

III.5.5.1 **Calcul des contraintes dans le béton**

$$\mu_t = \frac{-15 \times A \times (d - y)}{2.6225 \times 10^{-3} \times b \times y^2} \Rightarrow \mu_t = 0,00677m^3$$
  
$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3} \times 0,152}{0,00677} \times \sigma_{bc} = 0,0588MPa < \sigma_{adm}$$

III.5.6 **Schéma de ferrailage**



**Fig. III.9.** Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

III.6 Etude des escaliers

III.6.1 Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

❖ La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G=8.41 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

❖ La charge permanente sur le palier d'escalier :

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

$$Q=2.50 \text{ KN/m}^2.$$

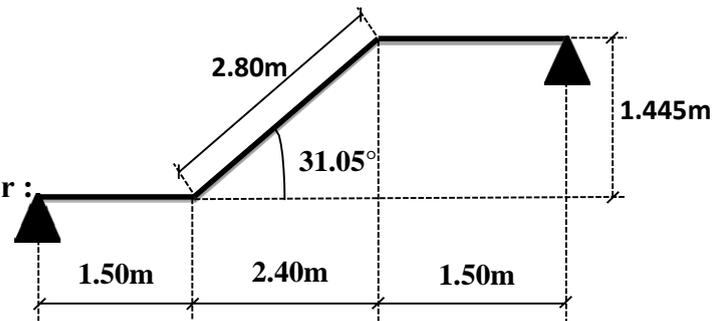


Figure III.10 : schéma statique de l'escalier

❖ Calcul à l'ELU:

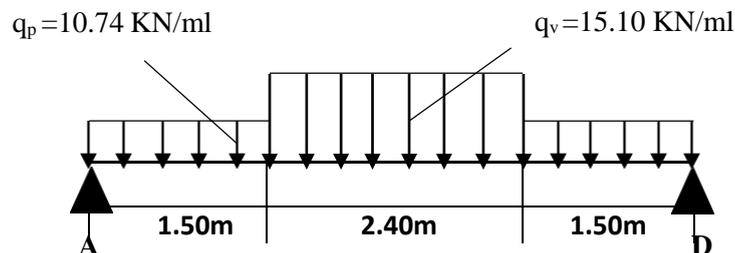
• La charge qui revient sur la volée :

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v=(1.35 \times 8.41)+(1.5 \times 2.5)=15.10 \text{ KN/ml.}$$

• La charge qui revient sur le palier :

$$q_p=1.35G_p+1.5Q_p=(1.35 \times 5.18)+(1.5 \times 2.5)=10.74 \text{ KN/ml.}$$

• Schema statique:



III.6.1.1 Calcul des sollicitations

❖ Calcul des réactions

Après calcul de la RDM, on trouve

$$R_A=R_D=34.24 \text{ KN}$$

$$M_0^{\max}=50,14 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_t = 37,61 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_a = 20,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_{\max} = 34,24 \text{ KN}$$

❖ L'ELS

Palier :  $q_p = G + Q = 5,18 + 2,5 \Rightarrow q_p = 7,68 \text{KN.m}$

Volée :  $q_v = G + Q = 8,41 + 2,5 \Rightarrow q_v = 10,91 \text{KN.m}$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_B = R_A = 24,61 \text{KN}$ ;

$M_t = 0,85 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_t = 30,71 \text{KN.m}$

$M_0^{\max} = 36,13 \text{KNm}$ . {  $M_a = 0,4 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_a = 14,45 \text{KN.m}$

$V_{\max} = 24,61 \text{KN}$

❖ Calcul du ferrailage

$e=20\text{cm}$ ,  $d=18\text{cm}$ ,  $b=100\text{cm}$

Tableau III.27. Ferrailage de la volée(E.C)

Désignation	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
En travée	37,61	0,081	0,107	0,172	6,27	6HA12=6,79	15
En appui	25,07	0,054	0,070	0,174	4,12	4HA12=4,52	25

$A_r = A_s / 4$  : { En travée:  $A_r = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{cm}^2$ , on adopte 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>,  $s_t = 25\text{cm}$   
 En appui:  $A_r = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2$ , on adopte 3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup>,  $s_t = 33\text{cm}$

❖ Vérification à ELU

❖ La condition de non fragilité

$A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0,23 * 1 * 0,18 * 2,1 / 400 = 2,17 \text{cm}^2$ .

On a :  $A > A_{\min}$ .....condition vérifiée

❖ L'effort tranchant

$\tau_u \leq \tau_u^- = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$ .

$\tau_u = v_u / (b * d) \Rightarrow \tau_u = 34,24 \times 10^{-3} / (1 \times 0,18) \Rightarrow \tau_u = 0,19 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa}$ ....condition vérifier

❖ les armatures longitudinales au cisaillement

$A \geq \frac{M_u}{\sigma_s} * \gamma_s$ .

$A_s = \frac{[34,24 \times 10^{-3} \quad \frac{0,9 * d}{e} \quad \frac{f}{e}]}{400} \times 1,15 = -5,69 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0 \rightarrow$  aucune vérification à faire.

❖ Espacement des barres :

Armatures principales :  $S_{t \max} = 25 \text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$  ..... vérifiée.

Armatures secondaires :  $S_{t \max} = 33 \text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$  ..... vérifiée.

❖ Vérification à l'ELS

❖ Etat limite d'ouverture de fissures

Les escaliers sont des éléments couverts alors la fissuration est peu nuisible, d'après le BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2) aucune vérification n'est effectuée

❖ Etat limite de compression du béton

Tableau III.28 vérifications des contraintes de béton à l'ELS

sens	$M_{\xi}^{ser}$	A	Y	I x 10 <sup>-5</sup>	$\sigma_{bc} \leq \sigma$	Observation
------	-----------------	---	---	----------------------	---------------------------	-------------

	(KN.m)	(cm <sup>2</sup> /ml)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(MPa)	
travée	30,71	6,79	0,051	21,37	7,36 < 15	vérifier
appui	14,45	4,52	0,043	15,37	4,05 < 15	vérifier

❖ Vérification de l'état limite de déformation

$$1) \frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M^t}{20 \times M^0} \right) \cdot \frac{15}{36l} \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{7,07}{20 \times 8,32} \right) \Rightarrow 0,034 \leq 0,042$$

Condition non vérifiée la vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.29: Vérification des contraintes de L'acier

<i>f<sub>gv</sub></i> (mm)	<i>f<sub>ji</sub></i> (mm)	<i>f<sub>pi</sub></i> (mm)	<i>f<sub>gi</sub></i> (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
2,75	0,92	2,44	1,46	2,81 < 5,4	vérifier

III.6.1.2 Schéma de ferrailage

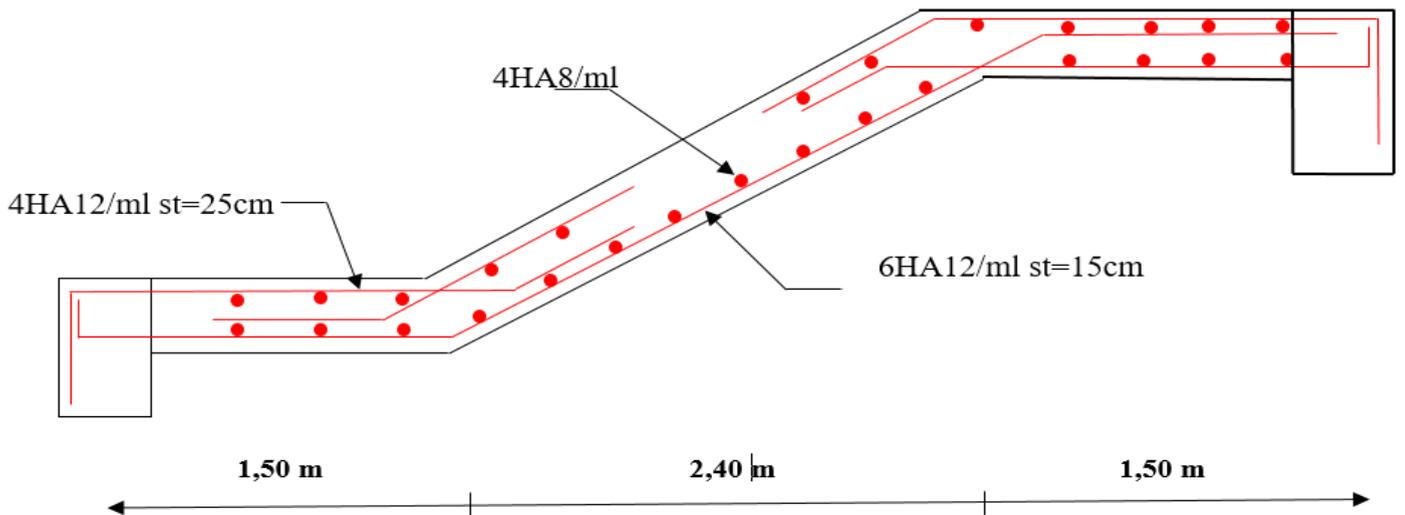


Fig. III.11 Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.7 Etude de la poutre palière

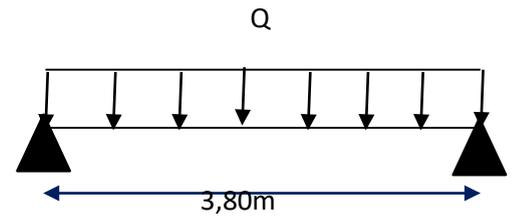


Figure III.12. Schéma statique de la poutre palière

III.7.1 Dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche:

$L = 380 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

III.7.2 Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple

- ❖ Exigences du RPA99/2003 :  $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$

$\Rightarrow$  Donc, on prend  $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

❖ Les charges

$g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,3 = 2,25 \text{ Kn/m} \quad Gm = 2,65 \text{ Kn/m}$

Charge venant de l'escalier :  $\begin{matrix} R_B^U = 34,24 \text{ KN/m} \\ R_B^S = 24,61 \text{ KN/m} \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} Q^U = 1,35 (g_0 + Gm) + R_B^U = 40,855 \\ Q^S = g_0 + Gm + R_B^S = 29,51 \text{ KN/m} \end{cases}$

III.7.2.1 Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de RDM, on trouve :

Tableau III. 31: Les différentes sollicitation dans la poutre palière

Désignation	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	V (KN)
ELU	23,938	47,87	76,6
ELS	17,29	34,58	50,90

III.7.2.2 Le ferrailage

Tableau III.32. Ferrailage de la poutre palière.

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	23,938	0,077	0,100	0,259	2,65	0,98
Appui	47,87	0,041	0,052	0,264	5,21	0,98

III.7.2.3 Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{76,6 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,945 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = \min(0,2 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.7.2.4 Armatures transversales à la flexion simple

On fixe  $St = 15\text{cm}$  et on calcule  $A_{trans}$

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (r_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,525 \text{cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 ; 0,525), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,525 \text{cm}^2$$

Soit un Cadre  $\Phi 6 + 1$  épingle  $\Phi 6 = 0,57 \text{cm}^2$

III.7.3 Calcul à la torsion

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

$e$  : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times 1}{2} \text{ (au niveau des appuis); Avec : } M_{tor}^a = 47,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor}^{max} = - \frac{47,87 \times 1}{2} = -23,935 \text{KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23,935 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 3,83 \text{MPa} \geq 3,33 \text{MPa. Cdt non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre à

$b=30 \text{cm}$  et  $h=35 \text{cm}$

les calculs obtenus sont résumés ci-après :

**Tableau III.33:** Vérification des contraintes tangentielles totales

Vu (KN)	$\tau_f$ (MPa)	$\tau_t$ (MPa)	$\tau_{tot}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_{tot} < \tau_u$
76,6	0,798	2,91	3,017	3,33	Vérifiée

III.7.3.1 Vérification de La contrainte de cisaillement total

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2,91)^2 + (0,798)^2} = 3,017\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.7.3.2 Le ferrailage

❖ **Armatures longitudinales en torsion**  
 $A_1 = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$ , Avec :  $U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow U = 106,68\text{cm}$

$$A_1 = \frac{23,935 \times 10^{-3} \times 1,0668 \times 1,15}{2 \times 0,0705 \times 400} = 0,52\text{cm}^2$$

❖ **Armatures transversales en torsion**  
 $\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$ , Si on fixe  $St = 15\text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,72\text{cm}^2$

III.7.4 Ferrailage de la poutre palière

❖ **Armatures transversales**  
 $A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 0,57 + 0,72 = 1,29\text{ cm}^2$

❖ **Armatures longitudinales**  
**En appui**  
 $A^a = A^{\text{FS}} + 0,5 \times A^{\text{torsion}} \Rightarrow A^a = 5,21 + 0,5 \times 0,52 \Rightarrow A^a = 5,47\text{ cm}^2$

**En travée**  
 $A^t = A_t^{\text{flexion simple}} + 0,5 \times A^{\text{torsion}} \Rightarrow A^t = 2,65 + 0,5 \times 0,52 \Rightarrow A^t = 2,91\text{cm}^2$

Choix de ferrailage

- ⎧ Pour  $A^t = 2,91\text{cm}^2$  on choisit 3HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>
- ⎪ Pour  $A^a = 5,47\text{cm}^2$  on choisit 6HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup>
- ⎩ Pour  $A_t = 0,8\text{cm}^2$  on choisit 4 φ 8 = 2.01cm<sup>2</sup>(un cadre + un étrier)

III.7.5 Vérifications à l'ELS

Tableau III.34. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre palière

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
En travée	17,29	8,85	34183,200	4,47	15
En appuis	34,58	10,91	50681,757	7,44	15

III.7.5.1 Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l} \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) \Leftrightarrow 0,093 > 0,028 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0035 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3.  $L < 8\text{m}$  la condition est vérifiée.

Les Trois conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.7.6 Le schéma de ferrailage

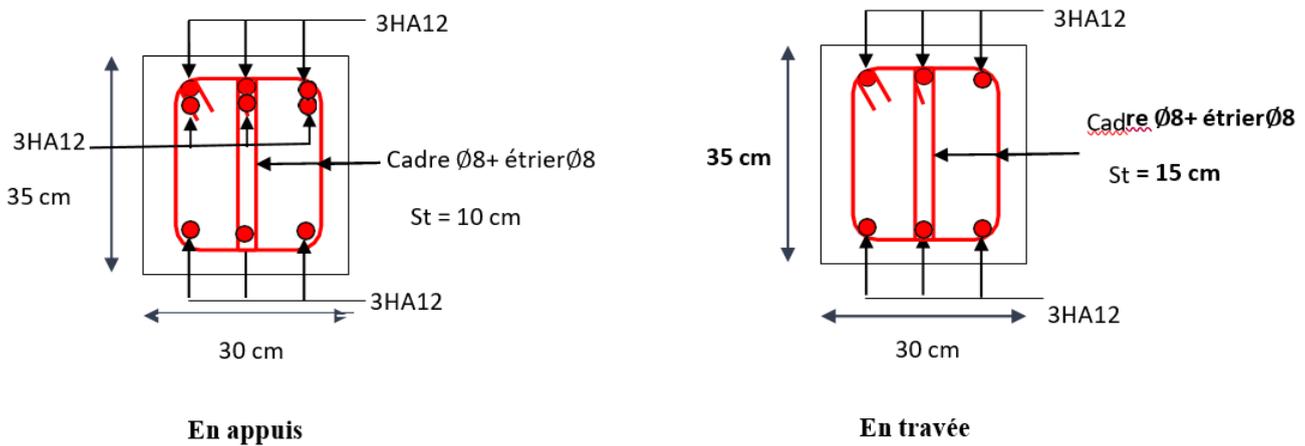


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la Poutre palière

III.8 Etude de la poutre brisée

III.8.1 Dimensionnement

$$L = 0,5 + 1,98 \cos(40,91) + 1,8$$

$$L = 3,8 \text{ m}$$

$$L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 25,33 \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra donc : } b \cdot h = (30 \cdot 30) \text{ cm}^2$$

➤ Les charge reprise par la poutre brisée :

- Son poids propre  $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$
- Le poids du mur sur la poutre  $g_1 = (G_{\text{mur}} \times L) = 10,83 \text{ KN/m}$
- Les charges transmises par les volées :  $P_u = 1,35(g_0 + g_1) + 15,10 = 32,758 \text{ KN/m}$

$$P_s = (g_0 + g_1) + 10,91 = 23,99 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations :

A l'ELU

$$\text{Avec } M_0 = (P_u L^2 / 8) = 59,13 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée , en appui ,et l'effort tranchant :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 59,13 = 50,26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 59,13 = -29,565 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u L / 2 = 62,24 \text{ KN/m}$$

### III.8.2 Le ferrailage

Tableau III.35. Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M <sub>u</sub> (KNm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	50,26	0,1618	0,222	0,266	5,43	0,98
Appui	29,56	0,0952	0,125	0,241	3,52	0,98

#### III.8.2.1 Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{62,24 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,768 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas risque de rupture par cisaillement

#### III.8.2.2 Armatures transversales à la flexion simple

On fixe St = 15cm et on calcule A<sub>trans</sub>

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (r_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,1725 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 ; 0,1725), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Soit un Cadre Φ6 + 1 épingle Φ6 = 0,57 cm<sup>2</sup>

### III.8.3 Calcul à la torsion

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Ω = (b – e) × (h – e) ; L'aire du contour tracé à mi – épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times}{2} \text{ (au niveau des appuis); Avec : } M_{tor}^a = 50,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor}^{max} = - \frac{50,26 \times 1}{2} = -25,13 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25,13 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4,02 \text{ MPa} \geq 3,33 \text{ MPa. cdt non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée on doit augmenter la section de la poutre à

$$h=35 \text{ cm}$$

Les calculs obtenus sont résumées ci-après :

**Tableau III.36:** Vérification des contraintes tangentielles totales

Vu (KN)	$\tau_f$ (MPa)	$\tau_t$ (MPa)	$\tau_{tot}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_{tot} < \bar{\tau}_u$
62,24	0,768	3,05	3,145	3,33	Vérifiée

III.8.3.1 Vérification de La contrainte de cisaillement total

$$\tau_{tot} = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(0,768)^2 + (3,05)^2} = 3,145 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée.}$$

III.8.3.2 Le ferrailage

❖ Armatures longitudinales en torsion

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}, \text{ Avec : } U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] \Rightarrow U = 106,68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{25,13 \times 10^{-3} \times 1,0668 \times 1,15}{2 \times 0,0705 \times 400} = 2,18 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales en torsion

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}, \text{ Si on fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,7686 \text{ cm}^2$$

Ferrailage de la poutre palière

❖ Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 0,57 + 0,7686 = 1,34 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures longitudinales

En appui

$$A_a = A_a^{\text{FS}} + 0,5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_a = 3,52 + 0,5 \times 2,18 \Rightarrow A_a = 4,61 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + 0,5 \times A_l^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 5,43 + 0,5 \times 2,18 \Rightarrow A_t = 6,52 \text{ cm}^2$$

❖ Choix de ferrailage

- Pour  $A_t = 6,52 \text{ cm}^2$  on choisit 6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>
- Pour  $A_a = 4,61 \text{ cm}^2$  on choisit 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>
- Pour  $A_t = 1,34 \text{ cm}^2$  on choisit 4 φ 8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un étrier)

Vérifications à l'ELS

**Tableau III.37.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^{adm}$ (MPa)
En travée	36,805	10,65	39306,29	9,97	15
En appuis	21,65	9,095	29740,114	6,62	15

III.8.3.3 Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow 0,092 > 0,085 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0083 < 0,0105 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

3.  $L < 8m$  la condition est vérifiée.

Les Trois conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.8.4 Le schéma de ferrailage

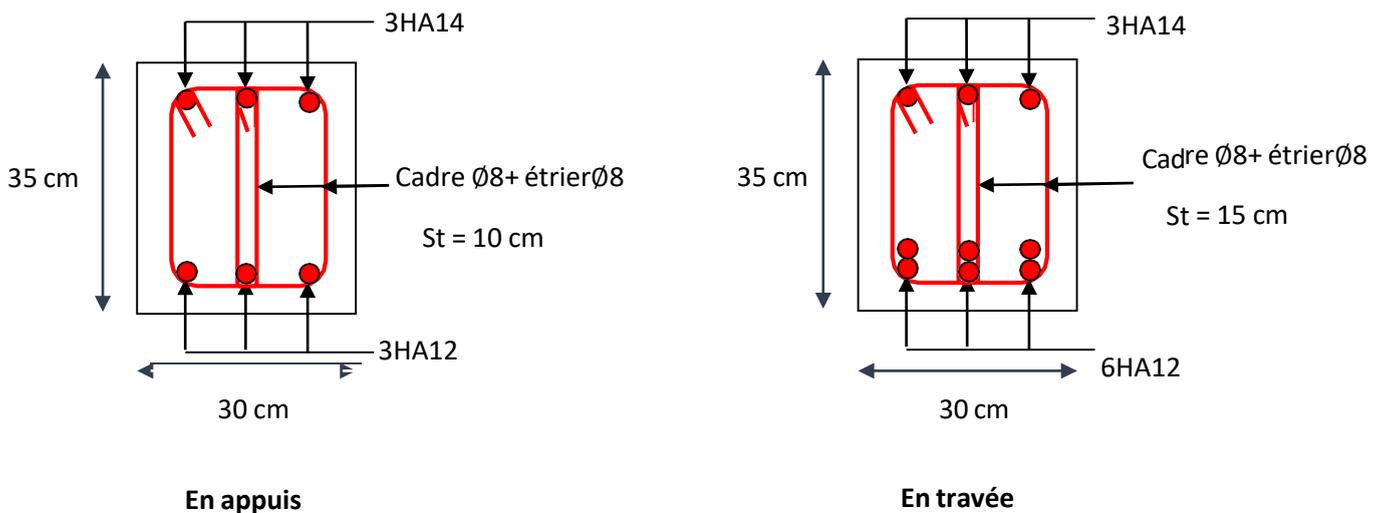


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

III.9 Etude de la poutre de chaînage

Les poutres des chaînages, à calculer dans notre projet sont des poutres horizontales en béton arme, qui servent à reprendre les poids des doubles cloisons et l'acrotère.

(25×30).

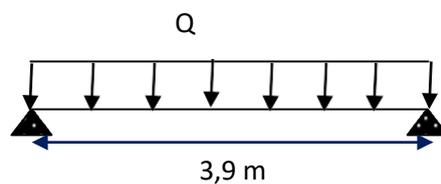


Figure III.15 Schéma statique de la poutre chaînage

III.9.1 Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur :  $G_{mur} = 2.85 \times (2.89 - 0.3) = 7,38 \text{ KN/m}^2$ .

III.9.1.1 Combinaison de Charge

**ELU** :  $q_u = 1,35 \times (1,875 + 7,38) = 12,49 \text{ KN/ml}$

**ELS** :  $q_s = (1,875 + 7,38) = 9,256 \text{ KN/ml}$

- **Calcul à ELU :**

$$M_u = q_u \frac{L_{max}^2}{8} = 39,03 \text{ KN.m} ; M^u = 0,85 \times M_u = 33,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,4 \times M_u = -15,612 \text{ KN.m} ; V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 31,225 \text{ KN.}$$

- **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 28,925 \text{ KN.m} ; M^s = 0,85 \times M_s = 24,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,4 \times M_s = -11,57 \text{ KN.m}$$

III.9.2 Ferrailage

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple ; on a FPN on adopte  $d=27\text{cm}$ .

**Tableau III.39** : Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	$M_u$ KN.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{choisit}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
En travée	33,18	0,128	0,172	0,251	3,79	0,82	3HA14=4,62
En appuis	15,61	0,060	0,078	0,261	1,71	0,82	3HA12=3,39

- **Vérifications à ELU :**

- ❖ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{31,225 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,462 \text{ MPa} < \tau_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2, 2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l) = 10 \text{ mm.} \leftrightarrow (1\text{cadre} + 1\text{étrier}) \text{ HA8} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **L'espace (CBA art A.5.1.2.2)**

1)  $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,3\text{cm}$ .

- 2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0\text{cm}$ .
- 3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 152\text{cm}$ . D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h ; 25\text{ cm})$ . on prend  $S_t = 15\text{cm}$ .

III.9.3 Vérification à l'ELS

Tableau III.40 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sup>adm</sup> <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	24,59	9,047	24542,4	9,06	15
En appuis	11,57	8,641	22515,80	4,44	15

III.9.3.1 Vérification de la flèche

1.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{500} = 0,06 < 0,085$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, donc la Vérification de la flèche est nécessaire

Tableau III.41: Vérifications de la flèche à l'ELS

f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf ≤ f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
7,53	2,031	10,25	4,14	11,60 < 10	Non vérifier

La flèche n'est pas vérifiée on augmente la section d'acier et de béton b=30 Cm en travée

On opte A<sub>tr</sub>=2HA14+1HA12=4,21cm<sup>2</sup>

Les résultats après augmentation de la section d'acier sont donnés par tableau suivant :

Tableau III.42: Vérifications de la flèche à l'ELS

f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf ≤ f <sub>adm</sub> (mm)	Observation
5,64	1,259	7,85	2,91	9,32 < 10	vérifier

III.9.4 Le schéma de ferrailage

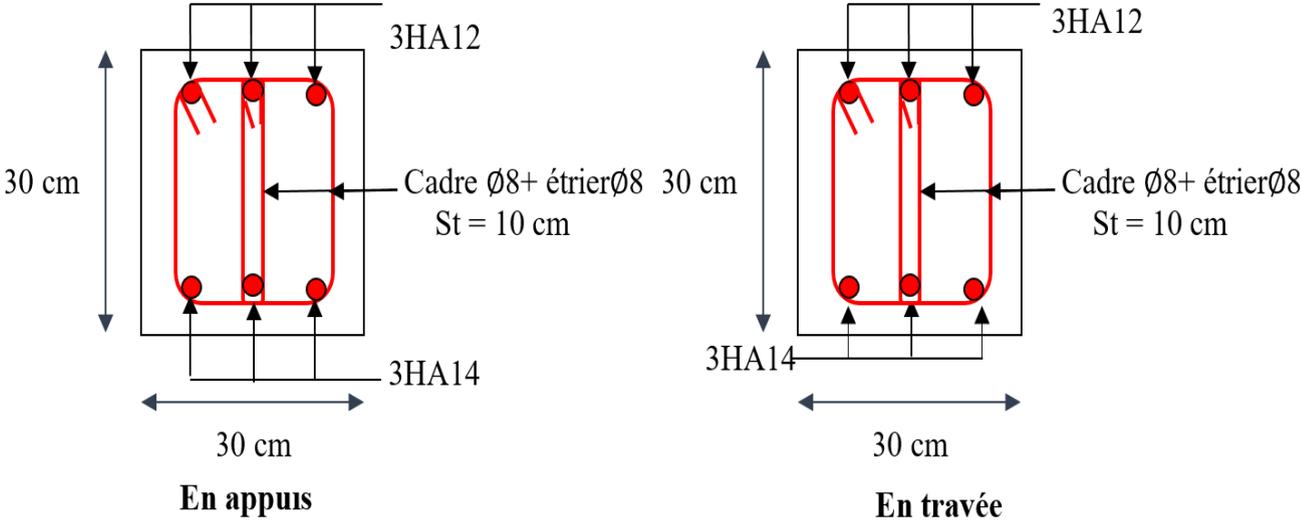


Figure III. 16 Schéma de ferrailage de la Poutre chaînage

## **Chapitre IV**

## **Etude dynamique**

## Introduction

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrements.

### IV.1 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.2 Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3).

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

➤  $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau 4.1)

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
  - Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$
- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$

➤  $Q$  : Facteur de qualité.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** : valeurs de pénalités  $Pq$

“ Critère q ”	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2- Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
3- Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
4- Régularité en élévation	non	0,05	non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6- Contrôles d'exécution	oui	0	oui	0

Donc :  $Q_x=Q_y=1,15$

➤  $W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau ( $i$ ) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

➤  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

➤  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

➤  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, et pour le premier niveau à usage commerciale donc le coefficient de pondération  $\beta = 0.2$

$\Rightarrow W=77879,6744KN$

➤ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T}{T_2}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} (3.0T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

➤  $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ( $S_2$ ).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases} \quad \text{RPA (Tablea4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de  $\zeta$  (%) :

**Tableau IV.2 :** valeurs  $\zeta$  (%) RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend :  $\zeta = 10\%$

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.763 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

- $h_n$  : Hauteur mesurée en mètre comme suite :
  
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage donné par le tableau 4.3

**TABEAU IV-2** LES VALEURS DU COEFFICIENT  $C_T$

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03		0.050
04	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (44,71)^{3/4} = 0.86s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

- L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 29,7m \quad L_y = 23,7m$$

$$\Rightarrow T_x = 0.74s \quad \Rightarrow T_y = 0.83s$$

On aura :  $T_x = \min (0,86 s ; 0,74) = 0,74 s$

$$T_y = \min (0,86 s ; 0,83) = 0,83 s$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T}{2/T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 1,72 \quad D_y = 1,86$$

La force sismique totale à la base de la structure est :  $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = 4603,35 \text{KN}$$

$$V_{sty} = 4978,05 \text{KN}$$

### IV.3 Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation

de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion

produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable

### Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T}{T_2} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(Article 4.3.3) RPA 99/V2003.}$$

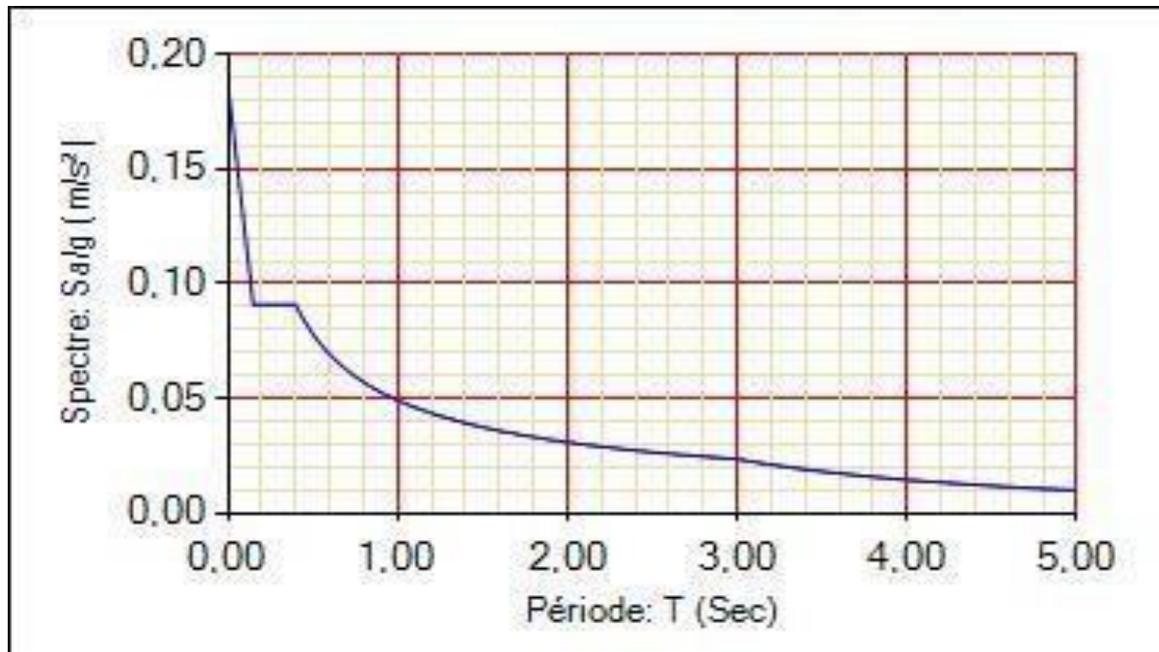


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

**IV.3.1 Modalisation et résultats**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le ETABS version 16.

**Disposition des voiles de contreventement :**

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

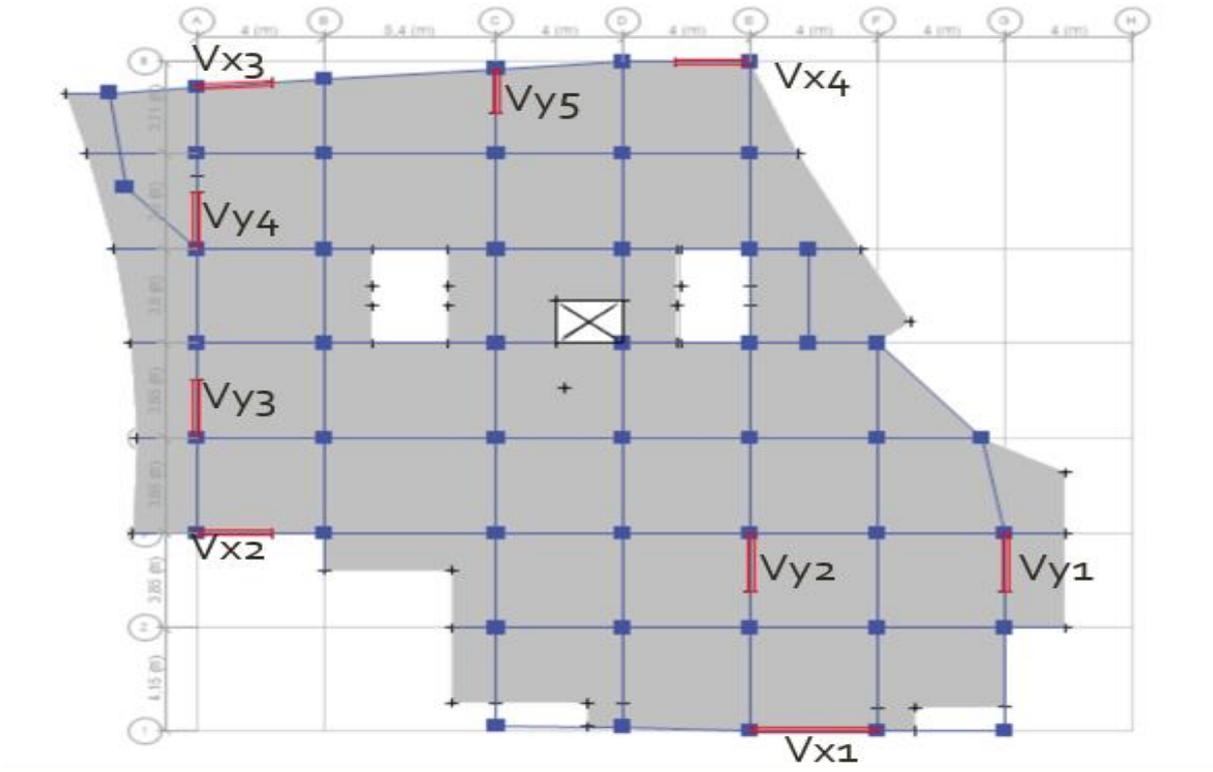


Figure IV.2 : Plans de disposition des voiles.

## IV.3.2 Mode de vibrations et taux de participations des masses

Tableau IV.4 : Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Période (S)	%cumulé de la masse modale	
		Sum UX	Sum UY
1	1,178	0,1662	0,5514
2	1,139	0,6945	0,7237
3	0,966	0,7099	0,7239
4	0,383	0,7166	0,8406
5	0,373	0,8254	0,847
6	0,286	0,8434	0,847
7	0,203	0,8436	0,8905
8	0,197	0,8794	0,8907
9	0,173	0,8794	0,8907
10	0,172	0,8794	0,8907
11	0,171	0,8794	0,8908
12	0,171	0,8795	0,891
13	0,169	0,8795	0,891
14	0,166	0,8795	0,8986
15	0,162	0,8878	0,8988
16	0,136	0,9006	0,899
17	0,129	0,9012	0,8995
18	0,122	0,9028	0,9254

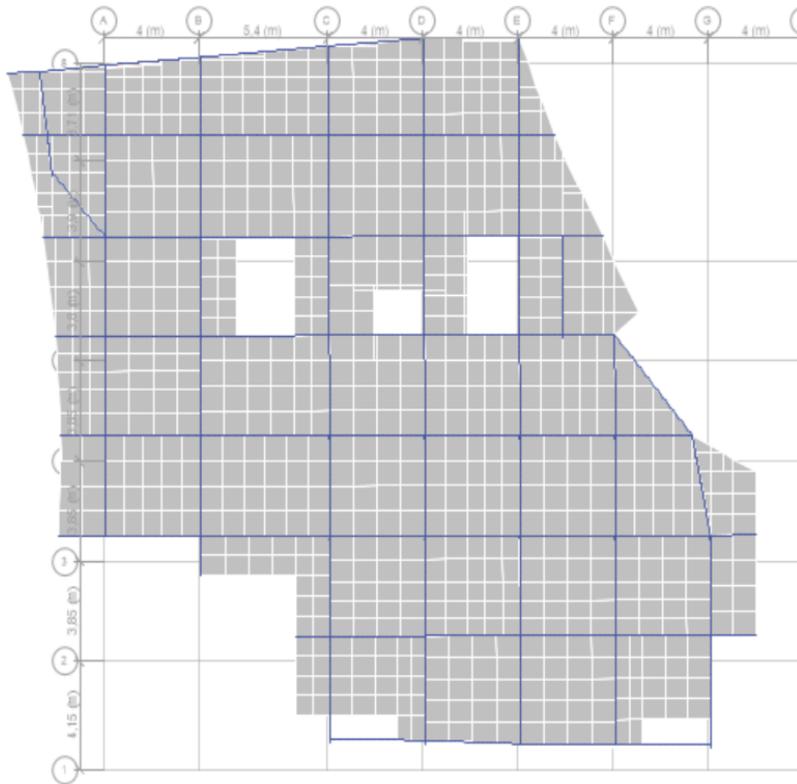
➤ D'après l'RPA99V2003

## IV.4 Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participations massique selon l'axe X et L'axe Y atteint les 90% au bout du 18ème mode.

## IV.4.1 Les modes de vibrations

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV.3 :** Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

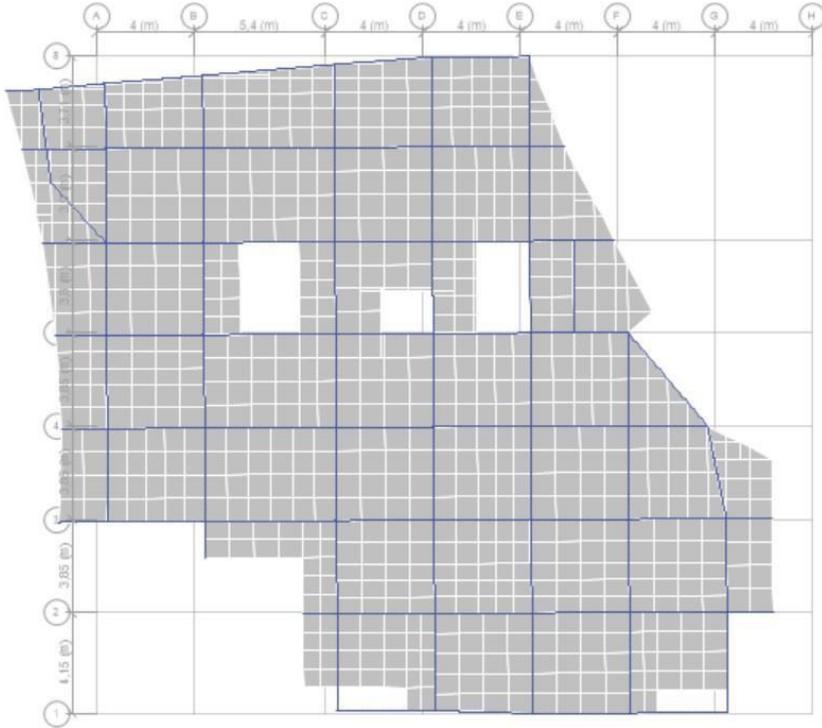


Figure IV.4 : Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation suivant l'axe Z-Z.

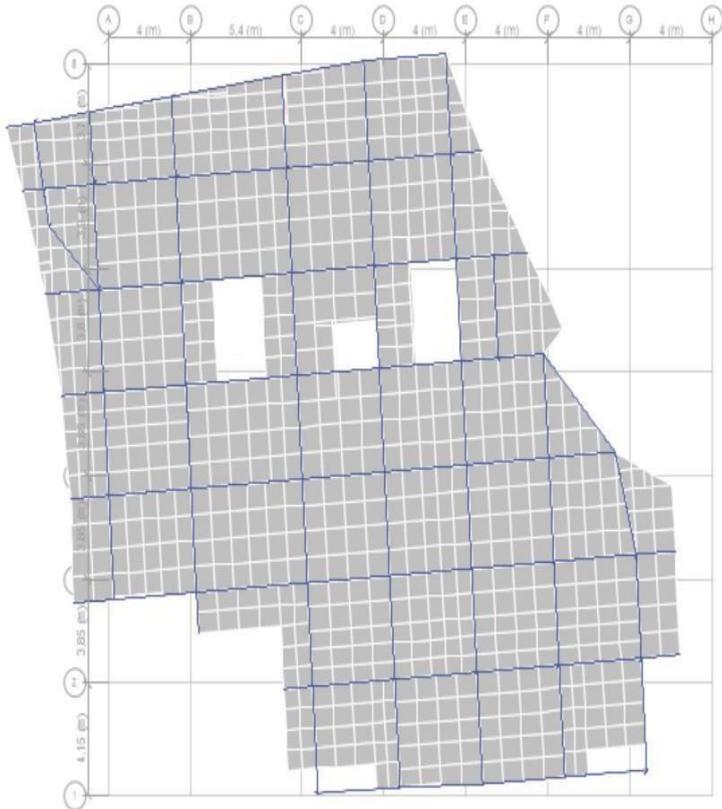


Figure IV.5 : Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

## IV.4.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 :

## Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/V2003(Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ **Sous charges verticales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

❖ **Sous charges horizontales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

**Tableau IV.5 :** Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charges verticales (KN)		% des Charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
<b>ENTRESOL2</b>	77868,9581	14173,7834	84,6	15,4	Vérifier

Tableau IV.6 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Chargement horizontales (KN)				% du chargement horizontale			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	P(KN)	V(KN)	P(KN)	V(KN)	P(%)	V(%)	P(%)	V(%)
<b>ETAGE 11</b>	266,5759	145,1659	242,946	163,1029	64,74	35,25	59,83	40,16
<b>ETAGE 10</b>	492,2035	175,8785	473,7479	209,1115	73,67	26,32	69,37	30,62
<b>ETAGE 9</b>	475,5203	328,1787	468,7888	387,2368	59,16	40,83	54,76	45,23
<b>ETAGE 8</b>	693,362	201,2854	689,119	300,8823	77,50	22,49	69,6	30,39
<b>ETAGE 7</b>	661,9201	346,3403	668,6932	443,6059	65,64	34,35	60,11	39,88
<b>ETAGE 6</b>	869,9864	286,3966	886,936	358,2244	75,23	24,76	71,23	28,76
<b>ETAGE 5</b>	828,6893	405,3822	841,0582	497,9896	67,15	32,84	62,81	37,18
<b>ETAGE 4</b>	1006,2935	350,1024	1036,8752	415,4319	74,18	25,81	71,39	28,60
<b>ETAGE 3</b>	958,9223	499,3417	986,8162	578,8186	65,75	34,24	63,02	36,97
<b>ETAGE 2</b>	1139,3598	484,0558	1155,6109	547,5547	70,18	29,81	67,85	32,14
<b>ETAGE 1</b>	1145,2807	583,3445	1162,4265	625,0777	66,25	33,74	65,03	34,96
<b>RDC</b>	933,6974	968,0496	884,9714	980,9503	49,09	50,90	47,42	52,57
<b>ENTRE SOL1</b>	1174,8357	854,0646	1184,3757	901,4935	57,90	42,09	56,78	43,21
<b>ENTRE SOL2</b>	1045,3412	1029,4783	1098,7595	1019,3438	50,38	49,61	51,87	48,12

## IV.4.3 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad RPA99 \text{ addenda } 2003 \text{ (Art : 7.1.3.3)}$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Cette vérification donne les résultats suivants pour notre cas :

**Tableau IV.7 :** Vérification de l'effort normale réduit

Niveau	Section du poteau (m <sup>2</sup> )	N(KN)	v	Observation
<b>ETAGE 11</b>	0,09	317,1049	0,11	vérifiée
<b>ETAGE 10</b>	0,1225	510,8678	0,13	vérifiée
<b>ETAGE 9</b>	0,1225	717,0115	0,19	vérifiée
<b>ETAGE 8</b>	0,16	927,3209	0,19	vérifiée
<b>ETAGE 7</b>	0,16	1138,5791	0,23	vérifiée
<b>ETAGE 6</b>	0,2025	1354,9193	0,22	vérifiée
<b>ETAGE 5</b>	0,2025	1571,7633	0,25	vérifiée
<b>ETAGE 4</b>	0,25	1795,7259	0,23	vérifiée
<b>ETAGE 3</b>	0,25	2020,8341	0,26	vérifiée
<b>ETAGE 2</b>	0,3025	2254,0265	0,24	vérifiée
<b>ETAGE 1</b>	0,3025	2484,8291	0,27	vérifiée
<b>RDC</b>	0,3025	2546,0437	0,28	vérifiée

ENTRE SOL 1	0,36	2998,0069	0,27	vérifiée
ENTRE SOL2	0,36	3180,0286	0,29	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

#### IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

$V_{dy} < 0.8 * V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport  $0.8 * V_{st} / V_{dy}$

**Tableau IV.8 :** Vérification de la résultante des forces sismiques.

	$0.8 * V_{st}$ (KN)	$V_d$ (KN)	remarque
Sens xx	3697,1	3705,75	vérifiée
Sens yy	3998,03	4090,70	vérifiée

- **Remarque :**

On fait une vérification pour le Entre sol 2 plus chargée car on considère que le sous sol est une boîte rigide (présence des voiles périphériques).

#### Vérification vis-à-vis des déplacements [1] :

Le RPA99 exige de vérifier que les déplacements entre les niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Selon le **RPA99 (art 4. 4. 3)**, le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R * \delta_{eK} ;$$

**Avec :**

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de la torsion).

$R$  : Coefficient de comportement ( $R = 5$ ).

Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} ;$$

Avec :

$$\Delta_K < 1\% * h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 5. 10).}$$

Tableau IV.9: Vérification des déplacements relatifs selon X-X

Niveaux	$h_K$ (mm)	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_{K-1}$ (mm)	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$\Delta_K / h_K$	Observation
<b>ETAGE12</b>	2890	32,013	145,775	160,065	14,29	0,00494464	vérifier
<b>ETAGE 11</b>	2890	29,155	134,56	145,775	11,215	0,00388062	vérifier
<b>ETAGE 10</b>	2890	26,912	125,995	134,56	8,565	0,00296367	vérifier
<b>ETAGE 9</b>	2890	25,199	116,245	125,995	9,75	0,0033737	vérifier
<b>ETAGE 8</b>	2890	23,249	106,235	116,245	10,01	0,00346367	vérifier
<b>ETAGE 7</b>	2890	21,247	95,62	106,235	10,615	0,00367301	vérifier
<b>ETAGE 6</b>	2890	19,124	84,63	95,62	10,99	0,00380277	vérifier
<b>ETAGE 5</b>	2890	16,926	73,24	84,63	11,39	0,00394118	vérifier
<b>ETAGE 4</b>	2890	14,648	61,71	73,24	11,53	0,00398962	vérifier
<b>ETAGE 3</b>	2890	12,342	49,99	61,71	11,72	0,00405536	vérifier
<b>ETAGE 2</b>	2890	9,998	38,325	49,99	11,665	0,00403633	vérifier
<b>ETAGE 1</b>	2890	7,665	26,19	38,325	12,135	0,00419896	vérifier
<b>RDC</b>	3910	5,238	11,775	26,19	14,415	0,0036867	vérifier
<b>ENTRE SOL 1</b>	3060	2,355	3,8	11,775	7,975	0,00260621	vérifier
<b>ENTRE SOL2</b>	3060	0,76	0	3,8	3,8	0,00124183	vérifier

Tableau IV .10 : Vérification des déplacement relatifs selon Y-Y

Niveaux	$h_K$ (mm)	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_{K-1}$ (mm)	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$\Delta_K / h_K$	Observation
<b>ETAGE12</b>	2890	35,028	165,14	175,14	10	0,00346021	vérifier
<b>ETAGE 11</b>	2890	33,028	154,855	165,14	10,285	0,00355882	vérifier
<b>ETAGE 10</b>	2890	30,971	145,64	154,855	9,215	0,00318858	vérifier
<b>ETAGE 9</b>	2890	29,128	135,235	145,64	10,405	0,00360035	vérifier
<b>ETAGE 8</b>	2890	27,047	124,205	135,235	11,03	0,00381661	vérifier
<b>ETAGE 7</b>	2890	24,841	112,315	124,205	11,89	0,00411419	vérifier
<b>ETAGE 6</b>	2890	22,463	99,905	112,315	12,41	0,00429412	vérifier
<b>ETAGE 5</b>	2890	19,981	86,81	99,905	13,095	0,00453114	vérifier
<b>ETAGE 4</b>	2890	17,362	73,415	86,81	13,395	0,00463495	vérifier
<b>ETAGE 3</b>	2890	14,683	59,595	73,415	13,82	0,00478201	vérifier
<b>ETAGE 2</b>	2890	11,919	45,77	59,595	13,825	0,00478374	vérifier
<b>ETAGE 1</b>	2890	9,154	32,09	45,77	13,68	0,00473356	vérifier
<b>RDC</b>	3910	6,418	14,675	32,09	17,415	0,00445396	vérifier
<b>ENTRE SOL 1</b>	3060	2,935	4,75	14,675	9,925	0,00324346	vérifier
<b>ENTRE SOL 2</b>	3060	0,95	0	4,75	4,75	0,00155229	vérifier

#### IV.4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ [1]

L'effet du 2° ordre ou effet (P- $\Delta$ ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10.$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$h_k$  : hauteur d'étage (k).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k).

**Tableau IV.11:** Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon le sens X-X

Niveaux	Pk (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	DK(mm)	Hk(mm)	$\theta_k$ (KN)	Observation
<b>ETAGE12</b>	<b>kN</b>	108,2437	14,29	2890	0,01604304	Vérifier
<b>ETAGE 11</b>	351,2003	599,2661	11,215	2890	0,02609082	Vérifier
<b>ETAGE 10</b>	4029,0809	1083,479	8,565	2890	0,02465201	Vérifier
<b>ETAGE 9</b>	9012,4583	1486,9608	9,75	2890	0,03203058	Vérifier
<b>ETAGE 8</b>	14117,4902	1806,7644	10,01	2890	0,03721072	Vérifier
<b>ETAGE 7</b>	19410,3493	2080,4901	10,615	2890	0,04361239	Vérifier
<b>ETAGE 6</b>	24703,2075	2316,9591	10,99	2890	0,04946472	Vérifier
<b>ETAGE 5</b>	30137,9761	2527,0026	11,39	2890	0,05547388	Vérifier
<b>ETAGE 4</b>	35568,7295	2729,2078	11,53	2890	0,06016538	Vérifier
<b>ETAGE 3</b>	41157,7693	2939,2371	11,72	2890	0,06449809	Vérifier
<b>ETAGE 2</b>	46746,7773	3147,4385	11,665	2890	0,06733951	Vérifier
<b>ETAGE 1</b>	52509,7956	3338,247	12,135	2890	0,07330082	Vérifier
<b>RDC</b>	58275,4097	3505,2788	14,415	3910	0,06801013	Vérifier
<b>ENTRE SOL 1</b>	64663,3578	3620,0103	7,975	3060	0,0513117	Vérifier
<b>ENTRE SOL 2</b>	71271,6669	3684,5767	3,8	3060	0,02624817	Vérifier

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon le sens Y-Y

Niveaux	Pk (KN)	Vy(KN)	DK(mm)	Hk(mm)	$\theta_k$ (KN)	Observation
<b>ETAGE12</b>	<b>kN</b>	116,1905	10	2890	0,01045891	Vérifier
<b>ETAGE 11</b>	351,2003	693,2849	10,285	2890	0,02068239	Vérifier
<b>ETAGE 10</b>	4029,0809	1236,298	9,215	2890	0,02324436	Vérifier
<b>ETAGE 9</b>	9012,4583	1681,3649	10,405	2890	0,03023011	Vérifier
<b>ETAGE 8</b>	14117,4902	2037,0455	11,03	2890	0,03636724	Vérifier
<b>ETAGE 7</b>	19410,3493	2329,9982	11,89	2890	0,04361961	Vérifier
<b>ETAGE 6</b>	24703,2075	2577,085	12,41	2890	0,05021798	Vérifier
<b>ETAGE 5</b>	30137,9761	2800,2522	13,095	2890	0,05755444	Vérifier
<b>ETAGE 4</b>	35568,7295	3018,2285	13,395	2890	0,063204	Vérifier
<b>ETAGE 3</b>	41157,7693	3244,4412	13,82	2890	0,06890044	Vérifier
<b>ETAGE 2</b>	46746,7773	3474,1453	13,825	2890	0,07230355	Vérifier
<b>ETAGE 1</b>	52509,7956	3693,5549	13,68	2890	0,07468425	Vérifier
<b>RDC</b>	58275,4097	3895,0746	17,415	3910	0,07394166	Vérifier
<b>ENTRE SOL 1</b>	64663,3578	4035,1339	9,925	3060	0,05728858	Vérifier
<b>ENTRE SOL 2</b>	71271,6669	4108,1677	4,75	3060	0,02942717	Vérifier

On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

### Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisés afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/V2003**, Car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

**Matériaux :** Béton 30 / 35

#### Dimensions finales des différents éléments

- Les voiles :  $e = 20$  cm pour tous les étages
- Les poutres :      PP (40\*45) cm<sup>2</sup>                      PS (30\*40) cm<sup>2</sup>
- Les poteaux :
  - ✚ Entre sol 2 et Entresol 1                      60\*60cm<sup>2</sup>
  - ✚ RDC, ETAGE 1 et 2                      55\*55cm<sup>2</sup>
  - ✚ ETAGE 3 et 4                      50\*50cm<sup>2</sup>
  - ✚ ETAGE 5 et 6                      45\*45cm<sup>2</sup>
  - ✚ ETAGE 7 et 8                      40\*40cm<sup>2</sup>
  - ✚ ETAGE 9 et 10                      35\*35cm<sup>2</sup>
  - ✚ ETAGE 11 et 12                      30\*30cm<sup>2</sup>

**Chapitre V            ferrailage des éléments structuraux**

**Introduction**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux, poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton arme. Leur est d'assurer la résistance de la structure avant et après le séisme ? cependant ces derniers doivent être bien armes et bien disposes de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitation.

**V.1 Etude des Poteaux**

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)), Les résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$  (ELU),  $G + Q$  (ELS),  $G + Q + E$  et  $0.8 \times G + E$  (ELA).

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned}
 &N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\
 &\{M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \Rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3) \\
 &N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3
 \end{aligned}$$

**V.2 Les sollicitations maximales :**

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 :** Sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	N <sub>max</sub> →M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> →M <sub>corr</sub>		M <sub>max</sub> →N <sub>corr</sub>		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous-sol Entre sol 2 et 1	3280,06	1,91	-515,57	40,04	183,09	-84,14	158,97
étage01et02 et RDC	2746,04	21,62	-381,03	74,63	182,81	1634,52	219,23
étage03et04	2020,83	23,39	-116,34	69,32	153,63	986,79	165,16
étage05et06	1571,76	21,68	-57,70	24,41	133,17	706,31	129,56
étage07et08	1138,58	19,83	-27,71	21,81	107,68	471,51	117,54
étage09et10	717,01	18,24	-7,32	16,84	82,21	210,25	99,83
Etage11et12	317,10	3,74	-3,31	16,31	53,11	196,76	75,65

**Les recommandations du RPA 99/2003**

**a- Les armatures longitudinales (art 7.4.2)**

Les armatures longitudinales de nos poteaux (Zone IIa) doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante)
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement)
- $\phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\phi$
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales

$$l' = 2h$$

(zones critiques), La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$   $\{h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm)$

Avec :  $\begin{cases} b_1, h_1: \text{Les sections des poteaux considéré} \\ h_e: \text{Hauteur d'étage} \end{cases}$

**b- Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- $V_u$ : Effort tranchant de calcul.
  - $h_1$ : hauteur total de la section brute
  - $t$ : espacement entre les armatures transversales telle que:
    - $t \leq \min ( 10 \times \phi_l, 15cm ) \rightarrow$  (zone nodale) ..... zone IIa
    - $t \leq 15 \times \phi_l \rightarrow$  (zone courante) ..... zone IIa
  - $\phi_l$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau
  - $\rho$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant
    - $\rho = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$
    - $\rho = 3.75$  si  $\lambda_g < 5$ , ( $\lambda_g$ : élancement géométrique)
- Avec:  $\lambda_g = \left( \frac{l_F}{a} \text{ ou } \frac{l_F}{b} \right)$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\%(h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\%(h_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler les valeurs limites si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :

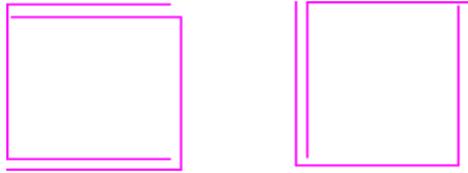


Figure V. 1 : ferrailage des Armatures transversales dans la zone nodale.

V.3 Calcul du ferrailage

V.3.1 Ferrailage longitudinal

✓ Hypothèse de calcul :

Fissuration peu préjudiciable ( $e = 3\text{cm}$ ), Calcul en flexion composée

❖ Exemple de calcul (poteaux d'Entre sol)

Soit :  $M_{\text{corr}}=40,04 \text{ KN.m}$ ,  $N_{\text{min}}=-515,57 \text{ KN}$ ,  $b = 60\text{cm}$ ,  $h = 60\text{cm}$ ,  $d = 57\text{cm}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,077\text{m} < h/2=0,3\text{m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On a :

N (Traction) ; C à l'intérieure de la section du béton => La section est entièrement tendue

$$e1 = 0,197\text{m} \qquad e2 = 0,343\text{m}$$

$$A1 = 8,18\text{cm}^2 \qquad A2 = 4,70\text{cm}^2$$

$$A=16,36\text{cm}^2 \text{ (section totale)}$$

Tableau V.2 : Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Acal(cm <sup>2</sup> )	Amin RPA(cm <sup>2</sup> )	Amin BAEL (cm <sup>2</sup> )	Aadp (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Sous-sol Entre sol 2 et 1	60*60	16,36	28,8	4,72	32,17	16HA16
Etage 01et02 et RDC	55*55	8,57	24,1	3,95	24,63	16HA14
Etage03et04	50*50	5,25	20	3,59	24,13	16HA14
Etage05et06	45*45	2,23	16,2	2,61	18,47	4HA16+12HA14
Etage07et08	40*40	1,86	12,8	2,04	18,47	4HA16+12HA14
Etage09et10	35*35	1,43	9,8	1,54	18,47	12HA14
Etage11et12	30*30	1,13	7,2	1,12	9,05	8HA12

V.3.2 Ferraillage transversale

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{max})$ . Ce qui est vérifiée dans notre cas.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Tableau V.3 Ferraillage transversales des poteaux

Niveau	Sous-sol Entre sol 2,1	RDCet Etage01 et 02	Etage 03et 04	Etage 05et 06	Etage 07et 08	Etage 09et 10	Etage 11et 12
Section (cm)	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
$\phi_{min}(cm)$	2,0	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4
Lf(cm)	214,2	273,7	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3
$\lambda g$	3,57	4,97	4,04	4,49	5,05	5,78	6,74
Vu(KN)	158,97	219,23	165,16	129,56	117,54	99,83	75,65
t(z noda)	10	10	10	10	10	10	10
t(z cour)	15	15	15	15	15	15	15
$\rho$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,25	2,25
Acal(cm <sup>2</sup> )	3,73	5,61	4,01	4,01	2,57	2,67	1,91
Amin(cm <sup>2</sup> )	3,945	1,683	2,69	1,92	1,14	0,367	1,35
A <sup>t</sup> adop (cm <sup>2</sup> )	8HA10 A=6,28	8HA10 A=6,28	8HA8 A=4,02	8HA8 A=4,02	6HA8 A=3,02	6HA8 A=3,02	4HA8 A=2,01

V.3.3 Vérifications nécessaires

V.3.3.1 Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Vérifications au flambement des poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L0 (m)	Lf (m)	$\lambda$	$\alpha$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Br (m <sup>2</sup> )	N <sub>U</sub> <sup>max</sup> (KN)	Nd (KN)	Obs
Entre sol 2 et 1	60*60	3,06	2,142	12,35	0,829	32,17	0,3364	3280,06	10792,9	Vérifiée
RDC	55*55	3,91	2,737	17,22	0,811	24,63	0,2809	2746,04	8208,7	Vérifiée
étage01et02	55*55	2,89	2,023	12,73	0,828	24,63	0,2809	2746,04	7619,61	Vérifiée
étage03et04	50*50	2,89	2,023	14,00	0,823	24,13	0,2304	2020,83	6568,9	Vérifiée
étage05et06	45*45	2,89	2,023	15,55	0,817	20,36	0,1849	1571,76	5244,9	Vérifiée
étage07et08	40*40	2,89	2,023	17,49	0,809	18,47	0,1444	1138,58	4243,9	Vérifiée
étage09et10	35*35	2,89	2,023	20,00	0,797	18,47	0,1089	717,01	3248,6	Vérifiée
étage11et12	30*30	2,89	2,023	23,33	0,780	9,05	0,0784	317,10	2145,07	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

V.3.3.2 Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement la Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} v}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} v'}{I_{yy'}}$$

$$S = b \times h + 15 \frac{(A + A')}{h}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0.9 \times h$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.5 : Vérification de la contrainte dans le béton du poteaux le plus sollicité

Niveau	Entre sol 2,1	RDC	Etage 01et 02	Etage 03et 04	Etage 05et 06	Etage 07et 08	Etage 09et 10	Etage 11et 12
Section(cm)	60*60	55*55	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30
d(cm)	57	52	52	47	42	37	32	27
A(cm <sup>2</sup> )	32,17	24,63	24,63	24,13	18,47	18,47	15,21	9,05
V(cm)	32,9	30,51	28,00	25,54	23,09	20,65	18,22	15,79
V'(cm)	32,06	29,48	26,99	24,45	21,90	19,34	16,78	14,21
Iyy' (m <sup>4</sup> )	0,015	0,010	0,008	0,0055	0,0036	0,0023	0,0013	0,0007
S(m <sup>2</sup> )	0,428	0,336	0,308	0,256	0,208	0,166	0,128	0,096
N <sub>ser</sub> (MN)	2,376	1,989	1,989	1,463	1,137	0,823	0,517	0,231
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0,0015	0,0157	0,0157	0,0169	0,0157	0,0144	0,0132	0,0028

<b>MGser(MN.M)</b>	0,019	0,017	0,029	0,027	0,024	0,021	0,018	0,004
<b><math>\sigma_{bc1}</math> (MPa)</b>	5,91	6,46	6,67	6,73	6,72	6,54	6,05	3,03
<b><math>\sigma_{bc2}</math> (MPa)</b>	5,50	5,68	5,31	5,00	4,49	3,71	2,37	2,12
<b><math>\sigma_{bc'}</math> (MPa)</b>	18	18	18	18	18	18	18	18
<b>Obs</b>	Vérifier							

On remarque que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible ce qui donne que la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

### V.3.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), les contraintes de cisaillement dans le béton doivent être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime.

$$r_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{r}_{bu} = \rho \times f_{c28} \quad , \text{ Avec : } \rho = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6:** Verifications des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	$\lambda_g$	$\rho d$	d (cm)	Vu (KN)	$r_{bu}$ (MPa)	$\bar{r}_{bu}$ (MPa)	Obs
Entre sol 2 et 1	60*60	2,142	3,29	0,04	57	158,97	0,377	1,2	Verifier
RDC	55*55	2,737	4,56	0,04	52	219,23	0,293	1,2	Verifier
étage01et02	55*55	2,023	3,67	0,04	52	219,23	0,427	1,2	Verifier
étage03et04	50*50	2,023	4,04	0,04	47	156,16	0,549	1,2	Verifier
étage05et06	45*45	2,023	4,49	0,04	42	129,56	0,619	1,2	Verifier
étage07et08	40*40	2,023	5,05	0,075	37	117,54	0,637	2,25	Verifier
étage09et10	35*35	2,023	5,78	0,075	32	99,83	0,613	2,25	Verifier
étage11et12	30*30	2,023	6,74	0,075	27	75,65	0,573	2,25	Verifier

On remarque d'après le tableau V.6 que la condition exigée par le RPA99/2003, est vérifiée pour tous les étages.

### Dispositions constructives

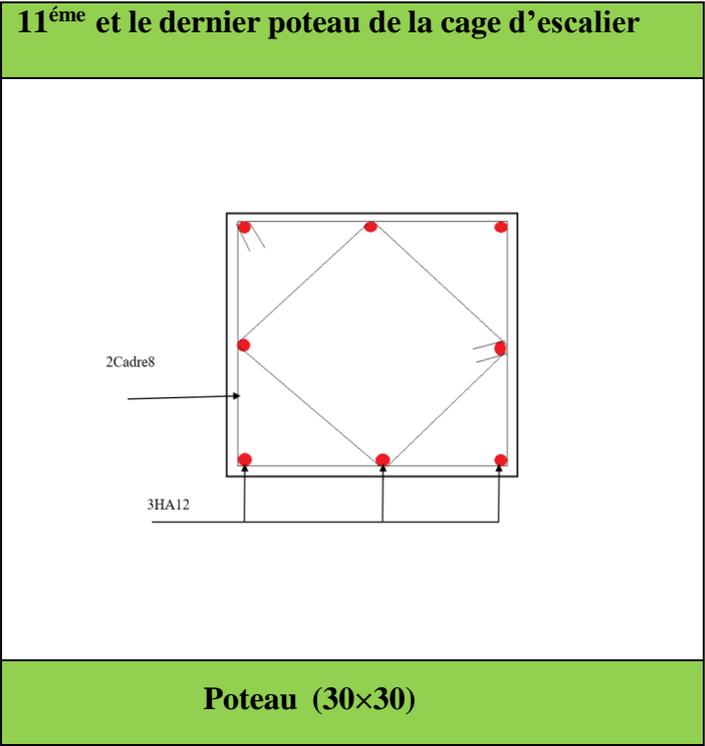
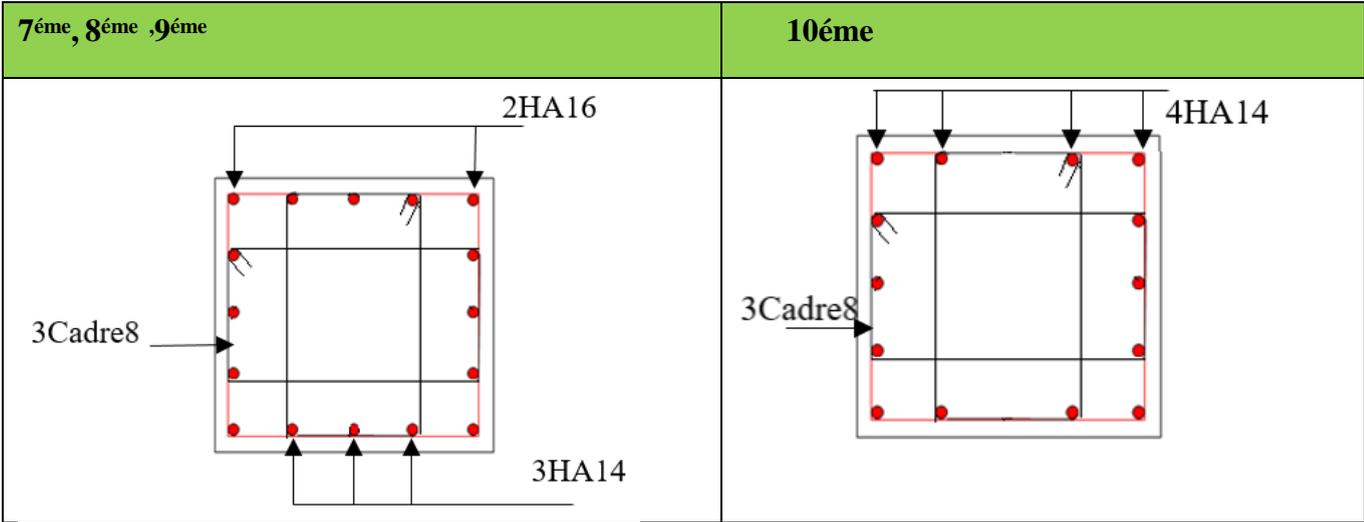
La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1.4 = 1.4 \text{ cm}$

Longueur de recouvrement :  $l_r \geq 40 \times \phi$  { *Poure*  $\phi = 1.4cm \Rightarrow l_r = 56cm$   
*Poure*  $\phi = 1.6cm \Rightarrow l_r = 64cm$   
*Poure*  $\phi = 2cm \Rightarrow l_r = 80cm$

Tableau V.2: Schema de ferraillage des Poteau

SOUS SOL , ENTRE SOL 1 ET 2	RDC ,1ère et 2ème
<p style="text-align: right;">5HA16</p> <p>4Cadre10</p>	<p style="text-align: right;">5HA14</p> <p>4Cadre 10</p>
3ème, 4ème	5ème, 6ème
<p style="text-align: right;">5HA14</p> <p>4Cadre 8</p>	<p style="text-align: right;">2HA16</p> <p>4Cadre8</p> <p style="text-align: right;">3HA14</p>



#### V.4 Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant), les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 sont les suivantes:  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$  (ELU),  $G + Q$  (ELS),  $G + Q + E$  et  $0.8 \times G + E$  (ELA).

##### V.4.1 Ferrailage des poutres

- **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% de la section du béton en toute section,  $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$ .

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% de la section du béton en zone courante, 6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des armatures de recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ .

$S_t$  : Espacement maximum entre les armatures transversales, donné comme suit  
 $S_t = \frac{h}{\min(\frac{1}{4}, 12, \frac{l}{1})} \times \phi$ . → en zone nodale, Avec  $\phi$  : La valeur du diamètre le plus petit utilisé.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  → en dehors de la zone nodale

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

##### V.4.2 Sollicitation et calcul du ferrailage

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS

- ❖ **Poutres principales**

$b = 30\text{cm}$ ,  $h = 45\text{cm}$ ,  $d = 42\text{cm}$ , FPN, situation durable ( $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ ,  $f_e = 348\text{MPa}$ ), situation accidentelle ( $f_{bu} = 18.48\text{MPa}$ ,  $f_e = 400\text{MPa}$ )

Tableau V.8 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	M(kn.m)	Acal	Amin RPA	Aadpt	Choix Nbr barre Par fibre
Etage parking + Commerce	P.Principale	30×40	Appui	124,53	9,08	6	9,42	3HA12+3HA16
		30×40	Travée	99,8	7,15		7,16	2HA16+1HA20
	P.Secondaire	30×35	Appui	159,49	14,41	5,25	15,45	3HA16+3HA20
		30×35	Travée	23,21	7,2		15,45	3HA16+3HA20
Etage Courant	P.Principale	30×40	Appui	120,95	9,08	6	9,42	3HA12+3HA16
		30×40	Travée	93,04	7,15		7,16	2HA16+1HA20
	P.Secondaire	30×35	Appui	139,1	14,41	5,25	15,45	3HA16+3HA20
		30×35	Travée	41,13	7,2		8,01	3HA14+3HA12
Terrasse inaccessible	P.Principale	30×40	Appui	44,54	3,55	6	6,79	3HA12+3HA12
		30×40	Travée	41,76	3,32		6,79	3HA12+3HA12
	P.Secondaire	30×35	Appui	22	3,55	5,25	6,79	3HA12+3HA12
		30×35	Travée	25	3,32		6,79	3HA12+3HA12

V.4.2.1 Longueurs de recouvrements

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.4 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm on adopte } l_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 80\text{cm on adopte } l_r = 85 \text{ cm}$$

V.4.2.2 Armatures transversales

Calcul  $\phi_t : \phi_t \leq \min \left( \phi ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$  BAEL91 (Article H.III.3)

{ Poutres principales (40×30)  $\phi_t \leq \min(1,2; 1,28; 3)$

{ Poutres secondaires (35×30)  $\phi_t \leq \min(1,2; 1,14; 3)$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

V.4.2.3 Calcul des espacements des armatures transversales RPA99/2003 (Art7.5.2.2)  
 $S_t \leq \frac{h}{\min}$  Poutres Principales  $S_t = 10\text{cm}$

En zone nodale:  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t) \Rightarrow$  { Poutres Secondaires  $S_t = 10\text{cm}$

En zone courantes :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$  { Poutres Principales  $S_t = 15\text{cm}$   
 Poutres Secondaires  $S_t = 15\text{cm}$

V.4.3 Vérification des sections d'armatures transversales minimales

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 < A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 \dots\dots$  vérifier

V.4.4 Vérifications (BAEL91)

a) Vérification à l'ELU

1- Condition de non fragilité

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots$  vérifier

2- Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

En zone de recouvrement:  $A_{\max} = 4\% (b \times h)$   
 Poutres principales :  $A_{\max} = 108\text{cm}^2$   
 { Poutres secondaires :  $A_{\max} = 72\text{cm}^2 \dots\dots$  vérifier

En zone courante:  $A_{\max} = 6\% (b \times h)$   
 Poutres principales :  $A_{\max} = 72\text{cm}^2$   
 { Poutres secondaires:  $A_{\max} = 48\text{cm}^2 \dots\dots\dots$  vérifier

3- Contrainte tangentielle maximale

• Vérification de l'effort tranchant (F.P.N)

$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0.2 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa})$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables

Tableau V.9: Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$r_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principale	146,29	1,32	4	vérifier
Secondaire	185,45	1,76	4	vérifier

• Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{rive} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Tableau V.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	V <sup>max</sup> (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>rive</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>l</sub> <sup>inter</sup> (cm <sup>2</sup> )	Obse
Principale	146,11	166,92	16,59	4,2	-10,21	vérifier
Secondaires	185,45	96,58	9,24	2,4	-7,24	vérifier

V.4.5 Vérification à l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + A_s \times (y - d')^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$$

Tableau V.11 : Vérification de la limite de compression de béton

Poutres	Local	M <sup>ser</sup> (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Principales	Travée	53,95	8,76	14813	7,13	18	vérifier
	Appui	92,23	7,78	15830	7,00	18	vérifier
Secondaires	Travée	40,85	7,25	36412	8,93	18	vérifier
	Appui	74,6	8,16	45761	4,68	18	vérifier

➤ Etat limite de déformation

Etat limite de déformation d'après le BAEL 91(Article B.6.5) et CBA 93 est comme suit :

- 1)  $h \geq hf = \max(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M0})$
- 2)  $A \leq Af = \frac{4,2 b d}{f_e}$
- 3)  $L \leq 8m$

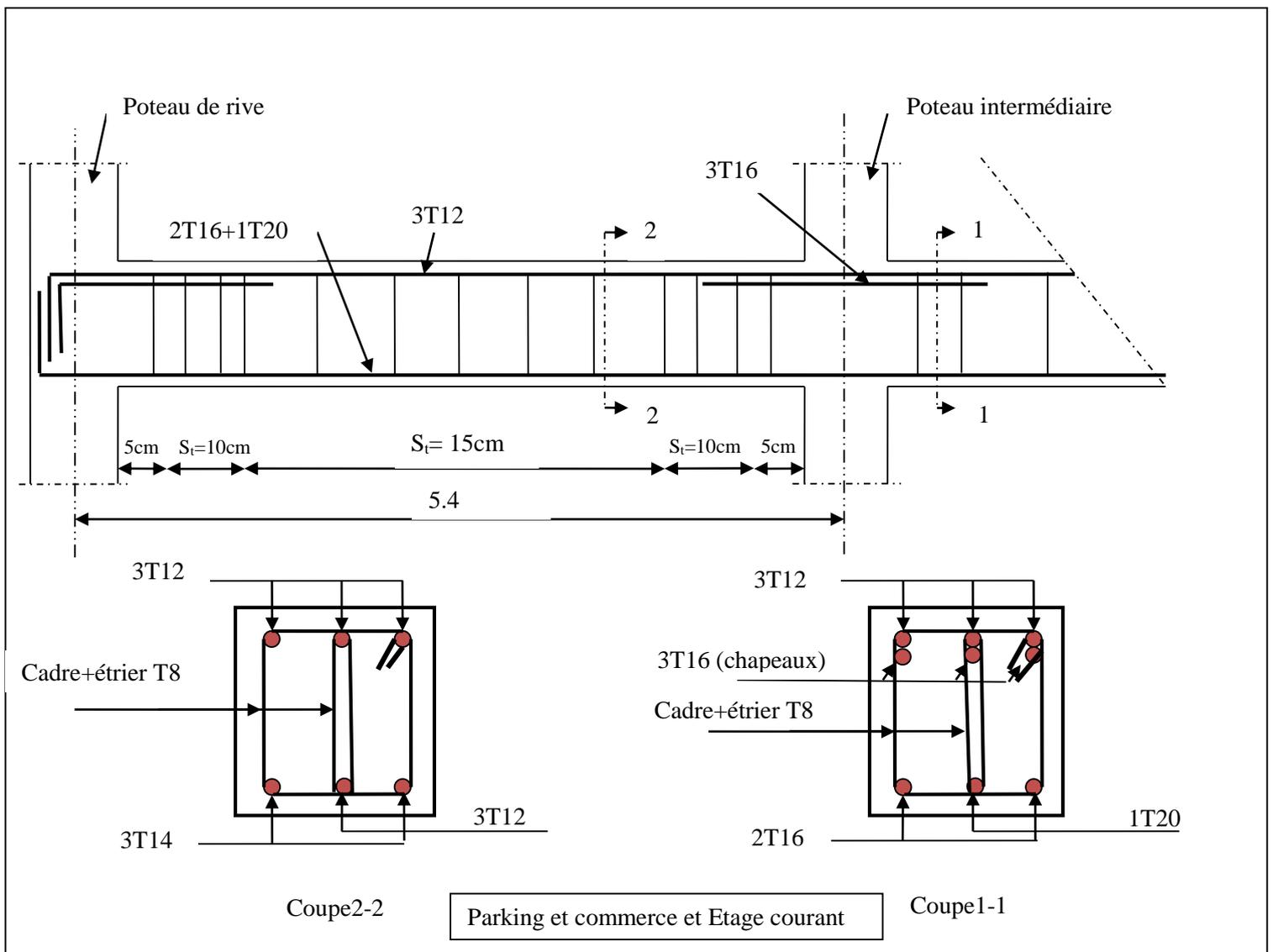
Tableau V.12 : Vérification de la flèche des poutres

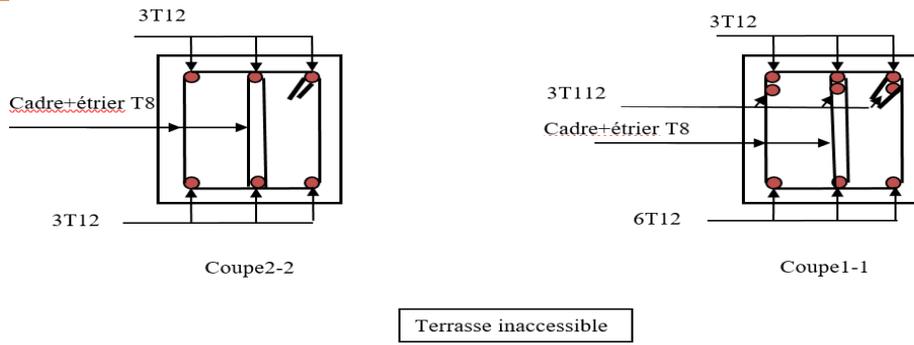
Poutres	$h_t$ (cm)	$b$ (cm)	$L$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{1}{16} \times l$ (cm)	$\frac{4,2 \times b \times d}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	(1)	(2)	(3)
Principales	40	30	540	9,24	33,75	11,65	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Secondaires	35	30	415	9,24	25,94	10,08	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

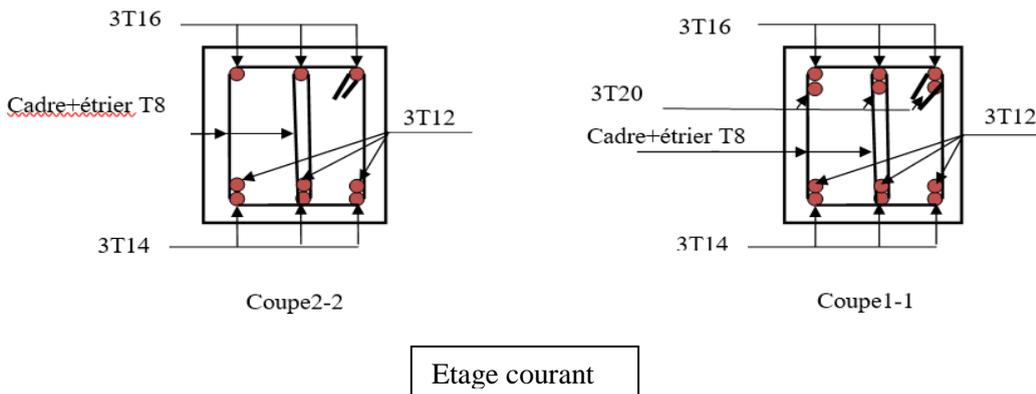
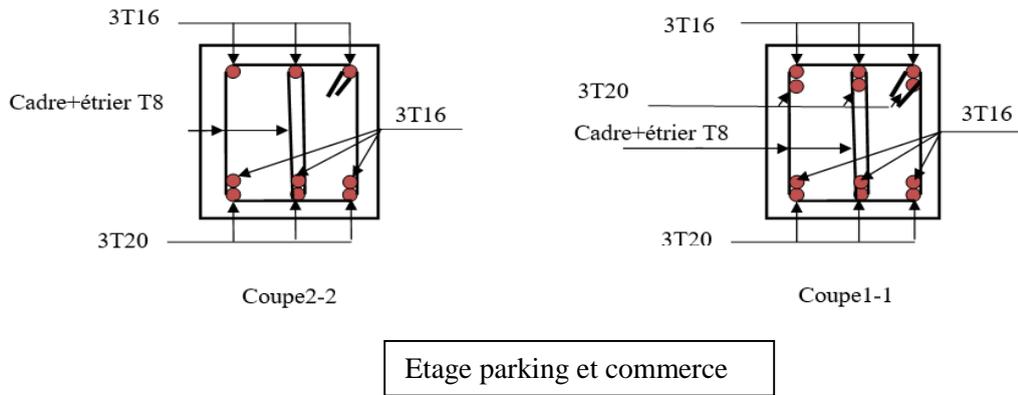
V.4.6 Schéma de ferrailage des poutres

a) poutres principales :





**b) Poutres Secondaires :**



**Figure V.3** schéma de ferrailage des poutres des poutres principales et secondaires

**Vérification des zones nodales**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans

les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s, \text{ Avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s \begin{cases} = 1.15 \text{ (situation durable)} \\ = 1 \text{ (situation accidentale)} \end{cases}$$

Les moments résistants des poteaux et des poutres sont présentés dans les tableaux suivants:

Tableau V.13 : Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )/Face	$\sigma_s$ (Mpa)	$M_r$ (KN.m)
Entre sol 2	60*60	54,00	12,57	400	236,10
Entre sol 1	60*60	54,00	25,13	400	472,01
RDC	55*55	49,50	20,61	400	354,85
Etage 1	55*55	49,50	16,08	400	276,86
Etage 2	55*55	49,50	16,08	400	276,86
Etage 3	50*50	45,00	16,08	400	251,69
Etage 4	50*50	45,00	16,08	400	251,69
Etage 5	45*45	40,50	15,14	400	213,28
Etage 6	45*45	40,50	14,2	400	200,03
Etage 7	40*40	36,00	12,66	400	158,53
Etage 8	40*40	36,00	11,12	400	139,24
Etage 9	35*35	31,50	10,18	400	111,54
Etage 10	35*35	31,50	9,24	400	101,24
Etage 11	30*30	27,00	9,24	400	86,78
Etage 12	30*30	27,00	9,24	400	86,78

Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poutres principales

Niveau	Localisation	H(m)	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	Mr(kn.m)
Entre sol 1 et 2	appuis	0,40	0,36	9,24	400	117,95
	travées	0,40	0,36	9,24	400	117,95
Etage courant	appuis	0,40	0,36	16,58	400	117,95
	travées	0,40	0,36	16,58	400	117,95
Terrasse inaccessible	appuis	0,40	0,36	6,78	400	85,02
	travées	0,40	0,36	6,78	400	85,02

Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poutres Secondaires

Niveau	Localisation	H(m)	Z(m)	As(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	Mr(kn.m)
Entre sol 1 et 2	appuis	0,35	0,315	15,45	400	169,29
	travées	0,35	0,315	15,45	400	169,29
Etage courant	appuis	0,35	0,315	15,45	400	169,29
	travées	0,35	0,315	15,45	400	169,29
Terrasse inaccessible	appuis	0,35	0,315	6,79	400	74,39
	travées	0,35	0,315	6,79	400	74,39

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales selon le sens Principale

Niveaux	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	ME	1.25*(Mw+ME)	Obs
Entresol 1	377,72	188,77	169,28	169,28	566,48	423,20	Vérifiée
Entresol 2	169,28	377,72	169,28	169,28	547,00	423,20	Vérifiée
RDC	264,98	305,61	169,28	169,28	570,58	423,20	Vérifiée
ETAGE1	264,98	264,98	87,76	169,28	529,95	321,30	Vérifiée
ETAGE2	240,89	264,98	87,76	169,28	505,86	321,30	Vérifiée
ETAGE3	240,89	240,89	87,76	169,28	481,77	321,30	Vérifiée
ETAGE4	209,33	240,89	87,76	169,28	450,22	321,30	Vérifiée
ETAGE5	300,05	209,33	87,76	169,28	509,38	321,30	Vérifiée
ETAGE6	266,71	300,05	87,76	169,28	566,77	321,30	Vérifiée
ETAGE7	266,71	266,71	87,76	169,28	533,43	321,30	Vérifiée
ETAGE8	162,16	266,71	87,76	169,28	428,87	321,30	Vérifiée

<b>ETAGE9</b>	134,98	162,16	87,76	169,28	297,14	321,30	N vérifiée
<b>ETAGE10</b>	89,69	134,98	87,76	169,28	224,67	321,30	N vérifiée
<b>ETAGE11</b>	63,77	89,69	87,76	169,28	153,45	321,30	N vérifiée
<b>ETAGE12</b>	134,98	162,16	87,76	169,28	297,14	321,30	N vérifiée

On remarque les rotules parasismiques sont pas vérifier du 9iem étage au dernier niveaux, donc il faut augmenter la section d'acier 4HA16+12HA14 dans étage 9

Tableau V.18 : Vérification des zones nodales selon la sens secondaires

Niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	ME	1.25*(Mw+ME)	Obs
<b>Entresol 1</b>	377,72	188,77	169,28	169,28	566,48	423,20	Vérifiée
<b>Entresol 2</b>	169,28	377,72	169,28	169,28	547,00	423,20	Vérifiée
<b>RDC</b>	264,98	305,61	169,28	169,28	570,58	423,20	Vérifiée
<b>ETAGE1</b>	264,98	264,98	87,76	169,28	529,95	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE2</b>	240,89	264,98	87,76	169,28	505,86	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE3</b>	240,89	240,89	87,76	169,28	481,77	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE4</b>	209,33	240,89	87,76	169,28	450,22	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE5</b>	300,05	209,33	87,76	169,28	509,38	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE6</b>	266,71	300,05	87,76	169,28	566,77	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE7</b>	266,71	266,71	87,76	169,28	533,43	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE8</b>	233,37	266,71	87,76	169,28	500,09	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE9</b>	134,98	233,37	87,76	169,28	368,36	321,30	Vérifiée
<b>ETAGE10</b>	89,69	134,98	87,76	169,28	224,67	321,30	N vérifiée
<b>ETAGE11</b>	63,77	89,69	87,76	169,28	153,45	321,30	N vérifiée
<b>ETAGE12</b>	0,00	63,77	74,39	74,39	63,77	185,99	N vérifiée

Tableau V.19 : Vérification des zones nodales selon le sens Principale

Niveaux	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	ME	1.25*(Mw+ME)	Obs
<b>Entresol 1</b>	377,72	188,77	64,49	117,95	566,48	228,05	Vérifiée
<b>Entresol 2</b>	64,49	377,72	64,49	117,95	442,21	228,05	Vérifiée
<b>RDC</b>	264,98	305,61	64,49	117,95	570,58	228,05	Vérifiée
<b>ETAGE1</b>	264,98	264,98	64,49	100,30	529,95	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE2</b>	240,89	264,98	64,49	100,30	505,86	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE3</b>	240,89	240,89	64,49	100,30	481,77	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE4</b>	209,33	240,89	64,49	100,30	450,22	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE5</b>	300,05	209,33	64,49	100,30	509,38	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE6</b>	266,71	300,05	64,49	100,30	566,77	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE7</b>	266,71	266,71	64,49	100,30	533,43	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE8</b>	233,37	266,71	64,49	100,30	500,09	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE9</b>	134,98	233,37	64,49	100,30	368,36	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE10</b>	89,69	134,98	64,49	100,30	224,67	205,98	Vérifiée
<b>ETAGE11</b>	63,77	89,69	64,49	100,30	153,45	205,98	N vérifiée
<b>ETAGE12</b>	0,00	63,77	85,02	85,02	63,77	212,56	N vérifiée

### V.5 Étude des voiles

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II<sub>a</sub> avec une hauteur qui dépasse quatre niveaux (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :  $1.35G + 1.5Q$ ,  $G + Q \pm E$ ,  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned} M^{\max} &\rightarrow N_{\text{corr}} \\ \{G^{\max} &\rightarrow M_{\text{corr}} \\ N^{\min} &\rightarrow M_{\text{corr}} \end{aligned}$$

#### V.5.1 Recommandation du RPA99 version 2003

##### ❖ Armatures verticales : article (7.7.4.1)

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la

$$\text{section du béton, } A_{\min} = 0.2\% \times l \times e, \text{ Avec } \begin{cases} l_r: \text{longueur de la zone tendue} \\ e: \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

❖ **Armatures horizontal : article (7.7.4.2)**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher

de flamber, il sont disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, il doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de  $10\Phi$

❖ **Armatures Transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

❖ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.15\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0.10\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante} \end{cases}$$

-  $\Phi_1 \leq (1/10) \times e$  (exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $St \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par (m<sup>2</sup>).

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement {  $40 \times \Phi$  : barres en zones ou le renversement de signes des efforts est possible  
 $20 \times \Phi$  : barres en comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule  $A_{ij} = (1.1 \times V)/f_e$ , Avec  $V=1.4 \times V_u$   
Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### ❖ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (b×h).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA.

#### ❖ Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :  $A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$ , Avec  $r_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans les tableaux ci-après où :

$A_{voile}^{min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile

$A_{voile}^{calculée}$  : Section d'armature calculée pour une seule face de voile

$A_{voile}^{adoptée}$  : Section d'armature adopter pour une seule face de voile.

$N^{bre}/_{face}$  : Nombre de barres adoptées par face, St : Espacement

$A_h^{min}/_{voile}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ( $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ )

$A_h^{calculée}$  : Section d'armature calculée

$A_h^{adoptée}/_{ml}$  : Section d'armature adopté pour un mètre linéaire

$N^{bre}/_{ml}$  : Nombre de barres adopté par un mètre linéaire

Le ferrailage se fait par méthode des contraintes.

**Tableau V.20** : Ferrailage du voile au niveau du parking et commerce

VX1 Parking et commerce	
L(m)	4
e(cm)	20
M(kn.m)	12087,61
N(KN)	4499,4
V(kn)	891,84
$\sigma +$ (MPa)	20,12
$\sigma -$ (MPa)	-13,69
Lt (m)	1,9
Lc (m)	2,7
$\sigma_1$ (MPa)	9,36
$\sigma_2$ (MPa)	4,68
$\sigma_3$ (MPa)	2,88
D1(m)	0,6
D2(m)	0,65
D3(m)	0,65
D4(m)	0,4
N1(MN)	1,383
N2(MN)	0,9126
N3(MN)	0,3042
N4(MN)	0,1152
A1 (cm <sup>2</sup> )	34,5
A2 (cm <sup>2</sup> )	22,8
A3 (cm <sup>2</sup> )	7,6
A4 (cm <sup>2</sup> )	-18,72
Nombres barres/Face	8HA20+6HA14+3HA10
Av adop (cm <sup>2</sup> )	36,73
$\tau_u$ (MPa)	1,36
$\tau_{adm}$ (MPa)	6
Ah (cm <sup>2</sup> )	0,76
Nombres barres/Face	2HA10
Ah adopté (cm <sup>2</sup> )	1,57
St (cm)	20

Tableau V.21 : Ferrailage du voile au niveau du parking et commerce

VY Parking et commerce	
L(m)	2,65
e(cm)	20
M(kn.m)	3859,80
N(KN)	4614,5
V(kn)	578,96
Lc(m)	1,50
Lt(m)	1,15
N1(MN)	0,646
N2(MN)	0,259
A1(cm <sup>2</sup> )	16,15
A2(cm <sup>2</sup> )	-13,22
Av min (cm <sup>2</sup> )	5,3
Av adop (cm <sup>2</sup> )	17,47
Nombres barres/Face	4HA14+10HA12
St1 (cm)	10
St2 (cm)	20
Ah (cm <sup>2</sup> )	0,85
Nombres barres/Face	2HA10
Ah adopté (cm <sup>2</sup> )	1,57
$\tau_u$ (MPa)	1,53
$\tau_{adm}$ (MPa)	6
St (cm)	10

V.5.1 Schéma de ferrailage du voile vy

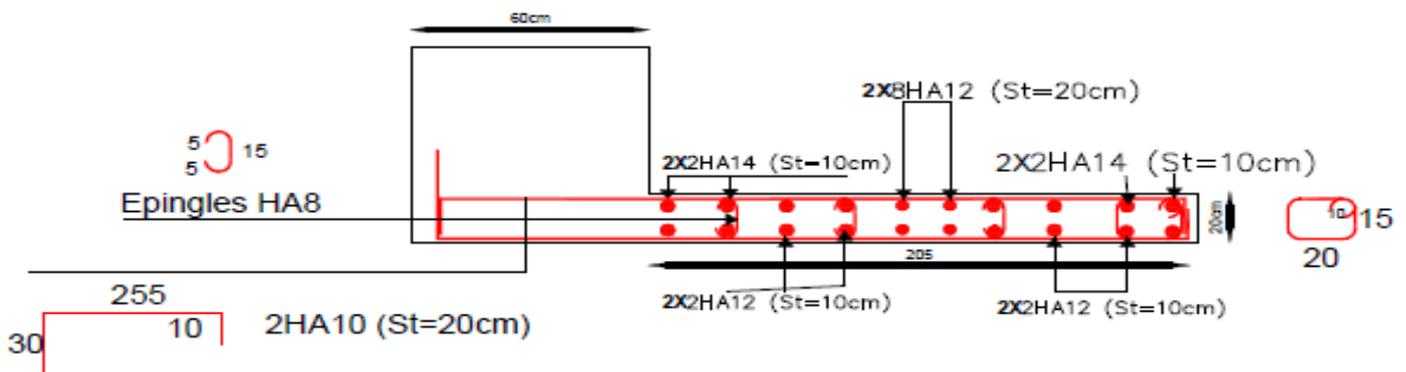


Fig. V.4: Schéma de ferrailage du voile VY

### Conclusion

Le ferraillage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferraillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

## **Chapitre VI**

## **Etude de l'infrastructure**

**Introduction**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, il nous recommande des fondations superficielles, ancré à partir de D=1/coté terrassée de profondeur par apporte à la cote du terrain naturel et de prend comme contrainte admissible égale à 3,16 bars.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielles (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondations profonde (semelle sou pieux)

**VI.1 Etude des fondations****VI.1.1 Combinaisons de calcul**

$$1). G + Q \pm E \qquad 3). G+Q$$

$$2). 0.8 \times G \pm E \qquad 4). 1,35G+1,5Q$$

**VI.1.2 Vérification de la semelle isolée**

N : L'effort Normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS 2016, avec N=2442,472

KN (compression)

S : Surface d'appui de la semelle, avec  $S=A \times B$

$\sigma^-$  sol : Contrainte admissible du sol : 3,16 bar

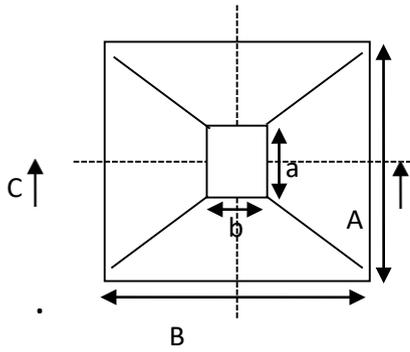


Fig.VI-1 : Vue en plan de la semelle isolée.

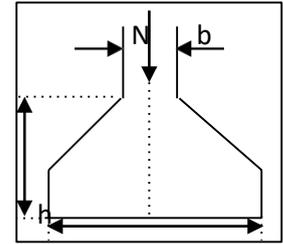


Fig.VI-2 : Coupe C-C'.

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \sigma_{sol}}}$$

B=2,78m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.1.3 Vérification de la semelle Filante

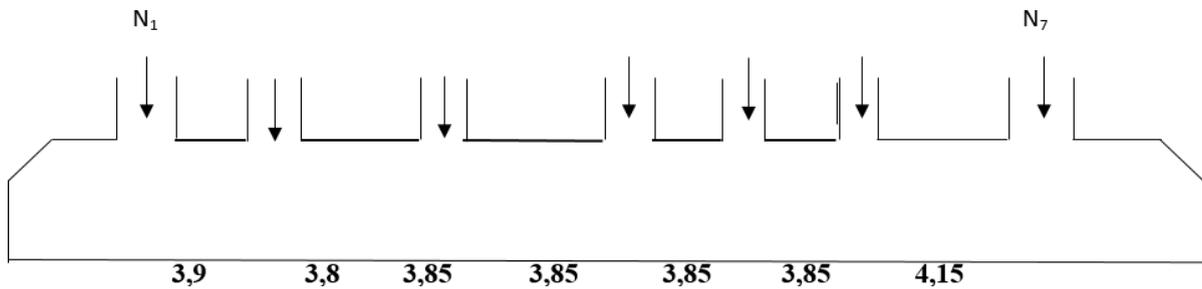


Figure VI.3 vue en élévation Semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_s$  : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 2037,41 \text{ KN}, N_2 = 2023,63 \text{ KN}, N_3 = 2009.84 \text{ KN}, N_4 = 1828,94 \text{ KN}$

$N_5 = 1815,53 \text{ KN}, N_6 = 1807,45 \text{ KN}, N_7 = 1792,39 \text{ KN}.$

$N = \sum_{i=1}^{i=7} N_i = 13315,19 \text{ KN}$

$L=28,61m$  (Longueur de la semelle plus chargée)

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \geq \frac{13315,19}{316 \times 28,61} \geq 1,47m$$

Donc le types de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes ( $B \times L$ )

### Etude des semelles filantes sous poteaux

#### Dimensionnement de la semelle filante

➤ **Calcul de la largeur de la semelle (B)**

$$S = \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{13315,19}{316} = 42,14 \text{ m}^2 \qquad B \geq \frac{42,14}{28,61} \geq 1,47m$$

Soit  $B=1,50m$

➤ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :**

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par l'équation suivante :  $ht= d+c$

Avec :

C : enrobage des armatures ;  $c=5 \text{ cm}$  ;

D : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left( \frac{B-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right)$$

$$(a \times b) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$$

$$d = 0,25m \rightarrow ht = 0,05 + 0,25 = 0,30m$$

#### Remarque

Avec le choix de  $d \geq \frac{B-a}{4}$ , les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal son pas vérifiées.

### VI.1.4 Radier général

#### VI.1.4.1 Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent-elles-même comme appuis les paliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la

réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.1.4.2 Pré dimensionnement

- **Condition de coffrage :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{540}{10} = 54cm \quad \text{Soit : } h = 55cm.$$

**L<sub>max</sub>** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 5.40m \Rightarrow h_r \geq 27cm \quad \text{On prend } h_r = 30cm.$$

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{4} * L_e \geq L_{\max} ;$$

**L<sub>e</sub>** : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (Rigide ou Flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} ;$$

**E** : Module d'élasticité du béton, E = 3.216\*10<sup>7</sup> KN/m.

**I** : Inertie de la section du radier.

**K** : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen.

$$K = 4*10^4 \text{ KN/m}$$

**b** : Inertie de la section du radier.

$$\text{On a : } I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[4]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

$$\text{Donc : } h = 0.804m$$

A partir des deux conditions on prend :

$$h_t = 90cm \quad \text{Pour les nervures et radier.}$$

$$h_r = 40cm \quad \text{Pour le radier.}$$

- **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_S \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_S} = \frac{64186,67}{316}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 203,12m^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 542,1m^2$

$$S_{rad} \leq S_{bat}$$

On n'a pas besoin de débord

Donc , On prend  $S_{rad} = S_{bat}$

- **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure :  $ht=90cm$

Hauteur de la table du radier= $30cm$

Enrobage  $d'=5cm$

La surface du radier= $542,1m^2$

#### VI.1.4.3 Vérification nécessaires

- **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

D'après le programme << **SOCOTEC** >>, on a les caractéristiques suivantes :

$$\sigma_m = \frac{3*\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{Sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_y = 24413,7m^4 \quad et \quad Y_G = 10,71m.$$

$$I_x = 29253,7m^4 \quad et \quad X_G = 36,88m.$$

**Avec :**

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

$N_U$  : Effort normal dû aux charges verticales.

$M_y$  et  $M_x$  : Moment sismique à la base.

√ Sens X-X :

$$N = 64186,6773KN \text{ et } M_x = 95317,216KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * Y = 160,218KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 316KPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * Y = 76,589KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 316KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 139,31KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 316KPa$$

→ Condition vérifiée.

√ Sens Y-Y :

$$N = 64186,6773KN \text{ et } M_y = 76061,213KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * Y = 214,294KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 316KPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * Y = 22,514KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 316KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3*\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 166,349KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 120KPa$$

→ Condition vérifiée.

- Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

√ Sens X-X :

$$e = \frac{95317,216}{64186,6773} = 1,485m \langle \frac{29,7}{4} = 7,425m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ Sens Y-Y :

$$e = \frac{76061,213}{64186,6763} = 1,185m \langle \frac{23,7}{4} = 5,925m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$N \geq F_S * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 74286,4147KN$$

$$H = 6,12m, \text{ (la hauteur de la partie encr e du bâtiment).}$$

$$F_S = 1.15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 542,1m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve :  $N \geq 43875,9477KN$  ..... Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau = \min(0.15 * f_{c28} / 1,5; 4MPa) = 3MPa$$

On considère une bande de  $b = 1$  m, de longueur  $d=0,35$ m

$$V_U \frac{N_U * L_{max}}{2 * S} = \frac{74286,4127 * 5.40}{2 * 542,1} = 68,517KN$$

$$\tau_U = \frac{68,51 * 10^{-3}}{1 * 0.35} = 0,195MPa < 3MPa \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon BAEL99(article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort normal

$$N_U \leq Q_U = 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_U = 2,558MN (G+Q+EX)$$

$$H_t = 90cm$$

$$(a*b) = (65*65)cm^2$$

$$U_c = 6,2m$$

$$N = 2,558MN \leq 5,022MN$$

Pas de risque de poinçonnement.

VI.1.4.4 Ferrailage du radier

➤ Calcul des sollicitations

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,3 = 7,5 \frac{KN}{m^2}$$

- A l'ELU :

$$q_u = \frac{N}{S_{rad}} + 1,35 \times G^0 = \frac{74286,4127}{542,1} + 7,5 = 144,53 \frac{KN}{m^2}$$

- A l'ELS :

$$q_s = \frac{N}{S} + G^0 = \frac{64186,6773}{542,1} + 7,1 = 125,50 \frac{KN}{m^2}$$

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5.40 \text{ m} ; L_y = 3.90 \text{ m.}$$

$$L_y = 5,4 - 0,65 = 4,75\text{m} ; L_x = 3,9 - 0,65 = 3,25\text{m} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,68 > 0,4$$

À l'ELU : ( $\nu = 0$ )

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,68 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portée sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0710 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} \text{ [annexe 1]}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_u = 108,39 KN.m$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 43,72 KN.m$$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_x^t = 0.75 * M_x = 81,29 KN.m \\ \text{En appui : } M_x^a = 0.5 * M_x = 54,195 KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_y^t = 0.75 * M_y = 32,79 KN.m \\ \text{En appui : } M_y^a = 0.5 * M_y = 21,86 KN.m \end{array} \right.$$

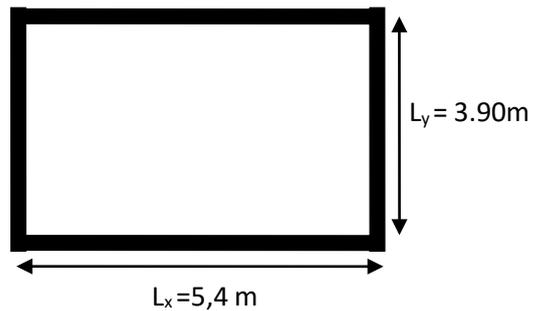


Figure VI.4 : le panneau le plus sollicité

Le ferrailage se fait pour une section  $b * h = (1 * 0.30) m^2$ .

Le ferrailage se fait à la flexion simple

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : ferrailage du radier

Localisation		M(kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadop (cm <sup>2</sup> /ml)	Nbr de barres	St(cm)
Travée	X-X	81,29	8,95	3,726	10,06	5HA16	20
	Y-Y	32,79	3,98	3,726	7,7	5HA14	20
Appui		54,195	5,898	3,726	7,7	5HA14	20

VI.1.5 Schéma de ferrailage du radier

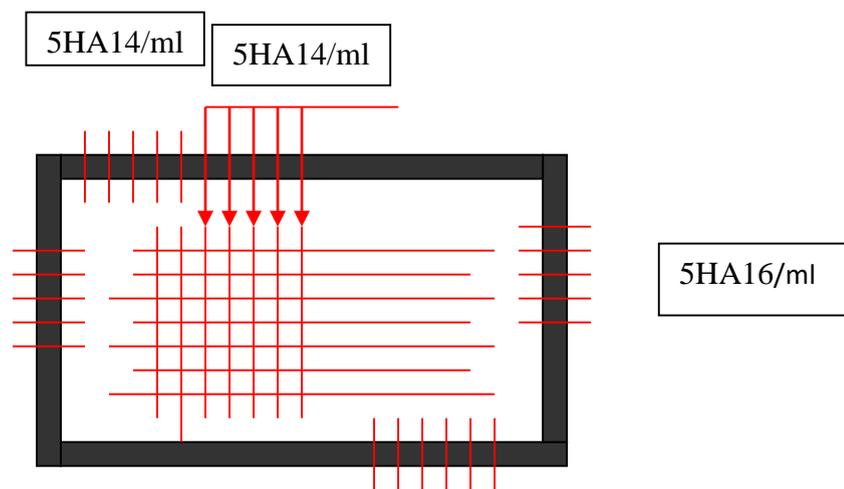


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

VI.1.5.1 Vérifications nécessaires

➤ Vérifications à l'ELU

**Cisaillement :**

On a  $\rho \geq 0,4$

$V_x=192,64\text{KN}$

$V_y=61,7\text{KN}$

$V_u \text{ max} = 192,64 \text{ KN}$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} = 0,71 \leq \bar{\tau} = 0,07 * f_{c28} / 1,5 = 1,4 \text{ MPa}$$

Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

➤ Vérification à l'ELS

$$\Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases} \text{ [annexe 1]}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_s = 101,67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 56,77 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} \text{En travée : } M^t = 0,75 * M_x = 76,25 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M^d = 0,5 M_x = 50,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M^t = 0,75 * M_y = 42,58 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M^d = 0,5 M_y = 28,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ - Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2 \right]$$

VI.1.5.2 Vérification des contraintes

Les résultats des vérifications des contraintes sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		Ms (kn.m)	Y(cm)	I(cm4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_c = 18$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 215,55$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	75,25	7,64	56707,42	10,138 ≤ 18	Vérifiée	385,36	Non vérifiée
	Y-Y	42,58	6,82	47001,33	6,178 ≤ 18	Vérifiée	274,22	Non vérifiée
Appui		54,195	6,82	47001,33	7,86 ≤ 18	Vérifiée	349,028	Non vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau VI.3 Calcul des armatures à l'ELS

Localisation		Ms(Kn.M)	$\beta(10^{-3})$	$\alpha$	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadop (cm <sup>2</sup> /ml)	Nbr de barres	St (cm)
Travée	X-X	75,25	4,788	0,329	14,52	16,08	8HA16	13
	Y-Y	42,58	2,709	0,257	8,001	10,78	7HA14	15
Appui		54,195	3,488	0,287	10,29	10,78	7HA14	15

VI.1.6 Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.68 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

\* Charge triangulaire :

Cas de plusieurs charges triangulaires  $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l^2 x_i}{\sum l x_i}$

Cas d'une seule charge triangulaire par travées:  $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$  ;  $q_v = \frac{1}{2} \times P \times l_x$

\* Charge trapézoïdale :

$q_m = \frac{p}{2} [(1 - \frac{\rho g}{3}) \times l_x g + (1 - \frac{\rho d}{3}) \times l_x d]$  ;  $\rho g = \frac{l_x g}{l_y}$

$q_v = \frac{p}{2} [(1 - \frac{\rho g}{3}) \times l_x g + (1 - \frac{\rho d}{3}) \times l_x d]$  ;  $\rho d = \frac{l_x d}{l_y}$

➤ Calcul des sollicitations

$Q_u = 143,55 \text{ kn/m}^2$

$Q_s = 125,5 \text{ kn/m}^2$

➤ Moments aux appuis :

$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

● **Sens longitudinale (Y-Y):**

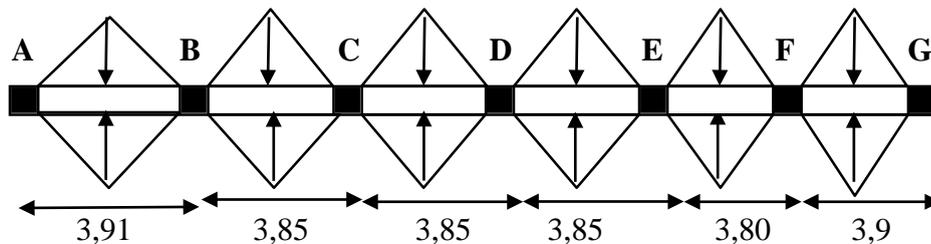


Figure VI.6 : Répartition des charges sur la nervure plus sollicitée sens yy

● **sens longitudinale (X-X) :**

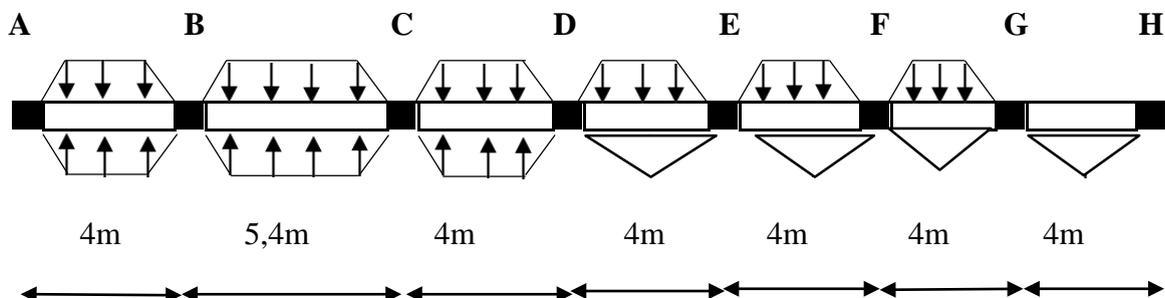


Figure VI.7 : Répartition des charges sur la nervure plus sollicitée sens xx

**Tableau VI.4 :** Les chargements sur les travées sens xx

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée G-H
qmu(KN/m)	230,17	244,36	238,61	309,67	309,67	309,67	192,71
qms(KN/m)	199,86	212,19	207,19	268,90	268,90	268,90	167,33
qv(KN/m)	189,48	212,12	198,95	242,53	242,53	242,53	144,53

**Tableau VI.5 :** Les chargements sur les travées sens yy

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
qmu(KN/m)	376,74	370,96	370,96	370,96	366,14	375,778
qms(KN/m)	327,14	322,12	322,12	322,12	317,93	326,30
qv(KN/m)	282,56	278,22	278,22	278,22	274,607	281,83

➤ **Calcul des moments**

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{ELU : } P_{\text{ner}} = 1,35 \times b \times ht \times \gamma b = 1,35 \times 0,65 \times 0,9 \times 25 = 19,74 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ner}} = b \times ht \times \gamma b = 0,65 \times 0,9 \times 25 = 14,625 \text{ KN/m}$$

➤ **Sens XX**

• **A l'ELU**

**Tableau VI.6** sollicitation dans les nervures sens xx elu

Travées	L(m)	L'(m)	Qm (kn/m)	Qv (kn/m)	Mg (Kn.m)	Md (Kn.m)	X0 (m)	Mt (Kn.m)	Vg (Kn)	Vd (kn)
A-B	4	4	249,91	209,22	0	<b>527,24</b>	2,527	798,2	268,53	550,25
B-C	5,4	4,32	264,1	231,86	527,24	465,55	2,657	<b>1459,29</b>	<b>637,45</b>	614,45
C-D	4	3,2	258,35	218,69	465,55	465,55	1,892	928,00	465,26	409,5
D-E	4	3,2	329,41	262,27	354,04	396,84	2,032	1034,43	513,84	535,84
E-F	4	3,2	329,41	262,27	396,84	396,84	2,00	1055,66	524,54	524,54
F-G	4	3,2	329,41	262,27	396,84	398,54	2,001	1056,51	524,12	524,97
G-H	4	4	212,45	164,27	398,54	0	1,531	647,53	428,18	228,91

- A L'ELS

Tableau VI.7 sollicitation dans les nervures sens xx els

Travées	L(m)	L'(m)	Qm (kn/m)	Mg (Kn.m)	Md (Kn.m)	X0 (m)	Mt (Kn.m)
A-B	4	4	214,485	0	<b>452,68</b>	2,527	685,17
B-C	5,4	4,32	226,815	452,68	399,79	2,657	<b>1253,19</b>
C-D	4	3,2	221,815	399,79	304,39	1,892	797,00
D-E	4	3,2	283,525	304,39	341,56	2,032	890,18
E-F	4	3,2	283,525	341,56	341,56	2,00	908,61
F-G	4	3,2	283,525	341,56	342,09	2,001	908,61
G-H	4	4	181,955	342,09	0	1,531	555,05

➤ Sens YY

- A l'ELU

Tableau VI.8 sollicitation dans les nervures sens yy elu

Travées	L(m)	L'(m)	Qm (kn/m)	Qv (kn/m)	Mg (Kn.m)	Md (Kn.m)	X0 (m)	Mt (Kn.m)	Vg (Kn)	Vd (kn)
A-B	3,91	3,91	396,48	302,3	0	<b>591,02</b>	2,336	1082,00	439,84	<b>742,15</b>
B-C	3,85	3,08	390,7	297,96	591,02	436,04	1,822	<b>1239,5</b>	613,89	533,32
C-D	3,85	3,08	390,7	297,96	436,04	436,04	1,925	1159,93	573,57	573,57
D-E	3,85	3,08	390,7	297,96	436,04	427,85	1,920	1155,84	575,7	571,7
E-F	3,8	3,04	385,88	294,35	427,85	581,5	2,005	1203,31	518,83	599,7
F-G	3,9	3,9	395,52	301,57	581,5	0	1,573	1070,84	737,16	438,16

- A L'ELS

Tableau VI.9 sollicitation dans les nervures sens yy els

Travées	L(m)	L'(m)	Qm (kn/m)	Mg (Kn.m)	Md (Kn.m)	X0 (m)	Mt (Kn.m)
A-B	3,91	3,91	341,665	0	<b>509,29</b>	2,336	932,4
B-C	3,85	3,08	336,645	509,29	375,71	1,822	<b>1068,03</b>
C-D	3,85	3,08	336,645	375,71	375,71	1,925	999,45
D-E	3,85	3,08	336,645	375,71	368,63	1,920	995,92
E-F	3,8	3,04	332,455	368,63	501,06	2,005	1036,75
F-G	3,9	3,9	340,825	501,06	0	1,573	922,74

VI.1.7 Ferrailage des nervures

ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple

$h=0.90m$

$h_0=0.3m$

$b_0=0.65m$

$$d=0.85m \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{5,4}; \frac{L_y^{\min}}{3,82}; \frac{L}{10} \right) \\ \Rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min \left( \frac{5,4}{2}; \frac{3,82}{2}; \frac{10}{2} \right) \Rightarrow b = 1.41m \\ \text{Sens yy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_y}{3,9}; \frac{L_x^{\min}}{3,12}; \frac{L}{10} \right) \\ \Rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min \left( \frac{3,9}{2}; \frac{3,12}{2}; \frac{10}{2} \right) \Rightarrow b = 1.45m \end{array} \right.$$

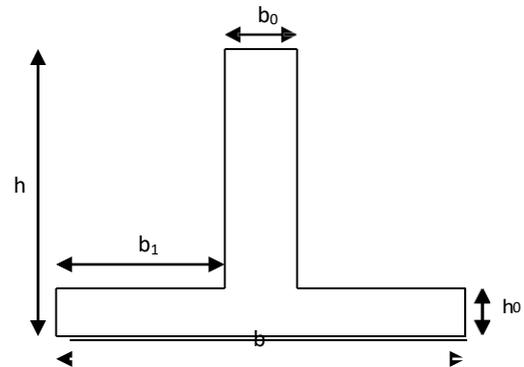


Fig. VI.8. : Section à ferrailer dans les nervures

Donc  $b= 1,45m$  les deux sens

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 :Calcul des ferrillages des nervures

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbrebarres
X-X	Travée	1459,29	44,36	35,1	48,3	6HA20+6HA25
	Appui	527,24	15,68		35,72	8HA16+4HA25
Y-Y	Travée	1239,5	37,48	35,1	40,25	5HA25+4HA20
	Appui	591,02	17,61		35,72	8HA16+4HA25

➤ Vérification a L'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

On a:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = 3 \text{MPa} \dots \dots \text{F. N}$

Sens xx:  $\tau_u = \frac{637,45 \times 10^{-3}}{1,45 \times 0,85} = 0,274 \text{MPa} < 3 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifier}$   
 {  
 Sens yy:  $\tau_u = \frac{742,215 \times 10^{-3}}{1,45 \times 0,85} = 0,602 \text{MPa} < 3 \text{MPa} \rightarrow \text{vérifier}$

⇒ Pas de risque de cisaillement des nervures

• **Armatures transversales**

$\phi_t \leq \min(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 25,71; 65) \text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10 \text{mm et}$

$A_{tran} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 3,14 \text{cm}^2$

Soit :  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_l) \Rightarrow S_t \leq \min(22,5; 12; 16) ,$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

• **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{MPa}$ .

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \sigma_s = 215,55 \text{MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11** Vérification des contrainte a l'ELS dans les nervures

Localisation		$M_{ser}$ (KNm)	I(m4)	Y(m)	$\sigma_{bc} \leq$ $\bar{\sigma}_x = 18$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq$ $\bar{\sigma}_s = 215,55$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	1253,19	0,0336	0,245	9,15	Vérifiée	337,79	Non vérifiée
	Appui	452,68	0,0264	0,216	3,71	Vérifiée	162,91	Vérifiée
Y-Y	Travée	1068,03	0,0379	0,259	7,42	Vérifiée	252,78	Non Vérifiée
	Appui	509,29	0,0264	0,216	4,17	Vérifiée	183,29	Vérifiée

➤ **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

**Tableau VI.12** Calcul des armatures a l'ELS

sens	localisation	Aadoptée(cm <sup>2</sup> )
------	--------------	----------------------------

X-X	Travée	10HA32=80,09
Y-Y	Travée	10HA32=80,09

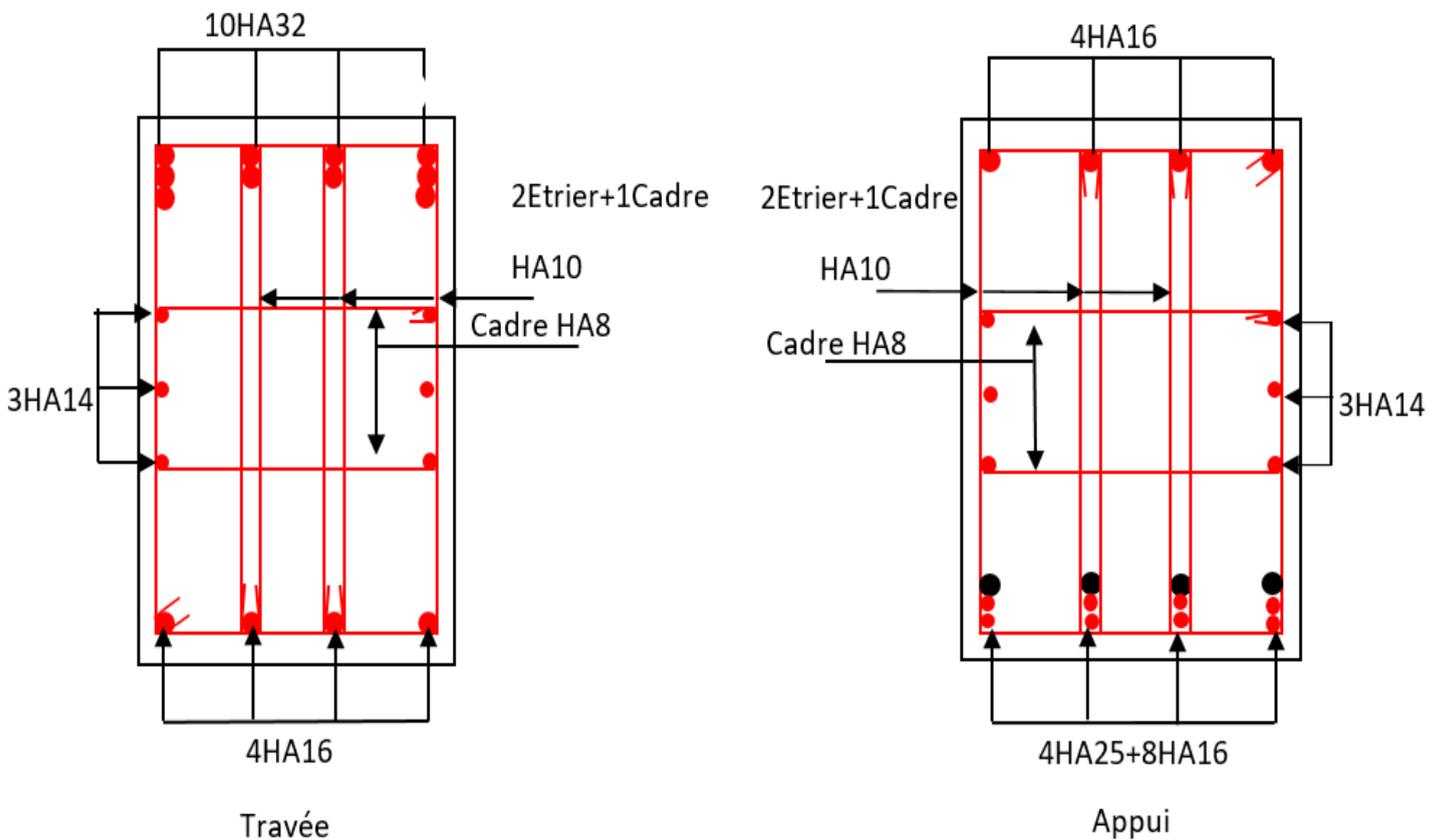
• **Les armatures de peau**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$A_p = 3\text{cm}^2$  Pour 1m de hauteur (CBA Art A-7-3)

Dans notre cas on a  $h=0,9$  donc :  $A_p = 3\text{cm}^2$  Soit  $3\text{HA}14 = 4,62\text{cm}^2$

**VI.1.8 Schémas de ferrailage**



**Figure VI. 7 :** Schéma de ferrailage de la nervure sens XX et sens YY

## VI.2 Etude de voile périphérique

Selon RPA99/V2003 (Art 10.1.2) les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique Continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.2.1 Dimensionnement des voiles

hauteur (h) = 3.06m

{ longueur (L) = 5,4m

épaisseur (e) = 20cm

#### Caractéristiques du sol

Poids spécifique:  $\gamma_h = 19,10 \text{ KN/m}^3$

{ La Cohésion: C = 91KPA

Angle de frottement:  $\varphi = 23,41^\circ$

### VI.2.2 Evaluation des charges et surcharges

On prend C = 0 (pour le cas le plus défavorable)

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

• **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 25.21 \text{ KN/m}^2$$

• **La surcharge d'exploitation**

$$Q = q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ On a: } q = 10 \text{ KN/m}^2 \text{ (Surcharges accidentelles)}$$

$$\Rightarrow Q = 4.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 31.99 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 31.99 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$L_x = 3.06 \text{ m}$ ,  $L_y = 5.4 \text{ m}$ ,  $b = 1 \text{ ml}$ ,  $e = 20 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.4} = 0.57 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travail dans les deux sens}$$

## A P'ELU

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 25.91 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.69 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.02 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.59 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.4 \times M_{0x} = -10,36 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$$

Tableau VI.13 : Ferrailages des voiles périphériques

Local	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	
Travée	x-x	22,02	0,041	0,0523	0,176	3,59	2	7HA12=7,92
	y-y	5,59	0,01	0,0126	0,179	0,897	2	7HA10=5,5
Appui	10,36	0,019	0,0239	0,178	0,167	2	7HA10=5,5	

• **Espacements**

Sens x-x:  $St \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow St = 15\text{cm}$

Sens y-y:  $St \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow St = 15\text{cm}$

• **Calcul des efforts tranchants**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y}{L_x + L_y} \Rightarrow 44.37 \text{KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x}{L_x + L_y} \Rightarrow 8.07 \text{KN} \end{cases}$$

• **Vérfications de la condition de non fragilité**

$$\begin{cases} \rho = 0.57 > 0.4 \\ e = 20\text{cm} > 12 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} \times b \times e = 1.94 \text{cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \tau_u = 0.247 \text{MPa} < \tau_u = 1.4 \text{MPa} \rightarrow$   
vérifier

Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 29.52 \text{KN/m}^2, \sigma_{min} = Q = 4.31 \text{KN/m}^2, \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.22 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 23.22 \text{KN/m}$$

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 19.97 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 8.62 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 16.97 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 7.33 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 7.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Tableau V.14 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Local		M <sup>s</sup> (KN. m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \sigma_c$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \sigma_t$ (MPa)
Travée	x-x	16,97	5,46	24107,20	3,84 < 18	vérifie	132,41 < 215,55
	y-y	7,33	4,69	18054,10	1,9 < 18	vérifie	81,06 < 215,55
Appui		7,99	4,75	18056,30	2,1 < 18	vérifie	87,95 < 215,55

VI.2.3 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

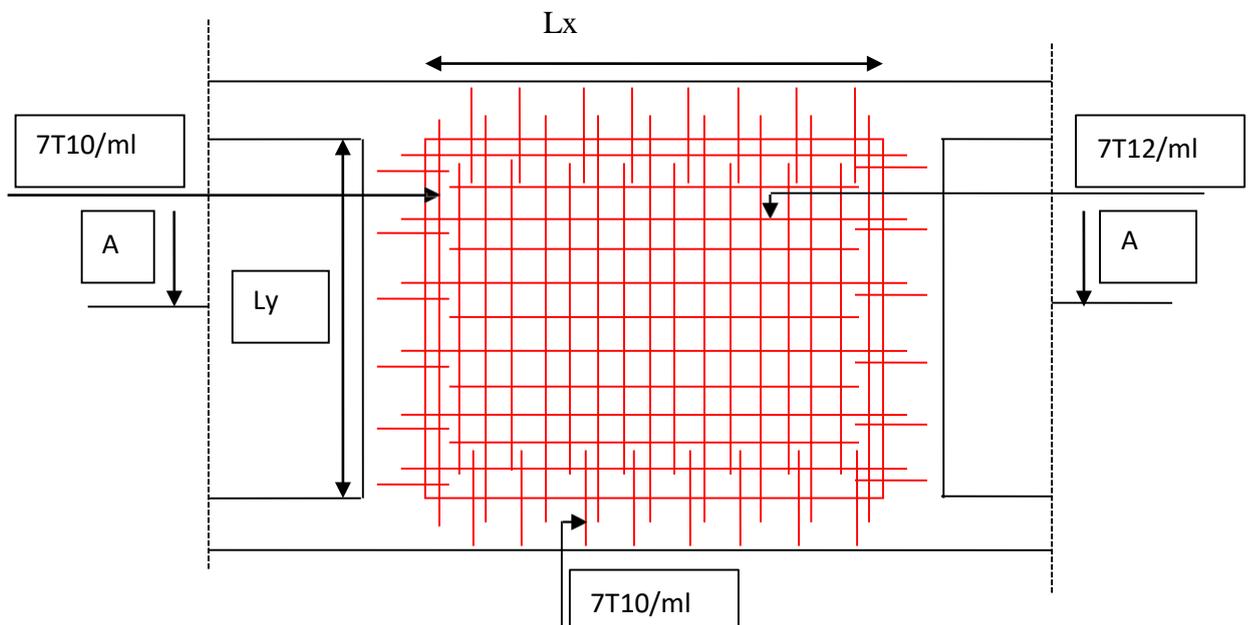
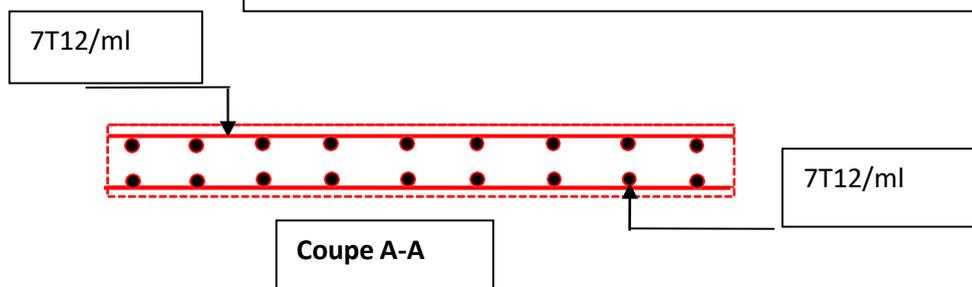


Figure VI.11: schémas de ferrailage du voile Périphérique



**Conclusion**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 30cm

Sections des nervures ;  $(b \cdot h) = (65 \cdot 90) \text{ cm}^2$ .

## **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

---

### **Conclusion générale :**

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à Mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel ETABSV16 Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires Soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques.
4. Le Choix de type de fondation dépende essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure.

Toutefois, Ce Travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

## **Bibliographie**

## *Bibliographie*

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ Mémoire de fin d'étude .
- ✓ Cahiers de cours béton du cursus.

## **Annexes**

# Annexe 1

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

**Table de PIGEAUD**

**M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u * v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension  $Lx * Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

$$\rho = 0.5$$

		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
<b>Valeur de M<sub>1</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	<b>0.1</b>	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	<b>0.2</b>	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	<b>0.3</b>	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	<b>0.4</b>	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	<b>0.5</b>	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	<b>0.6</b>	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	<b>0.7</b>	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	<b>0.8</b>	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	<b>0.9</b>	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
<b>1.0</b>	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048		
<b>Valeur de M<sub>2</sub></b>	<b>0.0</b>	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	<b>0.1</b>	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	<b>0.2</b>	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	<b>0.3</b>	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	<b>0.4</b>	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	<b>0.5</b>	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	<b>0.6</b>	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	<b>0.7</b>	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	<b>0.8</b>	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	<b>0.9</b>	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
<b>1.0</b>	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009		

## Annexe 3

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## **Annexe 4**

### **Etude de sol**

	<b>Etude Géotechnique</b>	<b>Partenaire contractant</b>
	<b>Projet:</b> Promotion immobilière en R+11 avec deux entresols et un sous-sol <b>Localisation :</b> AKBOU-W-BEJAIA	

## XVII- Conclusion et recommandations

Compte tenu des reconnaissances effectuées et des résultats obtenus, nous concluons que le terrain retenu pour le futur projet de «Réalisation de logements promotionnels en r+10 avec un sous-sol et deux entresols» sis à Akbou dans la wilaya de Bejaia, de point de vue :

### 1 / - LITHOLOGIE :

il ressort que le terrain est de formation d'éboulis de pente très hétérogène dans son extension verticale et horizontale surmonté par une mince couverture de terre arable (de 0,40 à 0,70m d'épaisseur) , Une couche sous-jacente de grande puissance, très hétérogène Eboulis de pente et des colluvions ; constituées d'un mélange de gros galets centimétrique à décimétrique, constituant ainsi des conglomérats non cimentés dans une matrice argilo-sablo-limono-graveleuse riche en concrétion carbonatée , rencontré tout le long de la profondeur d'investigation.

### 2/ - PORTANCE :

Suite aux résultats obtenus, et en considérant :

- la nature lithologique de sol
- l'importance de l'ouvrage
- Les tassements instantanés pourront se produire dans les formations pulvérulentes , et seront absorbés dès la mise en charge du sol au cours des travaux.

nous retenons pour la suite ces critères de dimensionnement :

Coté terrassée z (m)/TN	D (m)	Qadm (bars)	Formation d'assise
0	1.5/TN	<b>2.10</b>	<i>Eboulis de pente</i>
3.00	1/coté terrassée	<b>3.16</b>	
9.00	1/coté terrassée	<b>3.16</b>	

- ✓ La couche hétérogène d'éboulis de pente , sera la formation d'assise des fondations.

### 3/- DISPOSITION CONSTRUCTIVES POUR LA PERENNITE DES OUVRAGES

- ✓ Le niveau de la nappe est à -12,30,m , il est prévue de prendre des précautions à court et long terme :
- ✓ En vu du risquesismique modéré la zone d'étude et pour garantir la pérennité de l'ouvrage il est à retenir ce qui suit:

	<b>Etude Géotechnique</b>	<b>Partenaire contractant</b>
	<b>Projet:</b> Promotion immobilière en R+11 avec deux entresols et un sous-sol <b>Localisation :</b> AKBOU-W-BEJAIA	

- Respecter le règlement parasismique de la zone IIa selon le RPA99/2003.
- Le site est classé en S2 site ferme.
- ✓ Terrassement se feront par temps sec.
- ✓ Un soutènement provisoire est à envisager, pour assurer la stabilité au cours des travaux.
- Les teneurs en sulfate révèlent une classe d'agressivité inférieure à la classe XA1 (niveau faible). Néanmoins le béton fabriqué dans les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques sans aucune autre mesure particulière.  
L'usage **d'un ciment ordinaire est suffisant** conformément aux dispositions prévues dans la norme **EN 206-1** ou son équivalente la **NA 16 002**.
- Les teneurs en chlorure converties en mg/kg de terrain sont très en dessous de la limite du seuil critique de 200 ppm (mg/kg de terrain), en mesure d'enclencher la corrosion des armatures pour les ouvrages hors de l'eau, c'est pourquoi, nous recommandons la prise en compte des dispositions constructives adéquates pour la protection des aciers (béton étanche, enrobage suffisant). de manière à parvenir à la réalisation d'ouvrages durables, **notons que les aciers sont une partie indissociable du béton dont la projection présuppose celle des éléments qui le compose.**  
Les dispositions constructives doivent être adoptées conformément à la norme EN 206-1 ou son équivalente la NA 16002 (tableaux de l'annexe E, classe XD).

#### 4/- STABILITE DU SITE:

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, et les terrassements qui vont être réalisés et pour une meilleure stabilité du site alors ;

- ✓ pour, se conformer à l'instruction ministérielle n°004 en date du 07 septembre 2017. pour parer tout risque d'effondrement, ou prévoir une pente de terrassement plus adaptée nous vous proposons une pente de 2/1 (proche à l'angle de frottement). Ceci est donné à titre indicatif, pour plus de précision il y a lieu de faire une étude de stabilité avec le moyen de confortement le plus adéquat.
- ✓ Afin d'estimer les poussées derrière un ouvrage de soutènement, nous vous conseillons de prendre les caractéristiques géotechniques selon ce modèle géotechnique de la zone d'étude:

	<b>Etude Géotechnique</b>	<b>Partenaire contractant</b>
	<b>Projet:</b> Promotion immobilière en R+11 avec deux entresols et un sous-sol <b>Localisation :</b> AKBOU-W-BEJAIA	

Formation	Epaisseur (m)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (KPa)	$\phi'$ (°)	C' (KPa)
<i>Eboulis de pente</i>	>20m	17.10	19.10	23.41	91	15.60	61

- ✓ L'action de l'eau étant défavorable sur un écran de soutènement, un drainage suffisant afin d'éviter l'accumulation d'eau en arrière le voile.
- ✓ Nous attirons l'attention des responsables du projet sur la nécessité de vérifier la stabilité au renversement du soutènement, dont les paramètres suivants devront être pris en compte:
  - efforts horizontaux et verticaux ;
  - profondeur d'ancrage de fondation ;
  - géométrie de l'ouvrage de soutènement ;
  - butée éventuelle du sol.
- ✓ Pour l'ouvrage de soutènement, il conviendra de s'assurer que la hauteur de fiche est suffisante pour reprendre les efforts.

Il est important de signaler que le laboratoire LCTE n'est pas habilitée dans le cadre d'une mission G2, de jouer le rôle d'un bureau d'études structure, toutes les recommandations données dans ce rapport sont à titre indicatif.

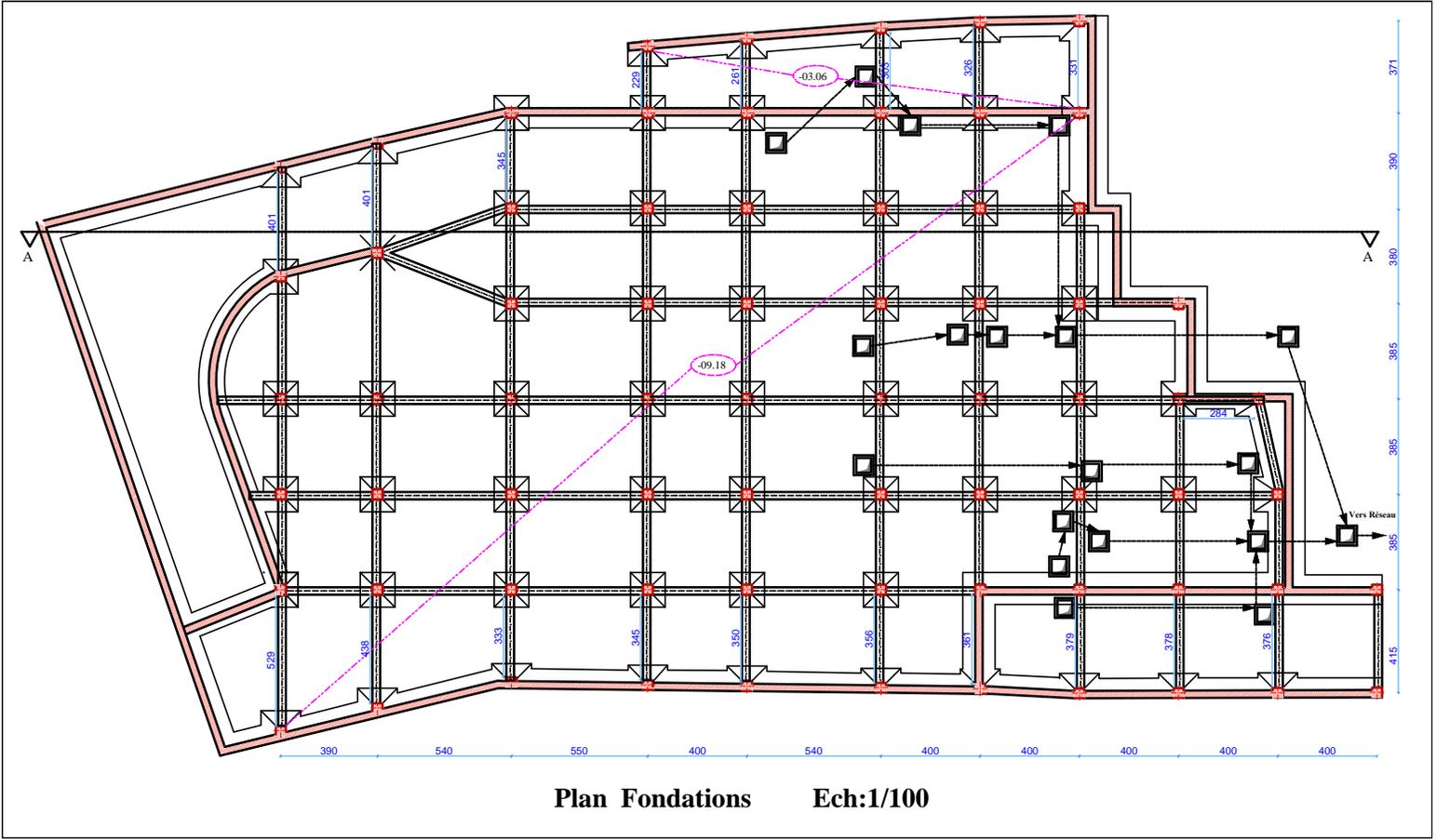
***N.B:*** Il est porté à l'attention du lecteur du présent rapport géotechnique que ce texte forme un ensemble et les informations y figurant ne peuvent être dissociées les unes des autres

**Ingénieur Chargé de l'étud**

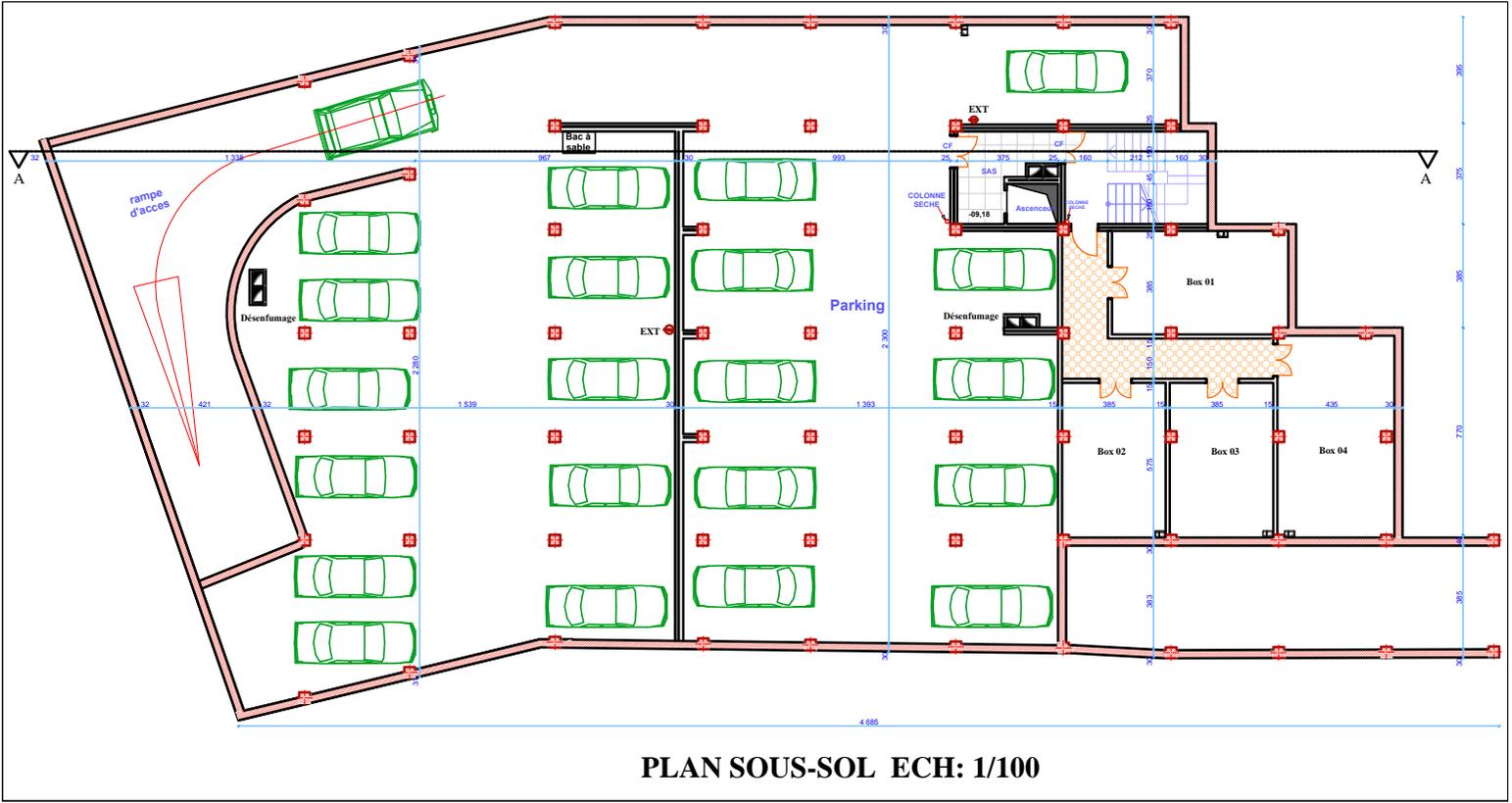


## **Annexe 5**

### **Plan architecturaux**

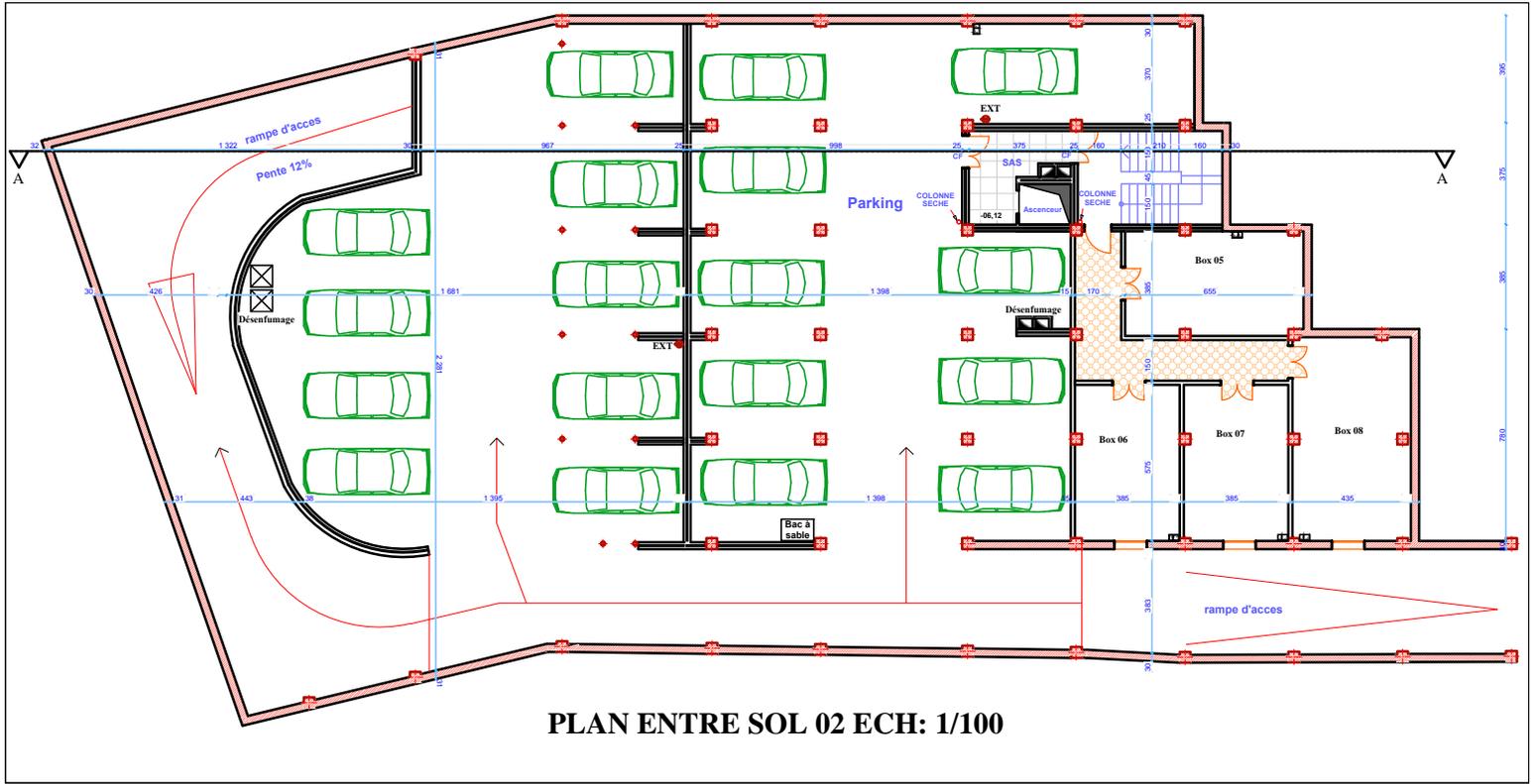


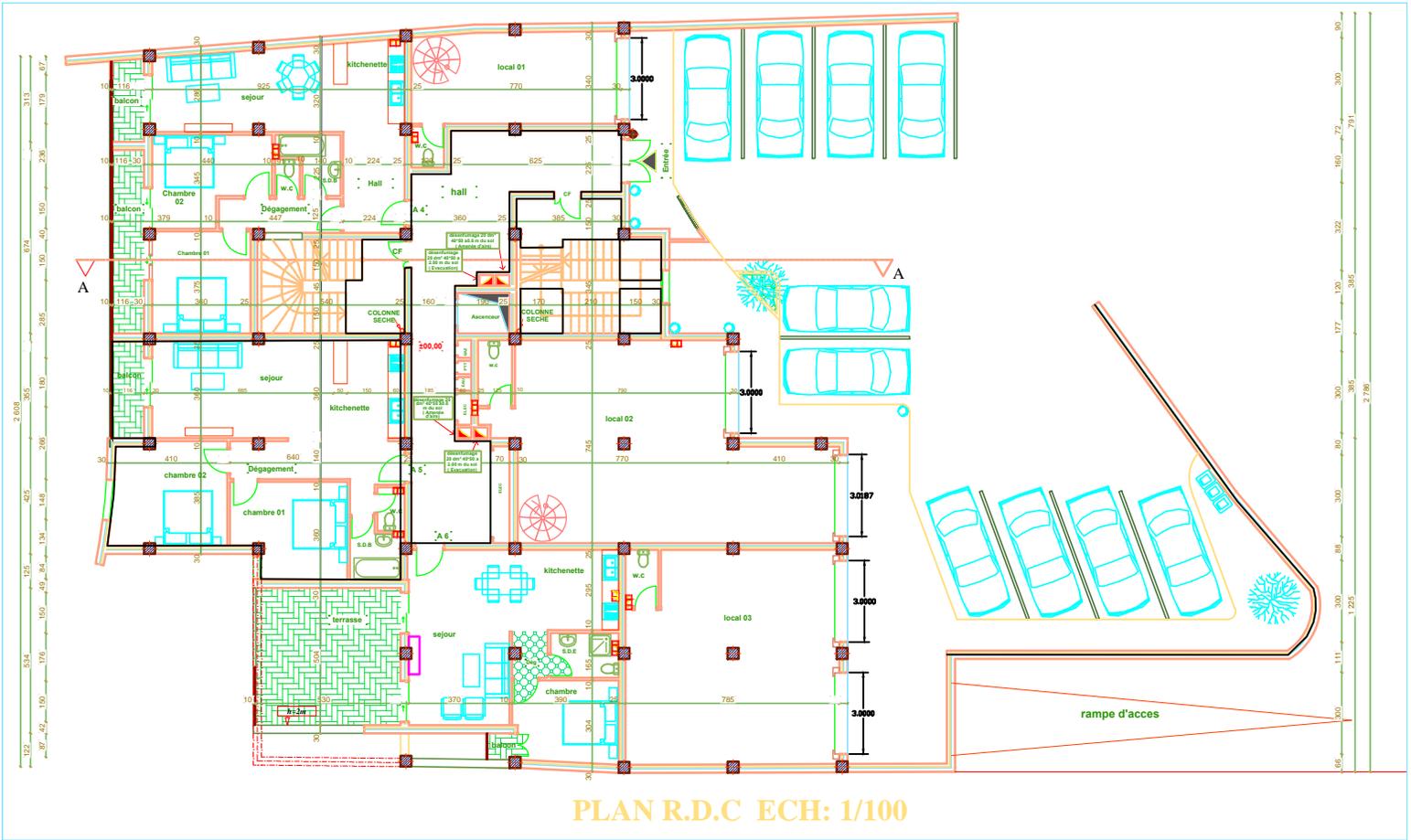
**Plan Fondations Ech:1/100**

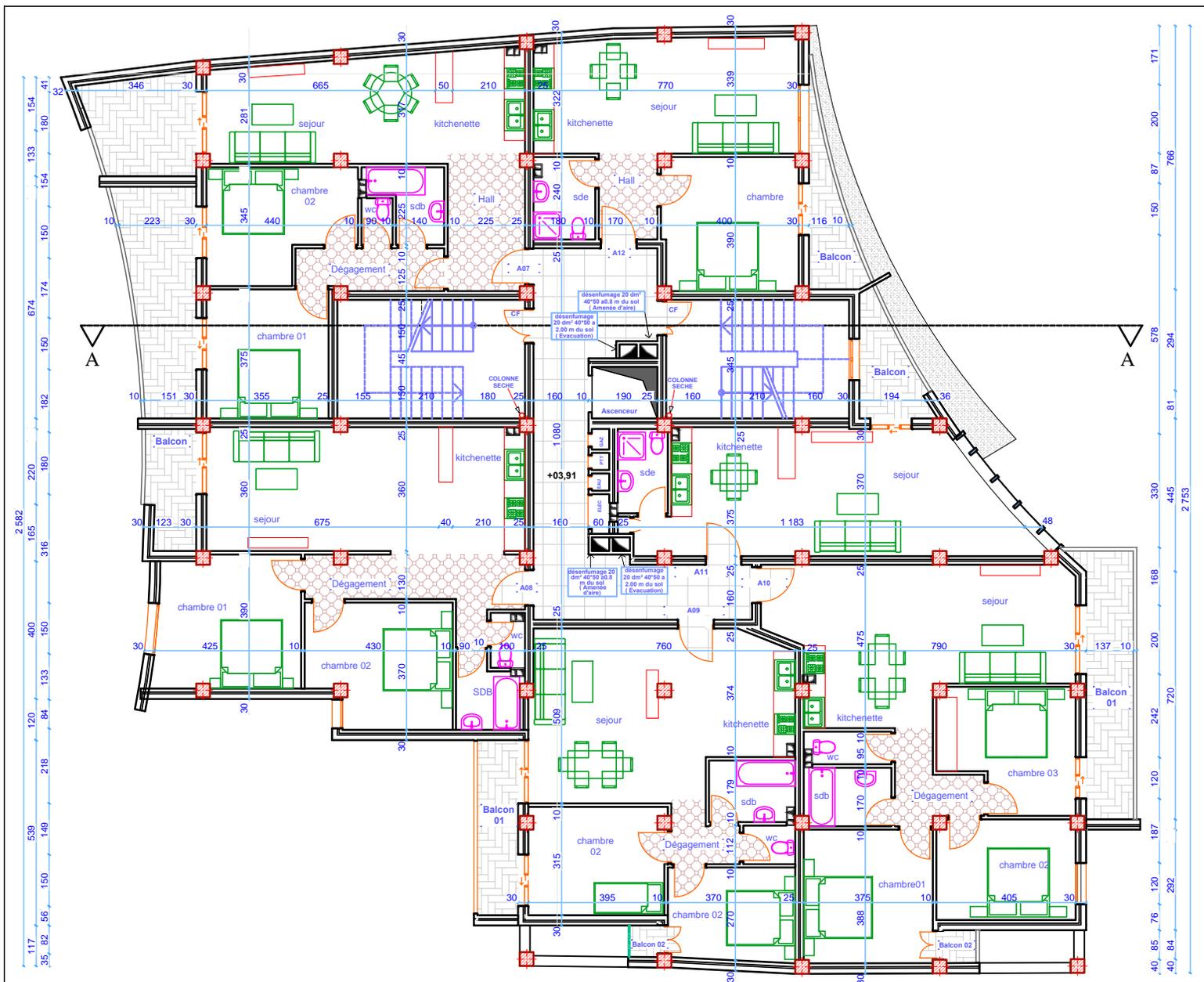


**PLAN SOUS-SOL ECH: 1/100**



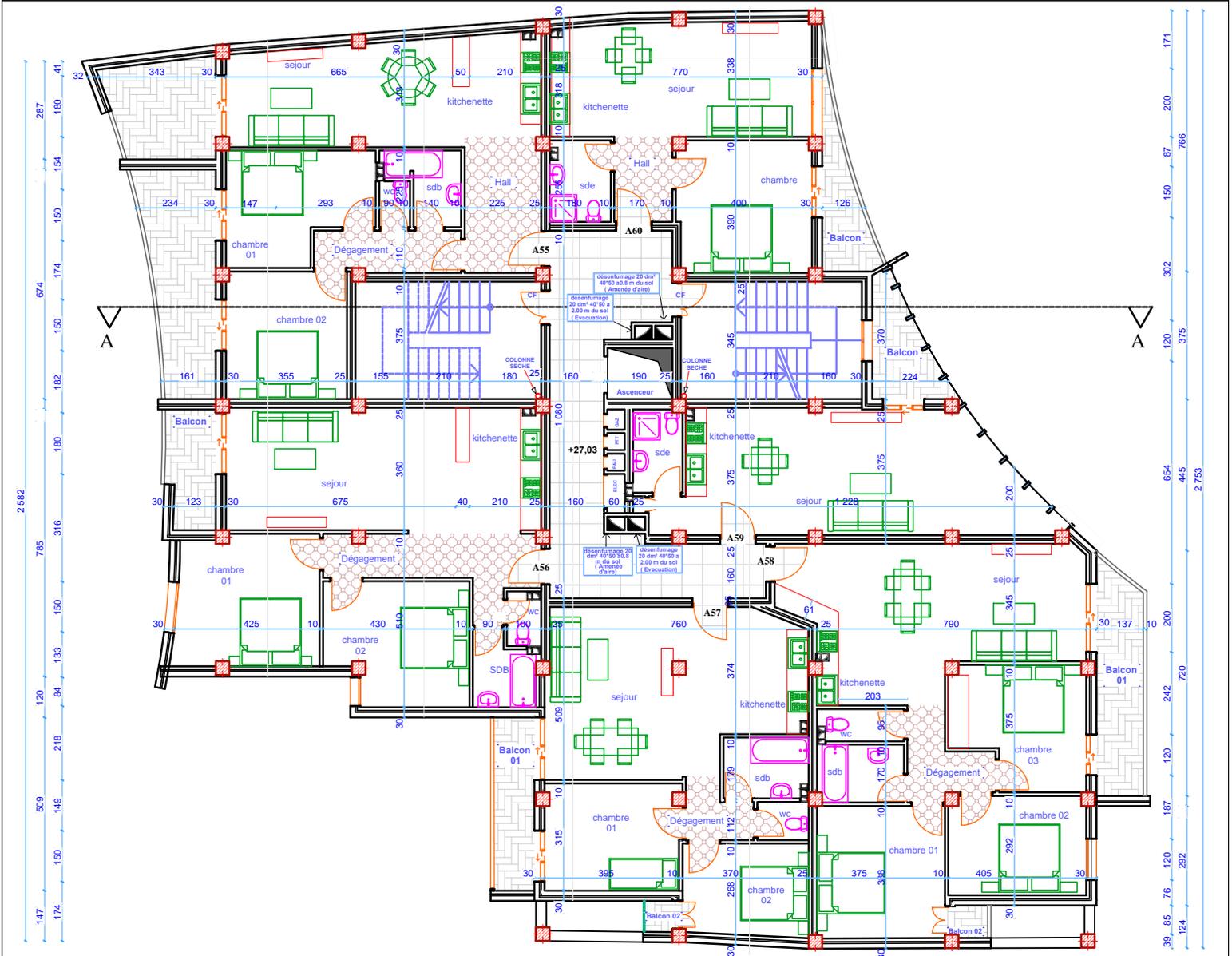




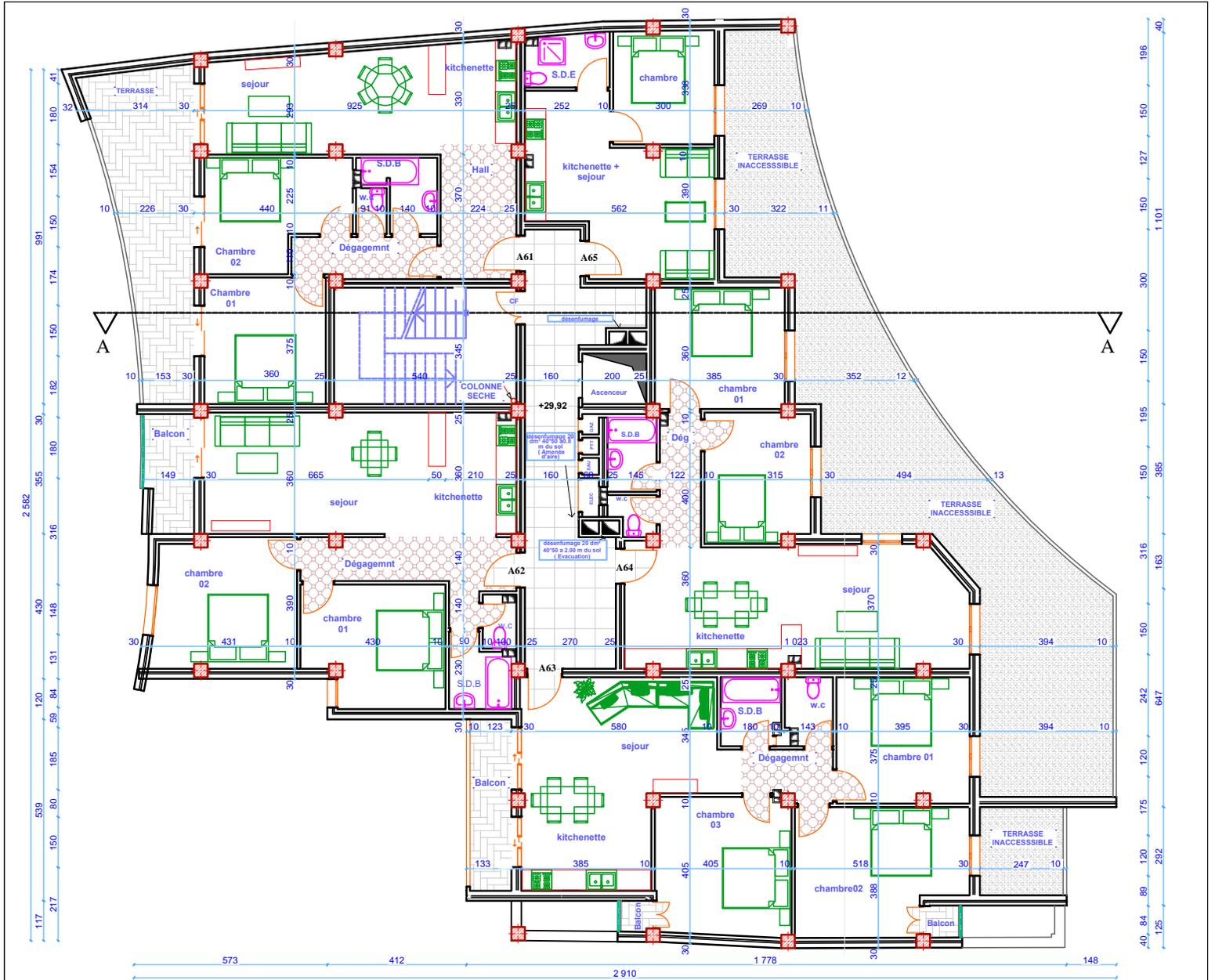


**Plan 1<sup>er</sup> Etage Ech: 1/100**

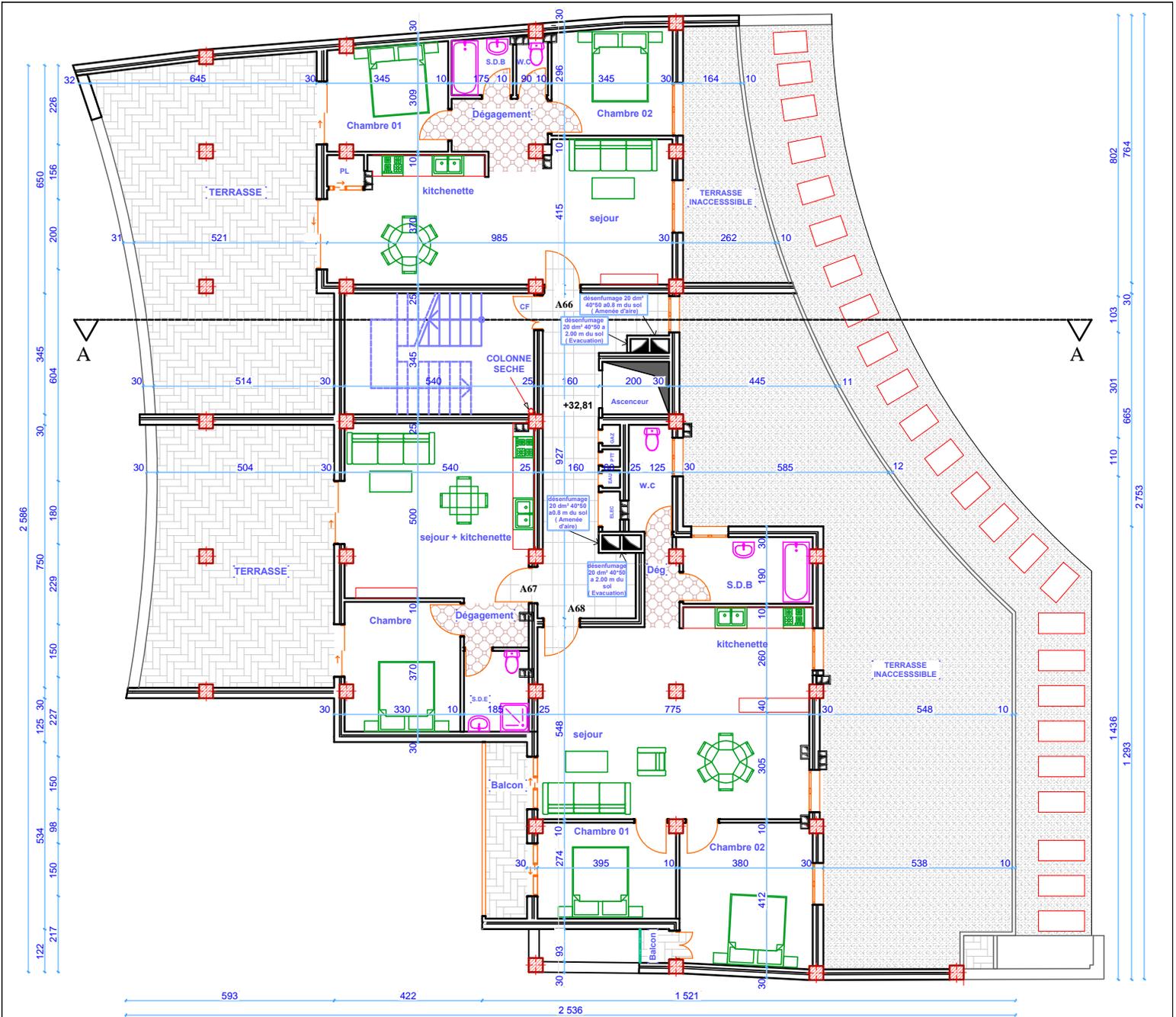




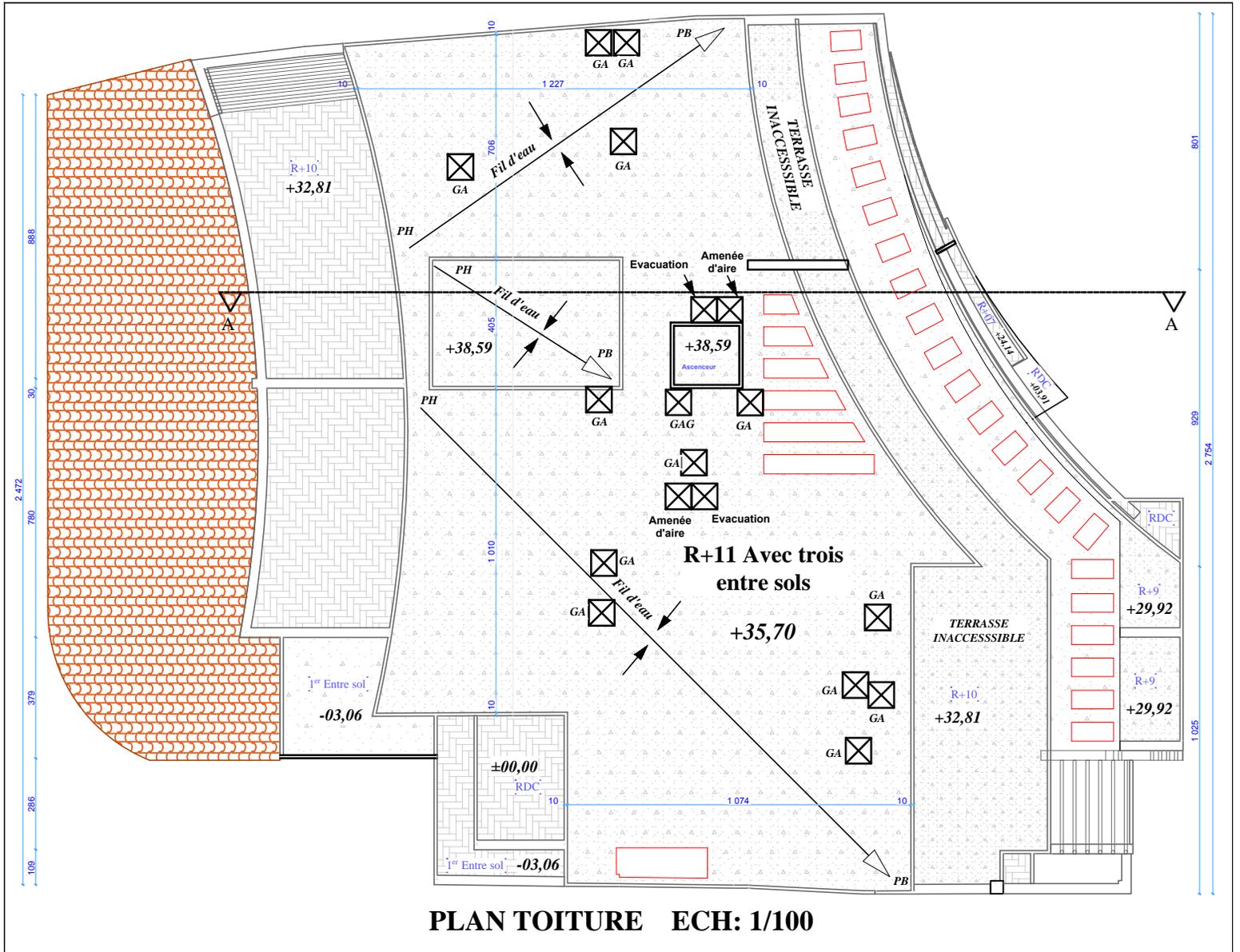
**PLAN ETAGE 09 ECH: 1/100**



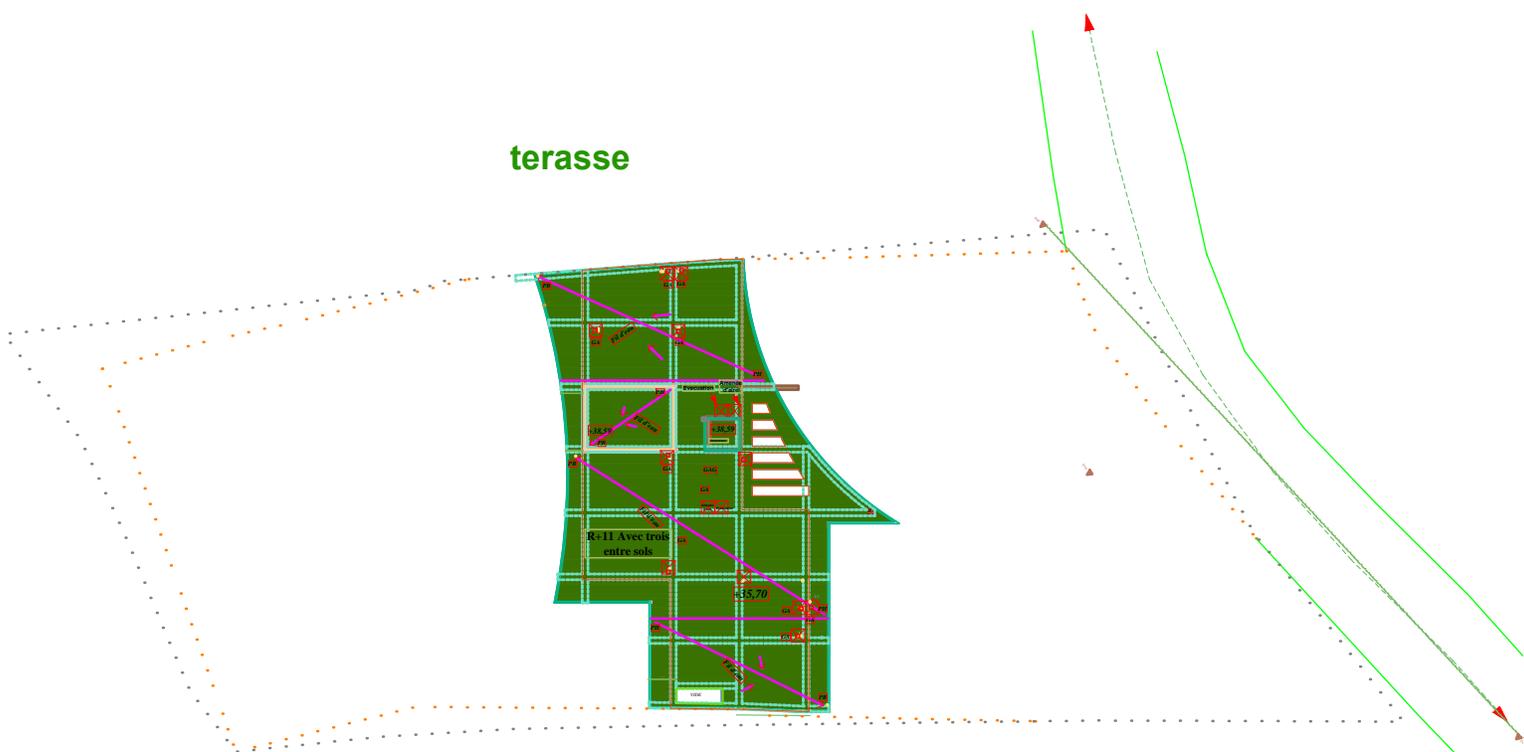
**PLAN ETAGE 10 ECH: 1/100**



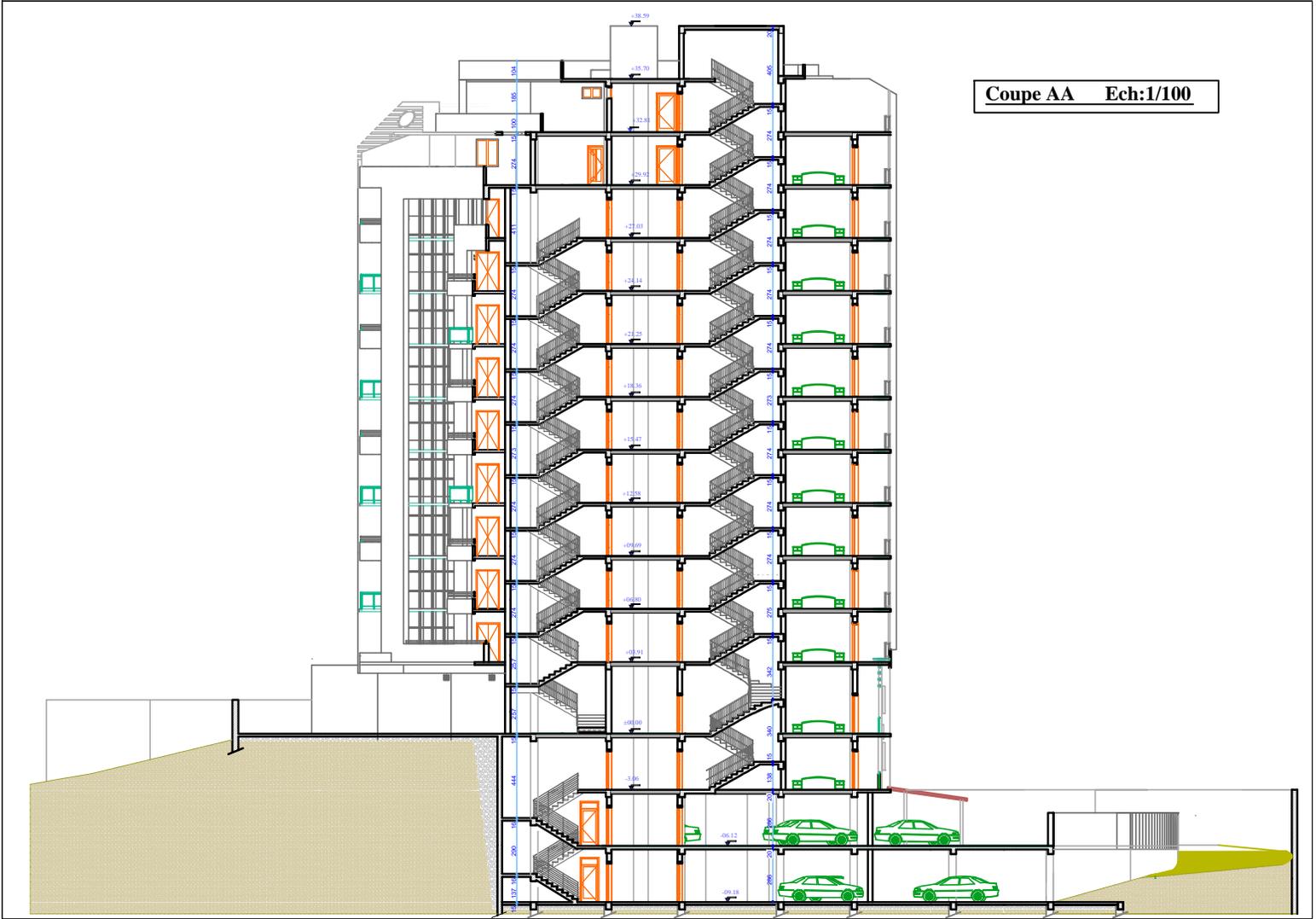
**PLAN ETAGE 11 ECH: 1/100**



terasse



426m<sup>2</sup>



Coupe AA Ech:1/100